



# **DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE UMA TOMADA DE ÁGUA INSERIDA EM CIRCUITO HIDRÁULICO DE CENTRAL HIDROELÉCTRICA**

**Diogo Miguel Félix Neto**

Dissertação para a obtenção de Grau de Mestre em

**Engenharia Civil**

Orientador: Professor Doutor Rui Vaz Rodrigues

**Júri**

Presidente: Professor Doutor José Joaquim Costa Branco de Oliveira Pedro

Orientador: Professor Doutor Rui Vaz Rodrigues

Vogal: Professor Doutor António José da Silva Costa

**Abril de 2017**



## **AGRADECIMENTOS**

Em primeiro lugar, dirijo o meu agradecimento ao professor Rui Vaz Rodrigues, orientador desta dissertação, pela disponibilidade e pelo apoio que sempre prestou ao longo do desenvolvimento deste trabalho. Os conhecimentos transmitidos foram fundamentais para a elaboração da presente dissertação.

Em segundo lugar, quero agradecer a todos os meus amigos que me acompanharam neste percurso académico, pela sua amizade e pela diversão proporcionada.

Por último, mas certamente os mais importantes, quero agradecer aos meus pais, à minha irmã, aos meus avós e restante família, pelo constante encorajamento para atingir este e outros objectivos na minha vida.

## **RESUMO**

O presente trabalho apresenta como objectivo principal a avaliação do comportamento e da estabilidade estrutural de uma estrutura hidráulica em betão armado do tipo tomada de água, definindo-se as principais armaduras de alguns elementos estruturais, de acordo com as normas portuguesas e internacionais em vigor.

Numa primeira fase, implementa-se um modelo tridimensional da estrutura para uma melhor compreensão da sua geometria assim como para se obterem dados para cálculos posteriores.

Numa segunda fase, definem-se os materiais estruturais e quantificam-se as acções actuantes na estrutura, de modo a efectuarem-se as verificações de segurança da estabilidade global da estrutura, estimando-se coeficientes de segurança.

Numa última fase, procede-se à verificação da segurança dos elementos estruturais analisados aos estados limites últimos (*ELU*) e aos estados limites de serviço (*ELS*), realizando-se modelos de cálculo simplificados, que permitem uma primeira aproximação das quantidades de armaduras necessárias, assim como um modelo tridimensional de elementos finitos com o intuito de comparar e complementar os resultados obtidos.

Por fim, apresenta-se a pormenorização de armaduras adoptadas para os elementos analisados.

## **PALAVRAS-CHAVE**

Estruturas Hidráulicas, Tomada de Água, Betão Armado, Estabilidade, Dimensionamento Estrutural, Modelação Tridimensional.



## **ABSTRACT**

The main objective of this dissertation is to analyse and to verify the global and internal stability of a structural block of a water intake in reinforced concrete, being designed the reinforcement of some structural elements, in accordance with the Portuguese and international legislation in force.

In a first phase, a three-dimensional geometric model is created for a better understanding and to obtain some data necessary for further analysis.

In a second phase, are defined the structural materials and are quantified the acting actions on the structure. In order to analyse the global safety of the structure are calculated the global safety factors.

In a third phase, to design some structural elements are verified the safety for the ultimate limit state (*ULS*) and the safety for the serviceability limit state (*SLS*), using simplified models, which allows to get a first approach of the quantities of reinforcement required, and also a three-dimensional finite element model in order to compare and to complement results.

Lastly, are presented the detailed general arrangement drawings and the reinforcement drawings of the structural elements analysed.

## **KEYWORDS**

Hydraulic Structures, Water Intake, Reinforced Concrete, Stability, Structural Design, Three-Dimensional Modelling.

# ÍNDICE

1.	INTRODUÇÃO .....	- 1 -
1.1.	PRINCIPAIS OBJECTIVOS .....	- 1 -
1.2.	ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO .....	- 2 -
1.3.	ENQUADRAMENTO GERAL.....	- 3 -
1.3.1.	APROVEITAMENTO HIDRAÚLICO E ESTRUTURA DO TIPO TOMADA DE ÁGUA .....	- 3 -
1.3.2.	PROJECTO DO APROVEITAMENTO HIDROELÉCTRICO DE CAMBAMBE (AHC) .....	- 5 -
1.4.	DADOS INICIAIS .....	- 8 -
2.	MODELO TRIDIMENSIONAL.....	- 9 -
3.	DURABILIDADE DA ESTRUTURA .....	- 10 -
3.1.	MATERIAIS ESTRUTURAIIS .....	- 10 -
4.	CENÁRIOS DE DIMENSIONAMENTO E COMBINAÇÕES DE ACÇÕES.....	- 13 -
4.1.	CENÁRIO DE PROJECTO .....	- 13 -
4.2.	ESTABILIDADE GLOBAL .....	- 14 -
4.2.1.	ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS.....	- 14 -
4.2.2.	COEFICIENTES DE SEGURANÇA GLOBAL .....	- 15 -
4.3.	ESTABILIDADE INTERNA.....	- 16 -
4.3.1.	ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS.....	- 16 -
4.3.2.	ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO/SERVIÇO.....	- 16 -
4.3.3.	COEFICIENTES PARCIAIS DE SEGURANÇA .....	- 17 -
5.	QUANTIFICAÇÃO DE ACÇÕES.....	- 18 -
5.1.	PESO PRÓPRIO DA ESTRUTURA.....	- 18 -
5.2.	PESO PRÓPRIO DOS EQUIPAMENTOS E RESTANTES CARGAS PERMANENTES..	- 19 -
5.3.	IMPULSOS DO ATERRO.....	- 20 -
5.3.1.	TEORIA DE COULOMB.....	- 20 -
5.3.2.	TEORIA DE RANKINE .....	- 22 -
5.4.	PESO PRÓPRIO DO ATERRO.....	- 24 -
5.5.	PESO PRÓPRIO DA ÁGUA ESTABILIZANTE .....	- 25 -
5.6.	PRESSÃO HIDROSTÁTICA .....	- 26 -
5.7.	SUBPRESSÃO.....	- 27 -
5.8.	IMPULSO DEVIDO A COMPACTAÇÃO DO TERRENO .....	- 28 -
5.9.	SOBRECARGAS .....	- 30 -
5.10.	ACÇÃO SISMICA .....	- 31 -
5.10.1.	ACÇÃO SÍSMICA NA ESTRUTURA.....	- 32 -
5.10.2.	ACÇÃO SÍSMICA DO ATERRO .....	- 33 -
5.10.3.	ACÇÃO SÍSMICA HIDRODINÂMICA .....	- 33 -

6.	ESTABILIDADE GLOBAL .....	- 36 -
6.1.	VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AO DESLIZAMENTO .....	- 37 -
6.2.	VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA À FLUTUAÇÃO .....	- 39 -
6.3.	VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AO DERRUBAMENTO .....	- 40 -
6.4.	VERIFICAÇÃO DAS TENSÕES NA FUNDAÇÃO .....	- 41 -
6.5.	SINTESE DE RESULTADOS .....	- 45 -
7.	ESTABILIDADE INTERNA.....	- 46 -
7.1.	VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE ÚLTIMO.....	- 46 -
7.1.1.	VIGA DA COBERTURA.....	- 47 -
7.1.2.	ZONAS DE DESCONTINUIDADE .....	- 47 -
7.1.2.1.	CONSOLA CURTA EXISTENTE NA VIGA DE COBERTURA .....	- 48 -
7.1.2.2.	APOIO DO PÓRTICO ROLANTE.....	- 49 -
7.2.	VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO .....	- 50 -
8.	MODELAÇÃO DA ESTRUTURA UTILIZANDO O MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS .....	- 53 -
8.1.	MODELAÇÃO ESTRUTURAL TRIDIMENSIONAL .....	- 53 -
8.1.1.	DEFINIÇÃO DA MALHA DE ELEMENTOS EM AUTOCAD .....	- 53 -
8.1.2.	DEFINIÇÃO DO MODELO EM SAP2000 .....	- 54 -
8.2.	VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA AOS ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS (ELU).....	- 58 -
8.2.1.	LAJE DE SOLEIRA.....	- 58 -
8.2.2.	LAJE SOBRE O TÚNEL HIDRÁULICO.....	- 64 -
8.2.3.	VIGA DA COBERTURA.....	- 68 -
8.3.	VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA AOS ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO (ELS) .....	- 72 -
8.3.1.	LAJE DE SOLEIRA.....	- 72 -
8.3.2.	LAJE SOBRE O TÚNEL HIDRÁULICO.....	- 74 -
8.3.3.	VIGA DA COBERTURA.....	- 76 -
9.	CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	- 79 -
10.	BIBLIOGRAFIA .....	- 80 -
11.	ANEXOS .....	- 82 -

## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 - Características do aço utilizado .....	- 10 -
Tabela 2 – Recobrimentos mínimos e nominais para período de vida de 100 anos. Adaptado do Quadro NA.II do NP EN 1992-1-1:2010 [14]. .....	- 12 -
Tabela 3- Características dos betões utilizados .....	- 12 -
Tabela 4 – Factores de segurança mínimos considerados para a análise de estabilidade global da estrutura -	15 -
Tabela 5 – Coeficientes parciais de segurança de acções .....	- 17 -
Tabela 6 - Identificação das variáveis utilizadas para a teoria de Coulomb .....	- 21 -
Tabela 7 - Quantificação do coeficiente de impulso activo .....	- 22 -
Tabela 8 – Impulso total do aterro no cenário construtivo através da teoria de Coulomb .....	- 22 -
Tabela 9 - Impulso total do aterro no cenário corrente e cenário de rotura através da teoria de Coulomb ...	- 22 -
Tabela 10 – Comparação dos coeficientes de impulso activo e impulso em repouso .....	- 23 -
Tabela 11 – Impulso total do aterro no cenário construtivo através da teoria de Rankine .....	- 23 -
Tabela 12 – Impulso total do aterro no cenário corrente e cenário de rotura através da teoria de Rankine ..	- 24 -
Tabela 13 - Peso do aterro em cenário construtivo .....	- 24 -
Tabela 14 - Peso do aterro em cenário corrente .....	- 24 -
Tabela 15 - Centro de gravidade do aterro em cenário construtivo .....	- 24 -
Tabela 16 - Centro de gravidade do aterro em cenário corrente .....	- 25 -
Tabela 17 – Quantificação dos volumes de água e força vertical aplicada na laje de fundação .....	- 26 -
Tabela 18 - Impulso hidrostático na parede frontal da estrutura .....	- 27 -
Tabela 19 – Impulso hidrostático no tardo da estrutura .....	- 27 -
Tabela 20 - Quantificação do impulso devido à subpressão .....	- 28 -
Tabela 21 - Definição do ponto de aplicação dos impulsos devido à subpressão .....	- 28 -
Tabela 22 - Quantificação do impulso devido à compactação .....	- 30 -
Tabela 23 – Impulso total devido à sobrecarga para estudo da estabilidade global da estrutura .....	- 30 -
Tabela 24 – Impulso devido a sobrecarga para estudo do ELU e ELS .....	- 31 -
Tabela 25 - Acelerações sísmicas para os vários tipos de sismo .....	- 32 -
Tabela 26 - Efeito da acção sísmica para os cenários correntes e cenários de rotura .....	- 32 -
Tabela 27 - Forças inerciais sísmicas no enrocamento .....	- 33 -
Tabela 28 – Impulso hidrodinâmico na parede frontal .....	- 35 -
Tabela 29 – Impulso hidrodinâmico da água presente no aterro .....	- 35 -
Tabela 30 - Verificação de segurança ao deslizamento .....	- 38 -
Tabela 31 - Verificação de segurança à flutuação .....	- 39 -
Tabela 32 – Verificação de segurança ao derrubamento .....	- 40 -
Tabela 33 - Dimensões da fundação .....	- 41 -
Tabela 34 – Cálculo do ponto de aplicação da resultante e das forças actuantes no centro de gravidade da fundação .....	- 43 -
Tabela 35 - Capacidade de carga do terreno de fundação .....	- 44 -
Tabela 36 - Verificação de segurança das tensões na base da fundação com sismo vertical ascendente .....	- 44 -
Tabela 37 – Verificação de segurança das tensões na base da fundação com sismo vertical descendente ....	- 44 -
Tabela 38 – Resumo dos factores de segurança relativos à estabilidade global da estrutura .....	- 45 -
Tabela 39 – Armadura longitudinal necessária para a viga da cobertura .....	- 47 -
Tabela 40 - Armadura transversal necessária para a viga da cobertura .....	- 47 -
Tabela 41 – Variáveis necessárias para definição do modelo de escoras e tirantes .....	- 48 -
Tabela 42 – Verificação do esmagamento das escoras .....	- 49 -
Tabela 43 – Armadura adoptada para a consola curta existente na viga de cobertura .....	- 49 -
Tabela 44 – Dimensionamento da laje num modelo de barra em consola para o peso próprio e para a sobrecarga actuante .....	- 49 -

