

**INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA**

**Área Departamental de Engenharia Civil**



# **ACOMPANHAMENTO DO REFORÇO DE POTÊNCIA SALAMONDE II**

**RUI FILIPE RODRIGUES GOES FERREIRA**  
(Licenciado em Engenharia Civil)

Trabalho Final de Mestrado para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil  
Especialização em Hidráulica

**Orientadores:**

Mestre, Alexandre Almeida Mendes Borga  
Licenciado, Pedro Miguel Ribeiro Calhamar Soares

**Juri:**

Presidente: Doutor, João Alfredo Ferreira dos Santos  
Vogais: Mestre, Sandra Maria Mendes de Carvalho Martins  
Mestre, Alexandre Almeida Mendes Borga  
Licenciado, Pedro Miguel Ribeiro Calhamar Soares

JANEIRO DE 2013



Aos meus Pais, Família e Amigos.

*“Não tentes ser bem-sucedido, tenta antes ser um homem de valor.”*

Albert Einstein



## AGRADECIMENTOS

Antes de mais, gostaria de agradecer aos membros da Contrusalamonde A.C.E., nomeadamente aos Exmos. Engenheiros Rosa Saraiva e Pedro Soares, Diretor de Centro de Produção e Diretor de Obra, respetivamente, ambos pertencentes à Teixeira Duarte, S.A. por terem viabilizado a oportunidade única de me integrar numa equipa de trabalho constituída por excelentes profissionais.

Aos Exmos. Engenheiros Pedro Soares e José Cupertino, companheiros de casa, os meus mais sinceros agradecimentos por todo o apoio, companhia e longas horas de conversa.

Ao Exmo. Engenheiro Pedro Fernandes, meu amigo, por toda a disponibilidade, camaradagem e momentos de descontração.

Ao Exmo. Engenheiro Marco Januário, companheiro de escritório, por toda a paciência, disponibilidade e orientações, facilitando imenso a minha integração tanto no grupo de trabalho como no conhecimento da empreitada.

Aos Exmos. Engenheiros Francisco Romãozinho e Rui Conde por toda a disponibilidade e paciência, durante o período de estágio e por todo o posterior auxílio dado, contribuindo muito para execução deste trabalho final de mestrado.

Ao Exmo. Senhor Rui Pinto, encarregado de primeira, por toda a disponibilidade, paciência, longas horas de conversa e por ter partilhado comigo a sua vasta experiência no terreno, o meu muito obrigado.

Ao Exmo. Senhor João Gomes, desenhador orçamentista, por toda a disponibilidade e apoio prestado, muito obrigado.

Ao Exmo. Senhor Engenheiro Bettencourt Ribeiro, do núcleo de betões do LNEC, pela disponibilidade e informações disponibilizadas, muito obrigado.

Agradeço ainda aos Exmos. Engenheiros Nuno Lorga, João Quintela, Álvaro Inácio, Ana Fortunato, Manuel Capinha, Ricardo Leitão e ao Exmo. Senhor Marco Simões, técnico de qualidade, que sempre se mostraram disponíveis para me elucidarem sobre as variadas temáticas da empreitada e me foram fornecendo as informações que fui solicitando ao longo

deste período de estágio, bem como a adequada orientação e debates sobre os temas abordados no trabalho e respetiva aplicação prática dos mesmos, o meu mais sincero agradecimento.

Agradeço ao corpo docente do Instituto Superior de Engenharia, que contribuiu para a minha formação profissional. Em particular, agradeço ao Exmo. Engenheiro Alexandre Borga, que me orientou neste trabalho.

A todos os meus colegas de faculdade, por tornarem os dias mais prazerosos, as aulas mais divertidas e auxílio, muito obrigado. Sem vocês tudo seria mais difícil.

À minha colega e amiga Daniela Lopes, por todo o apoio na estruturação deste documento, muito obrigado.

A todos os meus amigos e companheiros de longa data, por todos os momentos partilhados, muitíssimo obrigado. É bom saber que posso contar convosco mesmo à distância.

Aos meus tios Petit e Nuno Vidigal agradeço por todo o apoio e disponibilidade ao longo destes anos longe de casa.

À minha tia Teresa Fernandes pela verificação da tradução para Inglês do Resumo, muito obrigado.

À minha família, em especial aos meus pais e irmã agradeço todo o apoio, compreensão e sacrifício, mesmo que por vezes não fosse totalmente merecido e por me terem proporcionado sempre as melhores condições para o meu sucesso académico.

## RESUMO

Tendo Portugal objetivos cada vez mais ambiciosos na utilização de energias renováveis, aliados às condicionantes socioeconómicas e ambientais existentes que têm dificultado a realização de novos investimentos em novos aproveitamentos, a EDP Gestão de Produção de Energia realizou estudos onde verificou que a realização de reforços de potência seria uma forma bastante atrativa de ultrapassar essas dificuldades e ao mesmo tempo responder às solicitações energéticas atuais. É neste âmbito que se insere o Reforço de Potência de Salamonde, Salamonde II.

Este trabalho foi elaborado na sequência de um estágio realizado para elaboração do trabalho final de Mestrado em Engenharia Civil do ISEL, na área de especialização de Hidráulica, e tem como objetivo relacionar o conhecimento académico com os aspetos práticos do exercício profissional na área de construção dos órgãos e equipamentos de uma barragem.

O conteúdo deste trabalho é composto pelos seguintes temas: i) um breve enquadramento da obra e definição dos objetivos do projeto, bem como uma descrição das características e processos construtivos utilizados nos diferentes órgãos do circuito hidráulico; ii) demonstração analítica das opções construtivas tomadas na execução do desvio provisório do Rio Mau, concluindo-se que este estava bem dimensionado; iii) estudo das precipitações máximas diárias, recorrendo à Lei de Gumbel, durante o período de estiagem, com o intuito de se estimar o caudal máximo que irá escoar no Rio Mau durante a execução do seu desvio definitivo, verificando que este ocorrerá no mês de setembro; iv) acompanhamento dos trabalhos de execução da ensecadeira de jusante recorrendo, em parte, a uma nova metodologia de betonagem, o BPCA (Betão com Prévia Colocação de Agregado) e também uma análise comparativa dos custos unitários dos diferentes processos construtivos utilizados, onde se evidenciou que esta técnica inovadora tem potencial, mas ainda carece de automatização de processos.

**Palavras-Chave:** EDP, Reforço de Potência, Precipitações Máximas, Lei de Gumbel, Caudal Máximo, BPCA.



## ABSTRACT

Having Portugal increasingly ambitious goals in renewable energy, combined with existing environmental and socioeconomic constraints that have hindered new investment in new exploitations, EDP Energy Production Management conducted studies which found that the achievement of power reinforcements would be a very attractive way to overcome these difficulties and at the same time respond to current energy demands. It is in this context that fits the Power Reinforcement of Salamonde, Salamonde II.

This work was prepared following a stage for preparation of the final Master's in Civil Engineering from ISEL, in the area of specialization of Hydraulics, and aims to relate academic knowledge with practical aspects of professional practice in the area of construction equipment and organs of a dam.

The content of this paper includes the following topics: i) a brief definition and framework of the work and project objectives, as well as a description of the features and construction methods used in the different organs of the hydraulic circuit, ii) demonstration of the constructive choices made in the execution of temporary deviation of the Rio Mau, concluding that it was well designed; iii) study of the maximum daily rainfall, using the Gumbel Law, during the dry season, in order to estimate the maximum flowrate that will flow on the Rio Mau during the execution of definitive deviation, noting that this will occur in September; iv) monitoring the implementation of the downstream cofferdam, resorting in part to a new method of concreting, the BPCA (Concrete with prior placement of aggregate) and also an comparative analysis of unit costs from the different construction processes used, which showed that this innovative technique has potential, but still lacks automation of processes.

**Keywords:** EDP, Power Reinforcement, Maximum Precipitation, Gumbel Law, Maximum Flow, BPCA.



# CONTEÚDO

<b>1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
<b>2. A EMPREITADA .....</b>	<b>3</b>
2.1. O A.C.E. ....	3
2.2. Enquadramento.....	3
2.2.1. Introdução .....	3
2.2.2. Sistema do Rio Cávado, Rabagão e Homem .....	5
2.2.3. Aproveitamento Hidroeléctrico de Salamonde .....	7
2.3. Objectivos e Justificação do Projeto.....	9
2.4. Reforço de Potência.....	13
2.4.1. Concepção Geral.....	13
2.4.2. Circuito Hidraulico .....	17
2.4.3. Central .....	32
2.4.4. Túneis de Acesso e de Ataque .....	35
<b>3. ATIVIDADES DESENVOLVIDAS.....</b>	<b>37</b>
3.1. Desvio Provisório do Rio Mau .....	37
3.1.1. Enquadramento .....	37
3.1.2. Elaboração da Nota Técnica 27 .....	38
3.1.3. Precipitação Máxima Diária Mensal.....	43
3.2. Ensecadeira de Jusante .....	53
3.2.1. Enquadramento .....	53
3.2.2. Acompanhamento dos Trabalhos Desenvolvidos .....	59
3.2.3. Avaliação de Custos: BPCA vs BC .....	87
<b>4. CONCLUSÃO .....</b>	<b>97</b>
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>99</b>
<b>ANEXOS .....</b>	<b>101</b>
Anexo A: Nota Técnica 27	
Anexo B: Perfis Transversais (Desvio Provisório do Rio Mau)	
Anexo C: Planta da Bacia Hidrográfica do Rio Mau	
Anexo D: Levantamento Topo-Hidrográfico, Jusante da Ensecadeira – Planta e Perfis Transversais	
Anexo E: Ensecadeira de Jusante – Pré-Corte, Levantamento Topo-Hidrográfico, Planta e Perfis Transversais	
Anexo F: Alçado da Ensecadeira	
Anexo G: Perfis Transversais da Ensecadeira	
Anexo H: Equipamentos Afetos à Atividade Betonagem	
Anexo I: Mão-De-Obra Afeta à Actividade Betonagem	



## ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 2.1 – ESQUEMA GERAL DO SISTEMA CÁVADO-RABAGÃO-HOMEM, .....	5
FIGURA 2.2 – ESQUEMA GERAL DO SISTEMA CÁVADO-RABAGÃO-HOMEM. ....	6
FIGURA 2.3 – BARRAGEM DE SALAMONDE. ....	7
FIGURA 2.4 – IMPLANTAÇÃO GERAL DOS APROVEITAMENTOS ENERGÉTICO DE SALAMONDE E SALAMONDE II. ....	13
FIGURA 2.5 – PERFIL LONGITUDINAL DO APROVEITAMENTO SALAMONDE II. ....	1
FIGURA 2.6 – PLANTA E PERFIL LONGITUDINAL DO CIRCUITO HIDRÁULICO DE SALAMONDE II. ....	18
FIGURA 2.7 – PLANTA GERAL DA TOMADA DE ÁGUA. ....	20
FIGURA 2.8 – CORTE LONGITUDINAL DA TOMADA DE ÁGUA. ....	21
FIGURA 2.9 – TOMADA DE ÁGUA. ....	22
FIGURA 2.10 – PERFIL LONGITUDINAL DA ADUÇÃO. ....	23
FIGURA 2.11 – RAISE-BORING. ....	24
FIGURA 2.12 – LIMPEZA DE ESCOMBRO NO TRECHO VERTICAL DE ADUÇÃO. ....	25
FIGURA 2.13 – PERFIL LONGITUDINAL DA RESTITUIÇÃO A JUSANTE DA CENTRAL. ....	26
FIGURA 2.14 – PERFIL LONGITUDINAL DA CHAMINÉ DE EQUILÍBRIO. ....	28
FIGURA 2.15 – PLANTA DA RESTITUIÇÃO .....	30
FIGURA 2.16 – PERFIL LONGITUDINAL DA RESTITUIÇÃO. ....	30
FIGURA 2.17 – PLANTA DO PISO PRINCIPAL DA CENTRAL .....	33
FIGURA 2.18 – CORTE LONGITUDINAL DA CAVERNA PELO EIXO DO GRUPO GERADOR .....	33
FIGURA 2.19 – CORTE TRANSVERSAL DA CAVERNA PELO EIXO DO GRUPO. ....	34
FIGURA 2.20 – TUNEIS DE ACESSO E DE ATAQUE .....	35
FIGURA 3.1 – ESCOMBREIRA E DESVIO DO RIO MAU .....	38
FIGURA 3.2 – VISTA GERAL DA ESCOMBREIRA .....	39
FIGURA 3.3 – CANAL DE DESVIO DO RIO MAU .....	39
FIGURA 3.4 – PERFIL TRANSVERSAL TIPO .....	40
FIGURA 3.5 – CASCATA A JUSANTE DAS MANILHAS .....	40
FIGURA 3.6 – CURVA DE CAPACIDADE DE TRANSPORTE NUMA SECÇÃO CIRCULAR. ....	42
FIGURA 3.7 – PLANTA DA BACIA HIDROGRÁFICA DO RIO MAU. ....	47
FIGURA 3.8 – MAPA DE ISOLINHAS DOS VALORES MÁXIMOS DA PRECIPITAÇÃO EM 60 MIN EXPRESSOS EM PORCENTAGEM DOS VALORES EM 24 H. ....	50
FIGURA 3.9 – PLANTA DO CANAL DE RESTITUIÇÃO. ....	53
FIGURA 3.10 – INSTALAÇÃO DAS BOMBAS DE DERIVAÇÃO .....	54
FIGURA 3.11 – SECÇÃO TIPO DA ENSECADEIRA DE JUSANTE DA ZONA COM ALTURA MÁXIMA. ....	55
FIGURA 3.12 – ARGAMASSA PARA BPCA .....	56
FIGURA 3.13 – AGREGADO GROSSO PARA BPCA .....	57

FIGURA 3.14 – BATELÃO MODULAR .....	60
FIGURA 3.15 – EQUIPAMENTO PARA PERFURAÇÃO SUBMERSA .....	62
FIGURA 3.16 – COLOCAÇÃO DA BARRENA E PERFURAÇÃO SUBAQUÁTICA. ....	63
FIGURA 3.17 – PREPARAÇÃO DA PLATAFORMA DE TRABALHOS.....	64
FIGURA 3.18 – PLATAFORMA DE TRABALHOS ANTES E DURANTE A ABERTURA DAS COMPORTAS.....	65
FIGURA 3.19 – REMOÇÃO DE ESCOMBRO DO CANAL DA RESTITUIÇÃO.....	65
FIGURA 3.20 – PLANTA DA MALHA DE PRÉ-CORTE DA ENSECADEIRA.....	66
FIGURA 3.21 – PERFURAÇÃO MECÂNICA E COLOCAÇÃO MANUAL DOS EXPLOSIVOS.....	67
FIGURA 3.22 – BRITAGEM DE AGREGADO PARA BPCA.....	68
FIGURA 3.23 – CENTRAL DE LAVAGEM E CRIVAGEM DE AGREGADO PARA BPCA. ....	69
FIGURA 3.24 – SISTEMA DE ALIMENTAÇÃO DA CENTRAL DE LAVAGEM. ....	69
FIGURA 3.25 – TRABALHOS DE LIMPEZA DA ROCHA DE FUNDAÇÃO. ....	70
FIGURA 3.26 – LÂMINA DE ESTANQUEIDADE COM 32CM DE LARGURA.....	70
FIGURA 3.27 – ROÇO E LÂMINA DE PVC. ....	71
FIGURA 3.28 – CENTRAL DE BETÃO.....	74
FIGURA 3.29 – APLICAÇÃO DO BETÃO COM RECURSO A TELEBELT .....	74
FIGURA 3.30 – VIBRAÇÃO DO BETÃO.....	75
FIGURA 3.31 – ISOLAMENTO DAS JUNTAS VERTICAIS DAS COFRAGENS.....	76
FIGURA 3.32 – BRITAGEM DO MATERIAL ROCHOSO RETIRADO DO RIO .....	77
FIGURA 3.33 – COLOCAÇÃO DO AGREGADO GROSSO NA ESTRUTURA DE ENTRADA DA CENTRAL DE LAVAGEM .....	77
FIGURA 3.34 – PROCESSO DE LAVAGEM E CRIVAGEM DO AGREGADO.....	77
FIGURA 3.35 – COLOCAÇÃO DO AGREGADO NOS BLOCOS .....	78
FIGURA 3.36 – ESPALHAMENTO GERAL DOS AGREGADOS .....	78
FIGURA 3.37 – COLOCAÇÃO DO DEPÓSITO E DAS MANGUEIRAS DE DISTRIBUIÇÃO. ....	79
FIGURA 3.38 – GEOTÊXTIL SOBRE A CAMADA DE AGREGADO.....	79
FIGURA 3.39 – BOMBEAMENTO DA ARGAMASSA.....	80
FIGURA 3.40 – APLICAÇÃO DA ARGAMASSA. ....	80
FIGURA 3.41 – FIM DA APLICAÇÃO DA ARGAMASSA.....	81
FIGURA 3.42 – ENTUPIIMENTO DE MANILHA. ....	82
FIGURA 3.43 – BETONAGEM DO SOCO.....	83
FIGURA 3.44 – NEGATIVO NO CORPO DA ENSECADEIRA. ....	83
FIGURA 3.45 – OPERAÇÃO DE ESTANCAGEM DE FUGA DE ARGAMASSA.....	86
FIGURA 3.46 – FINALIZAÇÃO DOS TRABALHOS NA ENSECADEIRA DE JUSANTE.....	86

## ÍNDICE DE QUADROS

QUADRO 2.1 – LISTA DE REFORÇOS DE POTENCIA.....	4
QUADRO 3.1 – PRECIPITAÇÕES MÁXIMAS DIÁRIAS DOS MESES EM ESTUDO.....	44
QUADRO 3.2 – PRECIPITAÇÕES MÁXIMAS DIÁRIAS PARA OS MESES EM ESTUDO. ....	46
QUADRO 3.3 – TEMPO DE CONCENTRAÇÃO DA BACIA HIDROGRÁFICA EM ESTUDO. ....	48
QUADRO 3.4 – VALORES DO COEFICIENTE C DA FÓRMULA RACIONAL.....	49
QUADRO 3.5 – RELAÇÃO ENTRE VALORES DA PRECIPITAÇÃO EM N E EM 60 MIN.....	51
QUADRO 3.6 – CONDICIONAMENTOS NA ALBUFEIRA DA BARRAGEM DA CANIÇADA .....	60
QUADRO 3.7 – PARCELA DAS COTAS DO LEITO ROCHOSO (CLR) E DO CANAL DE PROJETO (CP)61	
QUADRO 3.8 – DETERMINAÇÃO DA MALHA DE PRÉ-CORTE.....	67
QUADRO 3.9 – PLANO DE BETONAGENS DA ENSECADEIRA DE JUSANTE.....	72
QUADRO 3.10 – RENDIMENTOS DAS ATIVIDADES AFETAS ÀS BETONAGENS.....	84



## LISTA DE ABREVIATURAS

A.C.E.	Agrupamento Complementar de Empresas
BC	Betão Convencional
BPCA	Betão com Prévia Colocação de Agregado
CLR	Cota do Leito Rochoso
CP	Cota de Projeto
DIA	Declaração de Impacte Ambiental
DQA	Diretiva Quadro da Água
EDP	Eletricidade de Portugal
EIA	Estudo de Impacte Ambiental
Lean	Levar a Empresa ao Mais Alto Nível
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
NPA	Nível de Pleno Armazenamento
NMC	Nível de Máxima Cheia
Nme	Nível de Mínimo de Exploração
PVC	Polyvinyl Chloride (Policloreto de Vinila)
RNT	Rede Nacional de Transporte
S.C.	Sobre Consumo



## SIMBOLOGIA

a, n	Coefficientes
A	Área da Secção Transversal; Área da Bacia Hidrográfica
C	Coefficiente de Escoamento
D	Diâmetro
E	Energia Específica
F(x)	Função de Distribuição
h	Altura de Escoamento
i	Inclinação Média
$i_c$	Intensidade Crítica de Precipitação
J	Declive Médio do Curso de Água
k	Fator de Probabilidade
$K_s$	Coefficiente de Rugosidade de Manning-Strickler
L	Comprimento da Linha de Água Principal
P	Precipitação
$P_H$	Perímetro Molhado
$P_{total}$	Precipitação Total
$P_{útil}$	Precipitação Útil
$P_{30}$	Precipitação Máxima com uma Duração de 30 min.
$P_{60}$	Precipitação Máxima com uma Duração de 60 min.
Q	Caudal
$Q_p$	Caudal de Ponta
$R_h$	Raio Hidráulico
$s'$	Desvio Padrão
T	Período de Retorno
$t_c$	Tempo de Concentração

$U$	Velocidade de Escoamento
$Z_{\text{máx.}}$	Cota Máxima do Curso de Água
$Z_{\text{min.}}$	Cota Mínima do Curso de Água
$\bar{x}$	Média
$\theta$	Ângulo ao Centro da Superfície Livre

## 1. INTRODUÇÃO

O presente Relatório de Estágio enquadra-se no âmbito do Trabalho Final de Mestrado do curso de Engenharia Civil, na área de especialização de Hidráulica do Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, e foi desenvolvido na empresa Construsalamonde, A.C.E., sob a orientação do Engenheiro Alexandre Mendes Borga, Professor Adjunto da Área Departamental de Engenharia Civil e do Engenheiro Pedro Miguel Ribeiro Calhamar Soares, Diretor da Empreitada.

A sua realização debruçou-se sobre o reforço de potência do aproveitamento hidroelétrico de Salamonde, freguesia do conselho de Vieira do Minho, distrito de Braga e que integra a bacia hidrográfica do Rio Cávado. Teve uma duração de quatro meses, iniciando-se a 5 de Março e terminando a 6 de Julho de 2012.

A opção pelo estágio para a conclusão do Mestrado do curso de Engenharia Civil, na área de especialização de Hidráulica, deveu-se à oportunidade de relacionar o conhecimento académico com os aspetos práticos do exercício profissional na área de construção dos órgãos e equipamentos de uma barragem, procurando responder aos seguintes objetivos:

- Compreender as diversas fases de construção previstas no projeto de execução;
- Adquirir capacidade de identificar incompatibilidades no projeto face à realidade da obra e de justificar as soluções adotadas;
- Aperfeiçoar o sentido crítico;
- Promover a capacidade de adaptação ao trabalho de equipa multidisciplinar;
- Compreender e aplicar a ética e responsabilidade profissional.

Este relatório é constituído por dois grandes capítulos. No primeiro capítulo será feito um breve enquadramento da obra e definição dos objetivos do projeto, bem como uma descrição das características e processos construtivos utilizados nos diferentes órgãos do circuito hidráulico. De seguida, o segundo capítulo irá dedicar-se à descrição e explicitação de algumas atividades, as mais relevantes, realizadas no âmbito do acompanhamento da obra. Este último capítulo está dividido em três subcapítulos em que se descreve a execução de uma nota técnica, com o intuito de justificar ao Dono de Obra as opções tomadas pelo A.C.E. no desvio provisório do Rio Mau; o estudo das precipitações máximas diárias durante o período

de estiagem, tendo como objetivo estimar os caudais máximos que iriam escoar no Rio Mau durante o período de execução do desvio definitivo deste; e o acompanhamento dos trabalhos de execução da ensecadeira de jusante recorrendo a uma nova metodologia de betonagem, o BPCA (Betão com Prévia Colocação de Agregado).

Por fim, numa breve conclusão, procura-se dar resposta aos objetivos inicialmente propostos, como também, esclarecer de que forma é que a realização deste trabalho contribuiu para o desenvolvimento de competências pessoais e profissionais e as suas implicações para o futuro.

## 2. A EMPREITADA

### 2.1. O A.C.E.

O CONSTRUSALAMONDE, A.C.E. é um agrupamento complementar de empresas constituída pela Teixeira Duarte, S.A., pela EPOS, S.A. e pela Seth, criado no âmbito da empreitada de reforço da potência do aproveitamento hidroelétrico de Salamonde - Salamonde II.

### 2.2. ENQUADRAMENTO

Este capítulo foi redigido utilizando como base de apoio a memória descritiva da Empreitada, Reforço de Potência do Aproveitamento Hidroelétrico de Salamonde – Salamonde II.

#### 2.2.1. INTRODUÇÃO

Após estudos efetuados pela EDP Gestão de Produção de Energia em 2007, no âmbito da revisão do inventário de recursos hidroelétricos em Portugal, com o intuito de analisar possíveis reforços de potência, concluiu-se que esta seria uma forma bastante atrativa de ultrapassar as dificuldades de realizar investimentos em novos aproveitamentos, devido a condicionantes ambientais, e ao mesmo tempo responder às solicitações energéticas, as quais têm vindo a aumentar exponencialmente ao longo dos anos.

As novas realidades do mercado, que introduzem uma valorização acrescida às energias de ponta, constituem um incentivo para a realização destes investimentos, anteriormente só justificáveis pelos descarregamentos evitados, o que não era argumento suficiente para a viabilização de todos os reforços.

Mesmo tendo sido lançados novos investimentos em centros produtores hidroelétricos, com o lançamento do Plano de Barragens de Elevado Potencial Hidroelétrico, continua a fazer sentido para a EDP o investimento em reforços, atendendo aos objetivos cada vez mais ambiciosos do país na utilização de energias renováveis, objetivos esses igualmente partilhados pela EDP (Quadro 2.1).

O aumento da produção energética por via eólica conduziu a um aumento do interesse nestes reforços de potência, agora com equipamentos reversíveis que permitem o aproveitamento do excesso de produção eólica em horas de menor consumo.

Também os novos contratos de concessão para os aproveitamentos hidroelétricos de maior importância do parque da EDP, assinados em 2008 com prazos mais alargados, introduziram mais um fator de valorização dos reforços ao contemplarem no seu clausulado a possibilidade de realização de investimentos em reforços de potência desde que devidamente autorizados. A realização destes investimentos nestas condições atribui à concessionária o direito de extensão do prazo de concessão, associada à potência a instalar, conforme está previsto na Lei da Água e nos diplomas que a complementam.

	Início de construção	Entrada em serviço	Potência a instalar
<b>Picote II</b> concluído	2007	2011	246 MW
<b>Bemposta II</b> concluído	2008	2011	191 MW
<b>Alqueva II</b> em construção	2008	2012	256 MW
<b>Venda Nova III</b> em construção	2009	2015	746 MW
<b>Salamonde II</b> em construção	2010	2015	207 MW
<b>Paradela II</b>	-	-	318 MW

Quadro 2.1 – Lista de Reforços de Potencia, (EDP.pt).

## 2.2.2. SISTEMA DO RIO CÁVADO, RABAGÃO E HOMEM

O Sistema Hidroelétrico Cávado - Rabagão - Homem é constituído pelos escalões Alto Rabagão (o qual beneficia também de uma derivação de afluências feita a partir do rio Cávado, da barragem do Alto Cávado), Paradela / Vila Nova, Venda Nova / Vila Nova, Venda Nova / Frades (Venda Nova II), Salamonde, Caniçada, Vilarinho das Furnas, todos explorados pela Direção de Produção Hidráulica da EDP Produção.

Nas Figuras 2.1 e 2.2 apresenta-se a configuração geral do sistema até ao aproveitamento da Caniçada.

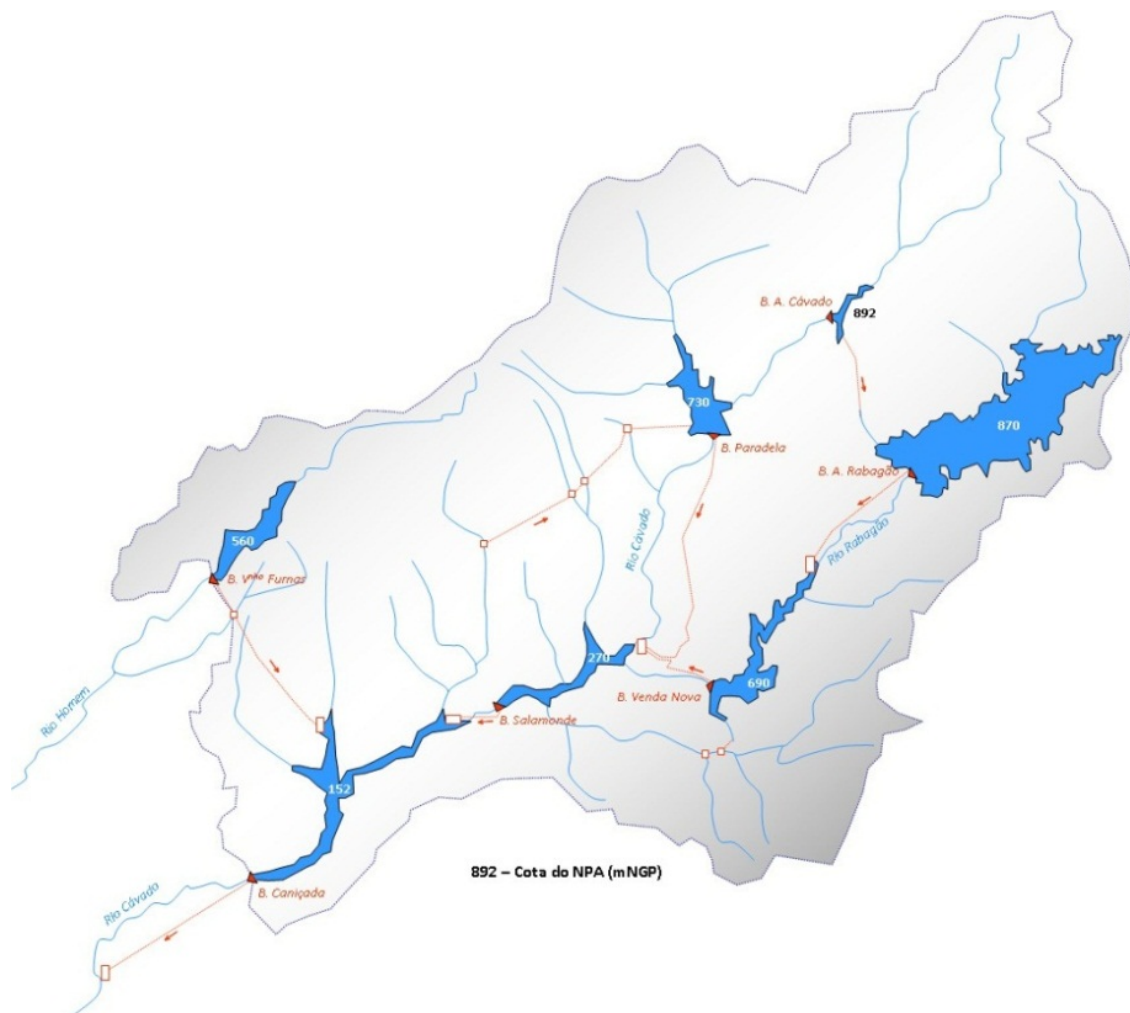


Figura 2.1 – Esquema Geral do Sistema Cávado-Rabagão-HOMEM, (EDP, 2010)

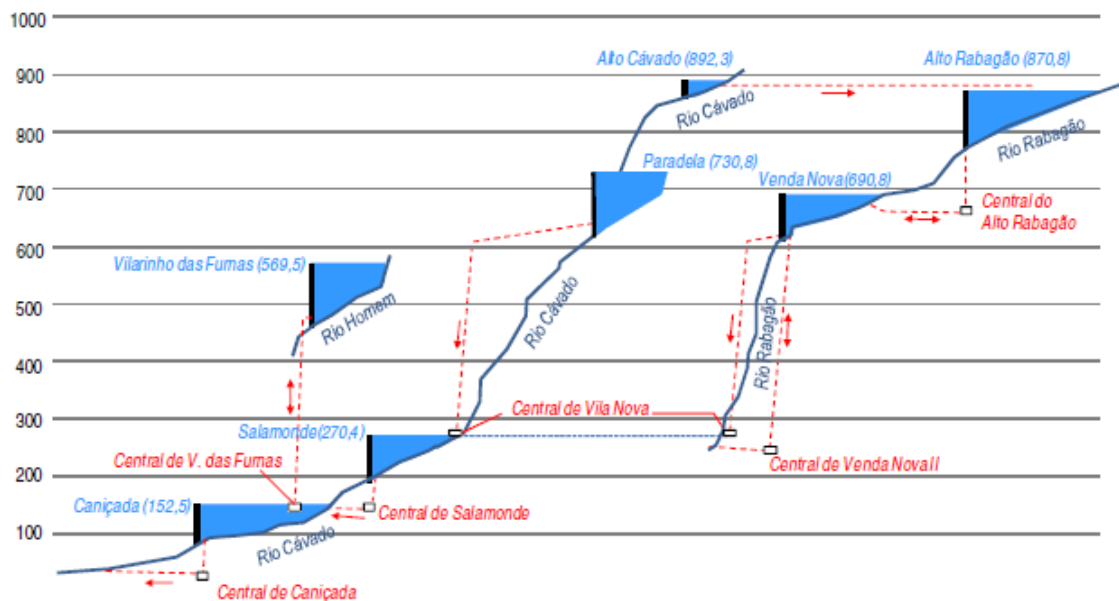


Figura 2.2 – Esquema Geral do Sistema Cávado-Rabagão-Homem, (EDP, 2010).

As importantes disponibilidades hídricas da região associadas ao seu alto nível de pluviosidade (o mais elevado do País), potenciadas pela existência de significativa capacidade de regularização de aflúências (albufeiras do Alto Rabagão e Venda Nova) e ainda a possibilidade de tirar partido das quedas proporcionadas pelos empreendimentos existentes, motivaram, desde a década de 1970, o interesse em estudar reforços da potência hidroelétrica nos locais dos empreendimentos já construídos.