Tabela 45 – Determinação do modelo de escora e tirante para a carga concentrada transmitida pelo pórtico rolante .....	- 50 -
Tabela 46 - Verificação do esmagamento das escoras .....	- 50 -
Tabela 47 – Quadro 7.1N - Valores recomendados de <b>w<sub>max</sub></b> . Adaptado de [14] .....	- 52 -
Tabela 48 – Quantificação do coeficiente de reacção do solo .....	- 57 -
Tabela 49 – Carregamentos considerados no modelo de elementos finitos.....	- 57 -
Tabela 50- Armadura longitudinal adoptada para a laje de soleira na direcção 1.....	- 61 -
Tabela 51 - Armadura longitudinal adoptada para a laje de soleira na direcção 2.....	- 61 -
Tabela 52– Verificação de segurança da resistência da laje de soleira relativamente ao esforço $V_{13}$ .....	- 62 -
Tabela 53 – Verificação de segurança da resistência da laje de soleira relativamente ao esforço $V_{23}$ .....	- 62 -
Tabela 54 - Armadura longitudinal adoptada para a laje sobre o aterro na direcção 1 .....	- 66 -
Tabela 55 - Armadura longitudinal adoptada para a laje sobre o aterro na direcção 2 .....	- 67 -
Tabela 56 – Verificação de segurança da resistência da laje sobre o túnel hidráulico relativamente ao esforço $V_{13}$ .....	- 67 -
Tabela 57– Verificação de segurança da resistência da laje sobre o túnel hidráulico relativamente ao esforço $V_{23}$ .....	- 67 -
Tabela 58 – Comparação dos esforços obtidos através de modelos simplificados e através do SAP2000 [36]-	69 -
Tabela 59 – Cálculo da quantidade de armadura necessária para verificação do ELU da viga da cobertura ...	- 69 -
Tabela 60 – Armadura longitudinal adoptada para viga da cobertura .....	- 69 -
Tabela 61 – Cálculo da quantidade de armadura transversal e solução adoptada .....	- 70 -
Tabela 62– Avaliação das tensões e da abertura de fendas na laje de soleira ao longo da direcção 1 .....	- 73 -
Tabela 63 – Avaliação das tensões e da abertura de fendas na laje de soleira ao longo da direcção 2 .....	- 73 -
Tabela 64 – Avaliação das tensões e da abertura de fendas na laje sobre o aterro ao longo da direcção 1 ....	- 74 -
Tabela 65 – Avaliação das tensões e da abertura de fendas na laje sobre o aterro ao longo da direcção 2 ....	- 75 -
Tabela 66 – Tensões no betão e no aço .....	- 78 -

# ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - Corte transversal pelo eixo dos túneis hidráulicos e identificação dos elementos analisados.....	- 2 -
Figura 2 - Corte esquemático de um aproveitamento hidroeléctrico e respectivo circuito hidráulico. Adaptado de [4]. .....	- 4 -
Figura 3 – Recomendações sobre a localização da tomada de água. Retirado de [6]. .....	- 4 -
Figura 4 -Aproveitamento Hidroeléctrico de Cambambe. Adaptado de [8]. .....	- 5 -
Figura 5 – Aproveitamento Hidroeléctrico de Cambambe (AHC). Adaptado de [1] .....	- 6 -
Figura 6 - Projecto de ampliação do Aproveitamento Hidroeléctrico de Cambambe. Planta retirada de [1] ....	- 6 -
Figura 7 – Corte transversal da tomada de água do novo circuito. Retirado de [1]. .....	- 7 -
Figura 8 – Construção da tomada de água do novo circuito hidráulico. Retirado de [1]. .....	- 7 -
Figura 9 – Corte longitudinal e secções transversais do circuito hidráulico do AHC – Central 2. Retirado de [1]. .....	- 7 -
Figura 10 - Modelo tridimensional e corte transversal do Bloco 2 da Tomada de água de Cambambe 2 .....	- 9 -
Figura 11 – Cargas transmitidas pelo pórtico rolante .....	- 19 -
Figura 12 – Representação da Teoria de Coulomb e equilíbrio de forças na cunha de solo. Adaptado de [22] .....	- 20 -
Figura 13 - Corte da estrutura e representação da cunha de solo colaborante .....	- 21 -
Figura 14 - Circunferências de Mohr representativas dos estados limites e de repouso. Adaptado de [22]. ..	- 23 -
Figura 15 – Deslocamentos da superfície de suporte [23]. .....	- 23 -
Figura 16– Modelo tridimensional do cenário 2 (vista geral e corte) .....	- 25 -
Figura 17 – Modelo tridimensional dos cenários 3-5 (vista geral e corte) .....	- 26 -
Figura 18 - Diagrama de subpressões da tomada de água .....	- 28 -
Figura 19- Diagrama de tensões horizontais efectivas devidas ao aterro e compactação do mesmo Adaptado de [25] e [27] .....	- 29 -
Figura 20 – Teoria de Westergaard. Adaptado de [30]. .....	- 34 -
Figura 21 – Representação da acção hidrodinâmica devida ao sismo .....	- 34 -
Figura 22 - Vista do tardo e perspectiva do tardo da estrutura .....	- 35 -
Figura 23 - Esquema representativo das acções envolvidas no cenário de normal funcionamento .....	- 37 -
Figura 24 - Diagrama de forças aplicadas na fundação .....	- 42 -
Figura 25 – Diagrama de forças estaticamente equivalentes aplicadas no centro de gravidade da fundação -	42 -
Figura 26 – Corte geológico e geotécnico da zona de implantação do circuito hidráulico. Retirado de [1]. ....	- 43 -
Figura 27 - Modelo de escoras e tirantes. Retirado de [21]. .....	- 48 -
Figura 28 – Pormenorização das armaduras de uma consola curta. Retirado de [14] .....	- 48 -
Figura 29 - Verificação das compressões nos nós 1 e 2. Adaptado de [20]. .....	- 48 -
Figura 30 – Modelo tridimensional realizado à linha média recorrendo ao AutoCAD 2016 [2] .....	- 54 -
Figura 31 – Modelo de elementos finitos da estrutura do bloco da tomada de água .....	- 54 -
Figura 32 - Perspectiva da frente e do tardo da estrutura por tipo de secções .....	- 55 -
Figura 33 – Perspectiva da estrutura usando a visão por extrusão .....	- 55 -
Figura 34 - Orientação dos elementos finitos dos vários elementos analisados. Orientação dos eixos locais da estrutura (figura da esquerda) e orientação das lajes de soleira e sobre o aterro (figura do centro e da direita, respectivamente).....	- 56 -
Figura 35 – Identificação da laje de soleira. ....	- 58 -
Figura 36 - Diagramas de momentos da laje de soleira em cenário de normal funcionamento [kN.m/m].....	- 59 -
Figura 37 – Esforço transversal na laje de soleira em cenário de normal funcionamento [kN/m] .....	- 59 -
Figura 38 - Esforço de membrana na laje de soleira em cenário de normal funcionamento [kN/m] .....	- 60 -
Figura 39 – Identificação das várias secções consideradas da laje de soleira.....	- 60 -
Figura 40 – Diagrama de compressão do terreno de fundação [kN/m <sup>2</sup> ] .....	- 63 -
Figura 41 - Identificação da laje sobre o túnel .....	- 64 -

Figura 42 - Diagrama de momentos da laje sobre o túnel em cenário de normal funcionamento [kN.m/m] .	- 64 -
Figura 43 - Diagramas de esforço transverso da laje sobre o túnel em cenário de normal funcionamento [kN/m] .....	- 65 -
Figura 44 - Esforços de membrana da laje sobre o túnel em cenário de normal funcionamento [kN/m] .....	- 65 -
Figura 45- Identificação das várias secções consideradas da laje sobre o túnel hidráulico .....	- 66 -
Figura 46- Identificação da viga da cobertura (objecto frame) na malha de elementos finitos .....	- 68 -
Figura 47 – Envolvente de esforços actuantes na viga de cobertura. Esforços na secção do apoio e na secção de meio vão à esquerda e à direita, respectivamente. ....	- 68 -
Figura 48– Definição das secções transversais e combinações de esforços solicitantes na secção do apoio e na secção do meio vão, respectivamente imagens superiores e imagens inferiores, com recurso ao software GaLa Reinforcement [40]. ....	- 70 -
Figura 49– Verificação da segurança da secção transversal da viga na zona do apoio e do meio vão (figura da esquerda e da direita, respectivamente) para as várias combinações de esforços solicitantes através do software GaLa Reinforcement [40] .....	- 71 -
Figura 50 -Diagramas de interacção de esforço normal e momentos flectores na secção do apoio .....	- 71 -
Figura 51 - Diagramas de interacção de esforço normal e momentos flectores na secção de meio vão .....	- 71 -
Figura 52 - Deslocamentos da laje de soleira para os vários cenários estudados [m]. ....	- 72 -
Figura 53 – Deslocamentos da laje sobre o túnel para os vários cenários estudados [m]. ....	- 74 -
Figura 54 – Determinação da abertura de fendas máximas na secção do apoio recorrendo ao GaLa Reinforcement [40] .....	- 76 -
Figura 55 – Determinação da abertura de fendas máximas na secção de meio vão recorrendo ao GaLa Reinforcement [40] .....	- 76 -
Figura 56 – Flecha elástica devido às cargas permanentes.....	- 77 -
Figura 57 – Flecha elástica devido à carga concentrada correspondente à acção do servomotor. ....	- 77 -
Figura 58 – Tensões instaladas nos materiais estruturais para as várias combinações de esforços solicitantes na secção do apoio (figura da esquerda) e na secção do meio vão (figura da direita), com recurso ao GaLa Reinforcement [40]. ....	- 78 -

# ABREVIACÕES E SÍMBOLOS

## LISTA DE ACRÓNIMOS

<i>ACI</i>	American Concrete Institute
<i>AHC</i>	Aproveitamento Hidroeléctrico de Cambambe
<i>APEB</i>	Associação Portuguesa das Empresas de Betão Pronto
<i>CG</i>	Centro de gravidade
<i>ELS</i>	Estado(s) Limite(s) de Serviço(s)
<i>ELU</i>	Estado(s) Limite(s) Último(s)
<i>EQU</i>	Estado limite último de perda de equilíbrio da estrutura ou do terreno, considerados como corpos rígidos, em que as propriedades de resistência dos materiais estruturais e do terreno não têm influência significativa na capacidade resistente
$FSD_{\phi}$	Factor de segurança ao deslizamento
$FSD_{\phi,min}$	Factor de segurança mínimo ao deslizamento
<i>FSF</i>	Factor de segurança à flutuação
$FSF_{min}$	Factor de segurança mínimo à flutuação
<i>FSD</i>	Factor de segurança ao derrubamento
$FSD_{min}$	Factor de segurança mínimo ao derrubamento
<i>GEO</i>	Estado limite último de rotura ou deformação excessiva do terreno, em que as propriedades de resistência do solo ou da rocha têm influência na capacidade resistente
<i>ICOLD</i>	International Commission On Large Dams (Comissão Internacional de Grandes Barragens)
<i>LNEC</i>	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
<i>NPA</i>	Nível de pleno abastecimento
<i>RSB</i>	Regulamento de Segurança de Barragens
<i>SBP</i>	Sismo Base de Projecto
<i>SMP</i>	Sismo Máximo de Projecto
<i>SME</i>	Sismo Máximo Expectável
<i>STR</i>	Estado limite último de rotura interna ou deformação excessiva da estrutura ou de elementos estruturais, em que as propriedades de resistência dos materiais estruturais têm influencia na capacidade resistente
<i>UPL</i>	Estado limite de perda de equilíbrio da estrutura por pressão da água ou por outras acções verticais