A maior parte dos recursos hidroenergéticos disponíveis na bacia do rio Cávado já se encontram aproveitados, não estando previsto a construção de novos aproveitamentos hidroelétricos. No entanto, o tempo de vida já relativamente longo de vários centros produtores em exploração e a evolução dos critérios de dimensionamento em potência, entretanto verificada neste tipo de centrais, tem vindo a despertar o interesse em continuar a estudar e a construir reforços da potência em alguns dos escalões.

Com este objetivo entrou em serviço industrial em 2005 o reforço de potência do aproveitamento de Venda Nova II, Frades, sendo que em 2009 iniciaram a construção do reforço de potência de Venda Nova III, onde procuraram essencialmente otimizar a instalação de equipamentos reversíveis utilizando as albufeiras já existentes (Venda Nova e Salamonde), permitindo assim tirar partido de alguns descarregamentos efetuados durante as épocas mais húmidas.

O conjunto das albufeiras que alimentam as centrais do sistema tem uma elevada capacidade de armazenamento, aproximadamente 1100 hm<sup>3</sup>, equivalente a 1640 GWh, dos quais 64% correspondem à albufeira do Alto Rabagão. A queda bruta total, entre o nível de retenção da albufeira do Alto Rabagão e a restituição do circuito hidráulico da Caniçada, é de cerca de 840 m.

### 2.2.3. APROVEITAMENTO HIDROELÉCTRICO DE SALAMONDE

A barragem de Salamonde entrou em serviço em 1953, sendo esta uma barragem de abóbada com 75 m de altura e coroamento à cota (271,00), (Figura 2.3).



Figura 2.3 – Barragem de Salamonde, (Contrusalamonde, 2012).

A albufeira criada pela barragem de Salamonde é uma albufeira limitada em termos de área e de capacidade de armazenamento. No NPA, à cota (270,36), a albufeira cobre uma área de 2,4 km<sup>2</sup> e tem uma capacidade total de armazenamento de 65 hm<sup>3</sup>. No entanto, para a amplitude de 9,8 m correspondente à variação da cota da albufeira em exploração normal, a capacidade útil de armazenamento é de apenas 20 hm<sup>3</sup>.

Para além da barragem, o existente escalão de Salamonde inclui um circuito hidráulico subterrâneo, estando a tomada de água na margem esquerda do rio Cávado, na albufeira de Salamonde, e a restituição na margem direita do mesmo rio, permitindo aproveitar uma queda geométrica variável entre 108 e 129 m o que corresponde a uma média de cerca de 118 m.

A atual central de Salamonde, em caverna, localiza-se a montante do circuito hidráulico na margem esquerda do rio Cávado. Encontra-se equipada com dois grupos geradores do tipo Francis, com potência nominal unitária de 21 MW (25 MVA) e um caudal nominal unitário de 21 m<sup>3</sup>/s. O caudal turbinado é restituído ao Cávado por uma galeria com cerca de 2 km de comprimento e 30 m<sup>2</sup> de secção. De acordo com os estudos realizados para o presente projeto, estima-se na situação atual uma produtividade próxima de 200 GWh/ano.

A área total de bacia dominada pela albufeira de Salamonde é de aproximadamente 640 km<sup>2</sup>, gerando um escoamento anual médio ligeiramente superior a 1030 hm<sup>3</sup>, ou seja, um módulo de 33 m<sup>3</sup>/s.

Os escoamentos afluentes à albufeira de Salamonde são previamente regularizados nas albufeiras do Alto Rabagão, Venda Nova e Paradela, albufeiras essas que têm uma capacidade de armazenamento útil total bastante elevada, cerca de 820 hm<sup>3</sup>, ou seja 80% do escoamento médio anual o que permite regularizar de forma significativa as afluências a Salamonde.

O equipamento instalado na central atual está preparado para suportar apenas um caudal ligeiramente superior ao caudal médio afluente (fator de equipamento igual a 1,27), o que implica uma reduzida capacidade de modulação da produção e volumes descarregados significativos. Esta característica era compatível com a da rede nacional nas décadas de 50 e de 60, quando a maior parte da produção elétrica nacional tinha origem hidroelétrica e onde se pedia aos aproveitamentos de albufeira essencialmente energia de base.

Com a evolução das características da rede, os aproveitamentos hidroelétricos são solicitados a fornecer essencialmente energia em horas cheias e de ponta, bem como a equilibrar as flutuações de produção resultantes da variabilidade das origens eólicas. A capacidade total de produção eólica encontra-se em franco crescimento, cabendo atualmente à origem térmica o fornecimento da energia de base.

Por este motivo encontra-se em fase de implementação por parte da EDP Produção um programa de reequipamento de muitos dos aproveitamentos mais antigos, quer a fio-de-água (aproveitamentos do Douro Internacional) quer de albufeira (aproveitamentos do sistema Cávado-Rabagão). É neste contexto que se integra o reforço de potência do aproveitamento de Salamonde (Salamonde II).

O aumento da capacidade instalada na nova central de Salamonde II permitirá reduzir as descargas incontroladas e, conseqüentemente aumentar a produção de energia associada aos

recursos hídricos próprios (cerca de 76 GWh/ano, segundo a EDP). Mais significativamente, o aumento de potência permitirá modular a produção em função do pedido, aumentando de forma significativa a flexibilidade do aproveitamento e a valia da energia produzida.

A construção de centrais reversíveis tem vindo a ser implementada de forma particularmente intensa nos últimos anos, tendo a EDP começado pelo aproveitamento da Aguieira III (1981, 336 MW) e prosseguido no sistema Cávado-Rabagão com a central de Vilarinho das Furnas II, que opera entre as albufeiras da Caniçada e de Vilarinho das Furnas, com um desnível da ordem dos 390m (1987, 74 MW). Entretanto, mais recentemente entraram em serviço a central de Alqueva (2005, 240 MW), Venda Nova II (Frades) explorando a queda de 420m entre as albufeiras de Venda Nova e de Salamonde (2007, 240 MW), Picote II (2011, 246 MW), Bemposta II (2011, 191 MW) e Alqueva II (2012, 269 MW).

Atualmente encontra-se em construção, para além da central Salamonde II a central de Venda Nova III, entre as albufeiras de Venda Nova e Salamonde (queda de 420 m, 736 MW). Perspetiva-se o arranque nos próximos anos do reforço de potência de Paradela II, entre as albufeiras do Alto Cávado e Salamonde (queda de 460 m, 318MW).

### 2.3. OBJECTIVOS E JUSTIFICAÇÃO DO PROJETO

O reforço de potência do aproveitamento hidroelétrico de Salamonde (Salamonde II) insere-se na estratégia da EDP de promoção e exploração de centros electroprodutores que utilizam fontes renováveis, alinhada com os objetivos nacionais de produção de energia elétrica neste campo.

O reforço de potência de Salamonde faz parte de um lote alargado de aproveitamentos que foram objeto de uma análise multicritério do interesse de ver reforçada a sua potência instalada, tendo sido considerado pela EDP como um dos mais importantes.

Os reforços analisados tinham também como objetivo aumentar a capacidade instalada de bombagem, como complemento essencial para o acréscimo de energia de origem eólica no Sistema Elétrico Nacional, com as características aleatórias que lhe estão associadas.

Tanto o aumento de capacidade instalada de origem eólica, como o aumento em aproveitamentos hidroelétricos, de raiz ou pela via de reforços de potência, representam um elevado contributo para os diversos compromissos internacionais que Portugal assumiu, nomeadamente no que se refere às exigências de limitação dos Gases com Efeito de Estufa no quadro da participação da União Europeia no Protocolo de Quioto, e também às metas consideradas na Diretiva Europeia relativa à promoção da utilização de energia proveniente de fontes renováveis.

A nova Diretiva 2009/28/CE do Parlamento Europeu e do Conselho aponta para um objetivo de aumentar para 20% a quota de energia proveniente de fontes renováveis, no consumo energético global da União Europeia até 2020. Este objetivo europeu foi repartido de forma diferenciada pelos Estados Membros, cabendo a Portugal em termos da participação dessas fontes no consumo final de energia, passar dos 20,5% de participação de fontes renováveis no consumo final de energia, verificados em 2005, para 31% a atingir em 2020, o que será difícil sem uma aposta clara na produção hidroelétrica, nomeadamente dos reforços de potência. No âmbito da aplicação desta Diretiva terá de ser definido um Plano de Ação Nacional, discriminando a forma como se prevê atingir esse nível através dos sectores do aquecimento e arrefecimento, dos transportes e da eletricidade. Neste último, espera-se que as “renováveis” representem 60% da meta a atingir em 2020, sendo o principal instrumento de cumprimento do objetivo nacional, objetivo esse difícil de atingir sem uma aposta clara na produção de energia hidroelétrica.

Segundo a Quercus, “o valor real da percentagem de eletricidade produzida a partir de fontes renováveis em 2011 foi de 46,8%”, sendo que em 2010 esse valor foi de 53,2%, 36,5% em 2009 e de 27,8% em 2008. Estes valores demonstram bem o grande investimento que está a ser feito pelo país nas energias renováveis, reduzindo assim a dependência nacional nas necessidades de combustíveis fósseis, para produção de energia, importados na quase totalidade, com um peso muito significativo na balança comercial do país.

A concretização de mais este projeto de reforço de potência terá efeitos benéficos para o sistema elétrico português, tanto mais que a potência instalada de 204 MW é bastante significativa para um aproveitamento com um único grupo gerador, o que permitirá atingir níveis de segurança de abastecimento acrescidos com algum significado.

Além disso, pelo nível de potência instalada referido, Salamonde II introduz na rede uma reserva operacional com algum significado para os picos de consumo ou para uma perda

inesperada de produção de outro meio, seja ele térmico ou eólico, diminuição brusca de vento, por exemplo.

Estas duas componentes aliadas à normal elevada disponibilidade e fiabilidade das centrais hidroelétricas transformam-nas num fator importantíssimo e num garante da segurança de abastecimento do sistema elétrico nacional.

A complementaridade dos aproveitamentos hidroelétricos com bombagem e com as eólicas, não se manifesta somente na já referida possibilidade de diminuição generalizada de vento, mas também nas flutuações constantes da sua intensidade, que será compensada com o aumento ou diminuição rápida e automática da potência hídrica. Por outro lado, havendo excesso de produção eólica em horas de menor consumo, situação que se admite cada vez mais frequente no futuro, e não podendo ser utilizada diretamente na alimentação dos consumos do sistema, evita-se o desperdício desta energia, empregando-a na bombagem hidroelétrica, aumentando a energia armazenada nas albufeiras para utilização nas horas de maior consumo.

O consumo de eletricidade têm vindo a crescer em Portugal, a taxas ainda muito significativas quando comparadas com as de outros países europeus (a taxa média anual de crescimento do consumo de eletricidade em Portugal entre 2000 e 2007 foi de cerca de 4%) segundo a EDP, mantendo-se em crescimento na mesma ordem de grandeza até 2010, sendo expectável que continuem a crescer. Assim este aumento de consumos tem que ser compensado com maior potência instalada. Mesmo admitindo que se viesse a verificar uma estagnação do crescimento, manter-se-ia o interesse de aumento da produção com base endógena e renovável para que o país possa cumprir os compromissos ambientais, económicos e de segurança atrás referidos.

Em 2011, segundo a Quercus, houve uma contração do PIB, bem como do consumo de energia na ordem dos 3,2%. Esta quebra deveu-se essencialmente à grave crise financeira que a Europa atravessa e ao constante aumento do IVA.

Um dos objetivos da política energética nacional é o de garantir a segurança de abastecimento de energia, quer atuando na cadeia da oferta quer na da procura de energia. No primeiro caso procurando diversificar os recursos primários a utilizar e respetivas origens e no segundo promovendo medidas de eficiência energética.

Assim, o reforço de potência agora em causa contribui para que nesse mix de produção necessário, a energia hidroelétrica tenha uma taxa de crescimento que continue a garantir o equilíbrio de fontes que permita alcançar o objetivo proposto para 2020: as “renováveis” representarem 60% do mix.

O reforço de potência de Salamonde insere-se na estratégia da EDP, alinhada com a nacional, de crescimento da capacidade de produção com base em fontes de energia renovável, nomeadamente a produção hidroelétrica.

Este aumento de capacidade de produção por esta via vai também permitir cumprir um outro objetivo da EDP de incorporação no seu parque produtor de centros electroprodutores eficientes e não emissores de CO<sub>2</sub>, de forma a reduzir o valor médio dessa emissão.

Também o facto de o empreendimento ter capacidade de bombagem, outra das apostas da estratégia da empresa, concorre para o interesse nacional de compensação do aumento significativo de capacidade eólica, aproveitando ao mesmo tempo as condições de mercado para a sua utilização de forma a garantir que este elevado investimento tenha associado o retorno adequado a longo prazo.

Assim, os principais aspetos que justificam o interesse do projeto do Reforço de Potência de Salamonde – Salamonde II, são:

- Aumento da capacidade de produção nacional com origem em fontes de energia renováveis e endógenas;
- Redução das emissões de CO<sub>2</sub>, por substituição de outras formas de produção emissoras de gases com efeito de estufa;
- Redução das importações de combustíveis fósseis;
- Aumento da capacidade de produção de energia elétrica em períodos de ponta;
- Potenciação do aumento de potência eólica instalada;
- Garantia de retorno do investimento a longo prazo;
- Desenvolvimento da economia local no período de construção.

## 2.4. REFORÇO DE POTÊNCIA

### 2.4.1. CONCEPÇÃO GERAL

O reforço de potência do aproveitamento de Salamonde (Salamonde II), aproveitará a queda compreendida entre as albufeiras de Salamonde e da Caniçada, cujos NPA se situam respetivamente às cotas (270,36) e (152,50), com um desnível médio entre elas de 118 m.

A solução adotada consiste num esquema técnico implantado no maciço da margem esquerda do rio Cávado constituído pelos seguintes elementos principais, (Figura 2.4):

- Um circuito hidráulico subterrâneo com 2,2 km de comprimento total, com tomada de água na albufeira de Salamonde e restituição na albufeira de Caniçada;
- Uma central subterrânea, em caverna, equipada com um grupo reversível;
- Um edifício de apoio e subestação implantados numa plataforma situada à superfície, sobre a central.

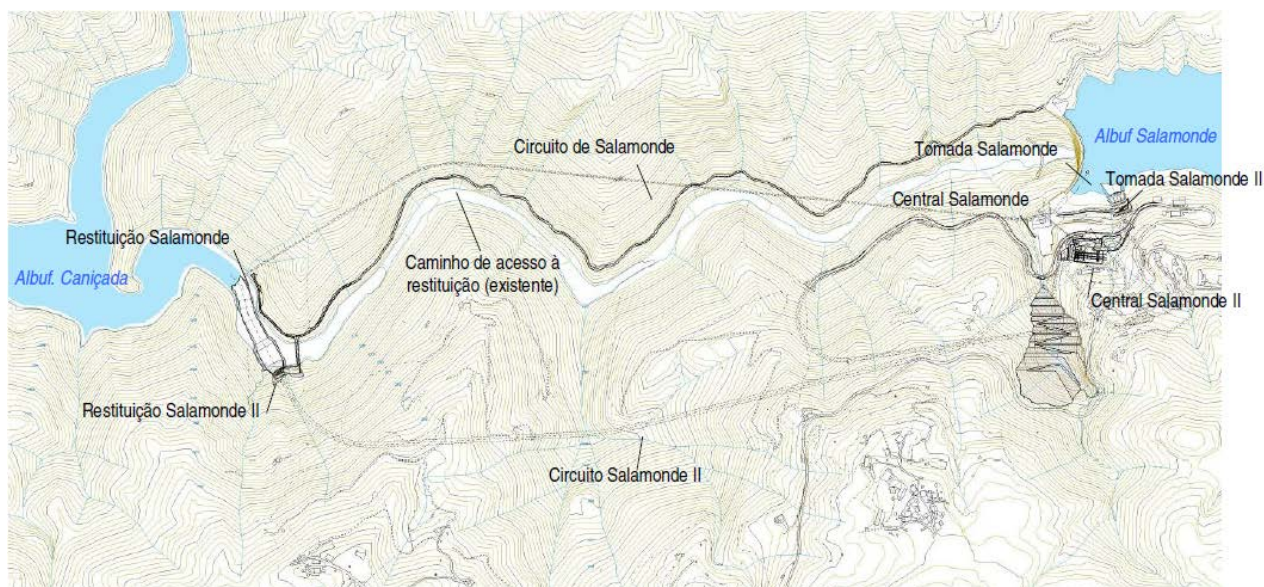


Figura 2.4 – Implantação Geral dos Aproveitamentos Energético de Salamonde e Salamonde II, (EDP, 2010).

A tomada de água localiza-se imediatamente a montante da barragem de Salamonde, tão perto desta quanto possível, de modo a minimizar o comprimento do circuito hidráulico, mas,

simultaneamente, suficientemente afastada de modo a evitar qualquer interferência significativa. A implantação adotada, cerca de 120 m a montante do encontro esquerdo da barragem cumpre estas duas restrições e apresenta condições topográficas aceitáveis, embora sofra de condicionamentos impostos pela proximidade da estrada de acesso à barragem.

A restituição na albufeira da Caniçada efetuar-se-á no vale do Cávado, cerca de 200 m a montante da restituição do atual aproveitamento de Salamonde. Esta implantação permite reduzir o comprimento do circuito hidráulico e facilitar o acesso, uma vez que poderá utilizar-se o caminho existente ao longo da margem direita do Cávado, construído nos anos 50, para acesso à restituição de Salamonde, bastando para tal beneficiá-lo e complementá-lo com uma ponte que atravesse o rio. Além disso, a implantação da restituição de Salamonde II, a montante da restituição de Salamonde, facilita a ensecagem do trecho intermédio do rio Cávado. No entanto requererá a escavação do leito do rio até uma profundidade máxima de 5m, de modo a conseguir condições de operação aceitáveis em bombagem com a albufeira da Caniçada perto do Nme.

No que se refere ao posicionamento da central, haverá vantagens significativas em instalá-la perto da central atual, ou seja, imediatamente a jusante da barragem de Salamonde. Nestas condições a subestação à superfície e o edifício de apoio ficarão próximos dos de Salamonde, o que permitirá a conjugação dos trabalhos de operação, manutenção e segurança dos dois aproveitamentos.

Simultaneamente, a colocação da central perto da tomada de água permitirá reduzir o comprimento do circuito hidráulico de adução, de alta pressão e mais dispendioso, evitando igualmente a necessidade de instalação de uma chaminé de equilíbrio.

O túnel de restituição, mais longo, terá baixa pressão interior, encontrando-se implantado a significativa profundidade, em rocha de melhor qualidade. Este túnel, não revestido, disporá necessariamente de uma chaminé de equilíbrio perto da sua extremidade de montante, tão perto da central quanto possível.

Em termos altimétricos, o posicionamento da central foi condicionado pela operação em bombagem com a albufeira da Caniçada perto do Nme, tendo sido adotada a cota (115,00) para o plano da soleira. Na Figura 2.5 apresenta-se o perfil longitudinal do circuito hidráulico.

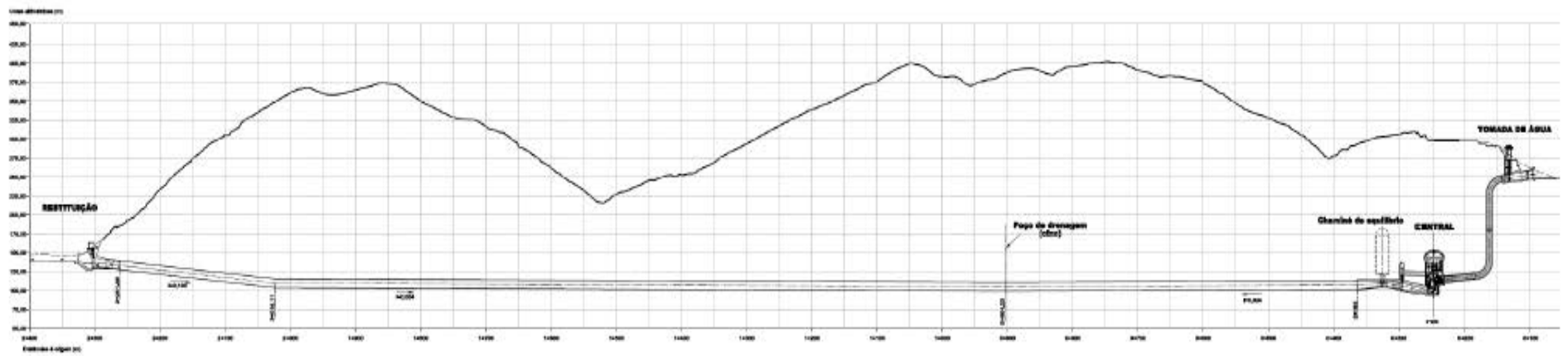


Figura 2.5 – Perfil Longitudinal do Aproveitamento Salomonde II, (EDP, 2010).

O túnel de restituição é quase horizontal ao longo da maior parte do percurso, apenas subindo com uma pendente de 10% junto à restituição na Caniçada, o que facilitará abertura do túnel e a remoção dos escombros. Um poço de drenagem implantado no ponto baixo intermédio, permitirá o esvaziamento do circuito hidráulico em caso de necessidade.

A concentração das estruturas principais (central, chaminé de equilíbrio, poço de barramentos) junto à barragem de Salamonde permite concentrar os acessos e minimizar o seu desenvolvimento total.

Foi tirado partido da depressão criada pela pedreira outrora aberta nessa zona com o intuito de produção de inertes para aplicação nos betões da barragem, para deposição dos escombros provenientes das escavações do reforço de potência de Salamonde.

A central de Salamonde II será equipada com um único grupo. O grupo de Salamonde II encontra-se dimensionado para um caudal nominal em turbinamento de 200 m<sup>3</sup>/s, a que corresponde em bombagem um caudal de 163 m<sup>3</sup>/s. A potência nominal em turbinamento, referida à saída do alternador, é de 207 MW.

Sob o ponto de vista geológico, a formação ocorrente no local compreendido pelas obras de reforço de potência do aproveitamento hidroelétrico de Salamonde - Salamonde II, corresponde ao Granito do Gerês. Este granito apresenta, de modo geral, fácies grosseiras, na periferia, e porfiroides de grão médio a grosseiro, para o interior do maciço.

Os escombros resultantes da escavação das diferentes componentes do aproveitamento serão depositados na antiga pedreira, utilizada nos anos 50 aquando das obras de construção da barragem de Salamonde. O rio Mau, que atravessa esta pedreira, será desviado por um canal em betão armado que contornará a pedreira e restituirá a água desviada ao leito natural.

## 2.4.2. CIRCUITO HIDRAULICO

### 2.4.2.1. DESCRIÇÃO GERAL

O circuito hidráulico do aproveitamento de Salomonde II estará integralmente implantado na margem esquerda do rio Cávado, sendo constituído pelos seguintes elementos principais:

- Tomada de água na albufeira de Salomonde, cerca de 120 m a montante do encontro esquerdo da barragem;
- Trecho de adução, subterrâneo com 200 m de comprimento total, constituído por um poço vertical revestido com betão armado com 8,30 m de diâmetro interior e, por razões de estanqueidade, nos últimos 50 m, imediatamente a montante da central, por um trecho blindado com um revestimento interior de aço soldado com 5,80 m diâmetro interior;
- Central subterrânea, em caverna abobadada, com planta retangular, com 26,50x65,65 m<sup>2</sup> de área no piso principal, à cota (126,00), localizada cerca de 200 m a sul do encontro esquerdo da barragem de Salomonde. O piso principal da central encontra-se 147 m abaixo da cota do coroamento da barragem;
- Trecho de restituição revestido a betão, com cerca de 100 m de desenvolvimento, entre a central e a ligação à chaminé de equilíbrio;
- Chaminé de equilíbrio cilíndrica com 20 m de diâmetro interior e 60 m de altura total, dotada de estrangulamento na ligação ao túnel;
- Túnel de restituição não revestido, com 11,50 m de diâmetro nominal e 1910 m de desenvolvimento;
- Restituição na extremidade de montante da albufeira da Caniçada, a montante da existente restituição do aproveitamento de Salomonde;
- Canal de restituição, escavado no leito do rio Cávado.

Na Figura 2.6 apresenta-se a planta e perfil longitudinal do circuito hidráulico do aproveitamento de Salomonde II.

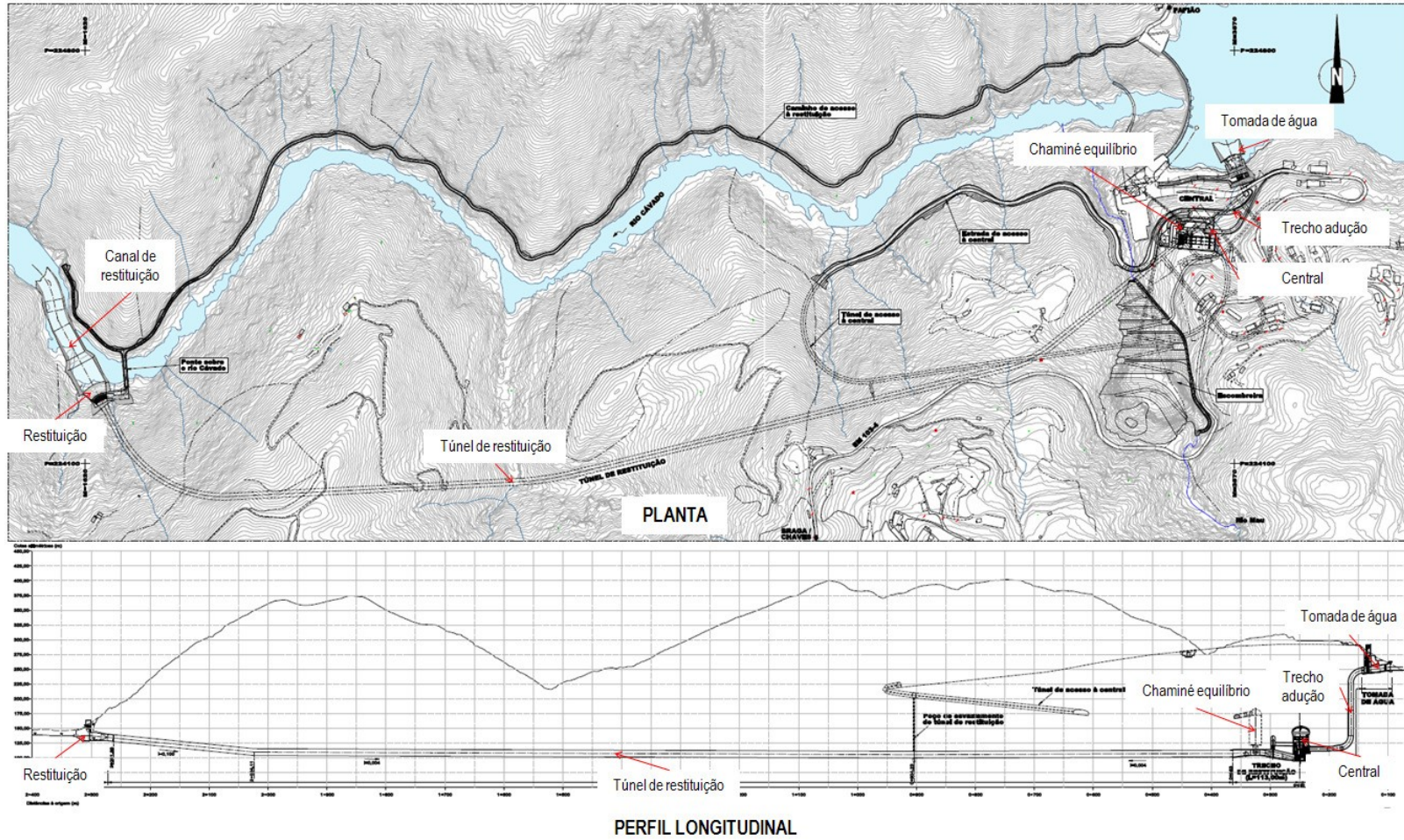


Figura 2.6 – Planta e Perfil Longitudinal do Circuito Hidráulico de Salomonde II, (EDP, 2010).

#### 2.4.2.2. TOMADA DE ÁGUA

A tomada de água do circuito hidráulico ficará instalada a cerca de 120 m a montante do encontro esquerdo da barragem de Salamonde. Dada a irregularidade da encosta e a existência da estrada EM104-3, o espaço disponível para implantação da obra é bastante limitado, pelo que a estrutura está sendo construída na sua maioria como obra subterrânea, (Figuras 2.7 e 2.8).

A secção de tomada propriamente dita é formada por três aberturas retangulares com 11,00x7,00 m<sup>2</sup>, protegidas por grelhas fixas, dispostas verticalmente em três painéis independentes, com uma área total de 220 m<sup>2</sup>, a qual será suficiente para assegurar boas condições de operação.

A tomada de água foi dimensionada de modo a poder operar sem quaisquer limitações (nomeadamente turbinando em plena carga) com a albufeira de Salamonde no Nme (Nível Mínimo de Exploração), à cota (259,00). Por este motivo, o rasto da estrutura de tomada foi colocado à cota (248,50), ficando o bordo superior à cota (259,00), o qual corresponde ao Nme em Salamonde. Garante-se deste modo que as grades de proteção ficarão sempre totalmente submersas, qualquer que seja o nível de água na albufeira, e com velocidades de atravessamento convenientes.

A aproximação do escoamento ao bocal da captação será garantida por um curto trecho de canal escavado na encosta, com rasto horizontal à cota (248,00).

As grades da entrada deverão ser dimensionadas, em termos de secção tipo dos perfis utilizados, tendo em conta a operação nos dois sentidos. O funcionamento em bombagem tenderá a limpar as grades em cada ciclo de operação, principalmente tendo em conta que se trata de grelhas verticais.

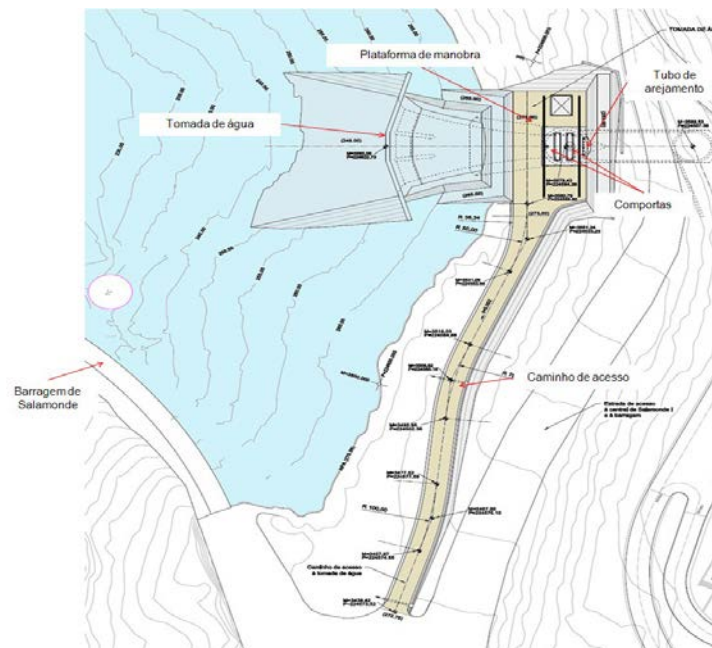


Figura 2.7 – Planta Geral da Tomada de Água, (EDP, 2010).

Imediatamente a jusante da secção das grades, a secção corrente contrai-se até à secção das comportas. O grau de contração aceitável está condicionado pelo facto de, na fase de bombagem, a estrutura funcionar como difusor, devendo portanto recuperar um máximo da energia cinética do escoamento. As comportas de segurança e ensecadeira, com  $8,30 \times 6,50 \text{ m}^2$ , deslizam em ranhuras instaladas num poço circular de betão armado, com 9,60 m de diâmetro interno e 0,80 m de espessura, que se desenvolve até uma plataforma de acesso colocada à cota (273,00) e materializada por uma laje em betão armado com 1,0 m de espessura.

A comporta de segurança é acionada por um servomotor a óleo, possibilitando o fecho da comporta para qualquer caudal no circuito hidráulico. Uma ponte rolante deslizando sobre carris assentes na plataforma de manobra à cota (273,00) permitem a manutenção das comportas e a manobra da comporta ensecadeira.

O acesso à plataforma de manobra é efetuado por meio de um caminho de nível com 120 m de desenvolvimento e 6,00 m de largura que se estende desde o encontro da barragem de Salamonde.

A jusante da comporta de segurança, um tubo de arejamento com 1,40 m de diâmetro permitirá a entrada e saída de ar durante as manobras de enchimento e de esvaziamento da adução, sendo a situação mais crítica a de esvaziamento, entrada de ar.





Figura 2.9 – Tomada de Água, (Construsalamonde A.C.E., 2012).

Quando foi atingida a cota da plataforma, foram iniciados os trabalhos de abertura do poço das comportas.

Assim que a ensecadeira ficou pronta, foi possível iniciar-se a abertura do trecho horizontal do túnel de adução por meios convencionais.



O circuito inclui duas curvas de  $85^\circ$  no plano vertical, com cerca de 20 m de raio, intercaladas por um poço vertical, com 90 m de altura, terminando no já referido trecho blindado a montante da central. Este trecho blindado inicia-se com uma transição troncocónica com 6,92 m de comprimento, que faz a transição entre os diâmetros de 7,20 e 5,80 m, seguindo-se um trecho com 9,26 m de desenvolvimento e 5,80 m de diâmetro, com pendente longitudinal de 10% de inclinação, a que se segue finalmente de um trecho horizontal, com 30,65 m de comprimento e com o mesmo diâmetro de 5,80 m, o qual se prolonga até à entrada na caverna da central.

Imediatamente a montante do trecho blindado está prevista a realização de uma cortina de injeção perimetral, a qual pretenderá colmatar eventuais caminhos de percolação preferenciais ao longo do perímetro do túnel, minimizando deste modo as afluições de água ao sistema de drenagem da central.