## LETRAS MAIÚSCULAS LATINAS

$A$	Área da secção transversal
$A_c$	Área da secção transversal de betão
$A_{ct}$	Área de betão traccionada
$A_s$	Área da secção da armadura longitudinal para betão armado
$A_{s,min}$	Área da secção mínima da armadura longitudinal para betão armado
$A_{s,máx}$	Área da secção máxima da armadura longitudinal para betão armado
$A_{s,adopt}$	Área da secção da armadura longitudinal adoptada para betão armado
$\left(\frac{A_{sw}}{S}\right)$	Área da secção da armadura transversal para betão armado
$\left(\frac{A_{sw}}{S}\right)_{min}$	Área da secção mínima da armadura transversal para betão armado
$C_d$	Valor nominal ou uma função dos valores cálculo de certas propriedades dos materiais
$D_{máx}$	Diâmetro máximo do agregado usado no betão
$E_c$	Módulo de elasticidade tangente na origem, para um betão de massa volúmica normal aos 28 dias de idade
$E_d$	Valor de cálculo do efeito das acções
$E_{Edx}$	Valores de cálculo dos efeitos devido à componente $x$ da acção sísmica
$E_{Edz}$	Valores de cálculo dos efeitos devido à componente $z$ da acção sísmica
$E_f$	Módulo de elasticidade da fundação
$E_s$	Módulo de elasticidade do aço
$F_{cd}$	Força de compressão no betão
$F_t$	Força de tracção nas armaduras
$FI_{a,h}$	Componente horizontal da força de inércia do aterro
$FI_{a,v}$	Componente vertical da força de inércia do aterro
$FI_{e,h}$	Componente horizontal da força de inércia da estrutura
$FI_{e,v}$	Componente vertical da força de inércia da estrutura
$G_{k,j}$	Valor característico da acção permanente $j$
$\sum H$	Somatório das forças horizontais
$I_{comp}$	Impulso devido à compactação do aterro
$I_{comp,h}$	Componente horizontal do impulso devido à compactação do aterro
$I_f$	Inércia da fundação à flexão em torno do eixo de maior inércia
$I_Q$	Impulso devido à sobrecarga aplicada no aterro

$I_{Q,h}$	Componente horizontal do impulso devido à sobrecarga aplicada no aterro
$I_{S,h}$	Componente horizontal do impulso do aterro seco em cenário de construção
$I_{S1,h}$	Componente horizontal do impulso do aterro seco em cenário de funcionamento
$I_{S,v}$	Componente vertical do impulso do aterro seco em cenário de construção
$I_{S1,v}$	Componente vertical do impulso do aterro seco em cenário de funcionamento
$I_{S2,h}$	Componente horizontal do impulso do aterro saturado em cenário de funcionamento
$I_{S2,v}$	Componente vertical do impulso do aterro saturado em cenário de funcionamento
$I_{S3,h}$	Componente horizontal do impulso devido ao peso do aterro seco
$I_{S3,v}$	Componente vertical do impulso devido ao peso do aterro seco
$I_w$	Impulso hidrostático
$I_{ws}$	Impulso hidrodinâmico exercido na parede frontal
$I_{ws,1}$	Impulso hidrodinâmico exercido no tardo do da parede frontal
$I_{ws,2}$	Impulso hidrodinâmico exercido na parede de tardo do
$K_0$	Coefficiente de impulso em repouso
$K_a$	Coefficiente de impulso activo
$K_p$	Coefficiente de impulso passivo
$M$	Momento flector
$M_{car}$	Momento flector característico
$M_{cr}$	Momento de fendilhação
$M_{Ed}$	Valor de cálculo do momento flector actuante
$\sum M_{est}$	Somatório dos momentos estabilizantes
$\sum M_{inst}$	Somatório dos momentos instabilizantes
$M_{Rd}$	Momento resistente da secção
$N_{car}$	Esforço normal característico
$N_{Ed}$	Valor de cálculo do esforço normal actuante
$N_{res}$	Resultante das forças verticais aplicada no centro de gravidade da fundação
$P_e$	Peso próprio da estrutura
$P_s$	Peso próprio do aterro por cima do tardo do da estrutura
$P_w$	Peso próprio da água
$P_{wt}$	Peso próprio da água existente no aterro
$Q_{k,i}$	Valor característico da acção variável acompanhante $i$ ;
$Q_{k,1}$	Valor característico da acção variável de base da combinação 1;

$R_d$	Valor de cálculo da resistência
$S$	Subpressão
$S_1$	Subpressão na zona 1 compreendida até à comporta ensecadeira
$S_2$	Subpressão na zona 2 compreendida entre a comporta ensecadeira túnel hidráulico
$T_{Ed}$	Valor de cálculo do momento torsor actuante
$T_{Ed}(z \cot g(\theta))$	Valor de cálculo do momento torsor actuante à distância $z \cot g(\theta)$
$\sum U$	Resultante da subpressão na fundação
$\sum V$	Somatório das forças gravitacionais
$V_{cd}$	Termo corrector da teoria de Morsch
$V_{Ed}$	Valor de cálculo do esforço transversal actuante
$V_{Ed,z \cot g \theta}$	Valor de cálculo do esforço transversal actuante à distância $z \cot g(\theta)$
$V_{Rd}$	Valor do esforço transversal resistente
$V_{wd}$	Resistência das armaduras de esforço transversal segundo a teoria de Morsch

## LETRAS MINÚSCULAS LATINAS

$a_h$	Componente horizontal da aceleração sísmica
$a_v$	Componente vertical da aceleração sísmica
$b$	Largura total da secção
$c$	Valor do recobrimento
$\Delta c_{dev}$	Margem de cálculo para as tolerâncias de execução
$c_{min}$	Recobrimento mínimo das armaduras
$c_{min,b}$	Recobrimento mínimo para requisitos de aderência
$c_{min,dur}$	Recobrimento mínimo relativo às condições ambientais
$c_{nom}$	Recobrimento nominal
$e$	Excentricidade
$f_{ctm}$	Valor médio da tensão de rotura do betão à tracção
$f_{ct,eff}$	Valor médio da resistência do betão à tracção à data em que se prevê que se possam formar as primeiras fendas
$f_{cd}$	Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão
$f_{ck}$	Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade
$f_{yd}$	Valor de cálculo da tensão de cedência à tracção do aço das armaduras para betão armado
$f_{yk}$	Valor característico da tensão de cedência à tracção do aço das armaduras para betão armado

$g$	Aceleração devido à gravidade
$h$	Altura da secção; comprimento da fundação
$h_c$	Profundidade máxima de impulso devido à compactação
$h_w$	Altura total de água
$i$	Ângulo que a superfície do aterro faz com a horizontal.
$k$	Coeficiente que considera o efeito das tensões não uniformes auto-equilibradas
$k_1$	Coeficiente função da aderência da armadura (0,8 – alta aderência; 1,6 – superfície lisa)
$k_2$	Coeficiente função da distribuição de tensões (0,5 – flexão; 1,0 – tracção simples)
$k_c$	Coeficiente que tem em conta a distribuição de tensões na secção, imediatamente antes da fendilhação da secção e da variação do braço do binário de forças
$k_h$	Coeficiente horizontal da aceleração sísmica
$k_s$	Coeficiente de reacção do solo
$k_t$	Coeficiente função duração do carregamento (0,6-acções de curta duração; 0,4-acções de longa duração)
$p$	Pressão exercida pelo compactador
$p_{ws}$	Pressão hidrodinâmica
$q$	Sobrecarga actuante
$s_{r,max}$	Distância máxima entre fendas
$w_k$	Valor de cálculo da largura das fendas
$w_{max}$	Valor máximo da largura das fendas
$z$	Profundidade
$z_c$	Profundidade a partir da qual actua o impulso devido à compactação

## LETRAS GREGAS

$\gamma_c$	Peso volúmico do betão
$\gamma_{i,j}$	Coeficiente parcial de segurança relativo à acção $i$
$\gamma_s$	Peso volúmico do aço
$\gamma_w$	peso volúmico da água
$\delta$	Ângulo de atrito solo-estrutura
$\varepsilon_{cm}$	Extensão média no betão entre fendas
$\varepsilon_{sm}$	Extensão média da armadura
$\theta$	Ângulo das bielas comprimidas
$\mu$	Momento reduzido
$\nu$	Coeficiente de poisson do betão

$\nu_s$	Coeficiente de Poisson do solo
$\rho$	Taxa de armadura
$\rho_{p,ef}$	Taxa de armadura na secção efectiva do betão ( $A_s/A_{c,ef}$ )
$\sigma_{adm}$	Tensão de compressão máxima admissível do solo
$\sigma_c$	Tensão de compressão no betão
$\sigma_{c,máx}$	Tensão de compressão máxima no betão em estado limite de serviço
$\sigma_{jus}$	Tensão instalada no solo a jusante do ponto de derrubamento
$\sigma_{máx}$	Tensão de compressão máxima instalada no solo
$\sigma_s$	Tensão no aço
$\sigma_{s,máx}$	Tensão de tracção máxima no aço em estado limite de serviço
$\sigma_{últ}$	Tensão de compressão última do solo
$\sigma_{Rd}$	Tensão resistente de compressão máxima do betão
$\sigma_{mont}$	Tensão instalada no solo a montante do ponto de derrubamento
$\sigma'_{hm}$	Tensão horizontal máxima devido à compactação do aterro
$\phi$	Ângulo de atrito do solo; Diâmetro do varão
$\phi_{eq}$	Diâmetro equivalente dos varões
$\psi$	Ângulo entre o paramento da parede de tardoz e a vertical
$\psi_{0,i}$	Coeficiente para a determinação do valor de combinação da acção variável $i$ ;
$\varphi$	Coeficiente de fluência
$\omega$	Taxa de armadura mecânica



# 1. INTRODUÇÃO

## 1.1. PRINCIPAIS OBJECTIVOS

O presente trabalho apresenta como objectivo principal a avaliação do comportamento e da estabilidade estrutural de uma estrutura hidráulica em betão armado do tipo tomada de água. Para o efeito deste estudo, tomou-se por base os elementos do projecto apresentados em [1], relativos a um bloco estrutural da Tomada de Água da Central de Cambambe 2, no âmbito dos trabalhos do reforço de potência do Aproveitamento Hidroeléctrico de Cambambe.

Numa primeira fase, tendo por base a geometria da estrutura, implementa-se um modelo geométrico tridimensional da estrutura do mesmo para uma melhor compreensão da sua geometria assim como para se obter dados para cálculos posteriores, nomeadamente o peso da estrutura e o seu centro de gravidade. Destaque-se o facto de que o bloco da tomada de água se encontra separado dos blocos adjacentes por juntas de dilatação, conforme é indicado na peça desenhada 2 a 4, pelo que é assim estruturalmente independente.

Numa segunda fase, procede-se às verificações de segurança da estabilidade global da tomada de água, para cada um dos cenários de dimensionamento, estimando-se os coeficientes de segurança da estrutura ao deslizamento, à flutuação, ao derrubamento assim como referentes às tensões na fundação.

Numa terceira fase, verifica-se a segurança dos elementos estruturais, apresentados na figura 1, aos estados limites últimos (*ELU*) e aos estados limites de serviço (*ELS*). Os elementos estruturais em análise são (i) a laje de soleira, (ii) a laje sobre o túnel hidráulico, (iii) a viga da cobertura e (iv) o apoio do pórtico rolante. Para o caso da viga da cobertura e do apoio do pórtico rolante (zona de descontinuidade onde é descarregada a reacção do pórtico rolante) são efectuados modelos de cálculo simplificados, comparando-se com os resultados obtidos através do modelo de elementos finitos. Relativamente às lajes em análise, apenas se teve em conta o modelo de elementos finitos.

Por fim, apresentam-se, no Anexo D, as peças desenhadas correspondentes aos desenhos das principais armaduras dos elementos estruturais descritos.