No que respeita à escavabilidade do maciço intersectado pelo trecho de adução, a sua escavação tem sido executada com recurso a explosivos, dando-se preferência a técnicas que induzam menores perturbações no maciço, nomeadamente smooth blasting.

De referir, ainda, que a escavação do troço vertical do trecho de adução irá ser efetuada com recurso à técnica de raise-boring, (Figura 2.11).

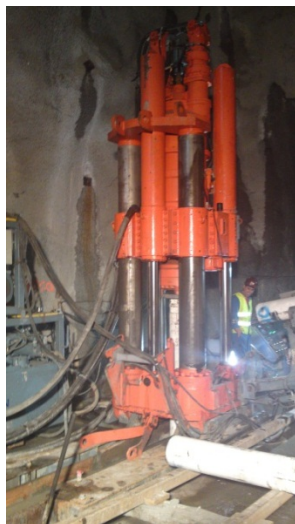


Figura 2.11 – Raise-Boring, (Eng.º Marco Januário, 2012).

O trecho de adução será totalmente revestido com betão, com geometria circular de diâmetro interno de 8,30 m, no trecho em poço vertical, variando o diâmetro de escavação entre um

mínimo teórico de 9,40 m e um máximo de 10,0 m em função do suporte primário a colocar e da secção de betão de revestimento definitivo (0,50 m de espessura acima da cota (180,00) e 0,70 m daí e até à sua base).

O trecho blindado é igualmente de geometria circular, com diâmetro interno corrente de 5,80 m, a que corresponde um diâmetro de escavação de 7,80 m.

A escavação da adução foi executada a partir de múltiplas frentes, tendo a escavação subterrânea tido o seu início no poço da comporta de tomada de água, seguindo-se a escavação do túnel propriamente dito, em paralelo a partir da derivação do túnel principal de acesso à central. Existe ainda um túnel auxiliar que acede à zona da blindagem junto à base do poço da adução, onde a escavação foi derivada para a abertura do trecho horizontal blindado da adução e para a base do poço da adução. A escavação pelo sistema raise boring iniciou-se pela execução de um furo guia a partir da superfície até atingir o troço horizontal do túnel já escavado, onde foi acoplado uma broca que permitiu o alargamento do furo de forma ascendente até à cota do trecho horizontal superior.

Em seguida, equipamento foi desmontado, tendo-se dado início à escavação de alargamento do poço para a sua geometria de escavação definitiva, com recurso a metodologias convencionais (explosivos).



Figura 2.12 – Limpeza de Escombros no Trecho Vertical de Adução (Arquivo Pessoal).

## 2.4.2.4. TROÇO INICIAL DA RESTITUIÇÃO

O trecho da restituição na zona da central, entre o difusor da turbina e a secção que inicia o túnel de restituição após a transição a jusante da chaminé de equilíbrio, será integralmente revestido com betão armado, numa extensão total de aproximadamente 100 m, (Figura 2.13).

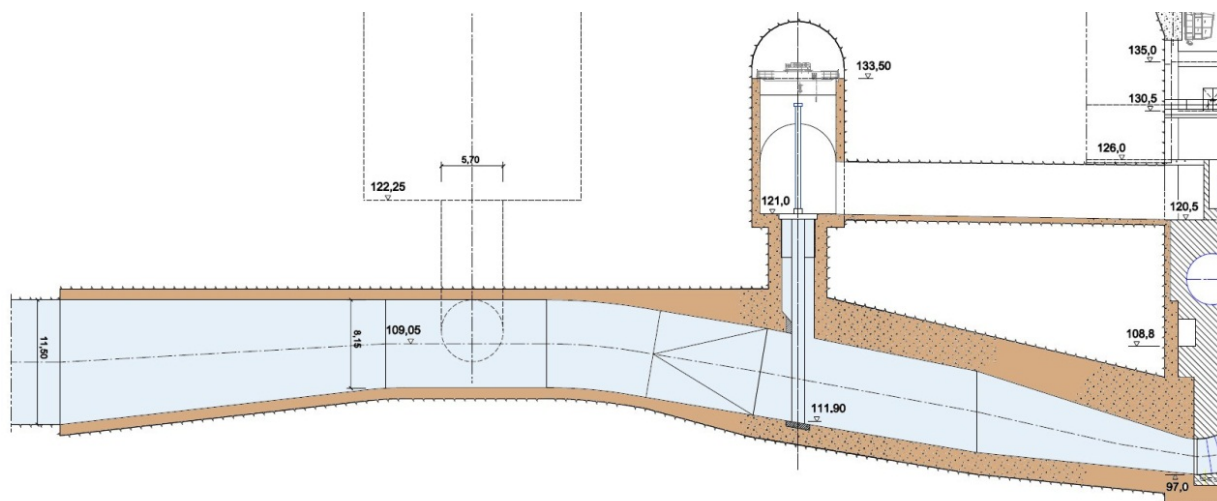


Figura 2.13 – Perfil Longitudinal da Restituição a Jusante da Central, (EDP, 2010).

A secção deste trecho é muito variável, oscilando entre  $13,50 \times 3,60 \text{ m}^2$  junto ao difusor e  $6,20 \times 8,10 \text{ m}^2$  na secção da comporta ensecadeira. A jusante da comporta ensecadeira a secção passa a circular com 8,30 m de diâmetro interior, num trecho com 16 m de comprimento onde entronca a galeria de ligação à chaminé de equilíbrio, com 5,90 m de diâmetro interior. A jusante deste trecho, uma transição com 30 m de comprimento conduz à secção corrente do túnel de restituição, com 11,50 m de diâmetro interior nominal.

Para o caudal nominal, a velocidade de escoamento neste trecho ronda os 4,0 m/s.

#### 2.4.2.5. CHAMINÉ DE EQUILÍBRIO

Conforme referido anteriormente, a configuração do circuito hidráulico, nomeadamente o comprimento do túnel da restituição, implica a instalação de uma chaminé de equilíbrio ligada ao circuito de jusante, tão perto quanto possível da central. A chaminé de equilíbrio, cuja função é minimizar as variações de pressão no circuito na sequência de manobras que provoquem variações de caudal e facilitar a regulação do grupo em turbinamento, é composta por um poço com secção cilíndrica com 20 m de diâmetro interior e 50 m de altura, culminando numa abóbada semiesférica com 21 m de diâmetro, (Figura 2.14).

O corpo da chaminé de equilíbrio é revestido com betão moldado com 0,50 m de espessura. Na abóbada o revestimento é em betão projetado reforçado com fibras metálicas. O revestimento do corpo da chaminé com betão armado destina-se a conter a queda eventual de blocos que, sujeitos aos diferenciais de pressão originados pela oscilação do nível, possam ter tendência a soltar-se, prejudicando ou impedindo o adequado funcionamento deste órgão hidráulico.

A chaminé de equilíbrio liga-se ao trecho de restituição a jusante da central por meio de uma curta ligação em túnel e poço, revestida com betão armado com 5,90 m de diâmetro interior, com cerca de 24 m de desenvolvimento pelo eixo e fazendo um desvio brusco de 90° a meio. A abóbada da chaminé de equilíbrio encontra-se ligada ao túnel principal de acesso por um túnel de ataque utilizado na fase de construção da chaminé. Será por este túnel que se fará a ventilação da chaminé.

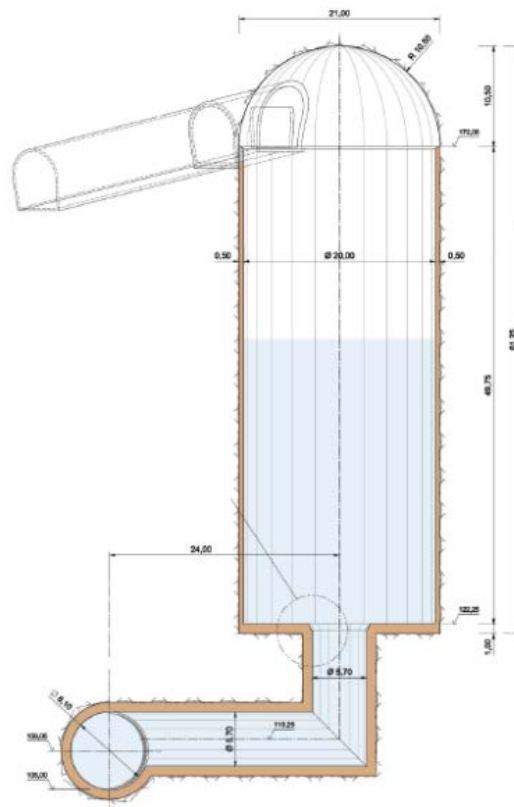


Figura 2.14 – Perfil Longitudinal da Chaminé de Equilíbrio, (EDP, 2010).

Os níveis de água no interior da chaminé poderão atingir, em casos extremos de combinação de manobras particularmente desfavoráveis, um valor mínimo à cota (127,04) e um valor máximo à cota (173,04), ou seja, uma amplitude máxima de oscilação de 46 m (em manobras distintas).

A escavação da chaminé de equilíbrio está a ser realizada com recurso a um túnel de ataque, derivado do túnel de acesso à central.

Uma vez escavada a abóbada, poderá ser executada a partir da sua base o furo guia para a abertura de um poço central com recurso à técnica de raise boring. Uma vez executado o furo guia, poderá realizar-se a escavação ascendente com raise boring, materializando o poço central, a partir do qual se poderá proceder à escavação convencional de alargamento, executada em espiral descendente. Os escombros resultantes das fases de raise boring e de alargamento poderão ser removidos pelo túnel de ligação e, de seguida, pelo túnel de acesso à restituição.

---

#### 2.4.2.6. TÚNEL DE RESTITUIÇÃO

O túnel da restituição inicia-se imediatamente a jusante da transição descrita anteriormente, a seguir à junção com a chaminé de equilíbrio, e desenvolve-se ao longo de cerca de 1910 m até à estrutura de restituição na albufeira da Caniçada.

O túnel de restituição é integralmente escavado na rocha e não revestido, tendo secção circular, sendo aberto com um diâmetro de escavação teórico constante, igual a 11,80 m.

Nas zonas de pior qualidade está prevista a execução de um revestimento definitivo em betão armado com 0,50 m de espessura. As transições entre os trechos revestidos a betão armado e os trechos adjacentes devem ser especialmente cuidadas, nomeadamente ao nível da abóbada, devendo ser suavizadas evitando o aprisionamento de ar durante a operação do circuito hidráulico.

Conforme a espessura do revestimento definitivo, a velocidade de escoamento para o caudal nominal variará entre 1,85 e 2,05 m/s.

O betão projetado de revestimento é drenado. Para tal serão instalados drenos curtos em toda a sua superfície, numa malha quadrada de 3,0x3,0 m<sup>2</sup>.

---

#### 2.4.2.7. RESTITUIÇÃO

A restituição da central de Salamonde II, ficará localizada a montante da albufeira da Caniçada, no leito do rio Cávado, no fundo do qual será aberto um canal com rasto à cota (139,00), permitindo assim uma boa operação do sistema para níveis na Caniçada perto do nível mínimo de exploração, à cota (144,00).

O caudal médio a aduzir/restituir ao vale do Cávado é idêntico ao que atravessa a tomada de água. No entanto, devido ao efeito introduzido pela chaminé de equilíbrio, o caudal sofrerá oscilações em torno do valor médio, principalmente nas fases de arranque, de tal modo que poderá atingir valores máximos significativamente superiores ao valor médio.



O rasto da tomada foi colocado à cota (131,00), ficando o bordo superior à cota (143,00), 1,0 m abaixo do Nme da albufeira da Caniçada, o que permite garantir a imersão total das grades em quaisquer condições.

No que se refere ao arejamento, a não existência de comportas implica que as necessidades de entrada e de saída de ar correspondam apenas ao eventual esvaziamento do circuito para inspeção, após substituição das grades pelas comportas ensecadeiras, e ao subsequente reenchimento. Considerando-se um caudal de enchimento de 15 m<sup>3</sup>/s (0,20 m de abertura de uma das comportas sob o NPA da albufeira da Caniçada), será este o caudal máximo de saída de ar a considerar. Nestas condições e tendo sido considerada uma sobrepressão máxima de 1,5 mc.a, a escolha de um tubo de arejamento com 0,50 m de diâmetro interior seria suficiente. Foi considerado no entanto um diâmetro de 0,80 m de modo a permitir o acesso ao interior em caso de ensecagem do túnel de restituição. Neste caso, a velocidade máxima de ar em fase de enchimento será de 30 m/s.

Não se prevê, em geral, a existência de problemas significativos nas fundações das obras da restituição, considerando-se que após o saneamento geral e a execução das escavações necessárias para atingir as cotas de projeto, os terrenos ocorrentes terão capacidade de suporte suficiente para a fundação das estruturas previstas.

Em termos construtivos, prevê-se que a obra seja realizada integralmente a seco, a coberto de uma ensecadeira de betão com perfil gravidade a construir no leito do rio Cávado, cerca de 200 m a jusante da restituição, imediatamente a montante da restituição de Salamonde. A ensecadeira, com 15,00 m de altura, terá o coroamento à cota (153,00). Uma vez que o trecho do rio entre a barragem de Salamonde e a referida ensecadeira poderá ser inundado em caso de descargas na barragem de Salamonde, prevê-se que os trabalhos decorram apenas em época de estiagem.

### 2.4.3. CENTRAL

A central de Salamonde II situa-se numa caverna localizada 150 m a sul do encontro esquerdo da barragem de Salamonde, a cerca de 200 m de profundidade.

Conforme referido anteriormente, a caverna tem planta retangular com 65,65x26,50 m<sup>2</sup>. A altura total da caverna varia entre 27,50 m, na zona sul da caverna (átrio de montagem) e 44,70 m na zona norte (equipamentos).

A caverna apresenta secção transversal abobadada, com a geratriz superior 27,50m acima do piso principal.

O grupo encontra-se aproximadamente centrado na caverna, tendo o plano do eixo da evoluta à cota (115,00) e o ponto mais baixo do difusor à cota (97,00).

Do lado sul do grupo situa-se a zona de acesso e montagem, com um único piso com 26,50x23,90 m<sup>2</sup>, à cota (126,00). Do lado norte do grupo situam-se os diferentes equipamentos, distribuídos por 6 pisos, (Figuras 2.17 e 2.18):

- O piso de estacionamento da ponte rolante, com 14,00x25,00 m<sup>2</sup>, à cota (135,00);
- O piso dos quadros de 15 kV e do equipamento elétrico dos serviços auxiliares, com 14,00x25,00 m<sup>2</sup>, à cota (130,50);
- O piso da conversão de frequência e ventilação, com 14,00x25,00 m<sup>2</sup>, à cota (126,00);
- O piso do alternador, alojando o equipamento elétrico à tensão de produção, com 25,00x22,00 m<sup>2</sup>, à cota (120,50);
- O piso da turbina-bomba, com 25,00x22,00 m<sup>2</sup>, alojando o equipamento de regulação, circulação e injeção de óleo, à cota (115,00);
- O piso do equipamento de refrigeração e de desafoamento da roda, com 25,00x22,00 m<sup>2</sup>, à cota (108,80).

O poço de drenagem da central tem o fundo à cota (85,60), ou seja, 67,90 m abaixo da geratriz superior da abóbada. A movimentação dos equipamentos na central é efetuada por meio de uma ponte rolante com 500 ton. de capacidade.

A abóbada da caverna da central será revestida com um teto falso, formado por elementos em plástico reforçado com fibra de vidro (PRFV), suportados por uma estrutura metálica assente

nas vigas de rolamento da ponte rolante, a qual suporta igualmente um passadiço metálico de visita e de acesso à instrumentação instalada na abóbada.

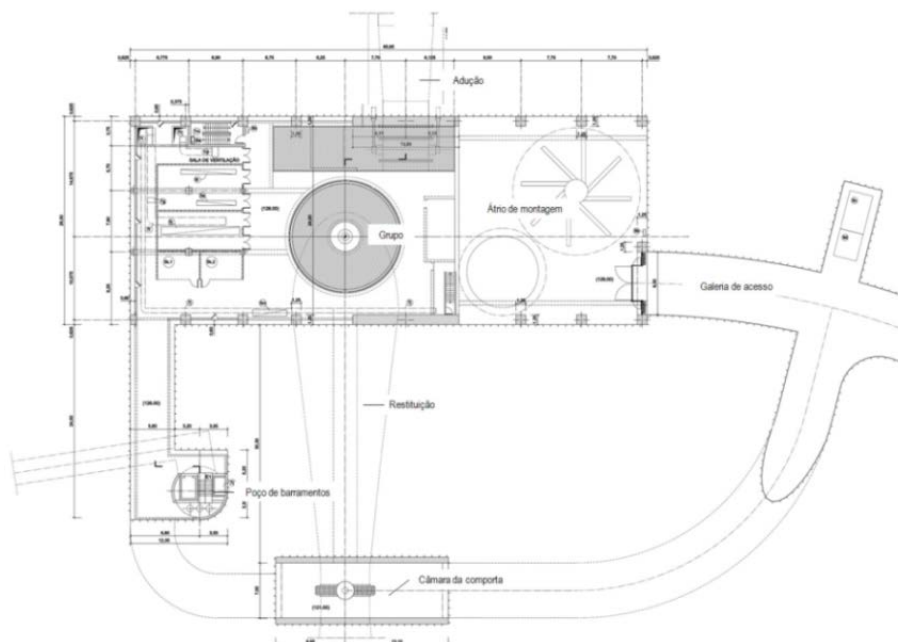


Figura 2.17 – Planta do Piso Principal da Central, (EDP, 2010).

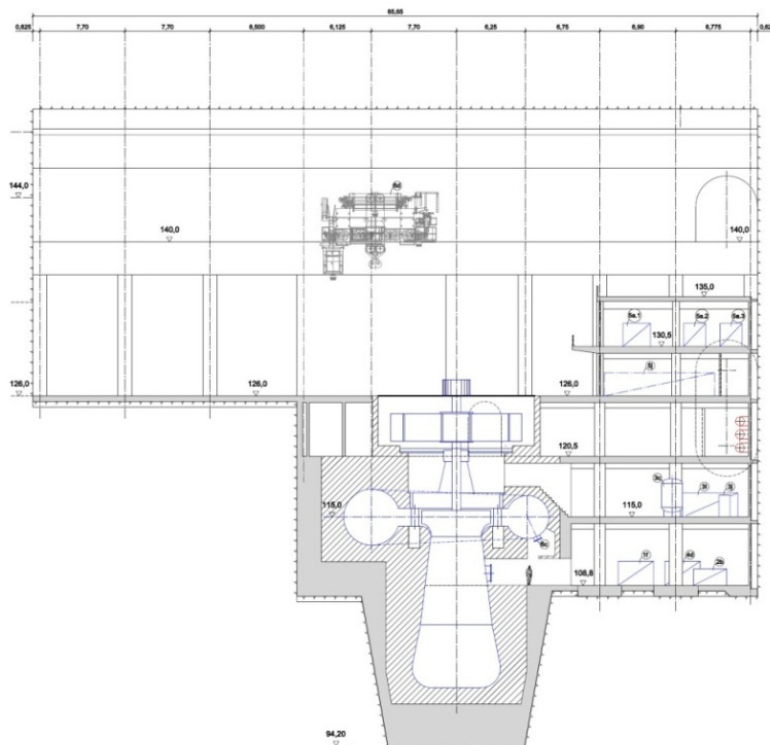


Figura 2.18 – Corte Longitudinal da Caverna Pelo Eixo do Grupo Gerador, (EDP, 2010).

A implantação da caverna teve como objetivo evitar a intersecção de descontinuidades importantes (nomeadamente a falha do rio Mau) e conseguir uma inserção e configuração favoráveis com o circuito hidráulico.

Tendo em conta as características mecânicas do maciço rochoso esperadas para a zona da central, a caverna não será, em princípio, revestida, procedendo-se apenas a pregagens sistemáticas para fixação dos blocos superficiais e aplicação de betão projetado na abóbada da caverna. Posteriormente, um teto falso suspenso da abóbada servirá essencialmente de contenção/condução de águas de infiltração, facilitando também o acesso à abóbada para atividades de inspeção.

Existirá também um poço vertical com 6,50 m de diâmetro interior e cerca de 180,00 m de altura, que ligará a central ao edifício de apoio localizado à superfície.

Cerca de 40 m a jusante da caverna principal, uma caverna secundária com 7,00x15,00 m<sup>2</sup> em planta, aloja o servomotor que aciona a comporta ensecadeira do grupo por jusante, (Figura 2.19).

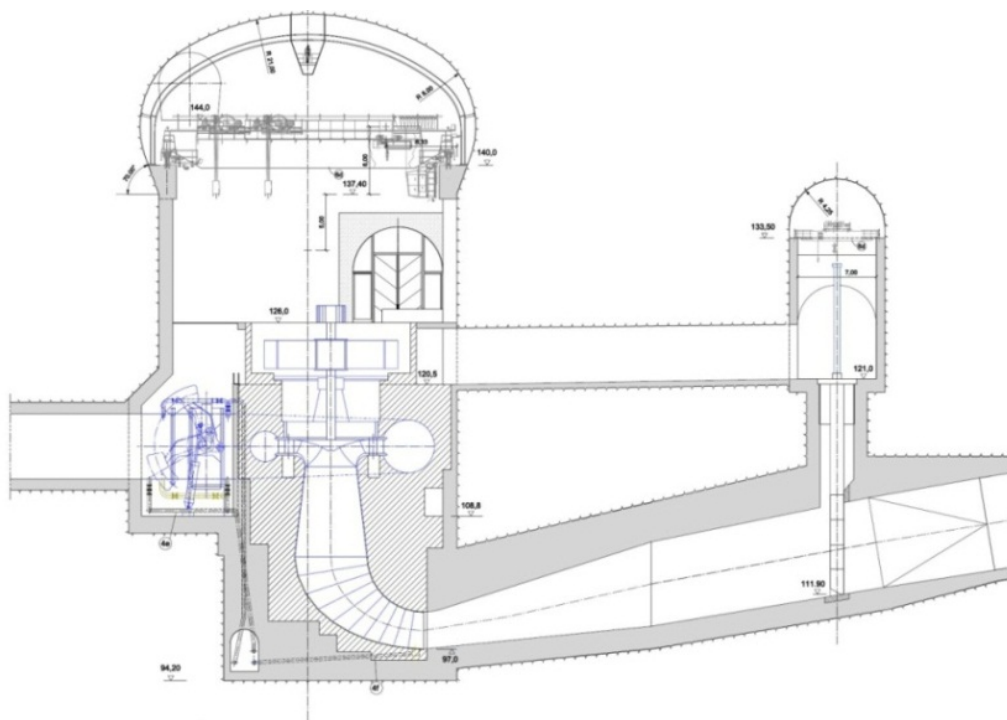


Figura 2.19 – Corte Transversal da Caverna Pelo Eixo do Grupo, (EDP, 2010).

#### 2.4.4. TÚNEIS DE ACESSO E DE ATAQUE

Existem nove túneis de acesso e de ataque, conforme indicados na Figura 2.20:

- Túnel Acesso à Central (TAC) com  $L = 1586$  m;
- Túnel de Ataque à Abóbada da Chaminé de Equilíbrio (TACH) com  $L = 170$  m;
- Túnel de Acesso à Restituição (TAR) com  $L = 340$  m;
- Túnel de Ataque à Adução (TAA) com  $L = 185$  m;
- Túnel de Ataque à Abóbada da Central (TAAC) com  $L = 60$  m;
- Túnel de Acesso à Câmara da Comporta e ao Poço de Barramentos (TACC) com  $L = 130$  m;
- Túnel de Adução (TA) com  $L = 211$  m;
- Túnel de Restituição (TR) com  $L = 2300$  m;
- Túnel Pedestre de Acesso à Central Salamonde I (TP) com  $L = 90$  m.

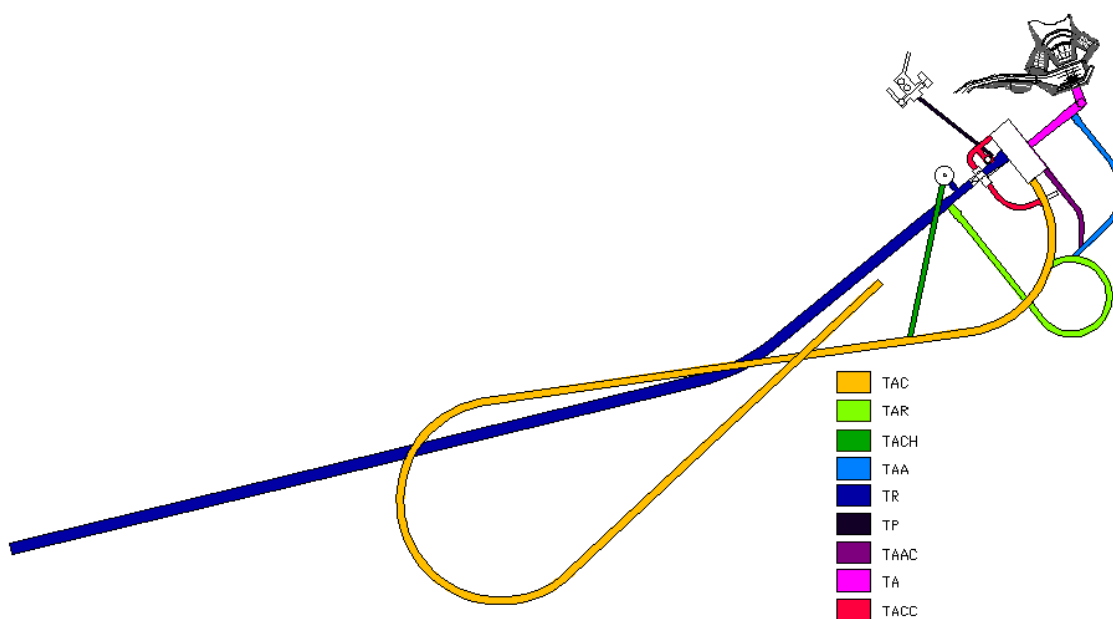


Figura 2.20 – Túneis de Acesso e de Ataque, (Adaptado de Construsalamonde A.C.E., 2010).



### 3. ATIVIDADES DESENVOLVIDAS

As atividades desenvolvidas ao longo do estágio incluíram:

- ✓ a execução de uma nota técnica, com o intuito de justificar ao Dono de Obra as opções tomadas pelo A.C.E. no desvio provisório do Rio Mau;
- ✓ o estudo das precipitações máximas diárias durante o período de estiagem, tendo como objetivo estimar os caudais máximos que iriam escoar no Rio Mau durante o período de execução do desvio definitivo deste; e
- ✓ o acompanhamento dos trabalhos de execução da ensecadeira de jusante recorrendo a uma nova metodologia de betonagem, o BPCA (Betão com Prévia Colocação de Agregado).

#### 3.1. DESVIO PROVISÓRIO DO RIO MAU

##### 3.1.1. ENQUADRAMENTO

O Rio Mau apresenta uma bacia drenante com área total de 2,28 km<sup>2</sup>, tendo um escoamento médio anual da ordem de 150 l/s. Este atravessava a escavação correspondente à antiga pedreira utilizada na construção da barragem de Salamonde, que ao ser utilizada como escombreira provocou o bloqueamento do escoamento existente do rio, cujo leito original foi destruído aquando da exploração da pedreira para construção do aproveitamento existente. Dada a importância da linha de água não era prudente o seu entubamento por meio de uma estrutura enterrada sujeita a riscos de entupimento, tendo sido proposto o seu desvio a céu aberto por meio de um canal de betão armado, o qual se desenvolverá escavado ao longo da vertente leste da pedreira, conforme indicado na Figura 3.1.

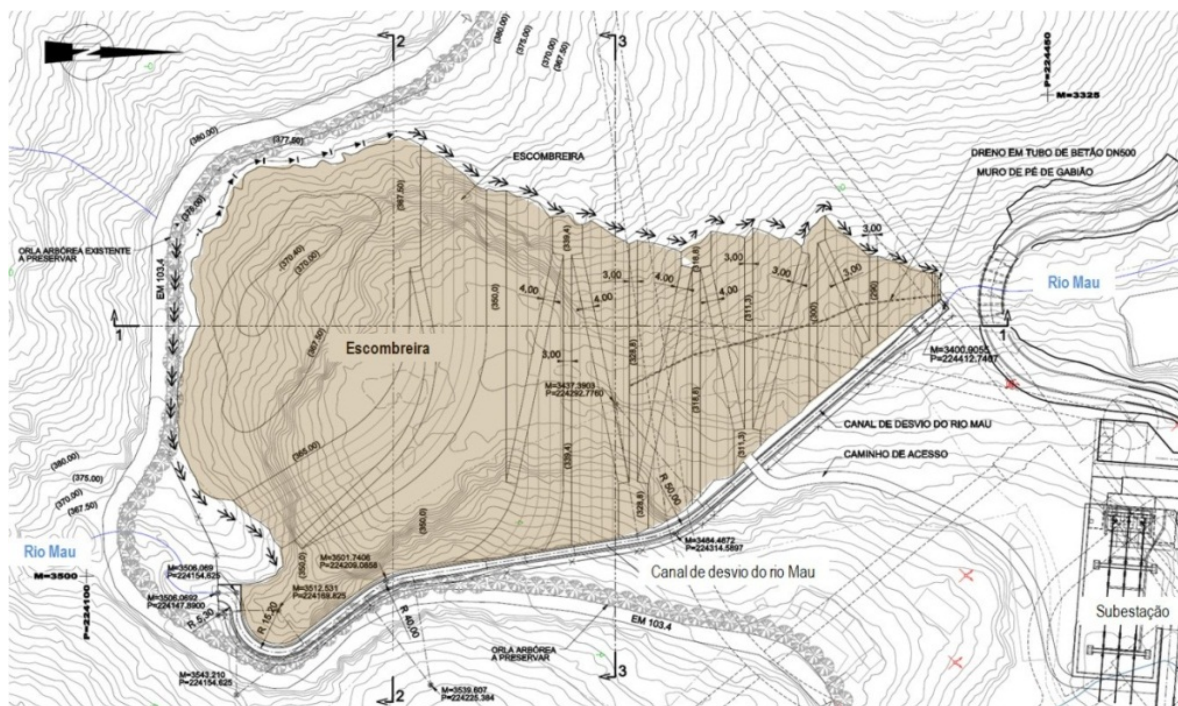


Figura 3.1 – Escobreira e Desvio do Rio Mau, (EDP, 2012).

Este desvio constitui o traçado definitivo do rio Mau neste trecho. Na extremidade de montante da escobreira, abaixo da EM 103-4, será construído um pequeno açude em betão com cerca de 4m de altura, o qual permitirá o desvio das águas do rio para o canal. Este canal restituirá as águas do rio Mau ao seu leito natural por meio de uma bacia de dissipação por ressalto, a jusante da estrada de acesso à nova central.

### 3.1.2. ELABORAÇÃO DA NOTA TÉCNICA 27

Esta Nota Técnica, que se apresenta no Anexo A, foi elaborada no âmbito do desvio provisório do Rio Mau, com o intuito do A.C.E. justificar ao Dono de Obra as opções construtivas tomadas, visto estes últimos considerarem que o desvio estava sobredimensionado.

As Figuras 3.2 e 3.3 demonstram o local a que corresponde à presente nota técnica.



Figura 3.2 – Vista Geral da Escombreira, (Construsalamonde A.C.E., 2012).

Na Figura podemos obter uma visão geral sobre a escombreira, encontrando-se no topo esquerdo da fotografia o desvio provisório do Rio Mau. Na zona central, é possível visualizar uma parcela do troço definitivo já executado, bem como a bacia de dissipação no local onde se restitui a água ao leito natural do Rio Mau.



Figura 3.3 – Canal de Desvio do Rio Mau (Eng<sup>a</sup>. Ana Fortunato, 2012)

A Figura 3.3 corresponde à zona de incidência da presente Nota Técnica.

Observando a figura, podemos ver a parte inicial do canal, que devido a indefinições do projeto de execução ainda não se encontrava executada. Desta forma e visto que era necessário utilizar a zona da antiga pedreira como escombreira, foi necessário executar um desvio provisório. A solução adotada passou pela escavação da parte inicial do canal com a forma aproximada de um trapézio e com um perfil tipo com uma área de aproximadamente  $30 \text{ m}^2$ . O volume total correspondente a essa escavação foi de  $428 \text{ m}^3$ .

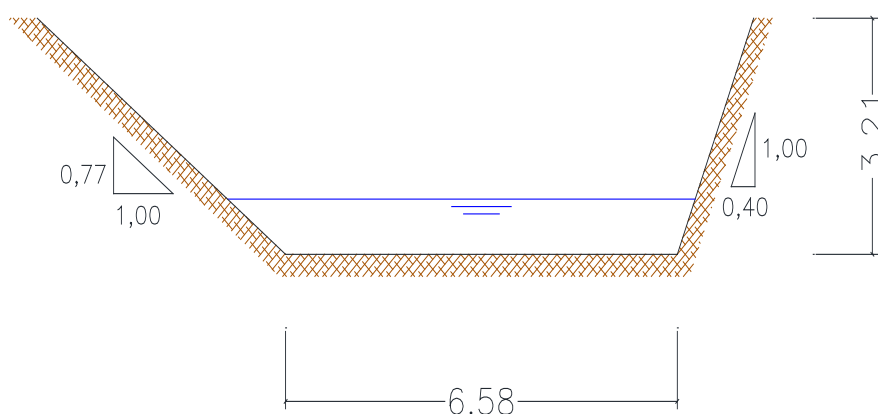


Figura 3.4 – Perfil Transversal Tipo

Como forma de regularização da superfície do canal, foi executado um revestimento em betão projetado, de forma a impedir o arrastamento de finos e garantir a impermeabilização na base do canal e dos taludes adjacentes.