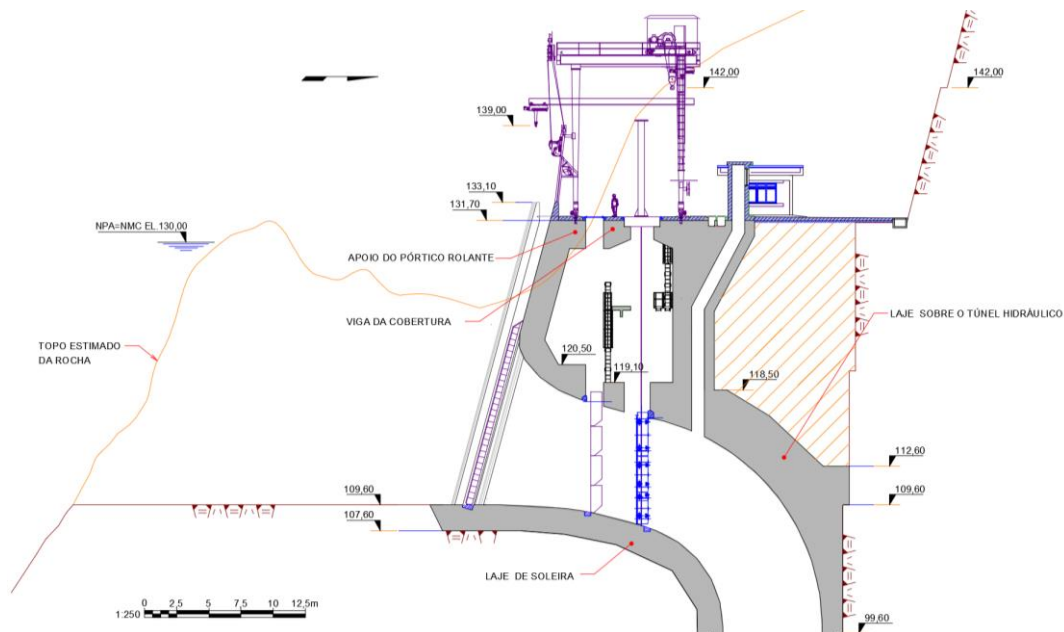


Figura 1 - Corte transversal pelo eixo dos túneis hidráulicos e identificação dos elementos analisados

## 1.2. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

O presente documento encontra-se organizado em dez capítulos, de acordo com as seguintes matérias:

- Capítulo 1: Introdução do tema da dissertação e enquadramento geral do projecto;
- Capítulo 2: Apresentação do modelo tridimensional do Bloco 2 da tomada de água da Central de Cambambe 2, desenvolvido em *AutoCAD* [2];
- Capítulo 3: Descrição dos materiais estruturais considerados, tal como os requisitos de durabilidade relevantes para a estrutura em análise;
- Capítulo 4: Definição dos vários cenários de dimensionamento que ocorrem ao longo da vida útil da estrutura e definição das combinações de acções;
- Capítulo 5: Identificação e quantificação das acções actuantes na estrutura;
- Capítulo 6: Verificações de segurança referentes à estabilidade global da estrutura;
- Capítulo 7: Verificações de segurança interna referentes aos *ELU* e *ELS* dos elementos analisados;
- Capítulo 8: Apresentação do modelo tridimensional de elementos finitos realizado numa ferramenta de cálculo e análise dos resultados obtidos. Comparação de resultados dos através da modelação e elementos finitos e modelos simplificados;
- Capítulo 9: Exposição das conclusões da presente dissertação.



## 1.3. ENQUADRAMENTO GERAL

### 1.3.1. APROVEITAMENTO HIDRÁULICO E ESTRUTURA DO TIPO TOMADA DE ÁGUA

Os aproveitamentos hidráulicos mais antigos de que se encontraram vestígios remontam às primeiras civilizações do Antigo Egipto e da Mesopotâmia há cerca de 5000 anos atrás, onde estas civilizações construíram diques e barragens com vista a armazenar água para períodos de seca, pelo que este tipo de estrutura tem sido, até aos dias de hoje, indispensável para a adaptação da civilização humana ao ambiente natural, permitindo a melhoria da qualidade de vida das populações.

Existem vários tipos de barragens, sendo as mais relevantes as barragens de alvenaria e de betão, as barragens de aterro e as barragens de betão compactado com cilindro. [3]

Estas estruturas têm como finalidade (i) reter água para abastecimento de água potável, industrial e para rega, podendo armazenar água em tempo de disponibilidade, fornecendo-a nos períodos em que é mais escassa nos cursos de água, mitigando-se os efeitos inconvenientes de períodos de secas e de cheias, (ii) produzir energia em regime de fio-de-água, (iii) regularizar os caudais dos rios em que se encontram localizadas e (iv) controlar o nível de água a montante e/ou a jusante da estrutura. [3]

O *ICOLD* (Comissão Internacional de Grandes Barragens), designa de “Grande Barragem”, as barragens que cumpram um dos seguintes requisitos [3]:

- com uma altura superior a 15 m;
- com uma altura compreendida entre 10 e 15 m, desde que a capacidade da albufeira seja superior a 1 hm<sup>3</sup>, ou o desenvolvimento do coroamento seja superior a 500 m, ou que o caudal de ponta de cheia de dimensionamento seja superior a 2000 m<sup>3</sup>/s

Na seguinte figura 2, representa-se, esquematicamente, um aproveitamento hidroelétrico, o qual é constituído pelo seguinte conjunto de elementos: (1) albufeira, (2) barragem, (3) tomada de água, (4) circuito de adução, (5) central e (6) circuito de restituição, enquanto que o circuito hidráulico apenas é compreendido entre (3) tomada de água e (6) o circuito de restituição.

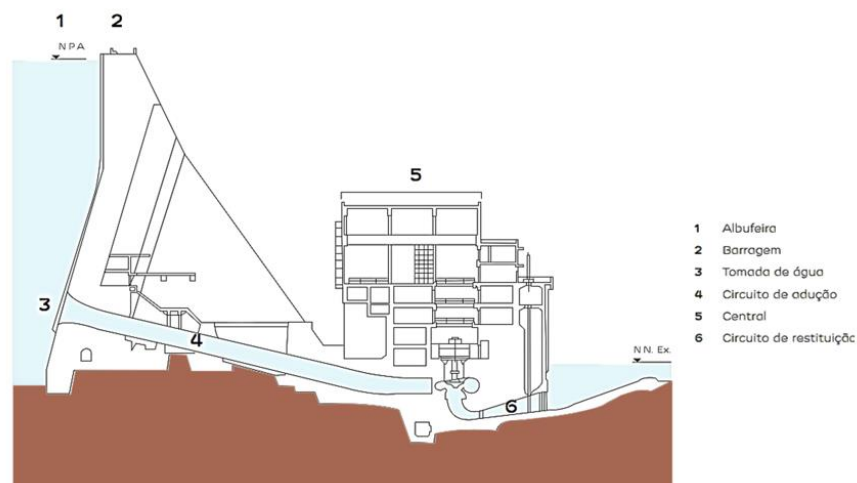


Figura 2 - Corte esquemático de um aproveitamento hidroeléctrico e respectivo circuito hidráulico. Adaptado de [4].

O aproveitamento dos recursos hídricos superficiais é possível graças a estruturas de tomada de água, as quais têm como finalidade a captação de água em cursos de água naturais, a montante de aproveitamentos hidráulicos a fio-de-água, em albufeiras assim como em reservatórios [5]. Esta água é destinada para diversos fins, como o abastecimento público, agrícola, industrial, para produção de energia eléctrica, assim como para regulação de caudal.

No caso de produção de energia hidroeléctrica, estas estruturas são dimensionadas para proporcionar a máxima eficiência hidráulica, pelo que a água é, em geral, captada para um túnel hidráulico (*penstock*) que a conduz sob pressão até à turbina a fim de gerar energia.

As tomadas de água, consoante o tipo de albufeiras e a finalidade a que se destina, podem ser dos seguintes tipos: (i) incorporada na estrutura da barragem, no caso das barragens de betão, (ii) torre de tomada de água adjacente à barragem, (iii) torre de tomada de água separada do corpo da barragem, com acesso por passadiço e (iv) tomada de água flutuante (em geral estruturas de carácter provisório).[3]

A estrutura da tomada de água deve situar-se, sempre que possível, junto à margem do reservatório, ao longo de trechos rectos, a fim de não serem captarem sedimentos juntamente com a água extraída. Caso tal não seja possível, em trechos em curva, a tomada de água deve ser situada no lado côncavo, pois os sedimentos transportados pelo escoamento depositam-se, na sua maioria, na parte convexa. Na figura 3, sintetizam-se estas recomendações.

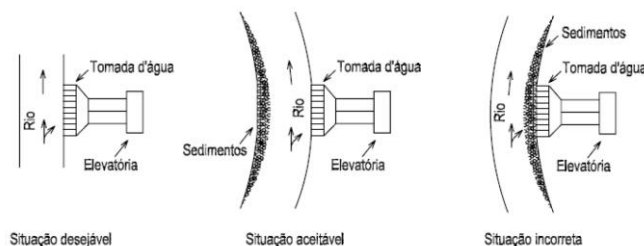


Figura 3 – Recomendações sobre a localização da tomada de água. Retirado de [6].

As tomadas de água encontram-se equipadas com grelhas (*trash racks*) na extremidade de montante. Estas são um órgão hidromecânico de protecção do circuito hidráulico, consistindo numa grelha metálica composta por várias barras de aço paralelas, evitando a entrada de detritos (podendo estes ser tão grandes como troncos de árvores) existentes no caudal sólido e que possam danificar os equipamentos que se encontrem a jusante. A acumulação destes detritos nas grelhas poderá originar problemas de perdas de carga no circuito, pelo que é de grande importância garantir a limpeza dos mesmos através de, por exemplo, um mecanismo limpa-grades (*trash rake*). [5]

### 1.3.2. PROJECTO DO APROVEITAMENTO HIDROELÉCTRICO DE CAMBAMBE (AHC)

O Aproveitamento Hidroeléctrico de Cambambe (AHC) situa-se em Angola, no rio Kwanza, perto da vila de Dondo, situado na província de Kwanza Norte a cerca de 180 *km* a leste de Luanda.

O AHC, representado na figura 4, é constituído por uma barragem em formato arco-abóbada, com uma altura de 88 *m* cuja principal finalidade é a produção de energia hidroeléctrica. [7]



Figura 4 -Aproveitamento Hidroeléctrico de Cambambe. Adaptado de [8].

A construção da Barragem de Cambambe e da Central de Cambambe 1 remonta ao período compreendido entre 1959 e 1963, onde originalmente fornecia a potência total instalada de 180 *MW*.

Em 2009, iniciou-se o projecto de reabilitação, ampliação e modernização da barragem, com o intuito de aumentar o total de potência para 960 *MW*, representando uma potência de 5 vezes superior à existente anteriormente. [1]

Na figura 5, representa-se a planta do Aproveitamento Hidroeléctrico de Cambambe, onde se destaca a laranja o circuito hidráulico existente a ser reabilitado e a vermelho o novo circuito projectado.

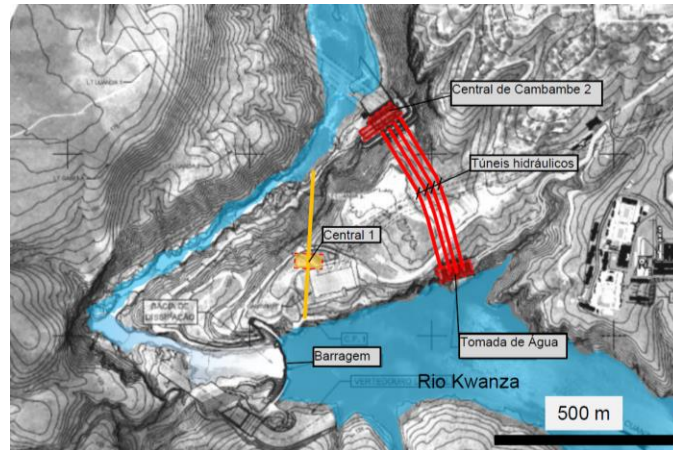


Figura 5 – Aproveitamento Hidroeléctrico de Cambambe (AHC). Adaptado de [1]

Neste projecto de reforço de potência do AHC inclui-se: (i) a modernização dos grupos geradores da Central 1, trocando-se as quatro turbinas de 45 MW por quatro turbinas de 65 MW, passando-se a dispor de uma potência de 260 MW, (ii) a instalação da Central de Cambambe 2 para ser explorada em paralelo com a já existente, equipada com quatro turbinas do tipo Francis de eixo vertical com potência unitária de 175 MW, aumentando assim a potência total gerada em mais 700 MW e (iii) o alteamento da barragem, aumentando-se em 20 m a altura total da barragem e da elevação do nível pleno de armazenamento da albufeira em 28 m, o que permite aumentar a área da albufeira de 1,3 km<sup>2</sup> para 6,08 km<sup>2</sup>, assim como a sua capacidade total de 28,7x10<sup>6</sup> m<sup>3</sup> para 50x10<sup>6</sup> m<sup>3</sup>. [1] [9]

Na figura 6, ilustra-se o projecto do novo circuito hidráulico subterrâneo na albufeira do Cambambe para um caudal de dimensionamento de 719 m<sup>3</sup>/s, referente ao nível pleno de armazenamento da albufeira, constituído pela Tomada de Água, por quatro galerias de adução e uma central a céu aberto.



Figura 6 - Projecto de ampliação do Aproveitamento Hidroeléctrico de Cambambe. Planta retirada de [1]

A Tomada de Água é do tipo gravidade, constituída por 4 blocos estruturais em betão armado independentes com cerca de 25 m de altura, que se encontram separados entre si por juntas de dilatação, afastadas entre si de 21,5 m. [1]



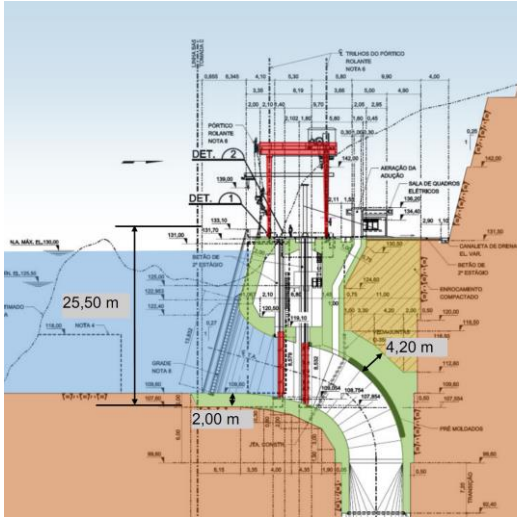


Figura 7 – Corte transversal da tomada de água do novo circuito. Retirado de [1].

Figura 8 – Construção da tomada de água do novo circuito hidráulico. Retirado de [1].

As quatro galerias de adução que ligam cada um dos blocos estruturais da tomada de água às quatro turbinas existentes na central possuem cerca de 500 m de comprimento são escavadas em maciço rochoso, sendo o seu traçado constituído por um troço vertical (queda forçada) com cerca de 50 m e por outros dois troços horizontais com inclinações e comprimentos variáveis. A secção corrente destas galerias é circular em betão armado com 7,70 m de diâmetro interno e uma espessura mínima de 0,40 m, enquanto que no troço final de ligação à central a secção transversal tem um diâmetro interno de 6,90 m sendo revestida internamente com uma blindagem de aço. [1]

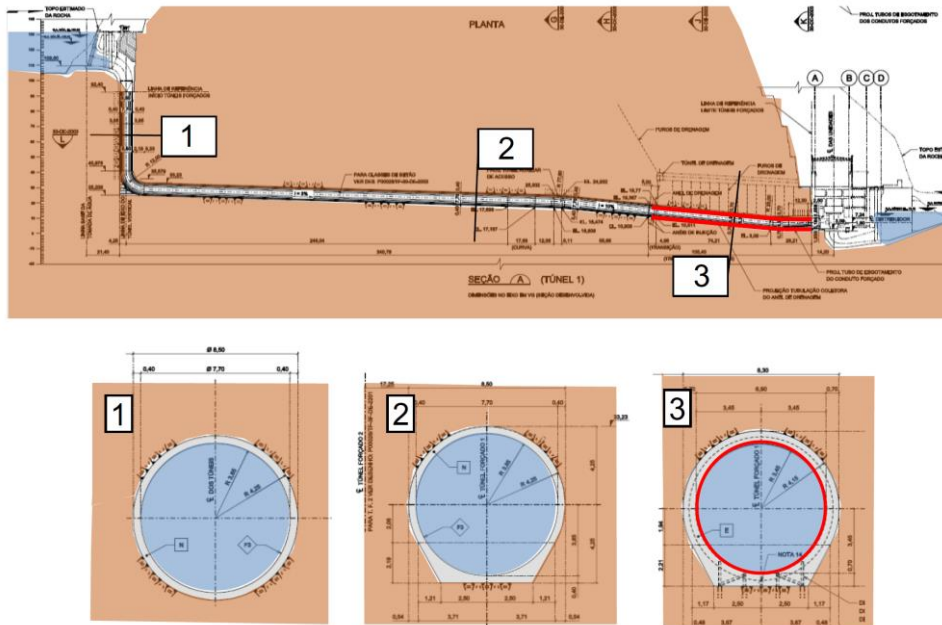


Figura 9 – Corte longitudinal e secções transversais do circuito hidráulico do AHC – Central 2. Retirado de [1].

A Central de Cambambe 2 é uma estrutura a céu aberto, formada por quatro blocos estruturais onde se encontra instalado, em cada um deles, um grupo gerador hidroeléctrico, separados por juntas de dilatação com afastamento de 17,90 m.

#### **1.4. DADOS INICIAIS**

Para a realização desta dissertação, são considerados os seguintes dados de base (adaptados a partir [1]):

- Desenhos gerais da tomada de água de Cambambe 2 – Peças desenhadas 1 a 4;
- Materiais estruturais – Capítulo 3;
- Níveis hidráulicos – Capítulo 5;
- Cargas transmitidas pelo pórtico rolante – Capítulo 5;
- Acelerações impostas (acção sísmica) – Capítulo 5;
- Dados geotécnicos da fundação – Capítulo 6.

No respeitante às acelerações sísmicas considerou-se uma aceleração horizontal máxima de 0,06 *g*, superior à aceleração associada ao local da barragem, para efeitos de ser avaliada a resposta estrutural numa situação mais gravosa.

Refere-se ainda que, em geral, o valor da aceleração associada ao sismo máximo de projecto (*SMP*) e ao sismo base de projecto (*SBP*), resulta de estudos sismológicos, de acordo com o exposto no nº 2 do Art.º 8 da Portaria nº846/93 [10]. Para efeitos de estimativa dos valores das acelerações associadas ao *SMP* e ao *SBP*, poderá seguir-se a metodologia exposta em [11], onde se recomenda que a aceleração associada ao *SMP* corresponda a um período de retorno de cerca de 950 anos (para uma obra com vida útil expectável de 100 anos).

## 2. MODELO TRIDIMENSIONAL

Com base nas peças desenhadas referidas anteriormente, e com recurso ao software *AutoCAD* [2], foi desenvolvido no âmbito desta dissertação, um modelo tridimensional completo da estrutura do Bloco 2 da Tomada de Água da Central de Cambambe 2.

O modelo tridimensional é bastante útil, pois, para além de ajudar a compreender melhor a geometria complexa desta estrutura e verificar a compatibilidade entre as peças desenhadas, permite também obter o volume total de betão assim como o volume total do aterro existente a tardoz. Adicionalmente, através do comando *massprop*, e tendo por base um único sólido (*3D solid*), o software indica também as coordenadas do centro de gravidade da estrutura e do aterro a tardoz. Todos estes dados mencionados são fundamentais para analisar a estabilidade da estrutura.

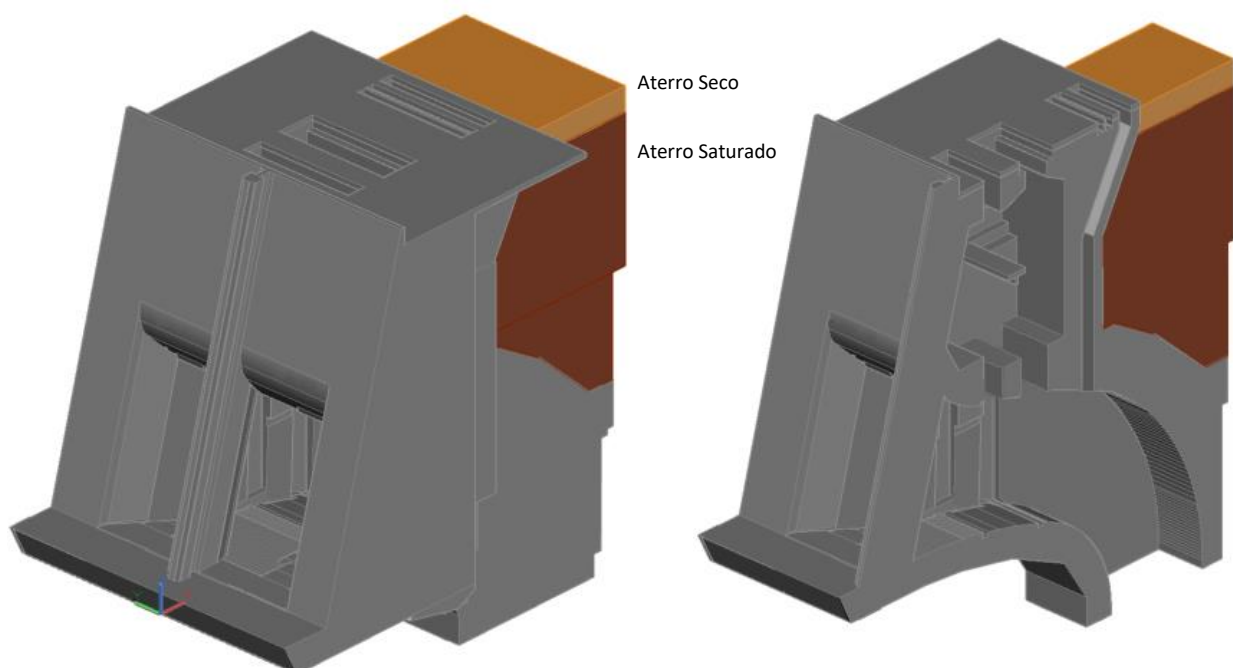


Figura 10 - Modelo tridimensional e corte transversal do Bloco 2 da Tomada de água de Cambambe 2

Através deste modelo foi obtido um volume total de betão de  $5579 \text{ m}^3$  e um volume de aterro de  $1993 \text{ m}^3$ .

### 3. DURABILIDADE DA ESTRUTURA

A durabilidade de uma estrutura é um aspecto muito importante a ter em conta durante a fase de projecto da mesma.

De acordo com o NP EN 1990 [12], a estrutura deve, durante o seu tempo de vida, e com um elevado grau de fiabilidade, satisfazer todos os requisitos de utilização, resistência e estabilidade para os quais foi projectada, tendo em conta o ambiente em que se encontra exposta e o nível de manutenção previsto, sem que nunca a deterioração da mesma reduza o seu desempenho.

Ainda de acordo com a mesma norma, a durabilidade da estrutura está associada a aspectos como: i) a sua utilização, ii) condições ambientais a que se encontra exposta, iii) propriedades dos materiais utilizados, iv) propriedades do solo, v) a forma dos elementos e disposições construtivas, vi) qualidade de execução e nível de controlo, vii) manutenção prevista durante o tempo de vida útil do projecto. [12]

Para a escolha dos materiais mais adequados a utilizar na estrutura em causa, é necessário determinar-se o período de vida útil regulamentado. Tratando-se de uma estrutura de grande importância, definiu-se, de acordo com o Quadro 2.1 da NP EN 1990 [12] tratar de uma estrutura de Categoria 5, à qual corresponde um período de vida útil de 100 anos.

O elevado custo na construção e na manutenção deste tipo de estruturas, associado à dificuldade da sua substituição após o seu período de vida útil, fazem com que este comece a ser considerado relativamente curto, pelo que poderá existir a necessidade de complementar a regulamentação actualmente em vigor.

#### 3.1. MATERIAIS ESTRUTURAIIS

Como dado inicial, é dado que a classe do aço a utilizar nesta estrutura é A500 NR. É importante referir que estruturas desta dimensão necessitam de grandes quantidades de armaduras, pelo que se torna economicamente viável a utilização deste tipo de aço face às classes A400 e inferiores, uma vez que o preço unitário de ambos é praticamente idêntico, o que permite assim usar uma menor quantidade de varões, já que o A500 apresenta melhores características mecânicas, para as secções condicionadas pelo dimensionamento ao *ELU*. Porém, refere-se que em alguns casos o dimensionamento das armaduras é condicionado pelos *ELS* (abertura de fendas), para os quais a resistência do aço não é relevante.

A seguinte tabela é referente às características do aço usado:

Tabela 1 - Características do aço utilizado

Aço	Classe	$f_{yk}$ [MPa]	$f_{yd}$ [MPa]	$E_s$ [GPa]
Armaduras Ordinárias	A500 NR	500	435	200



A protecção contra a corrosão das armaduras é assegurada principalmente por uma adequada compacidade e qualidade do betão, assim como por um adequado valor da espessura do recobrimento, e pelo controlo da fendilhação.