A jusante do canal foram dispostas três manilhas de betão com o intuito de controlar e direcionar o caudal, que foram betonadas entre si por forma a garantir a sua estabilidade e, em casos excepcionais, fazer face a situações de eventual galgamento, (Figura 3.5).



Figura 3.5 – Cascata a Jusante das Manilhas (Eng.<sup>a</sup> Ana Fortunato, 2012)

Dada a importância desta linha de água e sabendo que estas secções têm de garantir o escoamento para o caudal de dimensionamento, correspondente ao caudal centenário de cheia de 20 m<sup>3</sup>/s, para se determinar a altura máxima de água prevista para este caudal foi utilizada a fórmula de Manning-Strickler:

$$Q = K_s \cdot A \cdot R_h^{2/3} \cdot i^{1/2} \quad [3.1]$$

$$R_h = \frac{A}{P} \quad [3.2]$$

Em que:

- Q – Caudal [m<sup>3</sup>/s];
- K<sub>s</sub> – Coeficiente de Rugosidade de Manning-Strickler [m<sup>1/3</sup>/s];
- A – Área de Escoamento [m<sup>2</sup>];
- R<sub>h</sub> – Raio Hidráulico [m];
- P – Perímetro Molhado [m];
- i – Inclinação Média [m/m].

#### Secção Trapezoidal:

Tendo em conta que o revestimento executado foi em betão projetado, adotou-se um K<sub>s</sub> = 50 m<sup>1/3</sup>/s, visto este apresentar elevada rugosidade. A inclinação média do canal “i”, foi determinada recorrendo aos perfis transversais que se encontram no Anexo B.

De acordo com os cálculos apresentados na Nota Técnica, a altura de escoamento em regime uniforme no canal é de 0,75 m.

#### Secção Circular:

No dimensionamento das manilhas foram considerados dois cenários:

- 1º. Considerou-se que o escoamento se processa em superfície livre, de forma a se determinar a altura necessária para escoar o caudal centenário de cheia;
- 2º. O escoamento processa-se com secção cheia, com o intuito de se aferir o caudal máximo escoado pelas manilhas.

No dimensionamento das manilhas considerou-se  $K_s = 70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ .

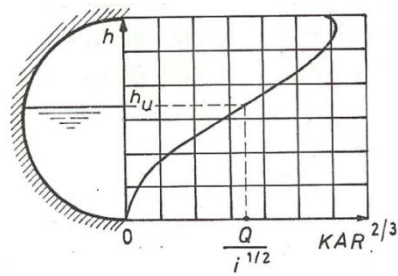


Figura 3.6 – Curva de Capacidade de Transporte numa Secção Circular, (Quintela, A.,2002).

- Escoamento com superfície livre:

$$\text{Secção Hidraulica: } A = (\theta - \sin \theta) \times \frac{D^2}{8} \quad [3.3]$$

$$\text{Perímetro Molhado: } P_H = \frac{D \times \theta}{2} \quad [3.4]$$

$$\text{Ângulo: } \theta = 2 \arccos \left( 1 - \frac{2h}{D} \right) \quad [3.5]$$

- Escoamento com secção cheia:

$$\text{Secção Hidraulica: } A = \frac{\pi \times D^2}{4} \quad [3.6]$$

$$\text{Perímetro Molhado: } P_H = \pi \times D \quad [3.7]$$

Em que:

- $\theta$  – Ângulo formado entre o centro da conduta e a superfície da lâmina de água [rad];
- $D$  – Diâmetro da Conduta [m];
- $h$  – Altura de Lâmina de Água [m].

Com o intuito de verificar a altura máxima que poderá ser atingida no canal trapezoidal em regime uniforme, calculou-se a Energia Específica. Segundo Teixeira da Costa. et al (2001), esta dá-nos a energia disponível numa secção, tendo como referência o fundo do canal, nessa mesma secção. Ou seja, esta é a distância vertical entre o fundo do canal e a linha de energia. Esta verificação torna-se indispensável na verificação de possíveis problemas de escoamento através de singularidades em canais, neste caso em específico estreitamento.

$$E = h + \frac{U^2}{2g} \quad [3.8]$$

$$U = \frac{Q}{A} \quad [3.9]$$

Em que:

- $h$  – Altura do Escoamento [m];
- $E$  – Energia Específica [m];
- $U$  – Velocidade Média [m/s].

De acordo com os cálculos apresentados na Nota Técnica, o caudal centenário de cheia escoase nas manilhas em regime uniforme com uma altura de 1,13 m, sendo a capacidade de cada manilha de  $7,34 \text{ m}^3/\text{s}$ , correspondendo a um caudal total acumulado de  $22,0 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Verificou-se também que em regime uniforme a altura máxima de água que poderá ser atingida no canal trapezoidal é de 2,24 m. Mas atendendo às razões apresentadas anteriormente, considera-se ajustada a altura atribuída aos taludes, garantindo assim que o canal trapezoidal não transborde com o caudal de projeto.

---

### 3.1.3. PRECIPITAÇÃO MÁXIMA DIÁRIA MENSAL

---

#### 3.1.3.1. INTRODUÇÃO

No âmbito da execução do desvio definitivo do rio Mau, efetuou-se um estudo estatístico da precipitação máxima diária mensal, recorrendo à Lei de Gumbel, com o intuito de se determinar os caudais máximos diários nos meses de estiagem, de Junho a Setembro, por forma a quantificar o caudal máximo que poderá ocorrer, com uma dada probabilidade, durante este período.

A escolha deste intervalo temporal deve-se ao facto de a obra de desvio definitivo do Rio Mau se realizar durante estes meses, devido à menor precipitação e consequente diminuição de caudais.

## 3.1.3.2. ESTUDO DESENVOLVIDO

Os caudais máximos diários para os meses em estudo, foram obtidos da seguinte forma:

- **Aplicação da Lei de Gumbel:**

Neste estudo aplicou-se a Lei de Gumbel visto esta ser frequentemente utilizada para análise de acontecimentos máximos, como é o caso dos valores máximos de precipitação diária. Em Faria, J.M. et al. (1980), foi efetuada uma análise estatística em vários postos de observação em Portugal, segundo esta mesma lei.

Os dados utilizados para a aplicação desta lei, foram obtidos recorrendo ao sítio da internet do *Sistema Nacional de Informação de Recursos Hídricos (SNIRH)*, utilizando os dados da estação meteorológica de Salamonde, cujo código é 03I/09UG.

Apresentam se de seguida os dados obtidos referentes ao período em estudo, (Quadro 3.1):

Precipitações Máximas Diárias [mm]				
Anos	Junho	Julho	Agosto	Setembro
1990	10,5	4,2	12	21,5
1991	32,5	28	24,5	31
1992	12,5	4,6	63,5	62
1993	16,5	0	3,5	64,8
1994	18,5	8,2	52,5	23,5
1995	37,5	19,6	11,5	51,5
1997	41	11,5	41,5	0
1999	12,5	10	38,5	98
2000	9,8	28	21	25
2001	7	24	9	15
2003	30	13	2,8	11
2004	14	8,5	76	13
2005	2,3	19	4,5	24
2007	71	1,8	15	15
2008	8,5	9,3	12	16
2009	47	65	23	1,2
Média [ $\bar{x}$ ]	23,2	15,9	25,7	29,5
Desvio Padrão [s']	18,5	15,8	22,5	26,5

Quadro 3.1 – Precipitações Máximas Diárias Registadas para os Meses em Estudo.

A dimensão da amostra, que corresponde apenas a dezasseis anos, tem uma dimensão inferior ao que seria desejável para permitir uma estimativa dos parâmetros da lei com uma confiança significativa, no entanto estes são os únicos dados disponíveis. Dado o reduzido período de execução dos trabalhos e ao baixo risco de ocorrência de precipitações superiores aos valores estimados, considerou-se que a amostra fornecia informação válida para a análise pretendida.

Para a execução deste estudo utilizou-se a equação da função distribuição [3.10], uma vez que foi considerado um período de retorno de dez anos. Este define-se como o número de anos que deve em média decorrer para que o valor máximo anual de uma dada variável, neste caso intensidade de precipitação, ocorra ou seja superada. Foi considerado este período de retorno uma vez que se prevê executar esta obra de desvio definitivo num período inferior a quatro meses, reduzindo assim a probabilidade por comparação direta com o período de retorno adotado, de ocorrência ou excedência da precipitação máxima estimada.

As equações que representam a Lei de Gumbel, utilizadas neste estudo foram:

$$F(x) = 1 - \frac{1}{T} \quad [3.10]$$

$$k = \frac{\sqrt{6}}{\pi} \left( -\ln \left( \ln \left( \frac{1}{F(x)} \right) \right) - 0,577 \right) \quad [3.11]$$

$$P = \bar{x} + ks' \quad [3.12]$$

Em que:

- $F(x)$  – Função de Distribuição;
- $k$  – Fator de Probabilidade;
- $T$  – Período de Retorno [Anos];
- $P$  – Precipitação [mm];
- $\bar{x}$  – Média das Precipitações [mm];
- $s'$  - Desvio Padrão das Precipitações [mm].

Assim sendo e com recurso às equações [3.10] e [3.11], obtiveram-se os seguintes valores para  $F(x)$  e  $k$ :

$$F(x) = 1 - \frac{1}{10} = 0,9 \quad [3.13]$$

$$k = \frac{\sqrt{6}}{\pi} \left( -\ln \left( \ln \frac{1}{0,9} \right) \right) - 0,577 = 1,305 \quad [3.14]$$

Utilizando a equação [3.12] e os valores da média e desvio padrão indicados no Quadro 3.1, obtiveram-se os seguintes valores para as precipitações máximas diárias para cada um dos meses em estudo, (Quadro 3.2):

Precipitações Máximas Diárias	
Mês	P [mm]
Junho	47,4
Julho	36,5
Agosto	55,0
Setembro	64,1

Quadro 3.2 – Precipitações Máximas Diárias para os Meses em Estudo para T = 10 anos.

Analisando os resultados, verificamos que dos quatro meses em estudo, o mês com maior valor de precipitação máxima diária é o mês de setembro e o mês com o menor valor é o mês de julho.

- **Determinação dos Caudais de Ponta:**

Para determinar o caudal máximo espectável a ser escoado pelo Rio Mau, é necessário em primeiro lugar, determinar a área da sua bacia hidrográfica. Esta, segundo a Lei da Água (Lei nº58/2005 29 de Dezembro) é “a área terrestre no qual todas as águas fluem para o mar, através de uma sequência de ribeiros, rios e eventualmente lagos e lagoas, desembocando numa única foz, estuário ou delta”.

Neste caso específico, trata-se de uma sub-bacia hidrográfica da bacia hidrográfica do Rio Cávado, cuja definição, segundo a mesma fonte, corresponde à “área terrestre a partir da qual todas as águas fluem, através de uma sequência de ribeiros, rios e eventualmente lagos para um determinado ponto de um curso de água, normalmente uma confluência ou um lago”.

O seu contorno é definido por uma linha que separa as águas entre bacias ou sub-bacias adjacentes, designando-se esta linha por linha de cumeada formada pelo conjunto de pontos de cotas mais elevadas entre bacias.

Desta forma e recorrendo à carta militar nº44 Ruivais (Vieira do Minho), foi possível determinar a área da bacia hidrográfica em questão, bem como o comprimento da linha de água principal. Posto isto, retiram-se as cotas referentes ao início e ao fim do curso de água principal, para assim determinar o seu declive médio.

Desta forma obtiveram-se os seguintes dados, (Figura 3.7):

<b>Área [km<sup>2</sup>]</b>	2,18
<b>Z<sub>máx.</sub> [m]</b>	940
<b>Z<sub>min.</sub> [m]</b>	370
<b>Comprimento da Linha de Água "L" [km]</b>	2,56
<b>J [m/m]</b>	0,223

Em que:

- Z<sub>máx.</sub> – Cota Máxima [m];
- Z<sub>min.</sub> – Cota Mínima [m];
- L – Comprimento da Linha de Água [m];
- J – Declive Médio da Linha de Água Principal [m/m].



Figura 3.7 – Planta da Bacia Hidrográfica do Rio Mau (Anexo C).

Com a obtenção dos dados anteriores, é possível determinar o tempo de concentração da bacia hidrográfica, que segundo Mendes, L. (2010), se define como sendo o tempo que demora o escoamento superficial da partícula de água caída no ponto cinematicamente mais afastado da secção de fecho da bacia, a chegar a essa secção.

Para tal recorreu-se à fórmula empírica de Temez, que segundo a mesma fonte, foi desenvolvida para bacias hidrográficas espanholas, mas que também é recomendada para Portugal, cuja expressão de cálculo é:

$$t_c = 0,3 \left( \frac{L}{J^{0,25}} \right)^{0,76} \quad [3.15]$$

Em que:

- $t_c$  – Tempo de Concentração [horas];
- $L$  – Comprimento da Linha de Água Principal [km];
- $J$  – Declive Médio da Linha de Água Principal [m/m].

Desta forma, obteve-se o seguinte tempo de concentração:

$t_c$ [h]	$t_c$ [min]
0,82	49

Quadro 3.3 – Tempo de Concentração da Bacia Hidrográfica em Estudo.

Para determinar o caudal de ponta, utilizou-se a fórmula racional, com o intuito de estimar o caudal máximo escoado de águas pluviais numa bacia hidrográfica. Assim sendo, o caudal de ponta é dado pela seguinte fórmula:

$$Q_p = \frac{C \times i_c \times A}{3,6} \quad [3.16]$$

Em que:

- $Q_p$  – Caudal de Ponta [ $m^3/s$ ];
- $C$  – Coeficiente de Escoamento;
- $i_c$  – Intensidade Crítica de Precipitação [mm/h];
- $A$  – Área da Bacia de Drenagem [ $km^2$ ].

Na expressão anterior o coeficiente de escoamento, segundo os apontamentos de Hidráulica Aplicada anteriormente referidos, é um parâmetro adimensional que traduz a relação entre a

precipitação útil e a precipitação total, sendo a precipitação útil a fração da precipitação total que dá origem a escoamento superficial, traduzida pela seguinte expressão:

$$C = \frac{P_{\text{útil}}}{P_{\text{total}}} \tag{3.17}$$

Em que:

- $P_{\text{útil}}$  – Precipitação Útil [mm/h];
- $P_{\text{total}}$  – Precipitação Total [mm/h].

É do conhecimento geral que nem toda a água precipitada numa determinada área é traduzida em escoamento superficial, visto que parte do seu escoamento fica retido em irregularidades do terreno, na cobertura vegetal, infiltra-se ou evapora-se. Deste modo, este coeficiente depende diretamente das características físicas do terreno, como o seu declive, ocupação e uso de solo, etc. O valor deste coeficiente varia entre 0 e 1.

O valor de “C” foi obtido através da seguinte tabela, retirada do artigo: Aplicação da Fórmula Racional à Análise de Cheias em Portugal Continental: Valores do Coeficiente C, (2002).

Tipo de ocupação	Período de retorno, T (anos)						
	2	5	10	25	50	100	500
<b>Zona urbana</b>							
Asfalto	0,73	0,77	0,81	0,86	0,90	0,95	1,00
Betão/telhados	0,75	0,80	0,88	0,88	0,92	0,97	1,00
Relvados							
Ocupando menos de 50% da área							
Declive de 0 a 2%	0,32	0,34	0,37	0,40	0,44	0,47	0,58
Declive de 2 a 7%	0,37	0,40	0,43	0,46	0,49	0,53	0,61
Declive superior a 7%	0,430	0,43	0,45	0,49	0,52	0,55	0,62
Ocupando de 50 a 75% da área							
Declive de 0 a 2%	0,25	0,28	0,30	0,34	0,37	0,41	0,53
Declive de 2 a 7%	0,33	0,36	0,38	0,42	0,45	0,49	0,58
Declive superior a 7%	0,37	0,40	0,42	0,46	0,49	0,53	0,60
Ocupando mais de 75% da área							
Declive de 0 a 2%	0,21	0,23	0,25	0,29	0,32	0,36	0,49
Declive de 2 a 7%	0,29	0,32	0,35	0,39	0,42	0,46	0,56
Declive superior a 7%	0,34	0,37	0,40	0,44	0,47	0,51	0,58
<b>Zona não urbana</b>							
Terreno cultivado							
Declive de 0 a 2%	0,31	0,34	0,36	0,40	0,43	0,47	0,57
Declive de 2 a 7%	0,35	0,38	0,41	0,44	0,48	0,51	0,60
Declive superior a 7%	0,39	0,42	0,44	0,48	0,51	0,54	0,61
Pastagem							
Declive de 0 a 2%	0,25	0,28	0,30	0,34	0,37	0,41	0,53
Declive de 2 a 7%	0,33	0,36	0,38	0,42	0,45	0,49	0,58
Declive superior a 7%	0,37	0,40	0,42	0,46	0,49	0,53	0,60
Floresta							
Declive de 0 a 2%	0,22	0,25	0,28	0,31	0,35	0,39	0,48
Declive de 2 a 7%	0,31	0,34	0,36	0,40	0,43	0,47	0,56
Declive superior a 7%	0,35	0,39	0,41	0,45	0,48	0,52	0,58

Quadro 3.4 – Valores do Coeficiente C da Fórmula Racional, (Adaptado de Chow et al., (1988)).

Para completar este estudo, falta-nos ainda determinar a intensidade da precipitação para um tempo igual ao tempo de concentração da bacia hidrográfica em estudo. Uma vez que dispomos das intensidades de precipitação para um dia, 24 horas, segundo Quintela, A., (1998), para períodos de retorno de cem anos, a precipitação diária num dado local pode ser convertida na precipitação em 6 horas e na precipitação em 1 hora, mediante o recurso a mapas de isolinhas dos “valores máximos de precipitação em 6 horas em percentagem dos valores em 24 horas” e dos “valores máximos de precipitação em 1 hora em percentagem dos valores em vinte e quatro horas”.

No caso em estudo e visto que o tempo de concentração referente à bacia hidrográfica do Rio Mau é inferior a uma hora, o mapa de isolinhas que nos interessa é o dos “valores máximos de precipitação em 1 hora em percentagem dos valores em 24 horas”.

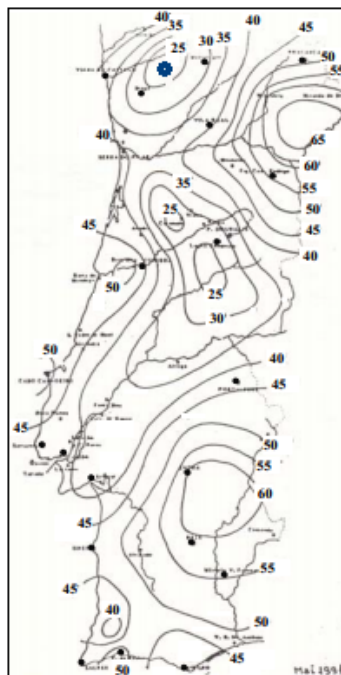


Figura 3.8 – Mapa de Isolinhas dos Valores Máximos da Precipitação em 60 min Expressos em Percentagem dos valores em 24 h. (Quintela, A. 1998).

Uma vez que a bacia hidrográfica em questão se encontra no distrito de Braga, conselho de Vieira do Minho, considerou-se que a percentagem a ser utilizada para obter-se a precipitação máxima em 1 hora partindo dos valores de 24 horas, seria de 25%.

Para o mês de setembro, o valor da precipitação máxima com a duração de uma hora será:

$$P_{60} = 64,1 \times 0,25 = 16,0 \text{ mm} \quad [3.18]$$

Uma vez que o período de retorno adotado é inferior a cem anos, segundo Quintela, A., (1998), poderá recorrer-se, com aproximação razoável, às mesmas figuras.

A precipitação máxima em 5, 10, 15, e 30 minutos poderá ser deduzida da precipitação máxima em 60 minutos a partir das seguintes relações da precipitação em n e em 60 minutos:

Duração n (min.)	5	10	15	30
Relação	0,29	0,45	0,57	0,79

Quadro 3.5 – Relação Entre Valores da Precipitação em n e em 60 min, (Quintela, A., 1998).

Desta forma e utilizando os valores da precipitação máxima diária calculados anteriormente, para o mês mais desfavorável (Setembro), obteve-se a precipitação máxima com a duração de 30 min.:

$$P_{30} = 16,0 \times 0,79 = 12,8 \text{ mm} \quad [3.19]$$

Considerou-se que a relação entre precipitações intensas e a respetiva duração pode ser dada pela linha de possibilidade udométrica. Esta linha é dada pela seguinte expressão:

$$P = a \times t^n \quad [3.20]$$

Em que:

- P – Precipitação [mm];
- t – Duração da Precipitação [min.];
- a, n – Coeficientes.

Aplicando esta equação aos valores obtidos nas equações [3.18] e [3.19], calcularam-se os valores dos coeficientes a e n:

- ✓ a = 4,29;
- ✓ n = 0,32;

Valores válidos para “t” em minutos e “P” em mm.

Substituindo os valores de “a” e “n” na equação [3.20], a precipitação máxima com uma duração igual ao tempo de concentração, (Quadro 3.3), é:

$$P = 4,29 \times 49^{0,32} = 14,9 \text{ mm} \quad [3.21]$$

Sendo a intensidade média de precipitação, “i”, dada pela seguinte expressão:

$$i = \frac{P}{t} \quad [3.22]$$

E substituindo “P” pelo valor obtido em [3.21] e “t” pelo tempo de concentração, obtém-se que:

$$i = \frac{14,9 \times 60}{49} = 18,2 \text{ mm/h} \quad [3.23]$$

Após a obtenção das intensidades de precipitação para o tempo igual ao tempo de concentração da bacia hidrográfica do Rio Mau, podemos finalmente determinar o caudal de ponta para o mês em questão, recorrendo à fórmula racional. Assim, de acordo com a expressão [3.14], o caudal de ponta para o período de retorno considerado, (T = 10 anos), é:

$$Q_p = \frac{0,41 \times 18,2 \times 2,18}{3,6} = 4,52 \text{ m}^3/\text{s} \quad [3.24]$$

Assim sendo, verificamos que o caudal máximo que poderá ocorrer para o período de tempo considerado e para um período de retorno T = 10 anos é igual a  $Q_p = 4,52 \text{ m}^3/\text{s}$ .

## 3.2. ENSECADEIRA DE JUSANTE

### 3.2.1. ENQUADRAMENTO

A zona de restituição do circuito hidráulico de Salamonde II encontra-se localizada na margem esquerda do Rio Cávado, restituindo os caudais turbinados na extremidade de montante da albufeira da barragem da Caniçada. Uma vez que o grupo a instalar no reforço de potência deste aproveitamento hidroelétrico é reversível, permitindo também bombear caudais da albufeira da barragem da Caniçada para a albufeira da barragem de Salamonde, é necessário garantir o afogamento do grupo, mesmo que o nível da albufeira da barragem da Caniçada esteja próximo do nível mínimo de exploração (Nme). Para tal, será escavado no leito do Rio Cávado um canal à cota (139.00) que obrigará a escavações significativas numa zona que se encontra submersa pelas águas da albufeira da barragem de Caniçada. Este canal terá cerca de 200 m de comprimento, secção trapezoidal com 30 m de largura de rasto e taludes 1:2 – [H:V], (Figura 3.9).

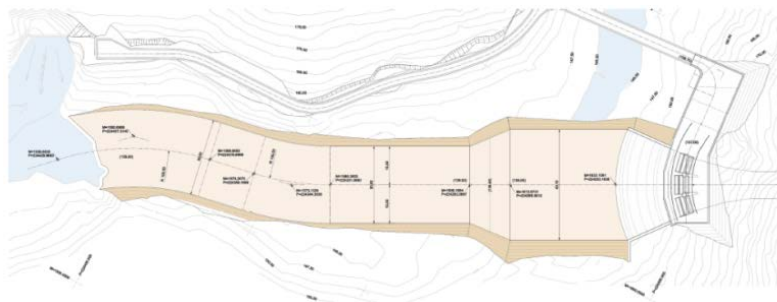


Figura 3.9 – Planta do Canal de Restituição, (EDP, 2010).

A estrutura e túnel de restituição do circuito hidráulico e parte do canal situado no leito do Rio foram executados a seco, ao abrigo de uma ensecadeira de betão em perfil gravidade, por forma a proteger a zona de trabalhos da água proveniente da albufeira da barragem da Caniçada. Esta ensecadeira, situada no extremo de montante da albufeira da barragem de Caniçada e a jusante da barragem de Salamonde, uma vez executada, não irá ter qualquer

interferência com a exploração destas albufeiras, dado que será demolida assim que se derem por terminados os trabalhos a montante desta.

Uma vez que os trabalhos na restituição só foram executados durante o semestre de Abril a Setembro, a montante da ensecadeira foi criada uma bacia onde se instalaram cinco bombas com a capacidade total de derivação de 600 l/s, garantido assim que durante este período os trabalhos fossem realizados a seco, (Figura 3.10).



Figura 3.10 – Instalação das Bombas de Derivação, (Arquivo Pessoal).

Relativamente à sua geometria, esta apresenta uma secção trapezoidal materializada em betão, por forma a constituir um elemento estrutural do tipo gravidade e resistir apenas pelo peso próprio às ações essencialmente provocadas pelos impulsos da água. Foi definida por forma a resistir às seguintes ações:

- Ações gravíticas, representadas pelo peso próprio dos materiais;
- Ações hidrostáticas, representadas pelo impulso hidrostático na ensecadeira;
- Ações sísmicas, representadas pelas forças de inércia associadas às massas da estrutura e água da albufeira.

A cota do coroamento foi fixada em (153.00) a qual corresponde ao nível de máxima cheia (NMC) da albufeira da barragem de Caniçada.

Com a cota do coroamento definida, a altura da ensecadeira é variável em função da cota do terreno, após escavação de cerca de 1,0 m para garantir um encastramento competente da fundação. Com base neste pressuposto, a altura máxima é de 10,0 m, numa secção próxima da margem direita do Rio Cávado.

A largura no coroamento tem 3,0 m por forma a facilitar os trabalhos na zona, sendo possível alcançar com alguma segurança a margem esquerda do Rio Cávado. Uma vez que a ensecadeira é galgável os paramentos têm uma ligeira inclinação 0,30:1 – [H:V], minimizando ligeiramente o impulso hidrostático e a resistência ao escoamento durante os períodos mais chuvosos, dado que os eventuais caudais descarregados na barragem de Salamonde durante o semestre húmido são naturalmente conduzidos para a albufeira da Caniçada, passando sobre o coroamento da ensecadeira de jusante, (Figura 3.11).

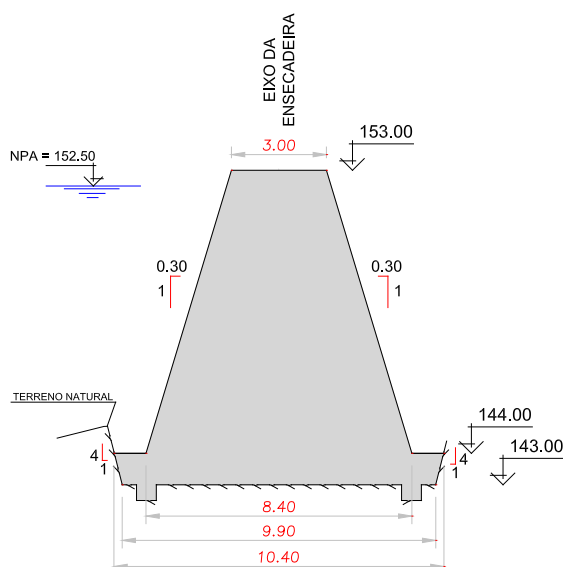


Figura 3.11 – Seção Tipo da Ensecadeira de Jusante da Zona com Altura Máxima, (Adaptado Construsalamonde A.C.E.).

### 3.2.1.1. BETÃO COM PRÉVIA COLOCAÇÃO DE AGREGADO (BPCA)

Cerca de 40% do volume total da ensecadeira de jusante de Salamonde foi executada recorrendo a esta nova técnica de betonagem, a qual surge no âmbito da metodologia Lean, introduzida pela EDP produção em 2004 e que tem por objetivo a otimização de processos, melhoria contínua e eliminação de desperdícios.

Como resultado de uma reunião com o responsável do núcleo de betões do LNEC, depreendeu-se que dentro desta metodologia foram analisadas diferentes iniciativas, tendo-se

selecionado as que se mostraram mais viáveis. A iniciativa ensaio e desenvolvimento da tecnologia BPCA, para aplicação em massa na construção de barragens foi uma das eleitas.

O Betão com Prévia Colocação do Agregado (BPCA), seguidamente apenas designado por BPCA, é obtido pela colocação prévia de uma mistura de agregado grosso na camada a betonar e pela posterior injeção por gravidade de uma argamassa para o preenchimento dos vazios da mistura. Em relação ao Betão Convencional (BC), esta tecnologia permite a separação do processo contínuo de fabrico, transporte e colocação do betão convencional em dois processos temporalmente distintos. No primeiro processo ocorrerá a preparação e colocação da mistura do agregado grosso na camada a betonar e que irá preencher cerca de 60% do seu volume. O segundo processo consistirá no fabrico, transporte e colocação de uma argamassa, por gravidade, para o preenchimento dos vazios da mistura do agregado grosso, a que corresponderá o restante volume, cerca de 40%.

O primeiro processo, correspondente à colocação prévia do agregado grosso, é totalmente autónomo da utilização da central de betão, a qual apenas será utilizada no segundo processo, ou seja, no fabrico da argamassa, correspondendo a cerca de 40% do volume total de BPCA, (Figura 3.12). Esta é essencialmente constituída por:

- Cimento;
- Cinzas Volantes;
- Areia;
- Adjuvante (Superplastificante); e
- Água.



Figura 3.12 – Argamassa para BPCA, (Arquivo Pessoal).

Relativamente aos agregados, estes devem ter uma dimensão compreendida entre os 19 e os 150mm, sendo que a dimensão mínima ideal será os 32mm, (Figura 3.13).



Figura 3.13 – Agregado Grosso para BPCA, (Arquivo Pessoal).

A ideia de desenvolver esta nova metodologia surge na sequência de uma experiência do Eng.º Jorge Ferreira da EDP, o qual decidiu utilizar uma argamassa muito fluida para preencher uma falha existente na barragem do Alqueva, tendo verificado que essa argamassa preenchia bem os vazios. Assim sendo e após alguns ensaios em laboratório, concluiu que esta tecnologia teria potencial. O desenvolvimento destes ensaios foi realizado numa parceria EDP/LNEC, dando origem ao respetivo registo de patente.

Posto isto, com o intuito de estimar a viabilidade económica desta metodologia, foi efetuado um estudo que teve por base a execução da Barragem do Baixo Sabor, onde se comparou a execução dessa mesma barragem recorrendo ao BPCA em alternativa ao BC. Após análise dos resultados, concluiu-se que a execução desta barragem com recurso ao BPCA ficaria cerca de 20% mais barata do que com a utilização dos métodos construtivos tradicionais.

Estima-se que 50% do custo da empreitada na construção de uma barragem deriva da produção e aplicação do betão. Por sua vez, o betão em massa representa entre 70 a 80% do volume de betão aplicado em obra.

Enquanto na aplicação do betão convencional, 100% do material é processado, misturado e posteriormente aplicado, com este novo método cerca de 60% do volume de material vai diretamente para a barragem, passando apenas por um processo de lavagem e crivagem.

A redução de custos, deve-se essencialmente a:

- Redução do custo da central de betão uma vez que o volume a produzir representa apenas 40%, sensivelmente, do volume total a betonar;
- Menor desgaste dos equipamentos da central, uma vez que apenas produz argamassa, deixando de haver agregados grandes na mistura;
- A área destinada à central de betão é mais pequena, pois para produzir esta argamassa é necessário uma menor quantidade de agregados;
- Redução estimada dos tempos de estaleiro em um ano, uma vez que neste processo o fabrico e colocação do agregado e da argamassa podem ser executados em paralelo.

É de salientar que o custo do material necessário para a produção da argamassa é relativamente caro, devido à maior quantidade de cimento e cinzas necessárias, representando 75% do custo de material necessário para a produção de  $1\text{m}^3$  de argamassa. No entanto, dado que a percentagem de argamassa por cada  $\text{m}^3$  betonado de BPCA corresponde a apenas 40%, levando a que o custo real de produção de argamassa por  $\text{m}^3$  de BPCA seja diluído.

Outra grande potencialidade deste método, é o facto de possibilitar o transporte da argamassa através de pipeline com ligações entre troços pouco extensos, intercalados com caixas de visita que permitam intervenções de limpeza, diretamente da central para a barragem. No caso do agregado, este pode ser transportado desde a central de lavagem para a barragem em tapetes, recorrendo posteriormente a uma mini-giratória com rastos de borracha para espalhar uniformemente o agregado ao longo de todo o bloco a betonar.

Esta tecnologia tem um sobrecusto, as cofragens. Dado que vai ser aplicada uma argamassa muito fluida, estas devem garantir a sua total estanquidade, pelo que os respetivos painéis não devem ter juntas horizontais e as juntas verticais devem assentar em perfis que evitem o seu deslocamento ou abertura. O sistema de cofragem deve permitir, sempre que necessário, um reajuste em todo o seu perímetro, de forma a eliminar eventuais fugas de argamassa pelas superfícies de contacto durante a fase de colocação ou posteriormente até ao início da presa.

Relativamente à resistência, o BPCA mostra-se equivalente ao BC, sendo possível desmoldar o bloco a partir do segundo dia após a colocação da argamassa, desde que a sua resistência à compressão seja superior a 6MPa, resistência esta necessária para o bloco adjacente suportar o bloco de cofragens seguinte.

É ainda possível aumentar este ritmo de descofragem, bastando para tal alterar a relação cimento/cinzas.

Uma vez verificada a viabilidade económica deste processo e considerando o seu elevado potencial, a EDP decidiu aplicar esta tecnologia em obra, tendo sido utilizada nas seguintes obras:

- Bloco da ensecadeira de jusante da barragem de montante do Baixo Sabor;
- Troço de um bloco na barragem de jusante do Baixo Sabor; e
- Blocos da ensecadeira de jusante de Salamonde.

Este novo método, aplicado na execução de uma parcela dos blocos da ensecadeira de jusante de Salamonde, foi objeto de acompanhamento durante o período de estágio, sendo descrito de seguida.

### 3.2.2. ACOMPANHAMENTO DOS TRABALHOS DESENVOLVIDOS

#### 3.2.2.1. ESCAVAÇÃO DO LEITO DO RIO CÁVADO

A ensecadeira de jusante encontra-se posicionada no extremo de jusante do canal e imediatamente a montante da restituição do circuito hidráulico de Salamonde I, permitindo que todo o canal de jusante no leito do Rio Cávado pudesse ser escavado a seco. Esta ensecadeira estava prevista ser executada ao abrigo de um abaixamento do nível da água da albufeira da barragem de Caniçada para a cota 138.00. No entanto, esta solução estava associada a impactes socioeconómicos significativos, decorrentes dos abaixamentos excessivos do nível da água da albufeira da barragem de Caniçada, diagnosticados através do relatório elaborado no âmbito da declaração de impacte ambiental (DIA) da empreitada do reforço de potência do aproveitamento hidroelétrico de Salamonde – Salamonde II.

Segundo o Ministério do Ambiente e do Ordenamento do Território, as variações de nível previstas para a albufeira da Caniçada durante o período de intervenção, dariam origem a

impactes socioeconómicos nas atividades relacionadas com o uso da albufeira. Neste contexto a EDP solicitou ao A.C.E. que apresentasse uma solução que permitisse a execução da ensecadeira de jusante dispensando um abaixamento tão elevado do nível da albufeira da Caniçada.

Assim sendo, a execução dos trabalhos na restituição foi efetuada de acordo com o indicado no quadro seguinte:

	Período de condicionamento		Trabalho condicionante	Abaixamento [m] (Cota da albufeira)
	Início	Fim		
1	15 de Abril de 2012	31 de Maio de 2012	Execução das escavações e primeiras elevações da ensecadeira de jusante	8,5 m (144,0)
2	1 de Junho de 2012	15 de Setembro de 2012	Execução das escavações do canal e conclusão da ensecadeira de jusante	6,5 m (146,0)
3	1 de Junho de 2014	15 de Agosto de 2014	Demolição da ensecadeira de jusante	6,5 m (146,0)

Quadro 3.6 – Condicionamentos na Albufeira da Barragem da Caniçada (NPA de 152,50 m e NMC de 153,00 m), (EDP, 2012).

No seguimento do referido anteriormente, os trabalhos da construção da ensecadeira de jusante iniciaram-se pela abertura do canal, tendo esta sido efetuada com recurso a explosivos, de forma a fraturar o maciço rochoso, facilitando posteriormente a sua escavação.

Como tal e de forma a evitar a redução considerável do nível da albufeira da Caniçada, como referido anteriormente, esta operação foi realizada recorrendo a um Batelão Modular equipado com torre de perfuração, martelo de furação e três estacas de fixação para prevenir deslocações do mesmo durante os trabalhos de furação.



Figura 3.14 – Batelão Modular, (Arquivo Pessoal).

Para se efetuar esta tarefa com o máximo de rigor possível, é necessário determinar as cotas do leito rochoso, obtidos através de um levantamento batimétrico, e as cotas do canal de projeto. A determinação destas cotas foi efetuada recorrendo à planta do canal de restituição e aos seus perfis transversais.

Apresenta-se de seguida uma parcela do quadro produzido para auxiliar esta tarefa:

PERFIL		Letra	Número	CLR [m]	CP CANAL [m]	Variação [m]
i	j					
P2	P3	aa	7			
P2	P3	a	7	142,8875	139	3,89
P2	P3	b	7	142,812	139	3,81
P2	P3	c	7	142,7365	139	3,74
P2	P3	d	7	142,661	139	3,66
P2	P3	e	7	142,5544	139	3,55
P2	P3	f	7	142,4449	139	3,44
P2	P3	g	7	142,2699	139	3,27
P2	P3	h	7	142,1565	139	3,16
P2	P3	i	7	142,0533	139	3,05
P2	P3	j	7	141,7774	139	2,78
P2	P3	k	7	141,5398	139	2,54
P2	P3	aa	8			
P2	P3	a	8	142,775	139	3,78
P2	P3	b	8	142,624	139	3,62
P2	P3	c	8	142,473	139	3,47
P2	P3	d	8	142,322	139	3,32
P2	P3	e	8	142,1709	139	3,17
P2	P3	f	8	142,0145	139	3,01
P2	P3	g	8	142	139	3,00
P2	P3	h	8	142	139	3,00
P2	P3	i	8	142	139	3,00
P2	P3	j	8	141,5608	139	2,56
P2	P3	k	8	141,0796	139	2,08
P3	P4	aa	9			
P3	P4	a	9	142,775	139	3,78
P3	P4	b	9	142,624	139	3,62
P3	P4	c	9	142,473	139	3,47
P3	P4	d	9	142,322	139	3,32
P3	P4	e	9	142,1709	139	3,17
P3	P4	f	9	142,0145	139	3,01
P3	P4	g	9	142	139	3,00
P3	P4	h	9	142	139	3,00
P3	P4	i	9	142	139	3,00
P3	P4	j	9	141,5608	139	2,56
P3	P4	k	9	141,0796	139	2,08

Quadro 3.7 – Parcela das Cotas do Leito Rochoso (CLR) e do Canal de Projeto (CP) a Escavar na Restituição.

A planta e perfis transversais utilizados para a obtenção dos dados anteriores encontram-se no Anexo D.

Posto isto, é possível iniciar-se a perfuração e desmonte do leito rochoso do canal do Rio Cávado. Este processo de perfuração e desmonte de rocha submersa decorreu por operações cíclicas, as quais passo a resumir, (Figura 3.15):

- a) O batelão através dos seus guinchos e de pontos de amarração nas margens do rio será colocado em posição pré-determinada e mantido imóvel por meio de estacas e guinchos;
- b) O conjunto que formará o tubo exterior de encamisamento (casing) será arriado até ao leito. O casing será então pressionado até atingir a rocha sã;
- c) Assim que o casing for cravado no substrato rochoso, baixam-se as barrenas com o bit acoplado, seguindo-se a furação até à cota desejada. A profundidade do furo dependerá da possança da camada de rocha a remover em cada local, sendo calculada a partir do nível atingido pelo casing;
- d) A furação decorre em simultâneo com a limpeza do furo, através da injeção de ar comprimido pelo interior das barrenas e do bit de furação.



Figura 3.15 – Equipamento para Perfuração Submersa.  
Legenda: 1) Casing; 2) Bit; 3) Barrenas, (Arquivo Pessoal).

No seguimento do referido anteriormente, apresenta-se a Figura 3.16, onde é possível observar a colocação de uma nova barrena, para se obter maior profundidade de perfuração, e o recomeço da operação.



Figura 3.16 – Colocação da Barrena e Perfuração Subaquática, (Arquivo Pessoal).

Terminado o furo, remove-se o material de furação, passando-se de seguida à fase de quebração da rocha. Assim que o material tenha sido removido, o furo será carregado desde o convés do batelão. Esta operação tem a seguinte sequência cíclica:

- a) Uma vez confirmada a coluna de rocha a ser removida é definida a carga necessária de explosivos;
- b) Os explosivos são colocados no seu interior com um detonador inserido no primeiro cartucho, no fundo do carregamento;
- c) A carga é então baixada através do interior do casing, verificando-se a profundidade final com varas graduadas para certificação do nível;
- d) O espaço remanescente no topo do furo é então selado com areias e lodos;
- e) Antes da retirada do casing, é baixado um anel pelo seu exterior, atado a um cabo, para permitir a recuperação dos fios dos detonadores;
- f) Quando todos os furos estiverem carregados e os casing's removidos, os fios dos detonadores, são recolhidos e verificados.

Quando concluído o ciclo pré-estabelecido, o pontão de perfuração afastar-se-á para uma distância segura, seguindo-se a ignição da pega de acordo com os procedimentos de segurança e avisos pré-estabelecidos. Estes procedimentos envolverão avisos sonoros e visuais. Note-se que antes do disparo será apresentado para aprovação das entidades competentes o pedido de autorização de uso de explosivos, devendo ir juntamente com esse pedido o plano de fogo e a respetiva planta de localização.

Enquanto prosseguiam os trabalhos de perfuração e detonação do leito do Rio Cávado, iniciou-se a preparação da plataforma de trabalhos a montante do local onde se irá executar a ensecadeira, sendo esta composta por material granular e enrocamento aterrado sobre o leito do rio. Posteriormente, recorrendo ao mesmo tipo de material, foi criado um acesso à margem esquerda, bloqueando parcialmente os caudais que escoavam vindos de montante, criando um açude que posteriormente seria utilizado para instalar o sistema de derivação de caudais. De forma a equilibrar os impulsos gerados pela água sobre esse acesso, foi colocada uma manilha, promovendo o escoando de forma controlada de uma parte da água afluyente a esse açude, (Figura 3.17).



Figura 3.17 – Preparação da Plataforma de Trabalhos, (Arquivo Pessoal).

Durante o mês de Maio, quando esta plataforma estava praticamente concluída, faltando apenas a plataforma de acesso ao canal a montante da ensecadeira na margem esquerda, surgiu um imprevisto que atrasou os trabalhos. Este deveu-se às condições meteorológicas adversas que se fizeram sentir durante esse mês, obrigando à abertura das comportas da Barragem de Salamonde. Os caudais que passaram na zona da restituição destruiu a plataforma, atrasando deste modo os trabalhos em curso nessa frente de trabalho, (Figura 3.18).



Figura 3.18 – Plataforma de Trabalhos Antes e Durante a Abertura das Comportas, (Arquivo Pessoal).

Posto isto, após recuperação da plataforma de trabalhos, depois de terminada a série de ciclos anteriormente descrito e detonados todos os furos, passou-se à fase de remoção do escomburo. Esta operação foi executada com auxílio de meios mecânicos e, para que estes fossem capazes de remover todo o escomburo existente na zona do canal a intervir, foi criada uma plataforma de acesso, na margem esquerda do Rio Cávado, à cota 144,50, (Figura 3.19). Esta plataforma de acesso encontra-se igualmente representada no Anexo D.



Figura 3.19 – Remoção de Escomburo do Canal da Restituição, (Eng.º Francisco Romãozinho e Eng.ª Ana Fortunato, 2012).

Ainda no que se refere a escavações, antes de se poder iniciar a execução da ensecadeira, foi necessário atingir a respetiva cota de soleira. Deste modo, recorreu-se novamente a explosivos para fracionar o maciço rochoso, facilitando a sua remoção. Para tal recorreu-se ao método de

pré-corte, método este que evita projeções permitindo que se obtenha uma face de rocha lisa após o rebentamento.

Neste método, como o próprio nome indica, os furos a rebentar em primeiro lugar são os que correspondem à periferia da ensecadeira, criando assim uma descontinuidade no maciço rochoso e promovendo faces lisas.

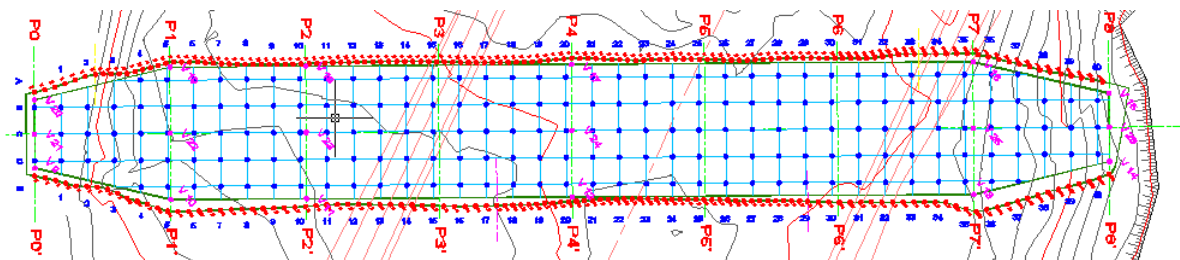


Figura 3.20 – Planta da Malha de Pré-Corte da Ensecadeira, (SETH, 2012).

Na figura anterior podemos observar a malha de pré-corte da ensecadeira de jusante, onde os pontos a vermelho representam o pré-corte, com afastamentos de 0,8 m quando a cota de projeto estiver a mais de 2 m de profundidade e de 0,6 quando esta estiver a menos de 2 m. Esta diferença de espaçamento deve-se à maior altura da “bancada” a desmontar, o que exige maior carga por  $m^3$ . Deste modo, como a altura é maior, para o pré-corte funcionar devidamente é necessário aumentar o espaçamento entre furos. A azul encontra-se a restante malha, com afastamento de 2 m entre si.

A determinação destas profundidades foi efetuada recorrendo à planta e perfis transversais da ensecadeira de jusante, Anexo E.

No quadro seguinte encontra-se parte da tabela efetuada para a determinação dos afastamentos da malha de pré-corte:

Afastamento	Pontos	CLR Montante	CF	ml [m]
0,8	1	153,29	151	2,29
0,8	2	152,82	150,57	2,24
0,8	3	152,34	150,15	2,20
0,8	4	151,87	149,72	2,15
0,8	5	151,39	149,30	2,10
0,8	6	150,92	148,87	2,05
0,8	7	150,28	148,25	2,03
0,6	8	149,86	147,89	1,97
0,6	9	149,44	147,53	1,91
0,6	10	149,02	147,17	1,86
0,6	11	148,60	146,81	1,80
0,6	12	148,18	146,44	1,74
0,6	13	147,76	146,08	1,68
0,6	14	147,35	145,72	1,62
0,6	15	146,93	145,36	1,57

Quadro 3.8 – Determinação da Malha de Pré-Corte.

As furações à superfície foram executadas recorrendo a um equipamento de perfuração sobre rastos e posterior colocação manual de explosivos, (Figura 3.21).



Figura 3.21 – Perfuração Mecânica e Colocação Manual dos Explosivos, (Arquivo Pessoal).

Uma vez concluídos todos os trabalhos de desmonte e saneamento do canal a jusante da ensecadeira e da fundação da mesma, pôde dar-se início às betonagens.

De referir que foram dragados do canal do Rio Cávado cerca de 14.500m<sup>3</sup> de material: rocha, areia e terra vegetal e cerca de 1.700m<sup>3</sup> de rocha da fundação da ensecadeira. Parte deste material, o material rochoso, seria posteriormente utilizado para a criação de agregado para a aplicação do BPCA.

#### 3.2.2.2. EXECUÇÃO DA ENSECADEIRA

Uma vez que parte da ensecadeira de jusante foi realizada recorrendo à tecnologia BPCA, foi necessário utilizar uma britadeira para britar o material rochoso retirado da operação de dragagem do Rio Cávado e uma central de lavagem com crivo para lavar e retirar os infratamanhos que surgissem após a operação de britagem desse material rochoso, (Figuras 3.22, 3.23 e 3.24).



Figura 3.22 – Britagem de Agregado para BPCA, (Arquivo Pessoal).

Sendo a central de lavagem um equipamento fixo com dimensão e peso significativo, para a instalar no terreno foi necessário construir uma estrutura de suporte em betão armado. O abastecimento de água à central de lavagem foi efetuado através de uma bomba instalada na margem da bacia criada para contenção das águas provenientes de montante da ensecadeira.



Figura 3.23 – Central de Lavagem e Crivagem de Agregado para BPCA, (Arquivo Pessoal).



Figura 3.24 – Sistema de Alimentação da Central de Lavagem, (Arquivo Pessoal).

Uma vez instalados os equipamentos e assim que o nível da albufeira da Caniçada atingiu a cota 144.00m, iniciaram-se os trabalhos de preparação da rocha de fundação da ensecadeira antes das betonagens dos blocos de fundação. Esta operação consistiu na limpeza da superfície, de forma a garantir que não apresentava elementos ocultos, depósitos de matéria orgânica e outras substâncias. Após a limpeza da fundação, procedeu-se ao tratamento da superfície, por picagem com recurso a martelo, para se obter boas condições de aderência com o betão, (Figura 3.25).



Figura 3.25 – Trabalhos de Limpeza da Rocha de Fundação, (Arquivo Pessoal).

Uma vez que a ensecadeira apresenta um perfil de gravidade, o betão foi aplicado em grandes massas não lhe sendo exigidas resistências muito elevadas. Por forma a limitar, dentro de valores aceitáveis, as tensões de tração horizontal que se geram na vizinhança das interfaces das diferentes camadas de betonagem devido a um elevado aumento de temperatura, devido à hidratação do cimento, foram considerados na ensecadeira quatro blocos separados por três juntas de betonagem verticais.

Essas juntas têm ao longo do seu contorno, lâminas de estanqueidade duplas do tipo water-stop para garantir a impermeabilização do espaço existente entre blocos, evitando a passagem de água e a consequente instalação de pressões hidrostáticas significativas no interior da secção, (Figura 3.26).



Figura 3.26 – Lâmina de Estanqueidade com 32cm de Largura, (Arquivo Pessoal).

Para tal foram efetuados dois roços por cada junta na rocha de fundação, de modo a facilitar a colocação das lâminas de PVC. Após a colocação destas lâminas, os roços foram selados com argamassa. Estes roços têm as seguintes dimensões, (Figura 3.27):

- Largura: 0,62m;
- Comprimento: 0,5m;
- Altura: 0,4m.



Figura 3.27 – Roço e Lâmina de PVC, (Arquivo Pessoal).

Uma vez concluídos os trabalhos de preparação da rocha de fundação e colocação das respetivas cofragens, pôde-se dar início às betonagens da ensecadeira.

Estava previsto iniciar-se as betonagens da ensecadeira de jusante no dia 01/05/2012. No entanto, devido à abertura das comportas, como já foi referido, e ao atraso na implementação do sistema de derivação dos caudais afluentes à restituição, estas só puderam ser iniciadas no dia 30 do referido mês. O atraso na implementação do sistema de derivação de caudais deveu-se à impossibilidade de aferir atempadamente os caudais afluentes, a tempo de mobilizar as bombas necessárias para a frente de obra.

É importante referir que nesta empreitada foram previamente estabelecidas, pelo Dono de Obra, datas-chave. Estas estabelecem prémios pelo cumprimento ou antecipação dos prazos de execução contratuais associados às datas-chave. Contratualmente previa-se que a conclusão de todas as betonagens e injeções da ensecadeira da restituição em condições que permitissem a subida do nível da albufeira de Caniçada até à cota 152,50 (NPA), seria 15/07/2012, o que significa que nunca esteve em causa o cumprimento desta data. No entanto,

este atraso comprometia a receção da totalidade do prémio por antecipação, o que era do interesse do A.C.E.

Estava também previsto, com o objetivo de evitar fugas de argamassa devido às irregularidades do terreno, executar apenas as fundações da ensecadeira com BC, sendo os restantes blocos executados recorrendo ao BPCA. Contudo, dado que ocorreram atrasos, de modo a não condicionar ainda mais a subida do nível da albufeira da Caniçada para a cota 146,00, o que por sua vez teria implicações socioeconómicas nas atividades relacionadas com o uso da albufeira, a E.D.P. em conjunto com o A.C.E decidiu executar a primeira elevação dos blocos 2, 3 e 4 igualmente em BC. De igual modo, tendo em conta que as últimas elevações têm uma altura reduzida, de 1m na 4ª elevação do bloco 1 e de 0,7m na 5ª elevação dos restantes blocos, estas também seriam realizadas com BC. O alçado da ensecadeira encontra-se no Anexo F.

Posto isto, a execução da ensecadeira pressupunha seguir o plano de trabalhos representado no Quadro 3.7:

Elemento	Tipo de Betão	Data
BLOCO 2 - FUNDAÇÃO	C20/25 - D55	30-05-2012
BLOCO 4 - FUNDAÇÃO	C20/25 - D55	30-05-2012
BLOCO 3 - FUNDAÇÃO	C20/25 - D55	01-06-2012
BLOCO 2 - 1ª ELEV.	C20/25 - D55	04-06-2012
BLOCO 4 - 1ª ELEV.	C20/25 - D55	05-06-2012
BLOCO 3 - 1ª ELEV.	C20/25 - D55	06-06-2012
BLOCO 2 - 2ª ELEV.	BPCA	11-06-2012
BLOCO 1 - FUNDAÇÃO	C20/25 - D55	12-06-2012
BLOCO 4 - 2ª ELEV.	BPCA	13-06-2012
BLOCO 3 - 2ª ELEV.	BPCA	14-06-2012
BLOCO 1 - 1ª ELEV.	BPCA	18-06-2012
BLOCO 4 - 3ª ELEV.	BPCA	21-06-2012
BLOCO 2 - 3ª ELEV.	BPCA	22-06-2012
BLOCO 3 - 3ª ELEV.	BPCA	26-06-2012
BLOCO 1 - 2ª ELEV.	BPCA	28-06-2012
BLOCO 2 - 4ª ELEV.	BPCA	02-07-2012
BLOCO 4 - 4ª ELEV.	BPCA	03-07-2012
BLOCO 1 - 3ª ELEV.	BPCA	05-07-2012
BLOCO 3 - 4ª ELEV.	BPCA	09-07-2012
BLOCO 1 - 4ª ELEV.	C20/25 - D55	10-07-2012
BLOCO 2 - 5ª ELEV.	C20/25 - D55	12-07-2012
BLOCO 4 - 5ª ELEV.	C20/25 - D55	12-07-2012
BLOCO 3 - 5ª ELEV.	C20/25 - D56	14-07-2012

Quadro 3.9 – Plano de Betonagens da Ensecadeira de Jusante.

Estava definido nas cláusulas técnicas da empreitada que as alturas das camadas de betonagem, para as ensecadeiras, deveriam respeitar o seguinte:

- Para os blocos no leito da albufeira, as camadas de betonagem deveriam ser limitadas, em princípio, a 1,00 m, na camada de fundação, e entre 2,00 e 2,50 m nas seguintes;
- Para os blocos nas encostas estes limites situar-se-iam entre duas a quatro camadas (conforme a inclinação da zona de fundação) com altura de 1,00 m na fundação e entre 1,50 e 2,50m nas seguintes;
- A compactação do betão por vibração, deveria ser executada com baterias de vibradores com características e em número adequado à sua perfeita eficiência, montadas em veículo motorizado;
- Por razões que se prendem com a garantia de arrefecimento do betão e a necessidade de evitar um comportamento diferencial de retração, fluência e elasticidade entre camadas, o intervalo de tempo entre o início das betonagens consecutivas deveria obedecer a limites mínimos de três dias e máximos de 15 dias.

As alturas das betonagens encontram-se representadas nos perfis transversais no Anexo G.

Assim sendo, deu-se início às betonagens da ensecadeira pela execução das fundações e primeiras elevações dos blocos 2, 3 e 4, utilizando o BC. Para tal foram utilizados os seguintes equipamentos:

- 6 Autobetoneiras;
- 1 Telebelt; 2
- 2 Vibradores de Betão.

Este processo envolve as seguintes etapas:

- 1º. Autobetoneira é carregada na Central de Betão e desloca-se para a frente de trabalho, percorrendo um percurso com 2,5km, (Figura 3.28);



Figura 3.28 – Central de Betão, (Construsalamonde A.C.E, 2012).

- 2º. Chegando à frente de trabalho, esta descarrega na telebelt que, através do seu braço extensível com tapetes, distribui o betão ao longo do bloco a betonar, (Figura 3.29);



Figura 3.29 – Aplicação do Betão com Recurso a Telebelt, (Arquivo Pessoal).

3°. O betão é vibrado internamente, utilizando um aparelho vibrante, vibrador de betão, que é introduzido na massa de forma a compactá-la, eliminando os vazios, (Figura 3.30);



Figura 3.30 – Vibração do Betão, (Arquivo Pessoal).

É importante referir, que a primeira elevação dos blocos 2,3 e 4 foi executada com 2,3m de altura, de forma a garantir uma folga aquando da subida do nível da albufeira para a cota 146,00.

Antes de se iniciar a elevação seguinte, a junta horizontal teve de ser preparada, tendo esta sido executada da seguinte forma:

- A superfície é submetida a jacto de ar e água sob pressão logo que o betão tenha atingido um estado de endurecimento que permita a remoção apenas da argamassa superficial sem que seja prejudicada a ligação dos outros elementos entre si. Caso esta operação não seja realizada, a superfície da junta de betonagem deverá ser picada.
- Imediatamente antes do início de nova betonagem, a junta deverá ser sujeita a lavagem com jacto de água, se necessário precedida de picagem, de modo a resultar uma superfície de betão limpa e sã, da qual se removerá toda a água residual, enxugando-a cuidadosamente por meio de jacto de ar.

Assim que efetuados estes trabalhos são encetados os trabalhos da camada seguinte.

Uma vez concluídas as betonagens recorrendo ao BC, iniciou-se a aplicação do BPCA. Como já foi referido, antes da aplicação do agregado, é necessário garantir a total estanquicidade da cofragem, pelo que os painéis não devem ter juntas horizontais e as juntas verticais devem assentar em perfis que evitem o seu deslocamento ou abertura. O sistema de cofragem deve permitir, sempre que necessário, um reajuste em todo o seu perímetro, de forma a eliminar eventuais fugas de argamassa pelas superfícies de contacto durante a fase de colocação ou posteriormente, até que este atinja a presa. Para o efeito, nas juntas verticais, foi utilizado espuma de poliuretano e fita isoladora com tecido, (Figura 3.31).



Figura 3.31 – Isolamento das Juntas Verticais das Cofragens, (Arquivo Pessoal).

Na execução desta tarefa, foram utilizados os seguintes equipamentos:

- 1 Britadeira Móvel;
- 1 Central de Lavagem;
- 2 Camiões;
- 1 Giratória;
- 1 Mini-giratória;
- 1 Grua;
- 6 Autobetoneiras; e
- 1 Autobomba.

Este processo compreende as seguintes etapas:

1º. Britagem do material rochoso retirado da dragagem do rio, (Figura 3.32);



Figura 3.32 – Britagem do Material Rochoso Retirado do Rio, (Arquivo Pessoal).

2º. Uma vez britado, esse material é carregado num caminhão, que posteriormente o transporta e descarrega na central de lavagem, (Figura 3.33);



Figura 3.33 – Colocação do Agregado Grosso na Estrutura de Entrada da Central de Lavagem, (Arquivo Pessoa).

3º. O agregado é lavado, crivado e de seguida descarregado num caminhão, (Figura 3.34);



Figura 3.34 – Processo de Lavagem e Crivagem do Agregado, (Francisco Romãozinho, 2012).

- 4°. O caminhão transporta-o até junto do bloco onde irá ser aplicado, descarregando-o sobre uma manta geotêxtil. É posteriormente colocado no bloco com recurso a uma giratória, (Figura 3.35);



Figura 3.35 – Colocação do Agregado nos Blocos, (Francisco Romãozinho, 2012).

- 5°. Uma vez que cada bloco de betonagem tem 2m de altura, a colocação do agregado será efetuada até à altura 1,5m, seguindo-se a colocação de manilhas de betão simples de  $\emptyset$  300x600mm, finalizando-se de seguida a colocação do agregado. O espalhamento geral dos agregados na camada foram efetuados utilizando uma mini giratória com rastos de borracha. Devem existir cuidados adicionais junto às lâminas de PVC, pelo que nesses locais, a arrumação do agregado grosso deve ser manual, (Figura 3.36);



Figura 3.36 – Espalhamento Geral dos Agregados, (Arquivo Pessoal).

6°. Recorrendo a uma grua é colocado um depósito de 3m<sup>3</sup> no centro do bloco e sobre o agregado. O referido depósito está provido de 6 válvulas, de tubo “heliflex-ind” e de tampas para a ligação às manilhas de betão, (Figura 3.37);



Figura 3.37 – Colocação do Depósito e das Mangueiras de Distribuição, (Francisco Romãozinho, 2012).

7°. Após a colocação do depósito será colocado geotêxtil a cobrir toda a superfície do agregado. De forma a facilitar a posterior retirada do geotêxtil e do agregado superior, é colocada uma “malha sol” entre a superfície do agregado e o geotêxtil, (Figura 3.38);



Figura 3.38 – Geotêxtil Sobre a Camada de Agregado, (Arquivo Pessoal).

8°. Findos os passos atrás referidos, inicia-se a injeção da argamassa. O camião chega à frente de trabalho, descarrega a argamassa na autobomba que por sua vez vai bombeá-la para o depósito de distribuição, (Figura 3.39);



Figura 3.39 – Bombeamento da Argamassa, (Arquivo Pessoal).

9°. Uma vez bombeada a argamassa para o depósito, esta é distribuída através das suas válvulas para o bloco, ficando a cargo do efeito de gravidade o restante trabalho, (Figura 3.40);



Figura 3.40 – Aplicação da Argamassa, (Arquivo Pessoal).

10°. A aplicação da argamassa termina assim que esta atinge a superfície e cobre por completo todo o agregado grosso, (Figura 3.41);



Figura 3.41 – Fim da Aplicação da Argamassa, (Arquivo Pessoal).

Após a conclusão da colocação da argamassa na camada, a cura do BPCA é iniciada depois da retirada do geotêxtil e de efetuada a preparação da junta horizontal. A retirada do geotêxtil e o início da preparação da junta devem ser efetuadas quando o endurecimento da argamassa superficial seja adequado a estes trabalhos. A superfície do BPCA deve permanecer húmida até à colocação do agregado grosso na camada seguinte, que deverá ocorrer entre o 3º e o 14º dia, contados a partir da colocação da argamassa na camada anterior.

A desmoldagem pode ser efetuada a partir do 2º dia, após a colocação da argamassa, desde que a sua resistência à compressão não seja inferior a 6 MPa.

Antes da colocação do agregado da camada seguinte, deverá ser efetuada a preparação das juntas horizontais de betonagem, devendo esta ser executada com jacto de ar e água sob pressão. A referida preparação será iniciada logo que a argamassa do BPCA tenha atingido um estado de endurecimento que permita a remoção da argamassa superficial. Após esta preparação, o agregado grosso deve apresentar-se sem argamassa na sua superfície, numa profundidade entre 1 a 2 cm.

No caso de não ser possível realizar a preparação das juntas, de acordo com os processos atrás referidas, a superfície da junta de betonagem deverá ser picada até ser removida a argamassa superficial do agregado grosso. Em qualquer dos casos, o betão da junta deve permanecer

saturado até à colocação do agregado grosso da camada seguinte. Imediatamente antes do início da colocação do agregado, toda a água residual será retirada utilizando jatos de ar de modo a que as superfícies fiquem perfeitamente limpas.

Durante a primeira aplicação de argamassa surgiram alguns problemas de sedimentação dentro do depósito e nas manilhas, provocando entupimentos. Devido a esta ocorrência, o LNEC decidiu alterar a composição da argamassa, aumentando a relação cimento/cinzas e aumentar a malha de crivagem inicialmente prevista, alterando a mínima dimensão do agregado dos 19 para os 40 mm, (Figura 3.42).



Figura 3.42 – Entupimento de Manilha, (Arquivo Pessoal).

Assim sendo, tornou-se necessária a aquisição de um novo crivo e, por forma a não parar os trabalhos, ficou decidido que as betonagens iriam continuar utilizando BC até que este estivesse disponível.

Nas betonagens dos blocos 1 e 4, na ligação às margens, antes de se aplicar o BPCA foi betonado um soco com BC para evitar eventuais fugas de calda.



Figura 3.43 – Betonagem do Soco, (Arquivo Pessoal).

Uma vez que os trabalhos na restituição irão apenas decorrer durante o período de estiagem, será deixado um negativo no corpo da ensecadeira, uma conduta circular de 0,7m de diâmetro, que será vedado através de uma comporta de comando manual através do coroamento da ensecadeira. Esta comporta será aberta após o abandono da zona de trabalhos, no fim do período de estiagem, de forma a evitar desequilíbrios de pressão aquando da paragem da bombagem dos volumes afluentes ou na eventualidade de se identificarem casos de emergência que ponham em risco a estabilidade da ensecadeira, (Figura 3.44).



Figura 3.44 – Negativo no Corpo da Ensecadeira, (Francisco Romãozinho, 2012).

Durante o acompanhamento dos trabalhos de betonagem, de forma a promover uma melhor interpretação da diferença entre as duas técnicas de betonagem utilizadas, foi criado um quadro onde foram registados os rendimentos afetos a esta atividade, (Quadro 3.8). Nesse quadro, podem ser observados os diferentes rendimentos das betonagens com BC, bem como os rendimentos de colocação de agregado e argamassa aquando da aplicação do BPCA e consumos ocorridos.