É importante ter em conta o fabrico e colocação do betão, cujas informações detalhadas se encontram nos artigos 21º e 23º da Portaria nº. 846/93 [10], assim como é indispensável assegurar o controlo de qualidade na construção, abordados nos artigos 26º a 35º da Portaria nº. 246/98 [13] ambos contidos no Regulamento de Segurança de Barragens (*RSB*).

Para estruturas desta importância cujo tempo de vida útil de projecto é de 100 anos, a NP EN 1992-1-1:2010 [14] define-a como sendo uma estrutura de classe estrutural *S6*.

Na presente dissertação, apenas se considera que ocorre corrosão induzida por carbonatação, dado que não existem cloretos no ambiente em questão, assumindo-se uma classe de exposição *XC* de acordo com o Quadro 4.1 da NP EN 1992-1-1:2010 [14]. Por se encontrar maioritariamente submersa, e atendendo ao facto do nível freático ser variável, admite-se uma classe de exposição *XC4* para todos os elementos estruturais, o que é conservativo, pois esta classe é a mais prejudicial considerando-se que existe alternância entre ambientes húmidos e secos.

No entanto, ressalva-se que, mesmo não tendo sido fornecidos mais dados para uma definição mais rigorosa das classes de exposição, é necessário efectuar ensaios de acordo com a composição química do solo e da água da albufeira, tal como se encontra referido no Quadro 2 da NP EN 206-1 [15].

A determinação da classe de resistência do betão foi feita de acordo com o Quadro NA-E.1N da NP EN 1992-1-1 [14] e com a Especificação LNEC E464 [16], que para uma classe de exposição *XC4* estipulam uma classe mínima de resistência C30/37, de forma a assegurar os níveis de durabilidade previstos.

A metodologia de cálculo do valor do recobrimento nominal a adoptar, segundo a NP EN 1992-1-1 [14], baseia-se nas seguintes expressões adaptadas:

$$c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur}; 10 \text{ mm}) = 40 \text{ mm} \quad (1)$$

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 50 \text{ mm} \quad (2)$$

onde as seguintes variáveis representam:

$c_{min,b}$  – recobrimento mínimo para requisitos de aderência – 32 mm

$c_{min,dur}$  – recobrimento mínimo relativo às condições ambientais – 40 mm

$\Delta c_{dev}$  – tolerância (rigor) no posicionamento das armaduras – 10 mm (NP ENV 13670-1 [17])

Neste tipo de estruturas coloca-se também a questão relativa aos efeitos térmicos, nomeadamente as reacções álcali-agregado e à etringite retardada (que acontece se houver temperaturas elevadas, sendo que o efeito pode ser limitado se as temperaturas forem inferiores a 60º C), pelo que se deve também ter em conta as especificações LNEC E461 relativas às metodologias para prevenir as reacções expansivas internas.

De acordo com Anexo Nacional do NP EN 1992-1-1 [14], os valores dos recobrimentos mínimos para uma estrutura com um período de vida de 100 anos e classe de exposição *XC* apresentam-se resumido na seguinte tabela:

**Tabela 2 – Recobrimentos mínimos e nominais para período de vida de 100 anos. Adaptado do Quadro NA.II do NP EN 1992-1-1:2010 [14].**

Recobrimento [mm]	Classes de Exposição			
	<i>XC1</i>	<i>XC2</i>	<i>XC3</i>	<i>XC4</i>
Recobrimento mínimo $c_{min,dur}$	25	35	35	40
Recobrimento nominal $c_{nom}$	35	45	45	50

De modo a agilizar o processo construtivo da estrutura, assume-se o valor do recobrimento de 5 *cm* em todos os elementos estruturais.

O teor de cloretos de um betão designa-se pela percentagem de iões de cloreto por massa de cimento. De acordo com o Quadro 2/DNA da NP EN 206-1 [15], definiu-se um máximo de 0,4%.

Para se garantir que o betão usado em obra é adequado a ser bombeado, utiliza-se uma classe de abaixamento igual ou superior a S3, tal como recomendado pela APEB em “Guia para a utilização da norma NP EN 206-1: A Especificação do Betão” [18].

Relativamente à máxima dimensão dos agregados, adoptou-se  $D_{max}$  de 32 *mm*, pois de acordo com a mesma recomendação [18], esta refere que, a dimensão máxima do agregado deve estar de acordo com a NP EN 12620 [19], sendo necessário ter em conta factores como a dimensão da secção, a espessura do recobrimento e o espaçamento entre armaduras, pelo que se recomenda que não exceda: (i) ¼ da menor dimensão do elemento estrutural, (ii) distância entre varões de armadura diminuída de 5 *mm* e (iii) o recobrimento mínimo das armaduras.

Na tabela seguinte sintetizam-se as classes de betão utilizadas assim como as propriedades tidas em conta:

**Tabela 3- Características dos betões utilizados**

Betão	Classe de Resistência	$f_{ck}$ [MPa]	$f_{cd}$ [MPa]	$f_{ctm}$ [MPa]	$E_{c,28}$ [GPa]
Betão Estrutural	C30/37	30,0	20,0	2,9	33,0
Betão de Regularização	C16/20	16,0	10,7	1,9	29,0

De acordo com a NP EN 206-1:2007 [15], o betão estrutural a usar na estrutura deve indicar-se nas peças desenhadas por **NP EN 206-1: C30/37; XC4; CI 0,40; D<sub>max</sub> 32; S3**.

## 4. CENÁRIOS DE DIMENSIONAMENTO E COMBINAÇÕES DE ACÇÕES

De acordo com os artigos 1º(3) e 29º da Portaria n.º 846/93 do Regulamento de Segurança de Barragens (*RSB*), o dimensionamento da estrutura deve verificar a segurança da mesma para cenários correntes e para cenários de rotura [10].

Adicionalmente, segundo os “Critérios de Projecto Civil de Usinas Hidrelétricas” [20], deverão também ser avaliados o cenário de construção da estrutura – que corresponde às combinações de acções que ocorrem durante a fase construtiva - e o cenário limite, ao qual estão associadas à ocorrência de mais de uma acção excepcional, sendo que o último não é objecto de estudo da presente dissertação

Para cada cenário, determinam-se os valores de cálculo das acções actuantes, devendo combinar-se os valores das acções que poderão ocorrer simultaneamente.

Para os vários cenários de dimensionamento, avalia-se a segurança da estrutura à estabilidade global assim como a segurança dos vários elementos estruturais aos *ELU* e *ELS*, de acordo com determinadas combinações e factores de segurança.

### 4.1. CENÁRIO DE PROJECTO

O **cenário de construção** corresponde a todas as combinações de acções com probabilidade de ocorrência durante a construção da estrutura.

**Cenário 1 – Cenário de Construção** – É analisada a situação mais condicionante da estrutura durante a sua fase construtiva, a qual corresponde ao momento em que a estrutura se encontra totalmente construída e em que se aplica a totalidade do aterro na laje sobre o túnel hidráulico. É considerada também a acção de uma sobrecarga no topo do aterro assim como acção devida à compactação do aterro.

Definem-se como **Cenários Correntes**, as combinações de acções com grande probabilidade de ocorrência ao longo da vida útil da estrutura, durante o seu funcionamento normal ou manutenção de rotina da estrutura, em condições hidrológicas normais.

Assim, definem-se os seguintes cenários correntes:

**Cenário 2 – Cenário de Normal Funcionamento** - Este cenário corresponde ao normal funcionamento da estrutura da estrutura, caracterizando-se pela acção do aterro a tardo e de uma sobrecarga aplicada sobre o mesmo, assim como pelo nível de água no nível pleno de armazenamento (*NPA*) a montante e a jusante da tomada de água.

**Cenário 3 – Cenário de Manutenção** – Este cenário corresponde à situação de manutenção da estrutura. Nesta situação a comporta ensecadeira e a comporta vagão encontram-se fechadas, pelo que não existe água dentro do circuito hidráulico. Devido aos equipamentos referentes às operações de manutenção, optou-se por considerar a mesma sobrecarga.

**Cenário 4 – Cenário Sísmico (SBP)** – Corresponde à situação de ocorrência de um sismo base de projecto (*SBP*) aquando de uma operação de manutenção. Comparativamente, a situação de ocorrência do sismo (*SBP*) com as comportas abertas é menos condicionante, pois a massa de água dentro do circuito hidráulico tem um efeito favorável na estabilidade da estrutura. Considera-se também o impulso hidrodinâmico da água e o impulso sísmico do aterro.

Os **Cenários de Rotura** correspondem às combinações de acções com um baixo valor de probabilidade de ocorrência ao longo da vida útil da estrutura. Em [20], este cenário é designado por Condição de Carregamento Excepcional (*CCE*).

**Cenário 5 – Cenário Sísmico (SMP)** – Este cenário corresponde ao cenário mais desfavorável para a estrutura, o qual se caracteriza pela imposição do sismo máximo de projecto (*SMP*) aquando de uma operação de manutenção da estrutura, onde a quantidade de massa de água estabilizadora é menor. Considera-se também o impulso hidrodinâmico da água e o impulso sísmico do aterro.

**Cenário 6 – Cenário Sísmico (SMP) durante fase construtiva** – Este cenário corresponde à actuação do sismo máximo de projecto (*SMP*) durante a fase construtiva da estrutura. Neste cenário considera-se o impulso sísmico do aterro.

Ainda de acordo com [20], define-se um cenário de carregamento limite, para combinações de duas ou mais acções excepcionais com muito baixa probabilidade de ocorrência ao longo da vida útil da estrutura, o qual não é objecto de estudo nesta dissertação.

## **4.2. ESTABILIDADE GLOBAL**

### **4.2.1. ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS**

Segundo [20], é necessário efectuar verificações de Estado Limite Último de Perda de Equilíbrio Global da estrutura em causa, admitindo-se que a mesma apresenta um comportamento de corpo rígido. As verificações a avaliar são:

- Perda de equilíbrio da estrutura (*EQU*) – **Derrubamento e Deslizamento;**
- Perda de equilíbrio da estrutura devido à acção da subpressão (*UPL*) – **Flutuação;**
- Rotura ou deformação excessiva do terreno de fundação (*GEO*) – **Verificações de tensões na fundação.**

## 4.2.2. COEFICIENTES DE SEGURANÇA GLOBAL

Para se verificar a estabilidade global da estrutura, é necessário calcular os factores de segurança globais ao deslizamento ( $FSD_{\phi}$ ), flutuação ( $FSF$ ), derrubamento ( $FSD$ ) e relativos às tensões na fundação ( $FST$ ), que a estrutura apresenta, comparando-se posteriormente com os factores de segurança mínimos recomendados.

Em conformidade com a Portaria nº 846/93 [10], deverá considerar-se coesão nula nos cenários de rotura. No âmbito deste trabalho, conservativamente, não se considera a contribuição da coesão em nenhum dos cenários em estudo.

Os valores mínimos dos factores de segurança estão definidos na Portaria n.º 846/93 – Artigo 31.º [10] e em [20].

Tendo em conta que uma destas fontes bibliográficas é portuguesa (Regulamento de Segurança de Barragens [10]) e outra brasileira (Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidroeléctricas [20]), verificaram-se algumas diferenças entre factores de segurança. A título de exemplo apresenta-se, o caso em que o valor do factor mínimo de segurança ao deslizamento ( $FSD_{\phi_{min}}$ ), para o Cenário de Rotura, é de 1,1 na bibliografia brasileira enquanto que o RSB decreta um valor mínimo de 1,2. Assim, adaptou-se um valor de  $FSD_{\phi_{min}}$  igual a 1,20 de forma a cumprir a legislação portuguesa actualmente em vigor.

Na tabela seguinte encontram-se apresentados os valores dos factores de segurança mínimos adoptados:

Tabela 4 – Factores de segurança mínimos considerados para a análise de estabilidade global da estrutura

Factores de Segurança Mínimos					
Cenários de Dimensionamento		Factor de segurança ao Deslizamento $FSD_{\phi_{min}}$	Factor de segurança à Flutuação $FSF_{min}$	Factor de Segurança ao Derrubamento $FSD_{min}$	Factor de segurança para tensões na fundação $FST_{min}$
Cenário de Construção	C1	1,3	1,2	1,3	2,0
Cenário Corrente	C2 – C4	1,5	1,3	1,5	3,0
Cenário de Rotura	C5 – C6	1,2	1,1	1,2	1,5

De referir ainda que não podem observar-se tensões de tracção na fundação, para qualquer cenário estático. [10] [20]

### 4.3. ESTABILIDADE INTERNA

Segundo a NP EN 1990:2009 [12], para se dimensionar em relação aos estados limites, é necessário fazer distinção entre o Estado Limite Último (*ELU*) e Estado Limite de Serviço (*ELS*), onde o primeiro é relacionado com a segurança das pessoas e/ou segurança da estrutura, enquanto que o segundo é respeitante ao normal funcionamento da estrutura ou dos seus elementos, conforto das pessoas e aspecto da construção.

#### 4.3.1. ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

Para a verificação da segurança estrutural aos Estados Limites Últimos, é necessário cumprir o seguinte critério:

$$E_d \leq R_d \quad (3)$$

A NP EN 1990 [12] recomenda a consideração de três combinações de acções distintas: (i) fundamentais, (ii) de acidente e (iii) sísmica. Contudo, devido à baixa sismicidade e às espessuras dos elementos, apenas se considera para dimensionamento das secções a primeira combinação de acções.

Com isto, para situações de projecto persistentes ou transitórias, a NP EN 1990 [12] em 6.4.3.2 regulamenta utilizar combinações de acções fundamentais relativas aos estados limites estruturais (*STR*), expressa na seguinte equação:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (4)$$

#### 4.3.2. ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO/SERVIÇO

Esta verificação de segurança tem como principal objectivo que, em situação corrente de serviço, se garanta: (i) o bom comportamento da estrutura e dos seus elementos, (ii) o conforto dos utilizadores da estrutura face às deformações e vibrações instaladas na estrutura e (iii) o aspecto da construção, para o qual contribui a fendilhação controlada do betão.

Salienta-se que esta verificação só é efectuada para cenários estáticos, dada a sismicidade reduzida.

Para se verificar a segurança aos estados limites de utilização, é necessário verificar-se a seguinte condição:

$$E_d \leq C_d \quad (5)$$

Nas verificações da segurança aos estados limites de utilização, as acções tomam valores de actuação expectáveis, pelo que não se majoram as acções assim como se assume que as sobrecargas podem

não actuar na totalidade do valor expectável. Adicionalmente, para simular o comportamento dos materiais, utiliza-se não os valores minorados das suas propriedades, mas sim os seus valores médios.

Na análise e no dimensionamento da estrutura, apenas se utiliza a combinação de acções característica/rara<sup>1</sup>, adaptada do artigo 6.5.3 da NP EN 1990 [12] e que se encontra expressa na seguinte equação:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6)$$

### 4.3.3. COEFICIENTES PARCIAIS DE SEGURANÇA

Na seguinte tabela 5, apresentam-se os coeficientes parciais de segurança de cada uma das acções actuantes na estrutura necessários para as verificações de segurança aos Estados Limites Últimos.

Tabela 5 – Coeficientes parciais de segurança de acções

Coeficientes Parciais de Segurança de Acções			
Acção	Tipo de Acção	Coeficiente $\gamma$ (STR)	
		Desfavorável	Favorável
Peso Próprio	Permanente	1,35	1,00
Restantes Cargas Permanentes	Permanente/Variável	1,35/1,50 <sup>2</sup>	1,00/0,00
Sobrecarga	Variável	1,50	0,00
Água	Variável	1,50	0,00
Aterro	Variável	1,50	0,00
Sismo	Acidental	1,00	1,00

<sup>1</sup> A combinação de acções característica é normalmente utilizada para os estados limites irreversíveis.

<sup>2</sup> O valor do coeficiente de segurança fica a critério do projectista. No presente trabalho adoptou-se 1,50.

## 5. QUANTIFICAÇÃO DE ACÇÕES

Segundo os artigos 22º a 27º da Portaria 846/93 [10], para o dimensionamento e verificação da segurança estrutural do Bloco 2 da Tomada de Água da Central Hidroelétrica de Cambambe 2 é necessário quantificar todas as acções actuantes na mesma.

Na presente dissertação consideraram-se as seguintes acções:

- Peso próprio da estrutura;
- Restantes cargas permanentes;
- Sobrecargas de utilização;
- Acção do aterro;
- Pressão hidrostática;
- Subpressão na fundação;
- Acção sísmica.

De acordo com a mesma portaria, existem mais acções que devem ser tidas em conta, tais como a acção do gelo, acção do caudal sólido assoreado, acção térmica ambiental e calor de hidratação do betão. Estas não foram quantificadas por não serem disponibilizados quaisquer dados para a sua definição, ficando assim fora do âmbito deste trabalho.

Destaca-se a importância da acção térmica ambiental e do calor de hidratação do betão que mesmo não sendo avaliados nesta dissertação, são tidas em consideração as recomendações dos regulamentos aquando da escolha e disposição de armaduras com o intuito de controlar indirectamente estes fenómenos.

Recomenda-se para uma melhor compreensão dos cálculos apresentados ao longo do texto, a consulta das tabelas do Anexo A e B, onde se encontram sintetizadas todas as acções actuantes na estrutura, para os diversos cenários de dimensionamento mencionados, quer para a avaliação da estabilidade global da estrutura, quer para a avaliação da segurança aos *ELU* e *ELS*.

### 5.1. PESO PRÓPRIO DA ESTRUTURA

Com base nas peças desenhadas e recorrendo ao software *AutoCAD* [2], foi elaborado um modelo tridimensional da estrutura da tomada de água, o qual possibilitou aferir o volume total da estrutura que corresponde sensivelmente a  $5579 \text{ m}^3$ . Considerando o valor recomendado por Appleton [21] para o betão um peso volúmico de  $24 \text{ kN/m}^3$ , o peso total da estrutura corresponde a  $133887 \text{ kN}$ . Ressalva-se que este valor é referente ao peso volúmico do betão em massa, e que para este tipo de estrutura ao não se contabilizar o peso das armaduras permite obter estimativas mais conservativas à maioria



das verificações de segurança da estabilidade global da estrutura, excepcionando-se apenas a verificação das tensões na fundação<sup>3</sup>.

## 5.2. PESO PRÓPRIO DOS EQUIPAMENTOS E RESTANTES CARGAS PERMANENTES

A estrutura da tomada de água dispõe de um pórtico rolante no qual se encontra instalada um guindaste com a finalidade de efectuar as manobras de abertura e de fecho das comportas-ensecadeiras assim como da grelha na entrada da tomada de água. Este pórtico rolante consiste numa carga móvel que transmite reacções nas três direcções, conforme se encontra expresso na seguinte figura 11, cuja reacção vertical (reacção mais importante neste caso) consiste numa carga aplicada de 235,4 kN (24000 Kgf) por cada roda.

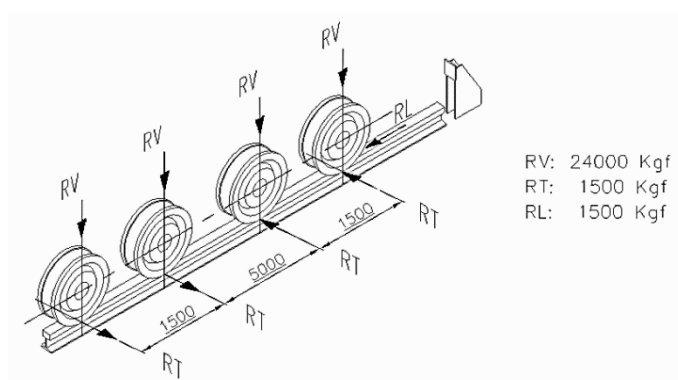


Figura 11 – Cargas transmitidas pelo pórtico rolante

As manobras de abertura e fecho da comporta-vagão são asseguradas por um servomotor, cujo peso é de 81,0 kN, que se encontra instalado sobre uma viga de suporte com um peso de 24,1 kN. A acção do servomotor, ao puxar a comporta, resulta numa força transmitida aos apoios.

É importante referir que, para além das cargas mencionadas anteriormente, aquando do dimensionamento estrutural, outros equipamentos deverão ser definidos pelo projectista.

Para efeitos da análise de estabilidade global da estrutura, foram desprezados o peso das várias comportas, o peso do pórtico rolante, o peso da viga de suporte e do servomotor, assim como a sala de quadros eléctricos e seus equipamentos.

<sup>3</sup> Para verificação da segurança das tensões na fundação usou-se  $\gamma_c = 25kN/m^3$  pelo que o peso próprio considerado corresponde a 139466 kN.

### 5.3. IMPULSOS DO ATERRO

O aterro situado no tardo da estrutura, cujo peso volúmico do solo seco considerado é de  $21 \text{ kN/m}^3$ , está compreendido entre as cotas  $112,60 \text{ m}$  e  $131,50 \text{ m}$ , tal como é observável na peça desenhada 1. É considerado que este, em condições normais de funcionamento, se encontra saturado entre as cotas  $112,60 \text{ m}$  e  $130,00 \text{ m}$  enquanto que se encontra seco entre as cotas  $130,00 \text{ m}$  e  $131,50 \text{ m}$ .

Para a quantificação dos impulsos do aterro consideram-se duas teorias: 1) a Teoria de Coulomb para a avaliação da estabilidade global da estrutura, já que esta se ajusta melhor à geometria da parede de tardo da estrutura, onde se localiza o aterro em estudo, e 2) a Teoria de Rankine para a verificação do *ELU* e do *ELS*, pois através desta teoria obtém-se, por norma, valores de impulsos mais conservativos.

#### 5.3.1. TEORIA DE COULOMB

A teoria de Coulomb é um método de equilíbrio limite em que o mecanismo é definido por uma superfície de rotura triangular plana. Esta superfície corresponde a uma porção de solo plastificada que se comporta como um corpo rígido [22] [23].

Nesta teoria é considerado a existência de atrito desenvolvido entre o solo e a estrutura, uma vez que este tipo de estruturas de betão apresenta alguma rugosidade, o que permite desenvolver forças de corte na interface solo/estrutura [23].

Coulomb propõe que da análise do equilíbrio de forças que actuam na cunha de solo em rotura resulta a quantificação do impulso. Para tal, é necessário traçar um polígono de forças definido pelos vectores do impulso, peso da cunha de solo e resultante das forças normais e forças de corte associadas à superfície de corte. [22].

Uma vez que o polígono de forças esteja fechado, a soma vectorial das forças aplicadas é nula, (situação de equilíbrio), sendo assim possível quantificar o valor do impulso – ver figura 12.

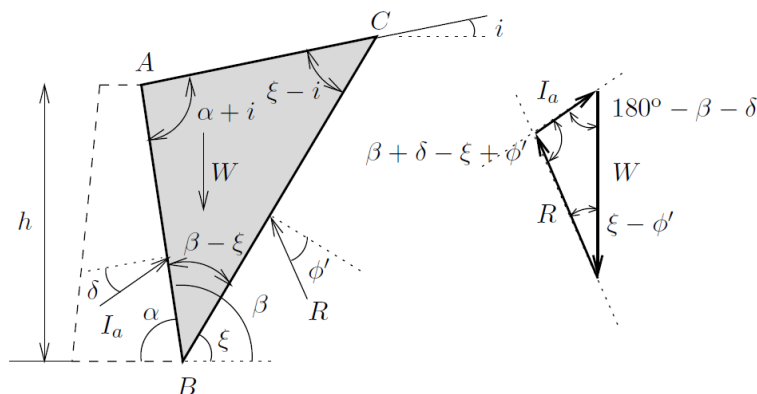


Figura 12 – Representação da Teoria de Coulomb e equilíbrio de forças na cunha de solo. Adaptado de [22]

O coeficiente de impulso activo  $K_a$  é dado pela seguinte expressão (7), em que  $\delta = \frac{2}{3}\phi$  :

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \psi)}{\cos^2(\psi)\cos(\delta + \psi) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\delta + \phi)\text{sen}(\phi - i)}{\cos(\delta + \psi)\cos(\psi - i)}} \right]^2} \quad (7)$$

Devido à geometria da parede de tardoz e do respectivo aterro, é usual considerar-se neste tipo de estruturas uma cunha de solo colaborante, em que esse volume de solo pode ser considerado como pertencente à parede de betão, tal como se apresenta na figura 13. Esta cunha é formada desde o ponto sobre a laje do túnel mais afastado da parede (ponto A) até ao ponto de contacto da superfície do aterro com a parede de tardoz (ponto B), formando-se um ângulo  $\psi$  com a vertical.