ACOMPANHAMENTO DO REFORÇO DE POTÊNCIA SALAMONDE II

Elemento	Tipo de betão	PLANO DE BETONAGENS																																																		
		Teórico									Real																																									
		Betão C20/25			Agregado BPCA [m³]			Argamassa BPCA [m³]			Betão C20/25						Betão C20/25 Soco						Agregado BPCA						Argamassa BPCA																							
		Volume [m³]	Data P.T.	Teórico [%]	Volume [m³]	Data P.T.	Teórico [%]	Volume [m³]	Data P.T.	Volume [m³]	S.C. [m³]	S.C. [%]	Data	Desfasamento [Dias]	Hora de Início	Hora de Fim	Duração [h]	Rendimento [m³/h]	Data	Volume [m³]	Hora de Início	Hora de Fim	Duração [h]	Rendimento [m³/h]	Volume [m³]	Data de Início	Hora de Início	Hora de Fim	Data de Fim	Hora de Início	Hora de Fim	Duração [h]	Rendimento [m³/h]	Volume [m³]	S.C. [m³]	S.C. [%]	Data	Desfasamento [Dias]	Hora de início	Hora de Fim	Duração [h]	Rendimento [m³/h]										
BLOCO 2 FUNDAÇÃO	C20/25 D55	250	30-05-2012	-	-	-	-	-	289	39	15,6	30-05-2012	0	8:15	19:00	10:45	26,88	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-						
BLOCO 4 FUNDAÇÃO	C20/25 D55	150	30-05-2012	-	-	-	-	-	173	23	15,3	30-05-2012	0	20:45	2:30	5:45	30,09	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-						
BLOCO 3 FUNDAÇÃO	C20/25 D55	280	01-06-2012	-	-	-	-	-	329	49	17,5	01-06-2012	0	16:38	3:10	10:32	31,23	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-					
BLOCO 2 1ª ELEV.	C20/25 D55	194	04-06-2012	-	-	-	-	-	199,5	5,5	2,8	04-06-2012	0	9:20	15:58	6:38	30,08	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-					
BLOCO 4 1ª ELEV.	C20/25 D55	223	05-06-2012	-	-	-	-	-	274	51	22,9	05-06-2012	0	7:25	18:30	11:05	24,72	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-						
BLOCO 3 1ª ELEV.	C20/25 D55	355	06-06-2012	-	-	-	-	-	355,5	0,5	0,1	06-06-2012	0	7:30	19:06	11:36	30,65	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-						
BLOCO 2 2ª ELEV.	BPCA	-	-	60	149,4	08-06-2012	40	99,6	11-06-2012	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	149,4	09-06-2012	8:00	20:00	10-06-2012	8:00	13:00	22:00	6,79	121,5	21,9	22	11-06-2012	0	16:30	21:55	5:25	22,43	-	-	-	-					
BLOCO 1 FUNDAÇÃO	C20/25 D55	112	12-06-2012	-	-	-	-	-	122	10	8,9	12-06-2012	0	21:04	2:55	5:51	20,85	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-					
BLOCO 4 2ª ELEV.	C20/25 D55	193	13-06-2012	-	-	-	-	-	215	22	11,4	13-06-2012	0	9:00	16:50	7:50	27,45	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-					
BLOCO 3 2ª ELEV.	C20/25 D55	249	14-06-2012	-	-	-	-	-	258	9	3,6	14-06-2012	0	16:30	1:39	9:09	28,20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-					
BLOCO 1 1ª ELEV.	BPCA	-	-	58	101,50	16-06-2012	42	72,2	18-06-2012	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	15-06-2012	40	13:50	15:25	1:35	25,26	101,5	16-06-2012	17:00	23:00	17-06-2012	8:00	13:00	11:00	9,23	82,5	10,26	14,2	18-06-2012	0	16:55	20:46	3:51	21,43	-	-	-	-
BLOCO 4 3ª ELEV.	BPCA	-	-	58	106,72	19-06-2012	42	77,3	21-06-2012	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	18-06-2012	52	13:30	16:20	2:50	18,35	106,7	19-06-2012	8:00	12:00	19-06-2012	13:00	18:00	9:00	11,86	79,5	2,22	2,9	21-06-2012	0	8:15	10:55	2:40	29,81	-	-	-	-
BLOCO 2 3ª ELEV.	BPCA	-	-	58	116,00	20-06-2012	42	84	22-06-2012	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	116,0	19-06-2012	19:00	0:00	20-06-2012	0:00	5:00	10:00	11,60	91,5	7,5	8,9	21-06-2012	-1	11:46	16:20	4:34	20,04	-	-	-	-					
BLOCO 3 3ª ELEV.	BPCA	-	-	58	116,00	24-06-2012	42	84	26-06-2012	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	116,0	25-06-2012	15:00	20:00	25-06-2012	21:00	1:00	9:00	12,89	90	6	7,1	26-06-2012	0	16:40	20:10	3:30	25,71	-	-	-	-						
BLOCO 1 2ª ELEV.	BPCA	-	-	58	102,66	26-06-2012	42	74,3	28-06-2012	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	25-06-2012	44	11:10	12:40	1:30	29,33	102,7	26-06-2012	13:30	20:30	26-06-2012	8:00	9:00	8:00	12,83	73,5	-0,84	-1,1	27-06-2012	-1	13:55	17:34	3:39	20,14	-	-	-	-	
BLOCO 2 4ª ELEV.	BPCA	-	-	58	88,74	30-06-2012	42	64,3	02-07-2012	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	88,7	29-06-2012	14:30	19:00	02-07-2012	8:00	11:30	8:00	11,09	78	13,74	21,4	02-07-2012	0	13:15	17:20	4:05	19,10	-	-	-	-						
BLOCO 4 4ª ELEV.	BPCA	-	-	58	90,48	01-07-2012	42	65,5	03-07-2012	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	26-06-2012	30	9:20	11:06	1:46	16,98	90,5	27-06-2012	16:00	20:00	28-06-2012	8:00	11:00	7:00	12,93	70,5	4,98	7,6	28-06-2012	-5	13:06	17:15	4:09	16,99	-	-	-	-	
BLOCO 1 3ª ELEV.	BPCA	-	-	58	93,38	03-07-2012	42	67,6	05-07-2012	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	04-07-2012	30	13:46	15:45	1:59	15,13	93,4	05-07-2012	7:30	12:00	05-07-2012	13:00	15:00	6:30	14,37	63	-4,62	-6,8	06-07-2012	1	7:30	10:10	2:40	23,63	-	-	-	-	
BLOCO 3 4ª ELEV.	BPCA	-	-	58	88,74	07-07-2012	42	64,3	09-07-2012	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	88,7	04-07-2012	11:00	12:00	03-07-2012	13:00	19:00	7:00	12,68	72	7,74	12,0	05-07-2012	-4	14:35	16:52	2:17	31,53	-	-	-	-						
BLOCO 1 4ª ELEV.	C20/25 D55	71	10-07-2012	-	-	-	-	-	72	1	1,4	10-07-2012	0	13:22	17:00	3:38	19,82	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-					
BLOCO 2 5ª ELEV.	C20/25 D55	45	12-07-2012	-	-	-	-	-	45	0	0,0	06-07-2012	-6	14:10	16:15	2:05	21,60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-					
BLOCO 4 5ª ELEV.	C20/25 D55	46	12-07-2012	-	-	-	-	-	50	4	8,7	02-07-2012	-10	18:00	20:28	2:28	20,27	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-					
BLOCO 3 5ª ELEV.	C20/25 D55	45	14-07-2012	-	-	-	-	-	46,5	1,5	3,3	09-07-2012	-5	14:30	18:45	4:15	10,94	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-				

Quadro 3.10 – Rendimentos das Atividades Afetas às Betonagens.

Da análise dos dados do Quadro 3.8, pode-se verificar que de uma forma geral os rendimentos das betonagens com BC são semelhantes, exceto quando estas se realizavam em simultâneo com outras betonagens a decorrer na empreitada. Há ainda a registar o rendimento excessivamente baixo durante a betonagem da última elevação do bloco 3, o qual se deveu a um desacerto na quantidade de betão pedido à central em relação à efetivamente necessária, tendo esta gasto cerca de uma hora a fornecer o volume em falta. Verifica-se também que nas betonagens de menor volume os rendimentos são inferiores aos dos restantes blocos, o que se deve à mobilização de um menor número de autobetoneiras do que para os blocos de maior volume. Em anexo encontram-se os quadros dos equipamentos afetos a esta atividade, (Anexo H).

Relativamente a sobre-consumos, é de notar que foram mais significativos apenas nas betonagens executadas nas fundações e nas ligações às margens, o que se ficou a dever essencialmente às sobre-escavações, uma vez que estas foram executadas recorrendo a explosivos, não sendo fácil controlar com exatidão a fracturação do maciço rochoso.

No que se refere à aplicação do agregado grosso, verificou-se que os rendimentos são bastante semelhantes, registando-se apenas uma melhoria relativamente contínua nas suas diversas aplicações. Esta deve-se essencialmente à progressiva otimização da mão-de-obra no decorrer desta operação e à disponibilidade dos equipamentos na frente de trabalho, estando grande parte destes apenas mobilizados para execução desta tarefa. Encontra-se em anexo uma tabela resumo da mão-de-obra afeta a esta atividade, (Anexo I).

Nesta tarefa não foram contabilizados sobre-consumos uma vez que não era possível aferir as quantidades reais aplicadas com rigor. A possibilidade de aferir esta quantidade pela relação do volume de argamassa aplicada ficou comprometida pela ocorrência de algumas fugas, pelo que essa estimativa não seria real.

Relativamente à aplicação da argamassa os rendimentos são igualmente constantes, registando-se apenas um valor mais desfasado dos restantes, o qual se deveu essencialmente à ocorrência de fugas e entupimentos dos meios de distribuição. Por exemplo, na betonagem do bloco 2, 4ª elevação, esta esteve parada durante sensivelmente uma hora devido à fuga de uma grande quantidade de argamassa, em consequência da cedência do sistema de cofragem, tendo-se utilizado cerca de 9m<sup>3</sup> de areia para estancar a mesma, (Figura 3.45).



Figura 3.45 – Operação de Estancagem de Fuga de Argamassa, (Arquivo Pessoal).

Uma vez concluídos os trabalhos de betonagem e respeitados os tempos de cura, a ensecadeira ficou com o seguinte aspeto, (Figura 3.46):



Figura 3.46 – Finalização dos Trabalhos na Ensecadeira de Jusante, (Arquivo Pessoal).

Relativamente ao acabamento superficial, podemos afirmar que os resultados são bastante satisfatórios, registando-se apenas uma coloração um pouco mais escura nos blocos executados com BPCA devido à maior quantidade de cinzas volantes utilizada na produção da argamassa.

### 3.2.3. AVALIAÇÃO DE CUSTOS: BPCA VS BC

Concluídos os trabalhos de betonagem da ensecadeira de jusante, foi realizado um estudo económico por forma a apurar eventuais vantagens na aplicação desta nova técnica em trabalhos futuros. Tratando-se de uma nova técnica de betonagem, é de relevar a oportunidade única para adquirir conhecimento e experiência na sua concretização.

Posto isto, é de extrema importância compreender a diferença de custos entre a aplicação de BPCA e a utilização de betão convencional, sendo esta a finalidade da realização deste estudo.

Neste sentido, é essencial ter em consideração:

- O custo inerente à Central de Betão, nomeadamente a preparação do terreno para a implantação da Central, aquisição/aluguer da Central propriamente dita e seus componentes;
- Custos da execução das Baias para stock de material;
- Custos referentes a equipamentos e mão-de-obra necessários para manter a Central operacional;
- O custo de fabrico do m<sup>3</sup> de betão e da argamassa, no caso do BPCA;
- O custo relativo aos equipamentos necessários para a sua aplicação na frente de obra;
- O custo inerente à mão-de-obra necessária para aplicação do betão e da argamassa na frente de trabalho.

Deste modo, fez-se um estudo inicial das diferentes parcelas de forma individual, efetuando-se, de seguida, o comparativo entre as duas técnicas de betonagem tendo como base os volumes reais executados na Ensecadeira de Jusante.

## 3.2.3.1. PARCIAIS BETÃO C20/25

## 1. CUSTO DE FABRICO BETÃO C20/25

## 1.1) Encargos Inerentes à Execução da Plataforma para Instalação da Central de Betão.

	UNI.	QUANT.	P.U.	TOTAL
Escavação	m <sup>3</sup>	18.488,15 [m <sup>3</sup> ]	3,30 [€/m <sup>3</sup> ]	61.010,90 [€]
Geotecnia	vg	-	158.370,19 [€]	158.370,19 [€]
Baias	un.	12	87.314,30 [€/Baia]	1.047.771,61 [€]
				1.267.152,70 [€]
			Vol. Betão Aplicar	172.838,75 [m <sup>3</sup> ]
			Custo	7,33 [€/m <sup>3</sup> ]

## 1.2) Custos com Montagem e Exploração dos Equipamentos da Central de Betão.

	UNI.	QUANT.	P.U.	TOTAL
Central de Betão	un	1	12,52 [€/m <sup>3</sup> ]	12,52 [€/m <sup>3</sup> ]
Silo 120ton	un	1	0,14 [€/m <sup>3</sup> ]	0,14 [€/m <sup>3</sup> ]
Gerador Diesel A. Copco 150Kva	un	1	0,21 [€/m <sup>3</sup> ]	0,21 [€/m <sup>3</sup> ]
Gerador Diesel A. Copco 325Kva	un	1	0,36 [€/m <sup>3</sup> ]	0,36 [€/m <sup>3</sup> ]
Contentor (3x2,4)	un	1	0,01 [€/m <sup>3</sup> ]	0,01 [€/m <sup>3</sup> ]
Pá Carregadora	un	1	1,83 [€/m <sup>3</sup> ]	1,83 [€/m <sup>3</sup> ]
				15,07 [€/m <sup>3</sup> ]

## 1.3) Custos de Mão-de-Obra (Exploração da Central).

	UNI.	QUANT.	P.U.	TOTAL
Op. Central	un	1	1,38 [€/m <sup>3</sup> ]	1,38 [€/m <sup>3</sup> ]
Servente	un	1	0,70 [€/m <sup>3</sup> ]	0,70 [€/m <sup>3</sup> ]
Manobrador	un	1	1,47 [€/m <sup>3</sup> ]	1,47 [€/m <sup>3</sup> ]
				3,55 [€/m <sup>3</sup> ]

**1.4) Custos de Material (Fabrico).**

	UNI.	QUANT.	P.U.	TOTAL
Cimento Tipo I	ton/m <sup>3</sup>	0,15	110,15 [€/ton]	16,52 [€/m <sup>3</sup> ]
Cinzas	ton/m <sup>3</sup>	0,12	51,70 [€/ton]	6,20 [€/m <sup>3</sup> ]
Brita 10/20	ton/m <sup>3</sup>	0,47	7,48 [€/ton]	3,52 [€/m <sup>3</sup> ]
Brita 20/40	ton/m <sup>3</sup>	0,26	7,48 [€/ton]	1,94 [€/m <sup>3</sup> ]
Brita 40/55	ton/m <sup>3</sup>	0,314	7,48 [€/ton]	2,35 [€/m <sup>3</sup> ]
Areia fina 0/1	ton/m <sup>3</sup>	0,269	10,67 [€/ton]	2,87 [€/m <sup>3</sup> ]
Areia Média 0/4	ton/m <sup>3</sup>	0,627	10,67 [€/ton]	6,69 [€/m <sup>3</sup> ]
Pozzolith 540	ton/m <sup>3</sup>	0,0017	357,50 [€/ton]	0,61 [€/m <sup>3</sup> ]
Glenium SKY 526	ton/m <sup>3</sup>	0,0009	1.152,80 [€/ton]	1,04 [€/m <sup>3</sup> ]
				<b>41,74 [€/m<sup>3</sup>]</b>

**2. CUSTO DE APLICAÇÃO DO BETÃO C20/25****2.1) Custos de Equipamentos (Aplicação).**

	UNI.	QUANT.	P.U.	TOTAL
Telebelt	un	1	1,45 [€/m <sup>3</sup> ]	1,45 [€/m <sup>3</sup> ]
Autobetoneira	un	6	0,27 [€/m <sup>3</sup> ]	1,61 [€/m <sup>3</sup> ]
Vibrador Betão	un	2	0,00 [€/m <sup>3</sup> ]	0,002 [€/m <sup>3</sup> ]
				<b>3,06 [€/m<sup>3</sup>]</b>

**2.2) Custos de Mão-de-Obra (Aplicação).**

	UNI.	QUANT.	P.U.	TOTAL
Encarregado	un	1	2,00 [€/m <sup>3</sup> ]	2,00 [€/m <sup>3</sup> ]
Pedreiro	un	3	0,84 [€/m <sup>3</sup> ]	2,51 [€/m <sup>3</sup> ]
Servente	un	1	0,70 [€/m <sup>3</sup> ]	0,70 [€/m <sup>3</sup> ]
Motorista	un	6	0,78 [€/m <sup>3</sup> ]	4,71 [€/m <sup>3</sup> ]
Op. Telebelt	un	2	1,20 [€/m <sup>3</sup> ]	2,40 [€/m <sup>3</sup> ]
				<b>12,32 [€/m<sup>3</sup>]</b>

## 3.2.3.2. PARCIAIS BPCA

## 1. CUSTO DE FABRICO BPCA

## 1.1) Encargos Inerentes à Execução da Plataforma para Instalação da Central de Betão.

	UNI.	QUANT.	P.U.	TOTAL
Escavação	m <sup>3</sup>	18.488,15 [m <sup>3</sup> ]	3,30 [€/m <sup>3</sup> ]	61.010,90 [€]
Geotecnia	vg	-	158.370,19 [€]	158.370,19 [€]
Baias	un.	4	96.045,73 [€/Baia]	384.182,92 [€]
				603.564,01 [€]
			Vol. Betão Aplicar	172.838,75 [m <sup>3</sup> ]
			Custo	3,49 [€/m <sup>3</sup> ]

## 1.2) Custos com Montagem e Exploração dos Equipamentos da Central de Betão.

	UNI.	QUANT.	P.U.	TOTAL
Central de Betão	un	1	12,52 [€/m <sup>3</sup> ]	12,52 [€/m <sup>3</sup> ]
Silo 120ton	un	1	0,56 [€/m <sup>3</sup> ]	0,56 [€/m <sup>3</sup> ]
Gerador Diesel A. Copco 150Kva	un	1	1,09 [€/m <sup>3</sup> ]	1,09 [€/m <sup>3</sup> ]
Gerador Diesel A. Copco 325Kva	un	1	0,01 [€/m <sup>3</sup> ]	0,01 [€/m <sup>3</sup> ]
Contentor (3x2,4)	un	1	1,83 [€/m <sup>3</sup> ]	1,83 [€/m <sup>3</sup> ]
Pá Carregadora	un	1	0,23 [€/m <sup>3</sup> ]	0,23 [€/m <sup>3</sup> ]
				16,23 [€/m <sup>3</sup> ]

## 1.3) Custos de Mão-de-Obra (Exploração da Central).

	UNI.	QUANT.	P.U.	TOTAL
Op. Central	un	1	1,38 [€/m <sup>3</sup> ]	1,38 [€/m <sup>3</sup> ]
Servente	un	1	0,70 [€/m <sup>3</sup> ]	0,70 [€/m <sup>3</sup> ]
Manobrador	un	1	1,47 [€/m <sup>3</sup> ]	1,47 [€/m <sup>3</sup> ]
				3,55 [€/m <sup>3</sup> ]

**1.4) Custos de Material (Fabrico).**

	UNI.	QUANT.	P.U.	TOTAL
Cimento Tipo I	ton/m <sup>3</sup>	0,27	110,15 [€/ton]	29,74 [€/m <sup>3</sup> ]
Cinzas	ton/m <sup>3</sup>	0,5	51,70 [€/ton]	25,85 [€/m <sup>3</sup> ]
Areia fina 0/1	ton/m <sup>3</sup>	0,737	10,67 [€/ton]	7,86 [€/m <sup>3</sup> ]
Areia Britada 0/4	ton/m <sup>3</sup>	0,348	7,59 [€/ton]	2,64 [€/m <sup>3</sup> ]
Glenium SKY 617	ton/m <sup>3</sup>	0,00726	740,30 [€/ton]	5,37 [€/m <sup>3</sup> ]
AMV Rheomatrix 175	ton/m <sup>3</sup>	0,00296	1.375,00 [€/ton]	4,07 [€/m <sup>3</sup> ]
				<b>75,54 [€/m<sup>3</sup>]</b>

**1.5) Custos da Central de Lavagem.**

	UNI.	QUANT.	P.U.	TOTAL
Estrutura de Suporte	m <sup>3</sup>	1	6.482,53 [€]	6.482,53 [€]
Mobilização/Desmobilização da Central de Lavagem	m <sup>3</sup>	1	38.134,82 [€]	38.134,82 [€]
Camião Grua (Desmobilização)	m <sup>3</sup>	1	1.617,00 [€]	1.617,00 [€]
Plataforma de Apoio (Desmobilização)	m <sup>3</sup>	1	501,60 [€]	501,60 [€]
Demolição Estrutura de Sup.	m <sup>3</sup>	1	4.487,67 [€]	4.487,67 [€]
				<b>51.223,62 [€]</b>
Vol. Agregado Aplicado				<b>1.005,41 [m<sup>3</sup>]</b>
Custo				<b>50,95 [€/m<sup>3</sup>]</b>

## 2. CUSTOS APLICAÇÃO BPCA

## 2.1) Custos de Equipamentos (Aplicação Agregado)

	UNI.	QUANT.	P.U.	TOTAL
KOMATSU PC210	un	1	9,49 [€/m <sup>3</sup> ]	9,49 [€/m <sup>3</sup> ]
Martelo PC210	un	1	2,83 [€/m <sup>3</sup> ]	2,83 [€/m <sup>3</sup> ]
Camião	un	1	6,49 [€/m <sup>3</sup> ]	6,49 [€/m <sup>3</sup> ]
DUMPER A25	un	1	8,47 [€/m <sup>3</sup> ]	8,47 [€/m <sup>3</sup> ]
Britadeira EXTEC	un	1	12,60 [€/m <sup>3</sup> ]	12,60 [€/m <sup>3</sup> ]
Mini Giratória	un	1	4,27 [€/m <sup>3</sup> ]	4,27 [€/m <sup>3</sup> ]
Giratória ZX470 LHC	un	1	7,47 [€/m <sup>3</sup> ]	7,47 [€/m <sup>3</sup> ]
				<b>51,61 [€/m<sup>3</sup>]</b>

## 2.2) Custos de Mão-de-Obra (Aplicação Agregado)

	UNI.	QUANT.	P.U.	TOTAL
Encarregado	un	1	2,00 [€/m <sup>3</sup> ]	2,00 [€/m <sup>3</sup> ]
Servente	un	3	0,70 [€/m <sup>3</sup> ]	2,10 [€/m <sup>3</sup> ]
				<b>4,11 [€/m<sup>3</sup>]</b>

## 2.3) Custos de Equipamentos (Aplicação Argamassa)

	UNI.	QUANT.	P.U.	TOTAL
Autobomba	un	1	0,21 [€/m <sup>3</sup> ]	0,21 [€/m <sup>3</sup> ]
Autobetoneira	un	6	0,25 [€/m <sup>3</sup> ]	1,48 [€/m <sup>3</sup> ]
				<b>1,69 [€/m<sup>3</sup>]</b>

## 2.4) Custos de Material (Aplicação Argamassa)

	UNI.	QUANT.	P.U.	TOTAL
Manilhas	un	138	605,00 [€]	605,00 [€]
				<b>605,00 [€]</b>
			Vol. Argamassa Aplicado	<b>822,00 [m<sup>3</sup>]</b>
			Custo	<b>0,74 [€/m<sup>3</sup>]</b>

**2.5) Custos de Mão-de-Obra (Aplicação Argamassa)**

	UNI.	QUANT.	P.U.	TOTAL
Encarregado	un	1	2,00 [€/m <sup>3</sup> ]	2,00 [€/m <sup>3</sup> ]
Pedreiro	un	3	0,84 [€/m <sup>3</sup> ]	2,51 [€/m <sup>3</sup> ]
Servente	un	1	0,70 [€/m <sup>3</sup> ]	0,70 [€/m <sup>3</sup> ]
Motorista	un	6	0,78 [€/m <sup>3</sup> ]	4,71 [€/m <sup>3</sup> ]
Op. Autobomba	m <sup>3</sup>	2	1,20 [€/m <sup>3</sup> ]	2,40 [€/m <sup>3</sup> ]
				<b>12,32 [€/m<sup>3</sup>]</b>

3.2.3.3. COMPARATIVO

Foram executados 4448,91m<sup>3</sup> de Ensecadeira, dos quais 2621,5m<sup>3</sup> com Betão Convencional e os Restantes com BPCA.

Betão C20/25		BPCA	
Custo Referentes à Central de Betão	25,95 [€/m <sup>3</sup> ]	<b>Custo Argamassa</b>	
Custos de Material (Fabrico)	41,74 [€/m <sup>3</sup> ]	Custo Referentes à Central de Betão	23,27 [€/m <sup>3</sup> ]
Custo Equip. Aplicação	3,06 [€/m <sup>3</sup> ]	Custos de Material (Fabrico)	75,54 [€/m <sup>3</sup> ]
Custo Mão de Obra Aplicação	12,32 [€/m <sup>3</sup> ]	Custo Equip. Aplicação	1,69 [€/m <sup>3</sup> ]
		Custo Mão de Obra Aplicação	12,32 [€/m <sup>3</sup> ]
Custo	<b>83,07 [€/m<sup>3</sup>]</b>	Volume de Argamassa a Aplicar	822,00 [m <sup>3</sup> ]
Volume a Aplicar	2.621,50 [m <sup>3</sup> ]	Custo Argamassa	<b>92.731,05 [€]</b>
		Manilhas Apl. Argamassa	550,00 [€]
<b>Custo Total</b>	<b>217.764,05 [€]</b>	Custo Total Argamassa	<b>93.281,05 [€]</b>
		<b>Custo Agregado</b>	
		Equipamento Apl. Agregado	51,61 [€/m <sup>3</sup> ]
		Custo Central de Lavagem	50,95 [€/m <sup>3</sup> ]
		Custo Mão de Obra Aplicação	4,11 [€/m <sup>3</sup> ]
		Volume de Agregado a Aplicar	1.005,41 [m <sup>3</sup> ]
		Custo Total Agregado	<b>107.243,71 [€]</b>
		<b>Custo Total</b>	<b>200.524,76 [€]</b>

Comparativo

Custo Betão C20/25	<b>83,07 [€/m<sup>3</sup>]</b>	Custo BPCA	<b>109,73 [€/m<sup>3</sup>]</b>
--------------------	--------------------------------	------------	---------------------------------

Relação BPCA - C20/25	1,32
-----------------------	------

Após estudo comparativo da execução da enscadeira de jusante com 4448,91m<sup>3</sup>, dos quais foram realizados 2621,5m<sup>3</sup> com Betão Convencional e 1827,41m<sup>3</sup> com BPCA, foi possível apurar que o BPCA, por m<sup>3</sup>, custa mais 32% do que o BC. Este é um desfecho expectável, na medida em que esta é uma técnica ainda em fase embrionária e como tal pouco otimizada.

Avaliando-se individualmente as duas grandes parcelas que constituem o BPCA, verificou-se que o custo de fabrico de um m<sup>3</sup> de argamassa é elevado devido a um maior tempo de amassadura - três vezes superior relativamente à mesma quantidade de Betão Convencional, e devido aos materiais que a constituem. É ainda importante salientar que para a execução da argamassa para BPCA só são necessários dois tipos de areias, reduzindo assim o número de baias, das doze necessárias para a produção de betão convencional para quatro baias de stock de material para a produção de BPCA. Este facto faz com que os custos globais relativos à central de betão por m<sup>3</sup> sejam mais baratos no BPCA do que no C20/25.

Quanto ao custo de fabrico e aplicação de agregado, esta é uma atividade a que estão associados elevados custos, essencialmente devido à elevada mobilização de equipamentos, quer para a britagem e lavagem do agregado quer para a sua própria aplicação.

Dado que esta é uma técnica ainda muito recente, estas operações não estão otimizadas, levando a crer que, se os processos de fabrico e aplicação forem melhorados, será possível reduzir estes custos, podendo assim tornar este método de betonagem muito competitivo relativamente aos processos convencionais.

De salientar ainda três aspetos importantes que, apesar de não terem sido contemplados neste estudo, têm impacto nos custos:

- i. O tempo relativo à cofragem dos elementos, visto que a argamassa é muito fluida, e para evitar possíveis fugas, é necessário garantir uma conveniente estanquidade dos diferentes elementos, utilizando fita isoladora com tecido e espuma de poliuretano;
- ii. A colocação do agregado é uma atividade morosa, que atrasa em média os trabalhos, relativamente ao betão convencional, em um dia;
- iii. O facto de a desmoldagem do bloco só poder acontecer a partir do segundo dia.

Estas condicionantes levam a uma perda de, sensivelmente, um dia na execução de um mesmo bloco com BPCA relativamente ao Betão Convencional, traduzindo-se diretamente em custos mais elevados.

De salientar que se a ensecadeira tivesse sido executada toda ela em Betão Convencional, estaria terminada a 30/06/2012. Contudo, por terem sido executadas dez elevações em BPCA, a Ensecadeira apenas ficou concluída no dia 10/07/2012.

## 4. CONCLUSÃO

Após a conclusão do presente estágio verificou-se que foram atingidos os objetivos inicialmente propostos, uma vez que proporcionou a oportunidade única de relacionar e aplicar o conhecimento acadêmico, adquirido durante o curso, com a área de gestão e execução de uma empreitada.

Durante o período de estágio executaram-se várias tarefas, algumas das quais foram aqui mencionadas por serem as mais relevantes, apresentando-se de seguida as conclusões retiradas em cada uma destas atividades:

- **Desvio Provisório do Rio Mau:**

- ✓ Elaboração da Nota Técnica 27:

Após análise dos resultados obtidos, verificou-se que as soluções adotadas possibilitam o escoamento do caudal de dimensionamento, de  $20 \text{ m}^3/\text{s}$ , correspondente ao período de retorno de 100 anos.

Devido à reduzida inclinação do canal, tanto no troço a céu aberto como no troço onde assentam as manilhas, e devido à elevada probabilidade de transporte de detritos quando se verificam caudais mais elevados, este foi executado de forma a garantir uma folga, antecipando possíveis entupimentos parciais das manilhas e reduzindo o risco de galgamento das suas margens.

- ✓ Determinação da Precipitação Máxima Diária Mensal:

Após a realização deste estudo, recorrendo à Lei de Gumbel, foi possível determinar o caudal máximo que poderá ocorrer durante os meses de estiagem, de Junho a Setembro, para  $T = 10$  anos. Assim sendo, verificou-se que o mês onde se podem verificar caudais mais elevados, é o mês setembro, o que significa que o sistema de derivação deve, pelo menos, garantir o escoamento desse caudal, de  $4,52 \text{ m}^3/\text{s}$ .

- **Acompanhamento da Execução da Ensecadeira de Jusante:**

Durante o acompanhamento da execução da ensecadeira de jusante foi possível contactar com a aplicação de uma nova técnica de betonagem, o Betão com Prévia Colocação de Agregado (BPCA), tendo-se executado uma avaliação de custos de forma a apurar as diferenças entre a aplicação deste tipo de betão com o Betão Convencional (BC).

Neste estudo comparativo apurou-se que o BPCA, por m<sup>3</sup>, custa mais 32% do que o BC. Este é um desfecho expectável, na medida em que esta é uma técnica ainda em fase embrionária e como tal pouco otimizada, tendo sido identificadas as principais causas do sobrecusto verificado.

Esta experiência proporcionou ainda a possibilidade impar de constatar a extrema importância da execução de um planeamento e gestão criteriosos, tanto a nível de recursos humanos como de equipamentos, visto que só assim é possível cumprir prazos e garantir a não ocorrência de gastos extraordinários, se a preparação não for exaustiva e atempada em todas as fases da obra.

É ainda de realçar a elevada importância do trabalho em equipa e a comunicação positiva entre os vários elementos que a compõem, em que todos unem esforços e competências, de forma a atingir um objetivo comum, ou seja, o sucesso de toda a empreitada.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Decreto-Lei nº 58/05, de 29 de Dezembro. Diário da República nº249 – Série I-A. Assembleia da República. Acedido em 20/09/2012.  
[http://www.inag.pt/inag2004/port/divulga/legisla/pdf\\_nac/Lei%2058\\_2005.pdf](http://www.inag.pt/inag2004/port/divulga/legisla/pdf_nac/Lei%2058_2005.pdf)
- EDP, (2010). *Reforço de Potência de Salomonde – Salomonde II – Empreitada Geral de Construção – Processo de Concurso, Volume V – Tomo A – Memória Descritiva.*
- EDP, (2012). *Ensecadeira de Jusante – Projeto de Execução – Nota Técnica 23.*
- Faria, J.M. et al (1980), *Análise estatística dos valores máximos do ano da quantidade diária de precipitação em Portugal – O clima de Portugal, fascículo XIX, INMG,Lisboa*
- *Teixeira da Costa. et al (2001), Condutos Livres. Acedido em 15/12/2012.*  
<http://professor.ucg.br/SiteDocente/admin/arquivosUpload/12170/material/CONDUTOS%20LIVRES.pdf>
- Maciel Vaz, C. (2008). *Análise de Tendências em Séries de Precipitação Diária Máxima Anual, IST. Acedido em 10/05/2012.*  
<https://dspace.ist.utl.pt/bitstream/2295/229473/1/dissertacao.pdf>
- Martins, F. (2000). *Dimensionamento Hidrológico de Passagens Rodoviárias para Águas Pluviais. Acedido em 14/09/2012.*  
<http://repositorio.ipv.pt/bitstream/10400.19/482/1/Tese%20-%20Mestrado.pdf>
- Mendes, L. (2010). *Apontamentos de Hidráulica Aplicada – Capítulo A – Drenagem Pluvial em Vias de Comunicação, ISEL.*
- Portela, M. e Hora, G. (2002). *Aplicação da Fórmula Racional à Análise de Cheias em Portugal Continental: Valores do Coeficiente “C”. 6º Congresso da Água. Acedido em 13/05/2012.*  
[http://www.civil.ist.utl.pt/~mps/Mod\\_hid/Bibliografia/artigo%20formula%20racional.pdf](http://www.civil.ist.utl.pt/~mps/Mod_hid/Bibliografia/artigo%20formula%20racional.pdf)
- Quercus, (2012). *Quercus analisa dados da energia elétrica de Portugal em 2011. Acedido em 10/04/2012.*  
<http://www.quercus.pt/comunicados/2012/janeiro/139-quercus-analisa-dados-da-energia-electrica-de-portugal-em-2011>

- Quintela, António, (1998), *Recursos Hídricos / A Água no Ordenamento do Território*, IST, Lisboa.
- Quintela, António, (2002), *Hidráulica – 8ª Edição*. Fundação Calouste Glubenkian, Lisboa.
- Sistema Nacional de Informação de Recursos Hídricos. *Acedido em 07/05/2012*  
[http://snirh.pt/snirh/dadosbase/site/simplex.php?OBJINFO=DADOS&FILTRA\\_BA\\_CIA=107&FILTRA\\_COVER=920123704&FILTRA\\_SITE=920685704](http://snirh.pt/snirh/dadosbase/site/simplex.php?OBJINFO=DADOS&FILTRA_BA_CIA=107&FILTRA_COVER=920123704&FILTRA_SITE=920685704)

## ANEXOS



**CONSTRUSALAMONDE, A.C.E.**

REFORÇO DE POTÊNCIA DO APROVEITAMENTO  
DE SALAMONDE – SALAMONDE II

**DESVIO PROVISÓRIO DO RIO MAU**  
**DIMENSIONAMENTO DA SOLUÇÃO ADOTADA**

**NOTA TÉCNICA 27**  
**(15/05/2012)**

**ÍNDICE**

1.	INTRODUÇÃO .....	A1
2.	GENERALIDADES .....	A1
3.	DESCRIÇÃO DA SOLUÇÃO ADOPTADA .....	A1
4.	MATERIAIS.....	A2
5.	JUSTIFICAÇÃO DA SOLUÇÃO ADOPTADA.....	A2
6.	CONCLUSÃO .....	A4



## 1. INTRODUÇÃO

Refere-se a presente Nota Técnica à formalização do dimensionamento da solução implementada para o desvio provisório do Rio Mau, em Salamonde, concelho de Vieira do Minho. Esta obra está integrada na empreitada de construção do reforço de potência do aproveitamento de Salamonde – Salamonde II, que o Construsalamonde, A.C.E. se encontra a realizar como entidade executante.

## 2. GENERALIDADES

O leito do Rio Mau atravessava a antiga pedreira, atual escombreira que serviu de apoio à execução da Barragem de Salamonde.

Ao utilizar-se essa zona como área para depósito de escombros, foi necessário efetuar um desvio no curso do Rio, contornando a escombreira e restituindo o caudal na parte do troço do canal de desvio já executado para o efeito.

Dada a importância desta linha de água, a solução provisória deverá ter capacidade para escoar caudais de cheia centenários, que se estimam ser da ordem dos  $20 \text{ m}^3/\text{s}$ . (EDP, Volume V - Elementos do Projeto do Processo de concurso).

## 3. DESCRIÇÃO DA SOLUÇÃO ADOPTADA

A solução adotada passou pela escavação da parte inicial do canal que ainda não se encontrava executada e que aguardava definição, com a forma aproximada de um trapézio e com um perfil tipo com uma área de aproximadamente  $29,91\text{m}^2$ . O volume total correspondente a essa escavação foi de  $427,72\text{m}^3$ .

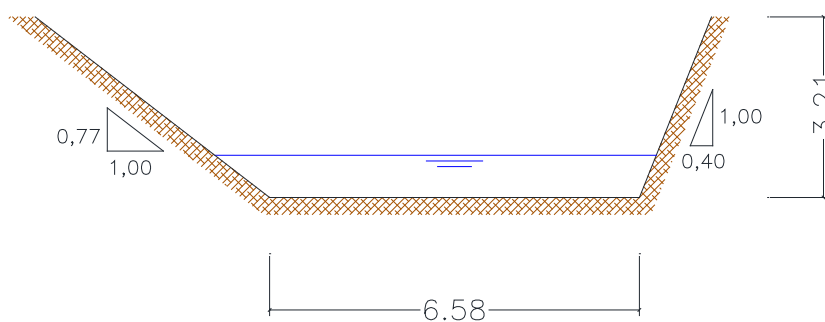


Figura 1 - Perfil Transversal Tipo

Como forma de regularização da soleira da superfície do canal de escoamento, foi executado um revestimento em betão, de forma a impedir o arrastamento de finos e garantir a impermeabilização na base do canal e dos taludes adjacentes.

A jusante do canal de escavação, foram dispostas três manilhas de betão com o intuito de controlar e direcionar o caudal, que foram betonadas entre si por forma a garantir a sua estabilidade e, em casos excepcionais, fazer face a situações de eventual galgamento.

## 4. MATERIAIS

O betão utilizado foi do tipo C25/30 e as manilhas utilizadas são em betão pré-fabricado com diâmetro interior de 1,5m.

## 5. JUSTIFICAÇÃO DA SOLUÇÃO ADOPTADA

Dada a reduzida inclinação do troço onde assentam as manilhas, o dimensionamento deve garantir uma folga, antecipando possíveis entupimentos parciais que possam ocorrer devido ao arrastamento de material pelo rio, dada a sua grande velocidade de escoamento.

Caso haja entupimento das manilhas, o canal foi dimensionando de forma a prever que o nível da lâmina de água possa subir significativamente, tendo sido revestido em betão até uma cota superior de forma a garantir a estabilidade dos taludes das suas margens.

### 5.1. Dimensionamento

As secções de desvio provisório previsto garantem o escoamento para o caudal de dimensionamento, correspondente ao caudal centenário de cheia de  $20\text{m}^3/\text{s}$ .

A verificação foi efetuada recorrendo à expressão de Manning-Strickler:

$$Q = K_S \times A \times R_h^{2/3} \times i^{1/2}$$

Em que:

- Q – Caudal [ $\text{m}^3/\text{s}$ ];
- $K_S$  – Coeficiente de Rugosidade de Manning-Strickler [ $\text{m}^{1/3}/\text{s}$ ];
- A – Área de Escoamento [ $\text{m}^2$ ];
- $R_h$  – Raio Hidráulico [m];
- i – Inclinação [m/m].

No seu dimensionamento foram considerados valores para o coeficiente de rugosidade de acordo com o seguinte quadro:

**Quadro 1 - Coeficientes de Rugosidade Adotados**

Coeficiente de Rugosidade	
$K_S$ Manilhas [ $\text{m}^{1/3}/\text{s}$ ]	70
$K_S$ Betão Projetado [ $\text{m}^{1/3}/\text{s}$ ]	50

## 5.2. Troço de Escavação a Céu Aberto

O canal de escavação apresenta geometrias trapezoidais ligeiramente variáveis. Para o perfil tipo considerado e para uma inclinação média de 2,5%, o caudal de dimensionamento, 20m<sup>3</sup>/s, pode ser escoado com uma altura de 0,75m (Quadro 2).

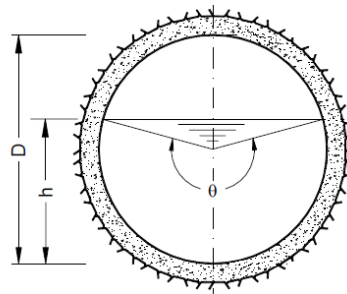
. Quadro 2 - Calculo da Altura de Escoamento

Canal de Escavação	
i [m/m]	0,025
K <sub>s</sub> [m <sup>1/3</sup> /s]	50
Q [m <sup>3</sup> /s]	20
A [m <sup>2</sup> ]	5,42
P [m]	16,48
h [m]	0,75

## 5.3. Manilhas de Betão

Para determinar o caudal escoado pelas manilhas, foi considerado que o escoamento se processa em superfície livre.

### Escoamento com superfície livre:



$$\text{Secção Hidraulica: } A = (\theta - \sin \theta) \times \frac{D^2}{8}$$

$$\text{Perímetro: } P = \frac{D \times \theta}{2}$$

$$\text{Ângulo: } \theta = 2 \arccos \left( 1 - \frac{2h}{D} \right)$$

Figura 2 - Expressões Utilizadas para Determinação da Altura Necessária para Escoar o Caudal de Cheia Centenário

### Escoamento com secção cheia:

$$\text{Secção Hidraulica: } A = \frac{\pi \times D^2}{4}$$

$$\text{Perímetro: } P = \pi \times D$$

Figura 3 - Expressões Utilizadas para Determinação do Caudal máximo Escoado Pelas Manilhas

Dada a inclinação média de 1,3% e para o caudal de dimensionamento, a altura de água em cada uma das três manilhas é de 1,13m, de acordo com o seguinte quadro:

Quadro 3 – Calculo do Caudal Escoado

Manilhas	
i [m/m]	0,013
$K_s$ [ $m^{1/3}/s$ ]	70
D [m]	1,5
$\theta$	4,203
h [m]	1,13
A / Manilha [ $m^2$ ]	1,43
P [m]	3,15
Q [ $m^3/s$ ]	20
Q / Manilha [ $m^3/s$ ]	6,67

O caudal máximo admissível em cada manilha, para um escoamento com secção cheia é de  $7,34 \text{ m}^3/s$ , correspondendo a um caudal total acumulado de  $22,0 \text{ m}^3/s$ .

A energia específica do escoamento em cada manilha é dada pela seguinte fórmula:

$$\text{Energia Específica: } E = h + \frac{U^2}{2g}$$

$$\text{Velocidade Média: } U = \frac{Q}{A}$$

Figura 4 - Expressões Utilizadas para Determinação da Energia Específica em Cada Manilha.

Em que:

- E – Energia Específica [m];
- h – Altura do Escoamento nas Manilhas [m];
- U – Velocidade de Escoamento nas Manilhas [m/s];

Substituindo os valores obtidos no Quadro 3 nas expressões anteriores, obtiveram-se os seguintes resultados:

Quadro 4 – Calculo da Energia Específica

Energia Específica	
U [m/s]	4,67
E [m]	2,24

Analisando o resultado anterior verifica-se que em regime uniforme a altura máxima de água que poderá ser atingida no canal é de 2,24 m. Mas atendendo às razões apresentadas em 5, considera-se ajustada a altura atribuída aos taludes, garantindo assim que o canal trapezoidal não transborde com o caudal de projeto.

## **6. CONCLUSÃO**

Através dos resultados obtidos, verifica-se que as soluções adotadas possibilitam o escoamento do caudal de dimensionamento, bem como possíveis excedências do mesmo, dado que as manilhas são capazes de escoar um caudal máximo de 22,0 m<sup>3</sup>/s.

O canal foi sobredimensionado pelos motivos referidos em 5, de forma a minimizar a probabilidade de entupimento nas manilhas e promover a dissipação de energia e por sua vez a sedimentação de material durante o escoamento.

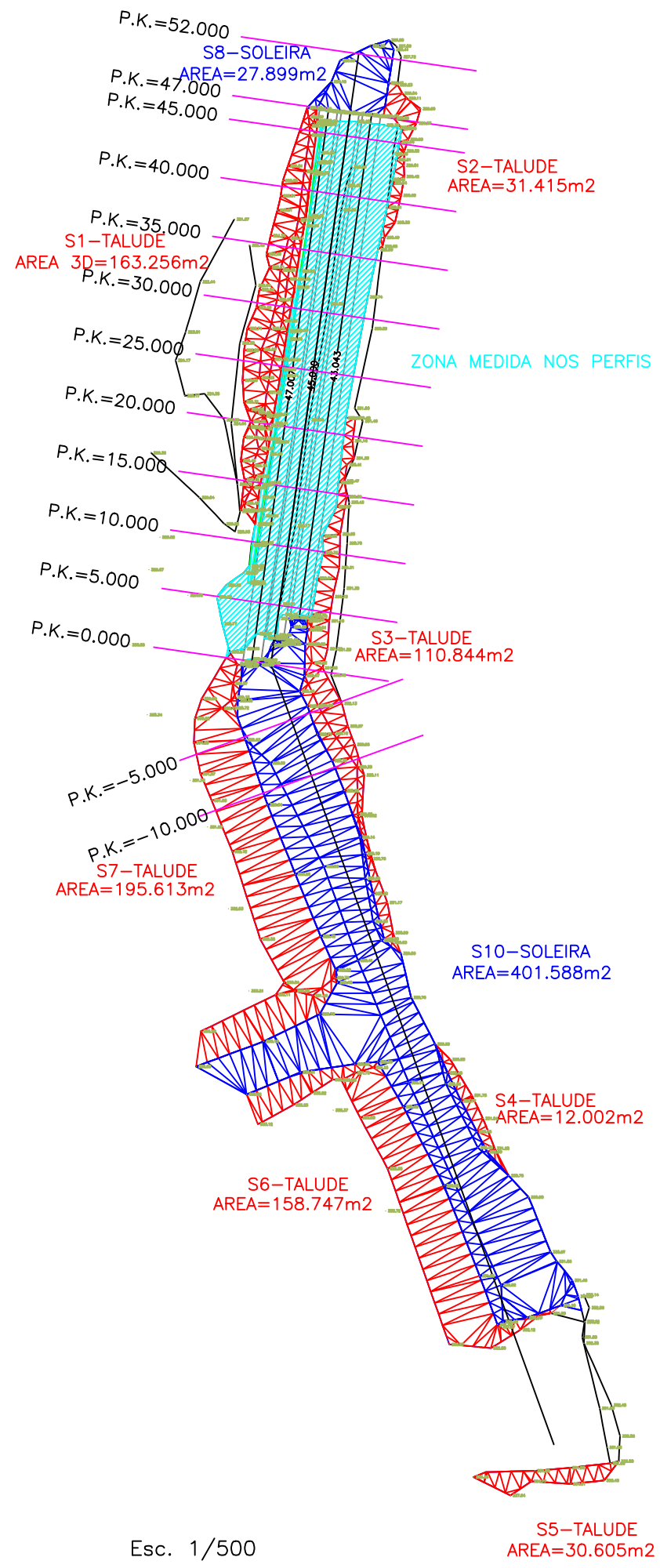
Pelo facto do canal do Rio Mau ter uma elevada probabilidade de transporte de detritos quando se verificam caudais mais elevados, uma capacidade de escoamento superior à necessária permite que o escoamento se processe com mais segurança, reduzindo o risco de galgamento das suas margens.

Salamonde, 15 de Maio de 2012



## ANEXO B: PERFIS TRANSVERSAIS (DESVIO PROVISÓRIO DO RIO MAU)

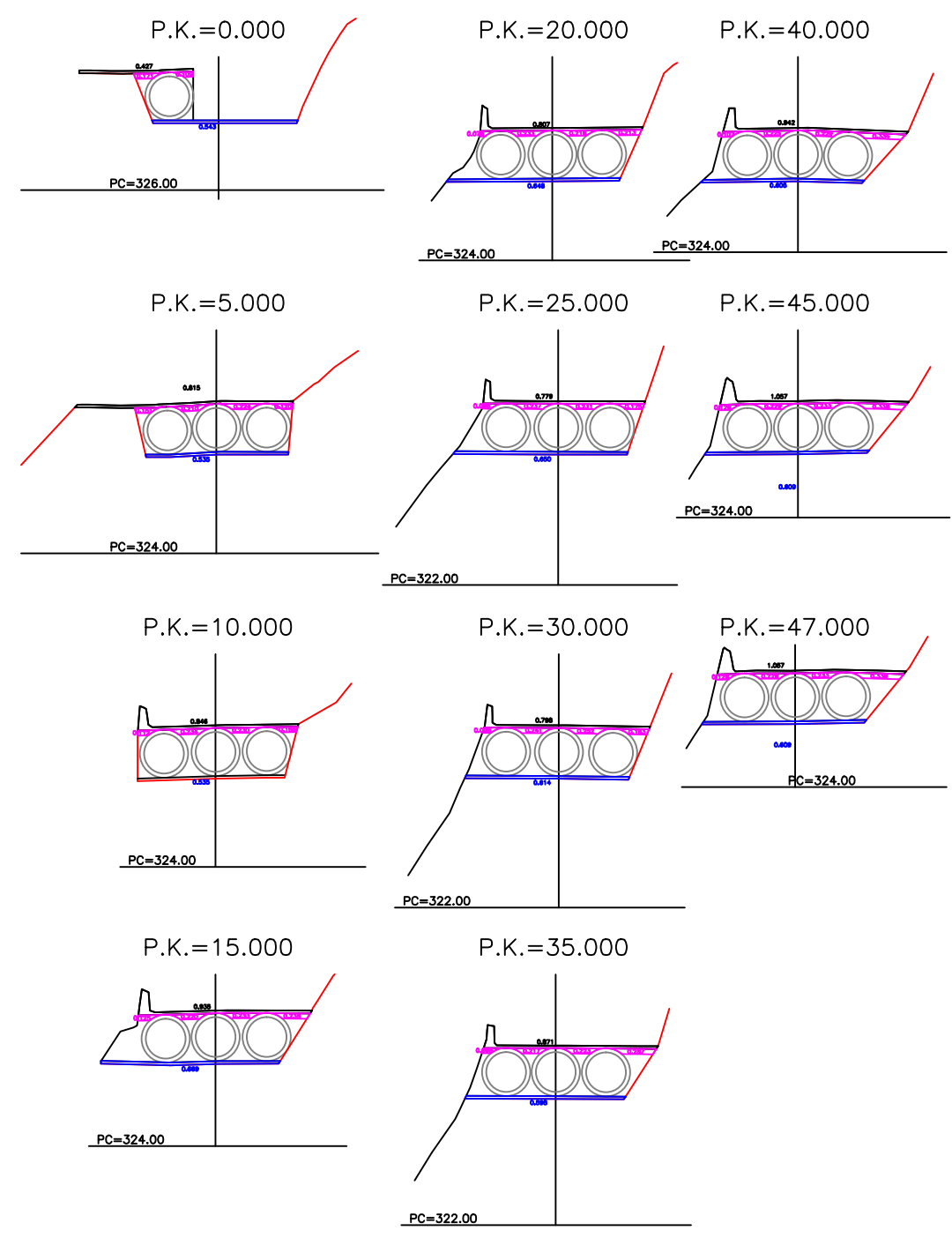




Esc. 1/500

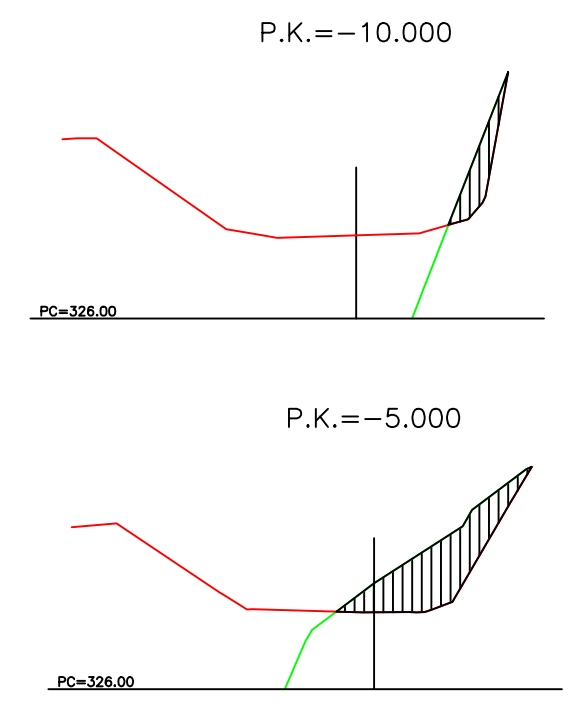
### BETÃO – MANILHAS

Esc. 1/250



### CANAL

Esc. 1/250





rev.	data	descrição	des.	apr.
Requerente				
Obra		<b>SALAMONDE II</b> REFORÇO DE POTÊNCIA DO APROVEITAMENTO DE SALAMONDE		
Designação		ADAPTADO DESVIO DO RIO MAU LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO		
Fase		EXECUÇÃO		
Escala/data:		NOVEMBRO 2011		
Equipa		proj. - des. M. COURINHA verif. -		Desenho nº <b>1</b>



## ANEXO C: PLANTA DA BACIA HIDROGRÁFICA DO RIO MAU





- Simbologia:
-  Área de Escombreira
  -  Bacias hidrográficas

**BACIA  
HIDROGRÁFICA  
DO RIO MAU**

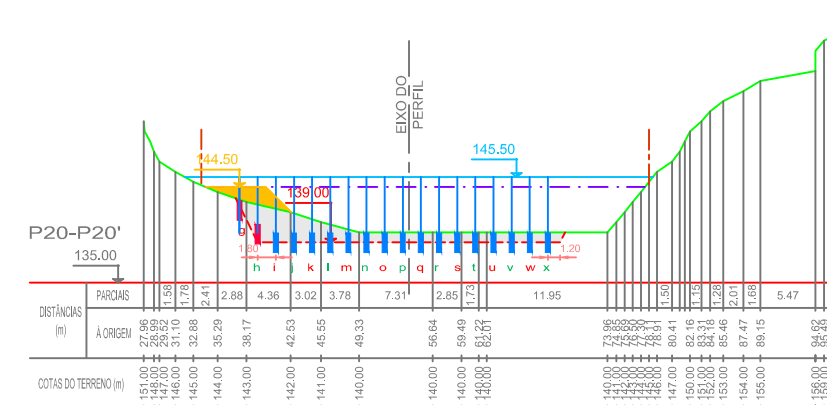
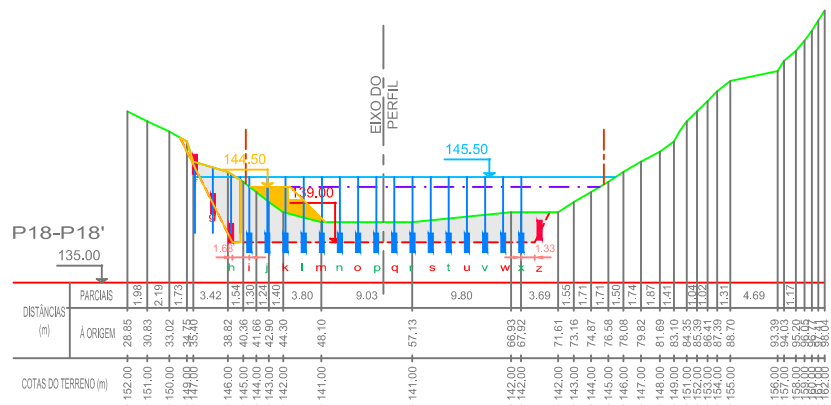
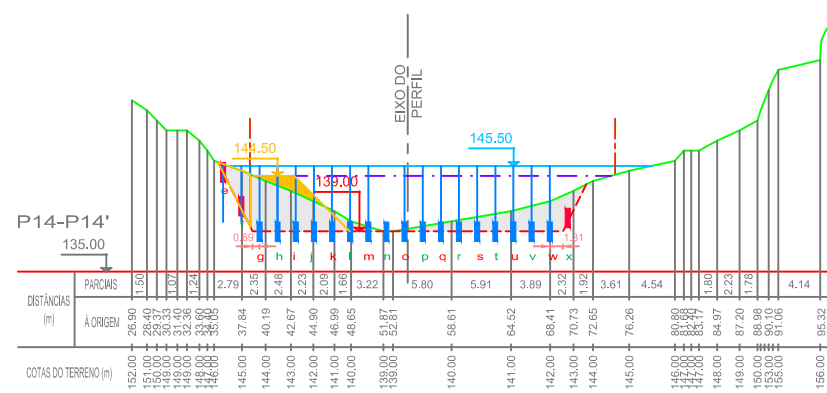
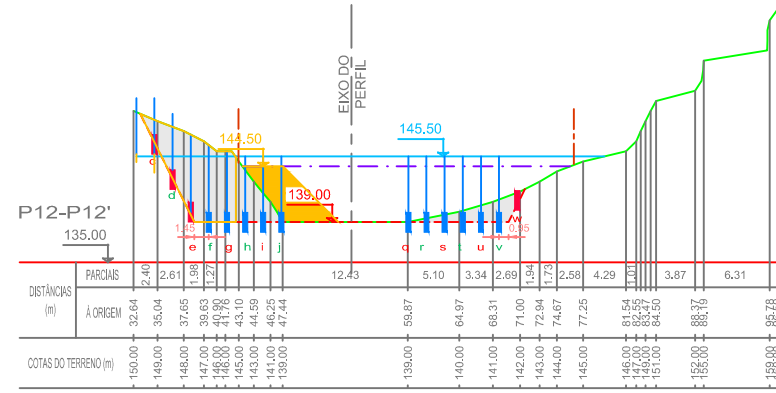
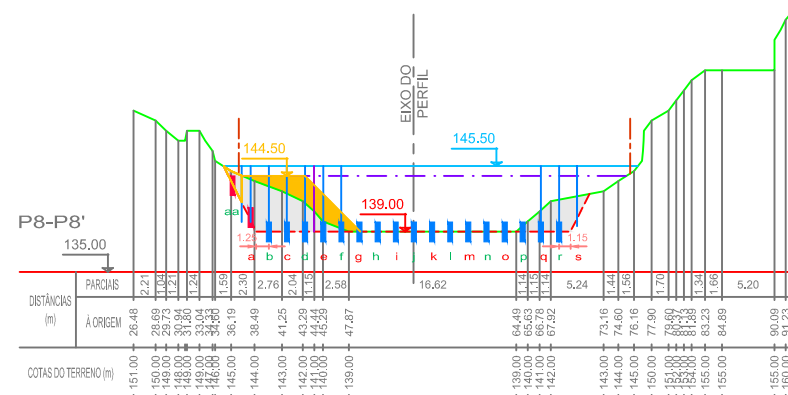
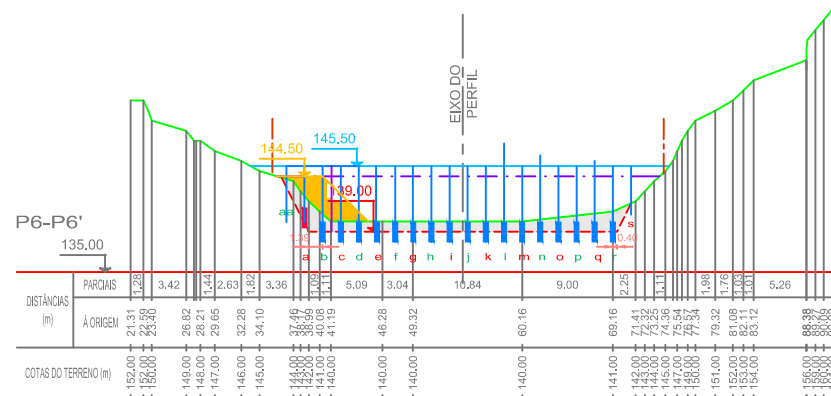
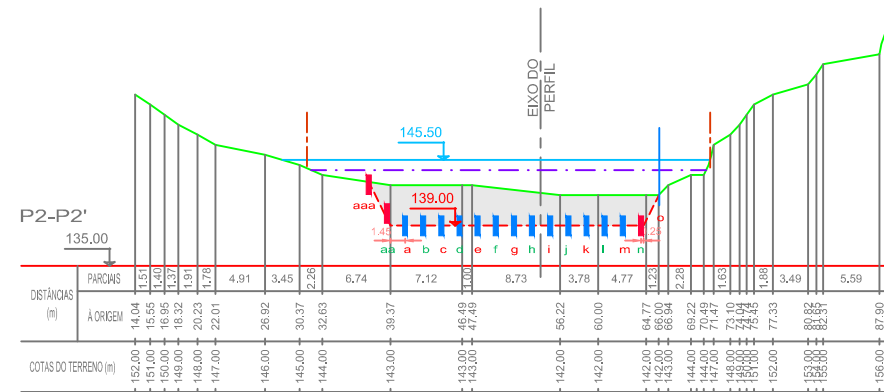
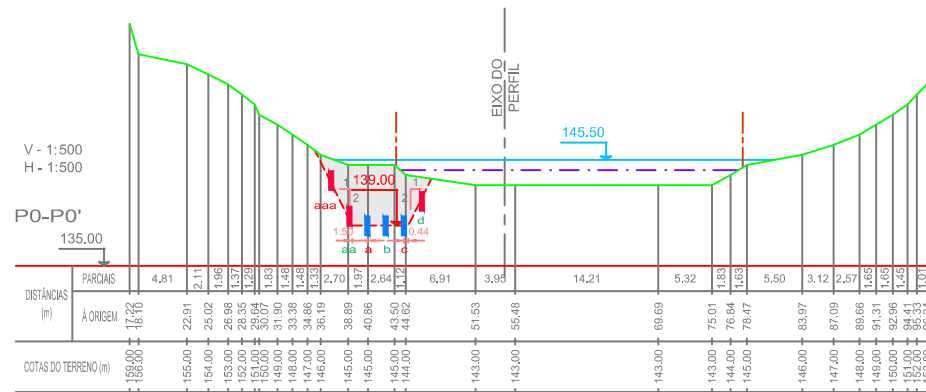
**ESCOMBREIRA**

rev.	data	descrição	des.	apr.
				
Requerente				
Obra		<b>SALAMONDE II</b> REFORÇO DE POTÊNCIA DO APROVEITAMENTO DE SALAMONDE		
Designação		ADAPTADO PROJETO BASE ESCOMBREIRA Bacia Hidrográfica - Planta		
Fase		EXECUÇÃO		
Escala/data: 1/100000				Julho 2010
Equipa		proj. J.Q. des. R.G.F. verif. J.Q.		Desenho nº <b>2</b>
Arquivo				



**ANEXO D: LEVANTAMENTO TOPO-HIDROGRÁFICO, JUSANTE DA  
ENSECADEIRA – PLANTA E PERFIS TRANSVERSAIS**

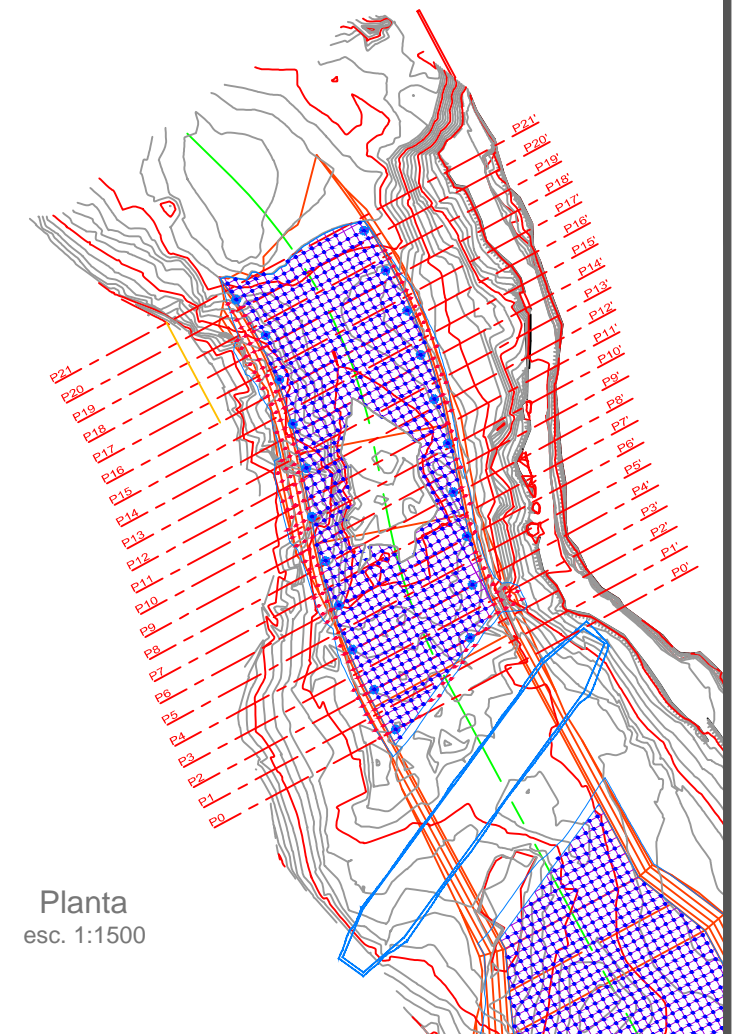




Perfis Transversais  
esc. 1:750

LEGENDA:

- Nível de água
- Terreno natural
- Canal de restituição
- Furos
- Lastro
- Limite do carril de perfuração
- Plataforma de acesso



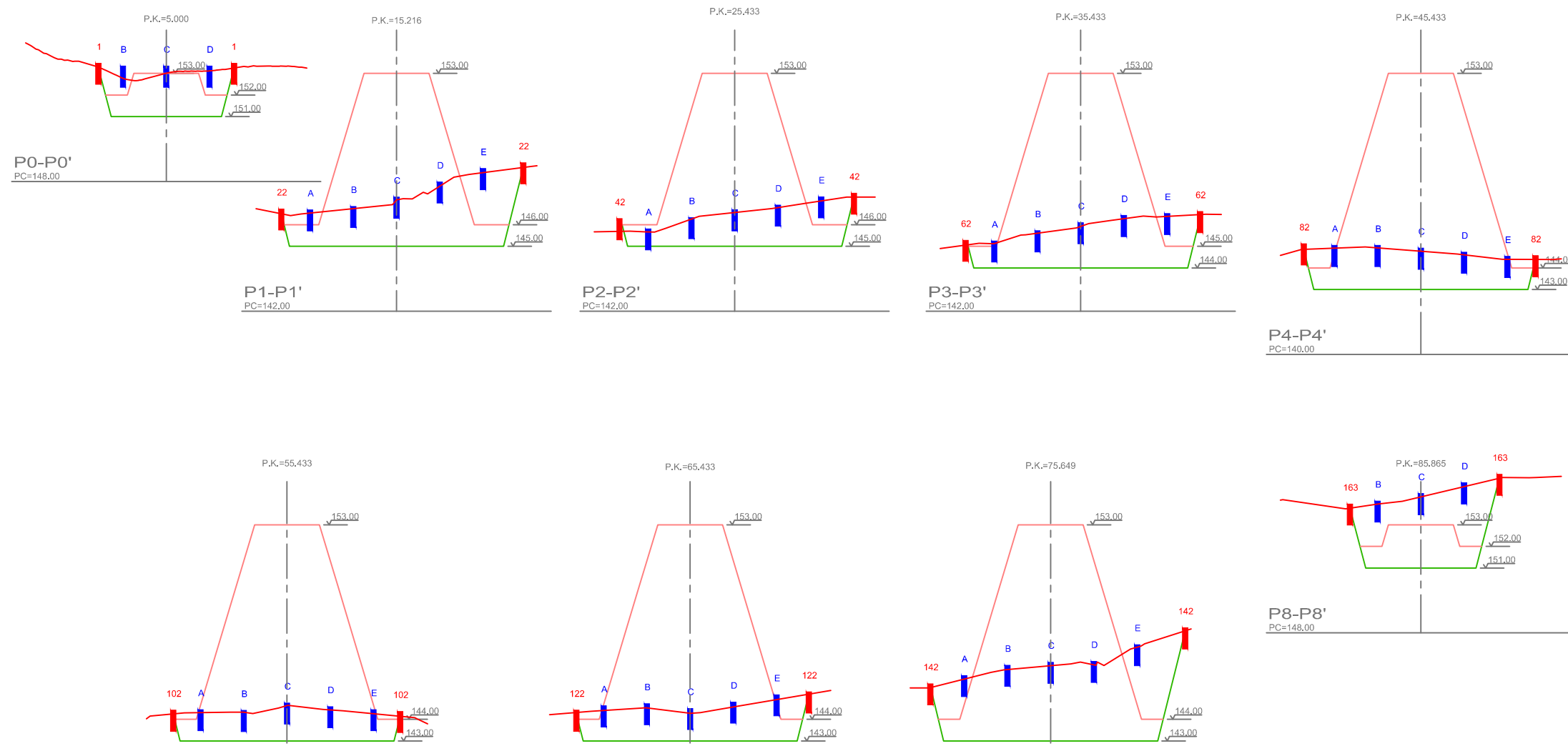
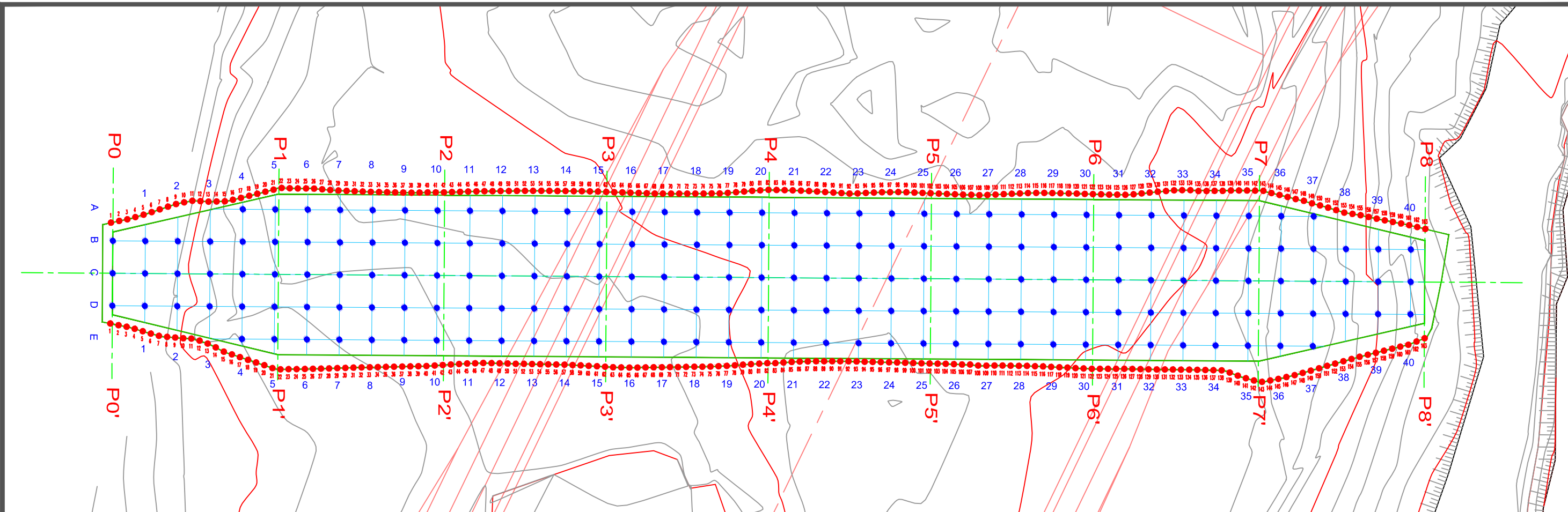
Planta  
esc. 1:1500

rev.	data	descrição	des.	apr.
<b>CONSTRUSALAMONDE, A.C.E.</b>				
Requerente				
Obra		SALAMONDE II REFORÇO DE POTÊNCIA DO APROVEITAMENTO DE SALAMONDE		
Designação		ADAPTADO CANAL DA RESTITUIÇÃO Levantamento Topo-Hidrográfico Jusante Ensecadeira Perfis Transversais		
Fase		EXECUÇÃO		
Escala/data: Indicadas		Março 2012		
Equipa		proj. F.R. des. R.G.F. verif. C.L.		Desenho nº <b>3</b>
Arquivo				



**ANEXO E: ENSECADEIRA DE JUSANTE – PRÉ-CORTE, LEVANTAMENTO  
TOPO-HIDROGRÁFICO, PLANTA E PERFIS TRANSVERSAIS**





rev.	data	descrição	des.	apr.



Requerente 

Obra  
**SALAMONDE II**  
 REFORÇO DE POTÊNCIA DO APROVEITAMENTO DE SALAMONDE

Designação  
 ADAPTADO  
 RESTITUIÇÃO - ENSECADEIRA  
 Levantamento Topo-Hidrográfico  
*Perfis Transversais*

Fase  
**PROPOSTA**

Escalas/data: Indicadas Abril 2012

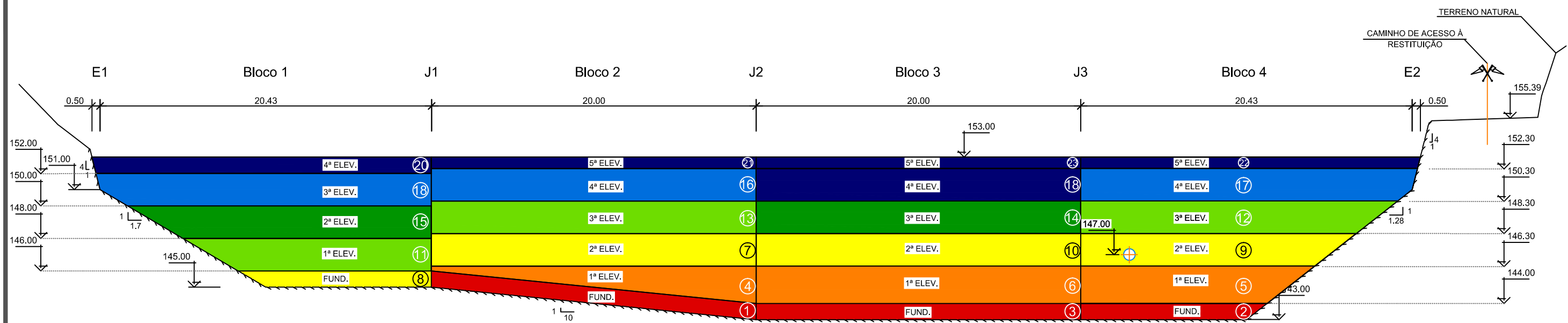
Equipa *proj. C.L.*  
*des. R.G.F.*  
*verif. V.P.* Desenho nº **4**

Arquivo



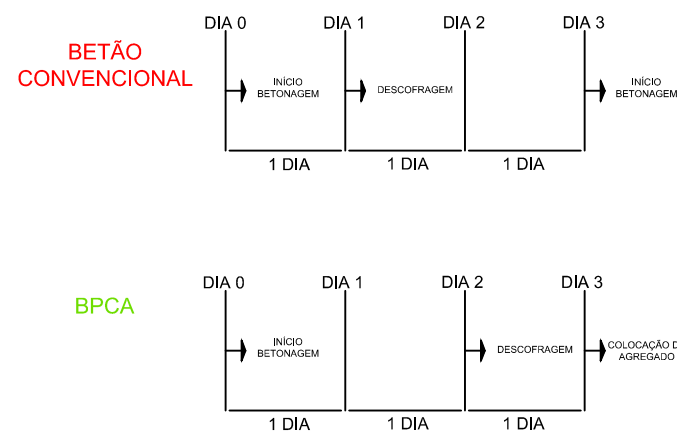
## ANEXO F: ALÇADO DA ENSECADEIRA





- SEMANA 1
- SEMANA 2
- SEMANA 3
- SEMANA 4
- SEMANA 5
- SEMANA 6
- SEMANA 7

NOTA:  
A fundação dos blocos 1 e 4 será executada em Betão C20/25 D55



Elemento	Tipo de Betão	Data	Dia da Semana
BLOCO 2 - FUNDAÇÃO	C20/25 - D55	30-05-2012	4ª
BLOCO 4 - FUNDAÇÃO	C20/25 - D55	30-05-2012	4ª
BLOCO 3 - FUNDAÇÃO	C20/25 - D55	01-06-2012	6ª
BLOCO 2 - 1ª ELEV.	C20/25 - D55	04-06-2012	2ª
BLOCO 4 - 1ª ELEV.	C20/25 - D55	05-06-2012	3ª
BLOCO 3 - 1ª ELEV.	C20/25 - D55	06-06-2012	4ª
BLOCO 2 - 2ª ELEV.	BPCA	11-06-2012	2ª
BLOCO 1 - FUNDAÇÃO	C20/25 - D55	12-06-2012	3ª
BLOCO 4 - 2ª ELEV.	C20/25 - D55	13-06-2012	4ª
BLOCO 3 - 2ª ELEV.	C20/25 - D55	14-06-2012	5ª
BLOCO 1 - 1ª ELEV.	BPCA	18-06-2012	2ª
BLOCO 4 - 3ª ELEV.	BPCA	21-06-2012	5ª
BLOCO 2 - 3ª ELEV.	BPCA	22-06-2012	6ª
BLOCO 3 - 3ª ELEV.	BPCA	26-06-2012	3ª
BLOCO 1 - 2ª ELEV.	BPCA	28-06-2012	5ª
BLOCO 2 - 4ª ELEV.	BPCA	02-07-2012	2ª
BLOCO 4 - 4ª ELEV.	BPCA	03-07-2012	3ª
BLOCO 1 - 3ª ELEV.	BPCA	05-07-2012	5ª
BLOCO 3 - 4ª ELEV.	BPCA	09-07-2012	2ª
BLOCO 1 - 4ª ELEV.	C20/25 - D55	10-07-2012	3ª
BLOCO 2 - 5ª ELEV.	C20/25 - D55	12-07-2012	4ª
BLOCO 4 - 5ª ELEV.	C20/25 - D55	12-07-2012	4ª
BLOCO 3 - 5ª ELEV.	C20/25 - D56	14-07-2012	Sáb.

rev.	data	descrição	des.	apr.

**CONSTRUSALAMONDE, A.C.E.**

Requerente:

Obra: **SALAMONDE II**  
REFORÇO DE POTÊNCIA DO APROVEITAMENTO DE SALAMONDE

Designação: **ADAPTADO**  
ENSECADEIRA DA RESTITUIÇÃO  
Alçada Ensecadeira  
Plano de Betonagens

Fase: **EXECUÇÃO**

Escalas/data: 1:250 Junho 2012

Equipa: proj. F.R. Desenho nº  
des. R.G.F.  
verif. C.L. 5

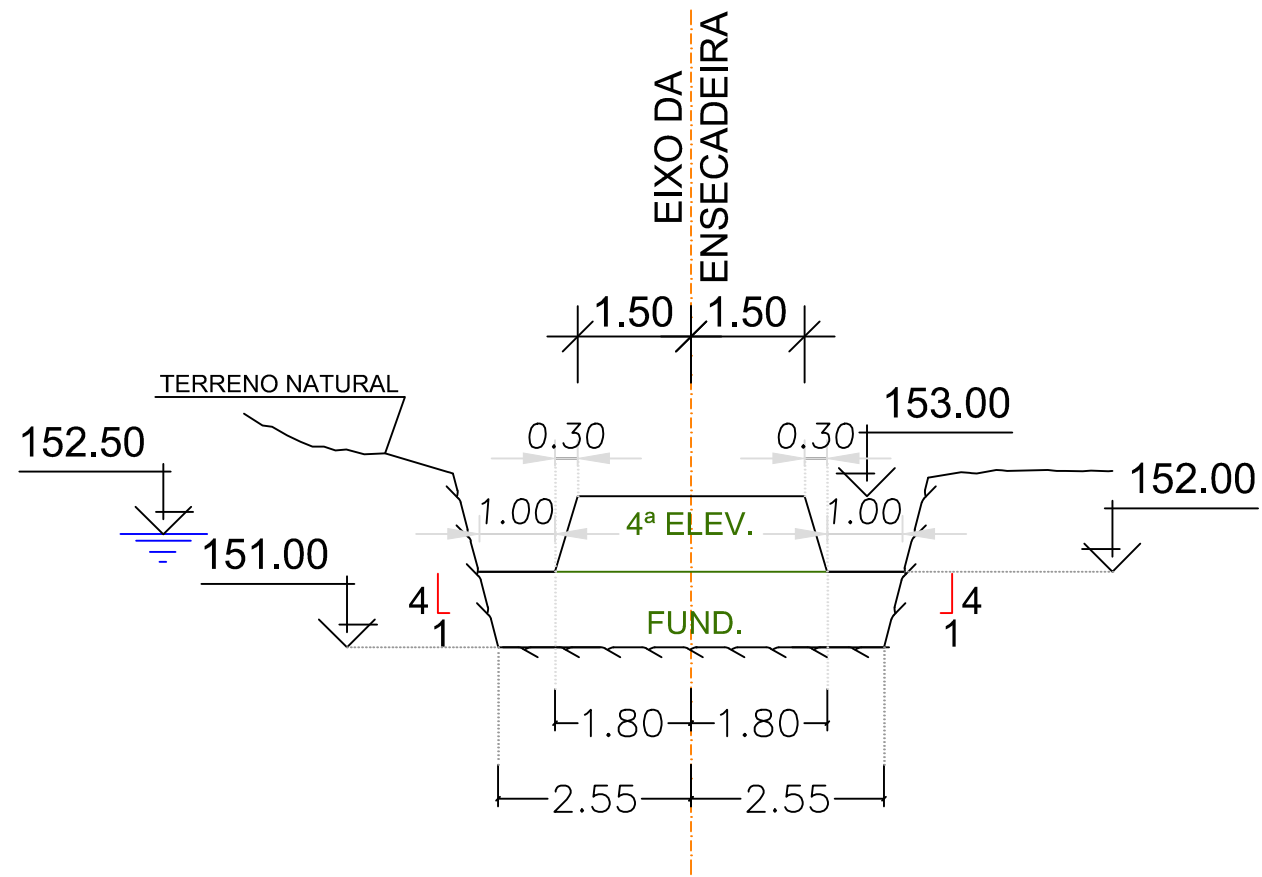
Arquivo: \_\_\_\_\_



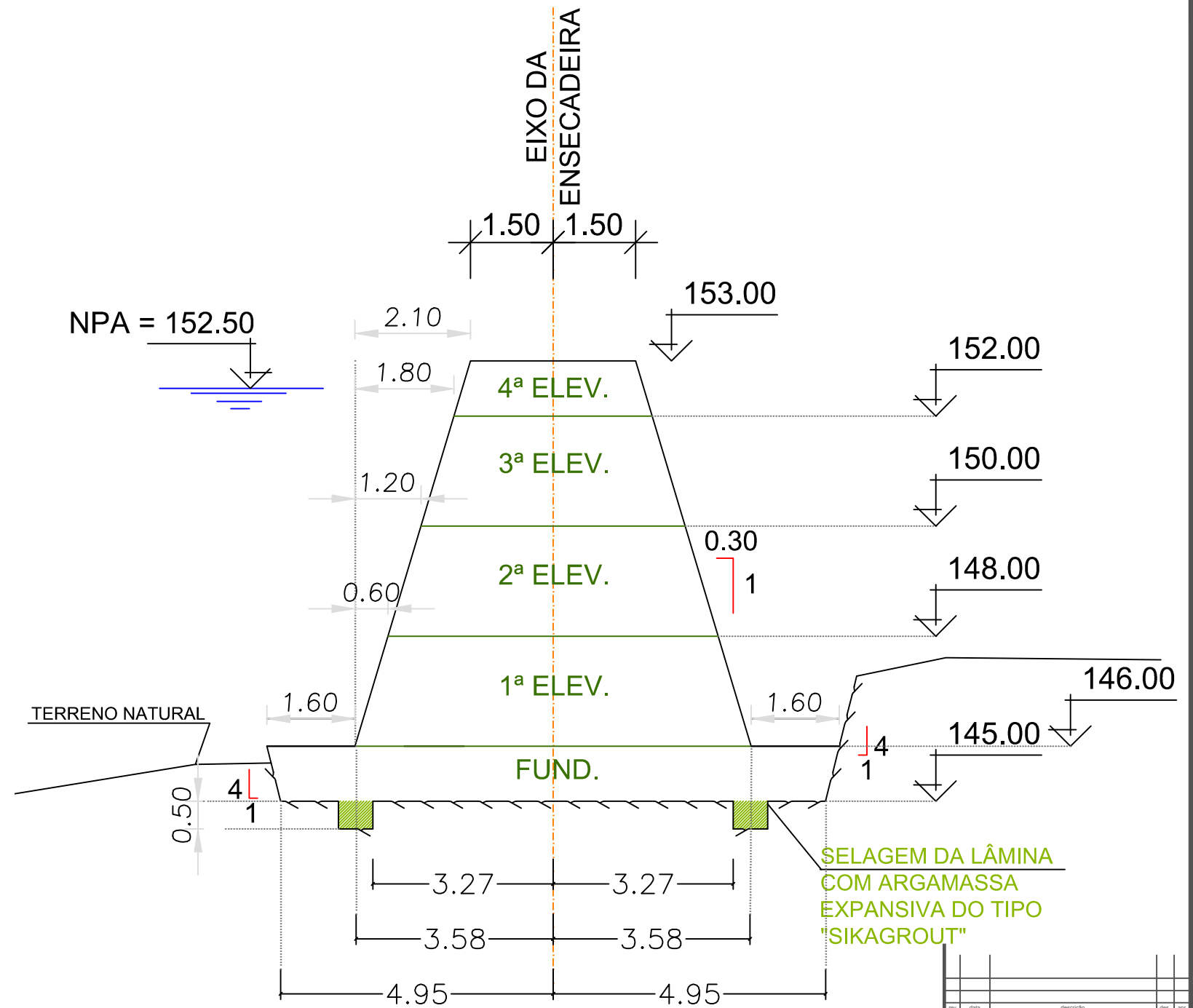
## ANEXO G: PERFIS TRANSVERSAIS DA ENSECADDEIRA



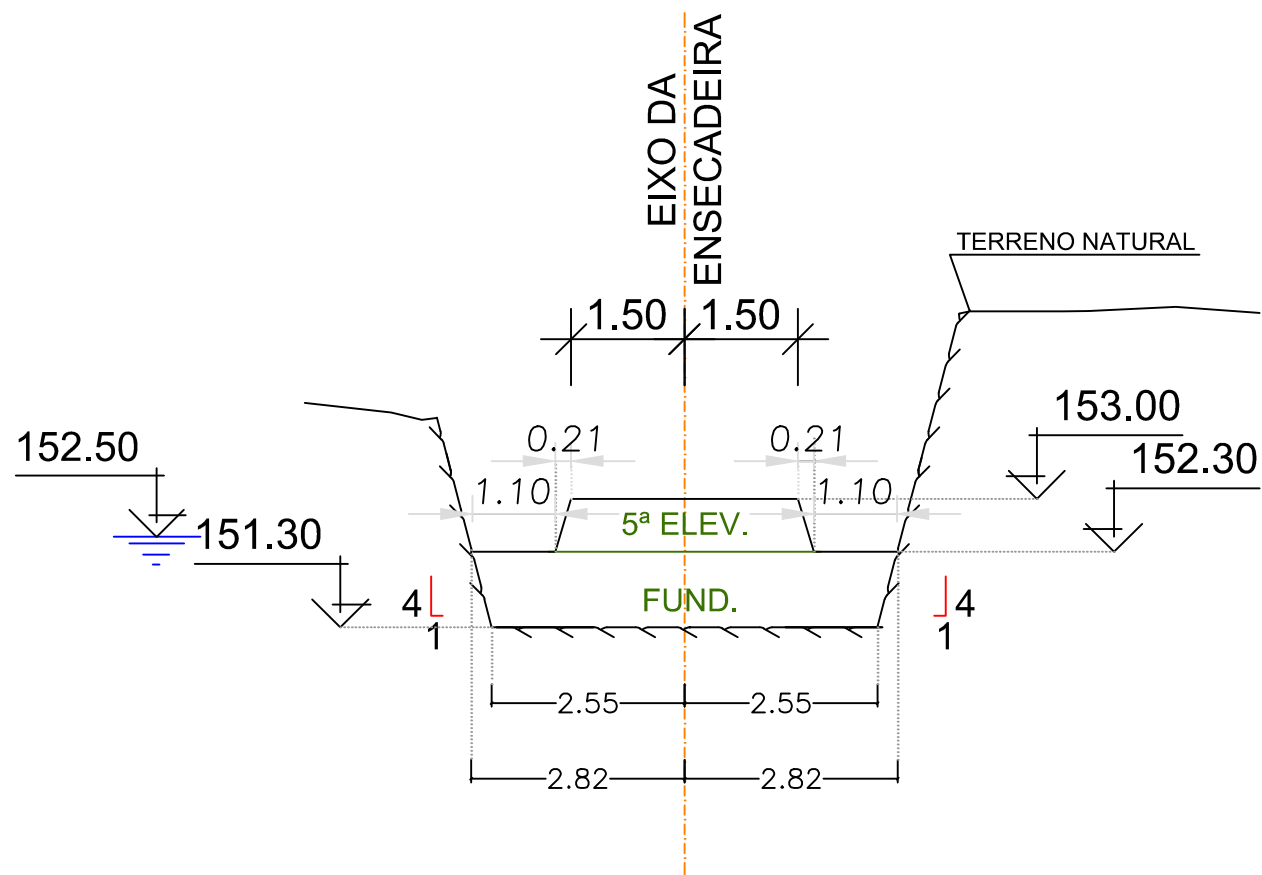
### CORTE C - C (E1)



### CORTE D - D (J1)



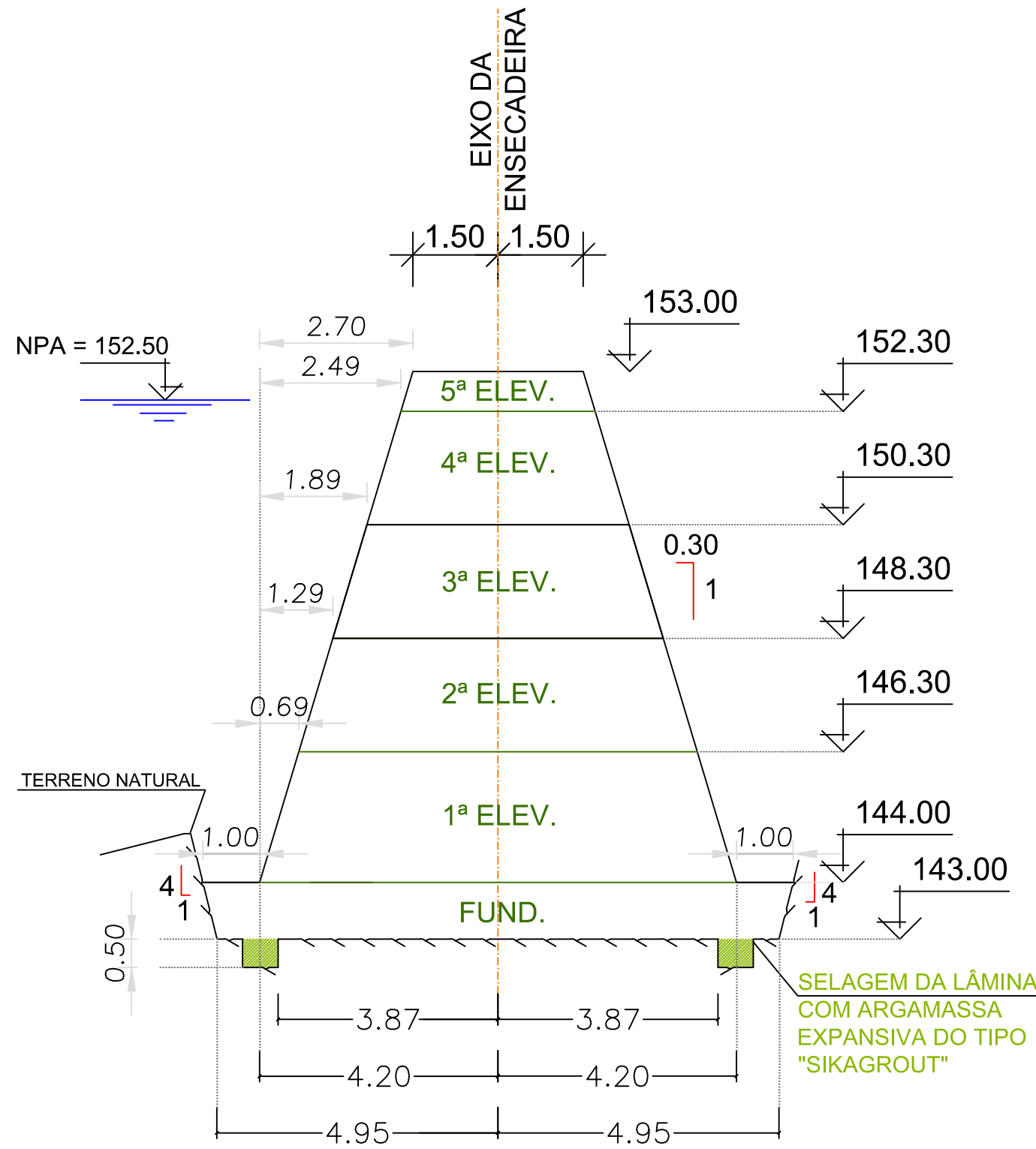
### CORTE G - G (E2)



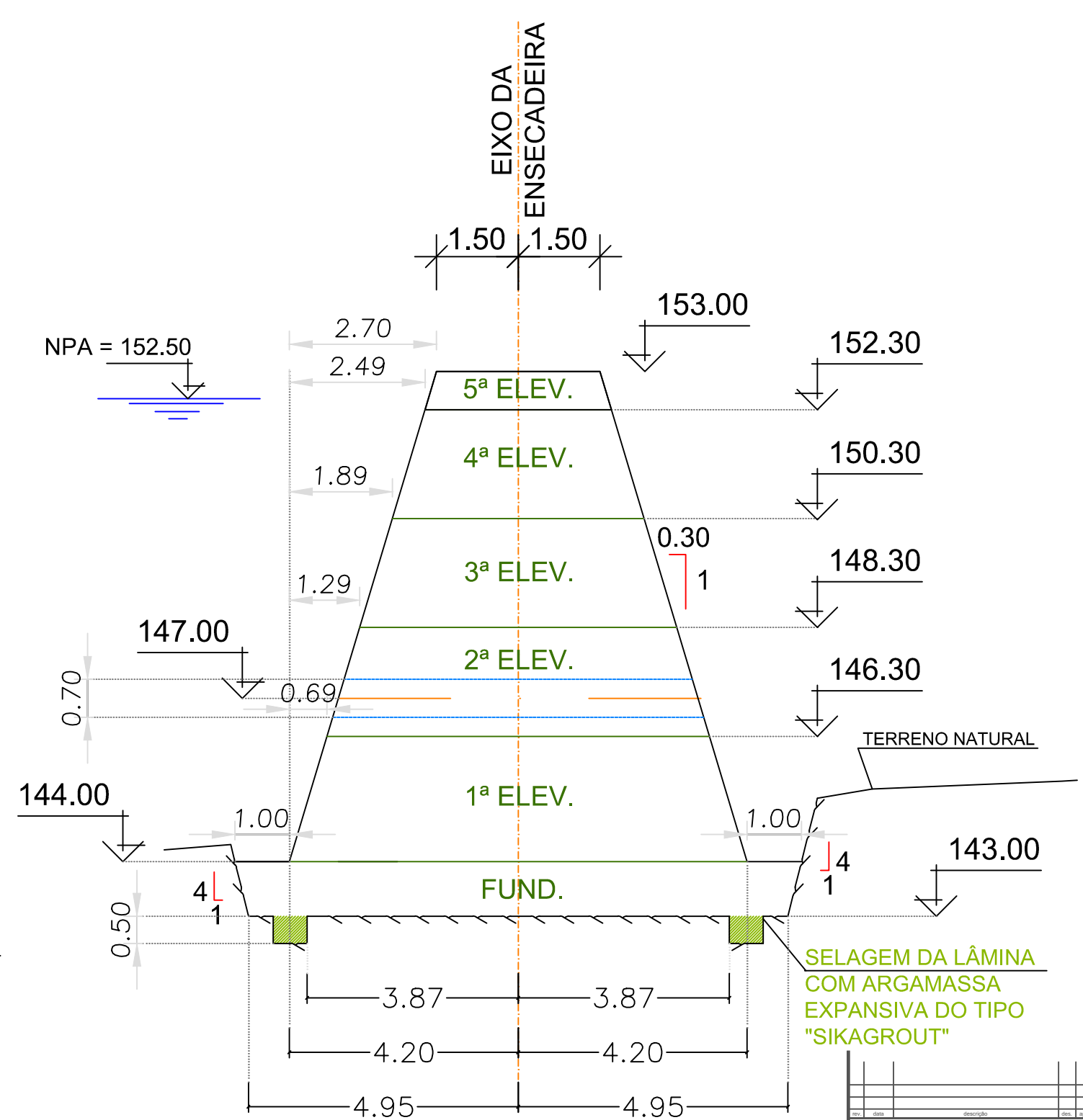
rev.	data	descricao	desen.	verif.
<b>CONSTRUSALAMONDE, A.C.E.</b>				
<b>edp</b>				
Requerente				
Obra				
Designação				
Fase				
Escalas/ data: 1:100 Junho 2012				
Equipa				
Arquivo				



# CORTE E - E (J2)



# CORTE F - F (J3)



rev.	data	descricao	des.	apl.
<b>CONSTRUSALAMONDE, A.C.E.</b>				
Requerente				
Obra				
SALAMONDE II REFORÇO DE POTÊNCIA DO APROVEITAMENTO DE SALAMONDE				
Designação				
ADAPTADO CANAL DA RESTITUIÇÃO Levantamento Topo-Hidrográfico Jusante Ensecadeira Perfis Transversais				
Fase				
EXECUÇÃO				
Escala/data: 1:100				JUNHO 2012
Equipa				Desenho nº
proj. F.R. des. R.G.F. verif. C.L.				<b>7</b>
Arquivo				







ANEXO I: MÃO-DE-OBRA AFETA À ACTIVIDADE BETONAGEM

QUANTIDADE DE MÃO DE OBRA									
ELEMENTO	ENCARREGADOS	OP. AUTOBOMBA	OP. TELEBELT	MANOBRADORES	PEDREIROS	SERVENTES	Carpinteiro	Motorista	Total
BLOCO 2 FUNDAÇÃO	1	-	2	-	3	1	-	6	13
BLOCO 4 FUNDAÇÃO	1	-	2	-	3	1	-	6	13
BLOCO 3 FUNDAÇÃO	1	-	2	-	3	1	-	6	13
BLOCO 2 1ª ELEV.	1	-	2	-	3	1	-	6	13
BLOCO 4 1ª ELEV.	1	-	2	-	3	1	-	6	13
BLOCO 3 1ª ELEV.	1	-	2	-	3	1	1	6	14
BLOCO 2 2ª ELEV.	1	2	-	2	3	1	1	6	16
BLOCO 1 FUNDAÇÃO	1	-	2	-	3	3	1	6	16
BLOCO 4 2ª ELEV.	1	-	2	-	3	3	1	6	16
BLOCO 3 2ª ELEV.	1	-	2	-	3	3	1	6	16
BLOCO 1 1ª ELEV.	1	2	-	2	3	3	1	6	18
BLOCO 4 3ª ELEV.	1	2	-	2	3	3	1	6	18
BLOCO 2 3ª ELEV.	1	2	-	2	3	3	1	6	18
BLOCO 3 3ª ELEV.	1	2	-	2	3	3	1	6	18
BLOCO 1 2ª ELEV.	1	2	-	2	3	3	1	6	18
BLOCO 2 4ª ELEV.	1	2	-	2	3	3	1	6	18
BLOCO 4 4ª ELEV.	1	2	-	2	3	3	1	6	18
BLOCO 1 3ª ELEV.	1	2	-	2	3	3	1	6	18
BLOCO 3 4ª ELEV.	1	2	-	2	3	3	1	6	18
BLOCO 1 4ª ELEV.	1	-	2	-	3	3	1	6	16
BLOCO 2 5ª ELEV.	1	-	2	-	3	3	1	6	16
BLOCO 4 5ª ELEV.	1	-	2	-	3	3	1	6	16
BLOCO 3 5ª ELEV.	1	-	2	-	3	3	1	6	16