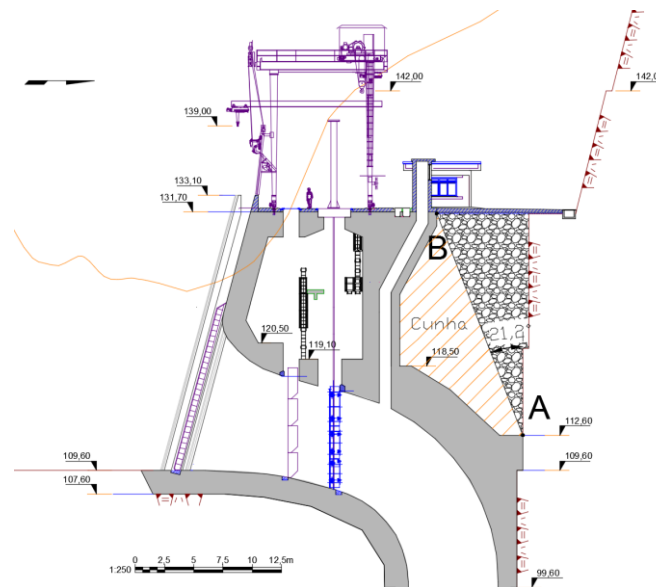


Figura 13 - Corte da estrutura e representação da cunha de solo colaborante

As variáveis para a definição do coeficiente de impulso activo dado pela expressão (7) apresentam-se na seguinte tabela:

Tabela 6 - Identificação das variáveis utilizadas para a teoria de Coulomb

Variáveis			
$\phi$ [°]	$\psi$ [°]	$\delta$ [°]	$i$ [°]
40,0	21,2	26,7	0,0

Através da equação (7) e atendendo às variáveis da tabela 6, obteve-se o seguinte valor para o coeficiente de impulso:

Tabela 7 - Quantificação do coeficiente de impulso activo

Coeficiente de impulso activo [-]	$K_a$	0,396
--------------------------------------	-------	-------

Nas tabelas 8 e 9, resume-se, respectivamente, a informação relativa à quantificação dos impulsos totais activos<sup>4</sup> para o cenário construtivo e para os restantes cenários estudados, de acordo com a teoria de Coulomb. Relembra-se que o impulso activo actua na estrutura com uma dada inclinação  $\psi + \delta$ , pelo que se divide os impulsos nas suas componentes horizontais e verticais.

Tabela 8 – Impulso total do aterro no cenário construtivo através da teoria de Coulomb

Cenário 1	Cota Inicial [m]	Cota Final [m]	Diferença de Cotas [m]	Impulso total [kN]	Impulso horizontal [kN]	Impulso vertical [kN]
Enrocamento EL. 112,60 m – EL. 131,50 m	112,60	131,50	18,90	17083	11449	12678

Tabela 9 - Impulso total do aterro no cenário corrente e cenário de rotura através da teoria de Coulomb

Cenário 2 a 6	Cota Inicial [m]	Cota Final [m]	Diferença de Cotas [m]	Impulso total [kN]	Impulso horizontal [kN]	Impulso vertical [kN]
Enrocamento EL 130,00 m – EL. 131,50 m	130,00	131,50	1,50	108	72	80
Enrocamento EL. 112,60 m – EL. 130,00 m	112,60	130,00	17,40	7584	5083	5629

### 5.3.2. TEORIA DE RANKINE

Esta teoria tem como hipóteses base: i) o aterro ser constituído por um solo granular; ii) a superfície ser horizontal; iii) o paramento da estrutura ser vertical; iv) desprezar a existência de atrito entre solo e estrutura. [22] [23]

Contudo existem extensões da teoria de Rankine para situações em não se verifiquem as três primeiras hipóteses base.

Esta teoria ao desprezar a existência de atrito entre o solo e a estrutura, torna-se mais conservativa, pelo facto que os impulsos passarem a ser unicamente horizontais.

Comparativamente com outras teorias como a Coulomb, esta teoria tem como principais vantagens ser de simples aplicação assim como permite estimar os impulsos sempre do lado da segurança.

Muitos autores referem que é conservativo adoptar o coeficiente de impulso em repouso (círculo a vermelho) para o dimensionamento de estruturas de suporte em vez do coeficiente de impulso activo

<sup>4</sup> Os impulsos totais correspondem ao valor do diagrama de impulso multiplicado pelo desenvolvimento em  $m$ .

(círculo azul), tal como se pode constatar na seguinte figura 14, onde na envolvente de rotura assinalada, a tensão efectiva horizontal em repouso é superior à activa.

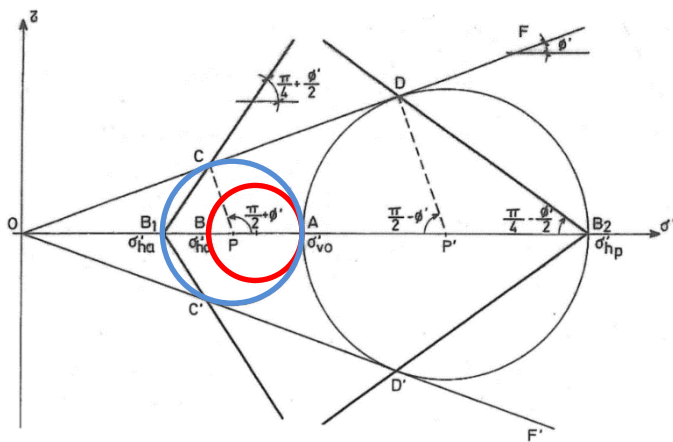


Figura 14 - Circunferências de Mohr representativas dos estados limites e de repouso. Adaptado de [22].

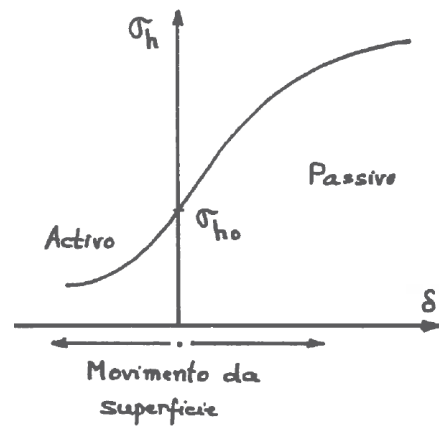


Figura 15 - Deslocamentos da superfície de suporte [23].

Na seguinte tabela são apresentados os coeficientes de impulso em repouso e de impulso activo:

Tabela 10 – Comparação dos coeficientes de impulso activo e impulso em repouso

Coeficiente de Impulso em repouso [-]	$K_0$	$K_0 = 1 - \text{sen}\phi$	0,357
Coeficiente de impulso activo [-]	$K_a$	$K_a = \frac{1 - \text{sen}\phi}{1 + \text{sen}\phi}$	0,217

Como se pode constatar o coeficiente de impulso em repouso é superior ao valor do coeficiente de impulso activo em 65%.

O impulso em repouso do solo é calculado através da expressão (8), obtendo-se os valores expressos na tabela 11 e 12, que respectivamente, resumem os valores dos impulsos totais para o cenário de construção e para os restantes cenários:

$$I = \frac{1}{2} k_0 \gamma h \quad (8)$$

Tabela 11 – Impulso total do aterro no cenário construtivo através da teoria de Rankine

Cenário 1 e 6	Cota Inicial [m]	Cota Final [m]	Diferença de Cotas [m]	Impulso total [kN]
Enrocamento EL. 112,60 m – EL. 131,50 m	112,60	131,50	18,90	15408

Tabela 12 – Impulso total do aterro no cenário corrente e cenário de rotura através da teoria de Rankine

Cenário 2 a 5	Cota Inicial [m]	Cota Final [m]	Diferença de Cotas [m]	Impulso total [kN]
Enrocamento EL. 130,00 m – EL. 131,50 m	130,00	131,50	1,50	97
Enrocamento EL. 112,60 m – EL 130,00 m	112,60	130,00	17,40	9092

## 5.4. PESO PRÓPRIO DO ATERRO

Recorrendo-se ao modelo tridimensional foi possível aferir que o volume do aterro a tardoz é de sensivelmente  $1993 \text{ m}^3$ .

Nas seguintes tabelas 13 e 14 encontram-se discriminados os vários pesos do enrocamento e da água existentes a tardoz da estrutura, tanto para o cenário de construção da estrutura assim como para o cenário corrente:

Tabela 13 - Peso do aterro em cenário construtivo

Material	Peso Volúmico [kN/m <sup>3</sup> ]	Volume [m <sup>3</sup> ]	Peso [kN]
Enrocamento Submerso	11	0	0
Água no Enrocamento	10	0	0
Enrocamento Seco	21	1993	41847

Tabela 14 - Peso do aterro em cenário corrente

Material	Peso Volúmico [kN/m <sup>3</sup> ]	Volume [m <sup>3</sup> ]	Peso [kN]
Enrocamento Submerso	11	1820	20023
Água no Enrocamento	10	1820	18203
Enrocamento Seco	21	172	3621

Também recorrendo ao modelo tridimensional, para efeitos de verificações de estabilidade da estrutura, determinaram-se os centros de gravidade do aterro para os diversos cenários, encontrando-se resumidos nas seguintes tabelas 15 e 16:

Tabela 15 - Centro de gravidade do aterro em cenário construtivo

Centro de Gravidade		
X [m]	Y [m]	Z [m]
27,28	0,00	15,59

Tabela 16 - Centro de gravidade do aterro em cenário corrente

Centro de Gravidade			
Zona	X [m]	Y [m]	Z [m]
Aterro Saturado EL. 112,60 m – EL. 130,00 m	27,19	0,00	14,87
Aterro Seco EL. 130,00 m – EL. 131,50 m	28,15	0,00	23,22

## 5.5. PESO PRÓPRIO DA ÁGUA ESTABILIZANTE

Para a determinação desta força, foi considerada todo o volume de água exercido sobre a laje de fundação. Devido ao facto de existirem vários tubos *PVC* – *DN* 300 ao longo da parede frontal, existe água a tardo da estrutura, o que contribui para uma maior estabilidade da mesma. Adicionalmente, ao admitir-se que a rocha escavada em redor da estrutura se encontra muito fracturada devido às várias técnicas de fracturação/remoção com recurso a meios mecânicos ou explosivos, admite-se assim também a presença de água no aterro.

A figura 16 representa o cenário de normal funcionamento da estrutura (Cenário 2), na qual tanto a comporta ensecadeira como a comporta vagão se encontram abertas, permitindo a passagem de água para o túnel hidráulico.

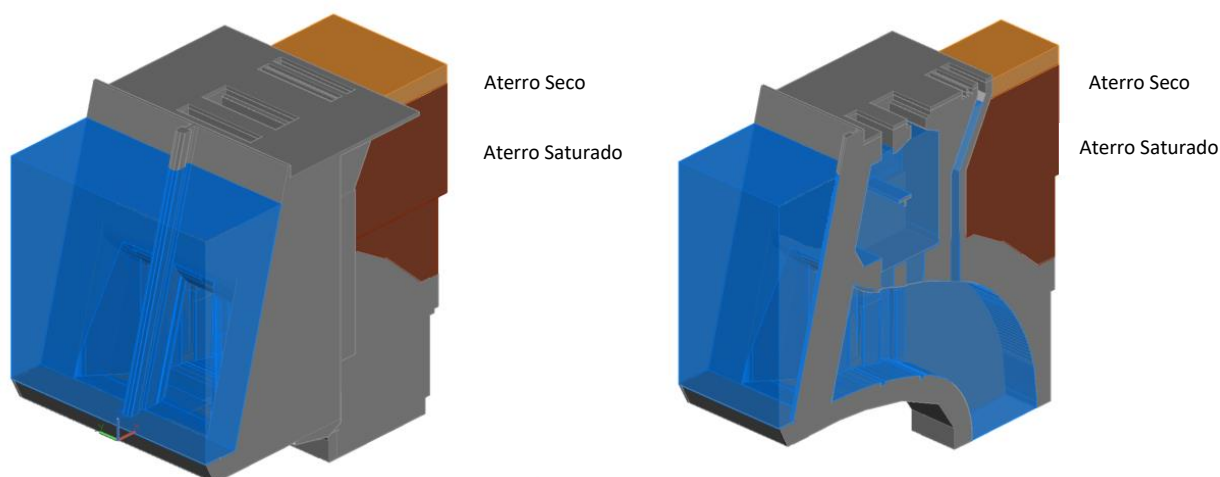


Figura 16– Modelo tridimensional do cenário 2 (vista geral e corte)

A figura 17 ilustra a massa de água actuante sobre a estrutura nos cenários de manutenção e nos cenários sísmicos (Cenário 3-5).

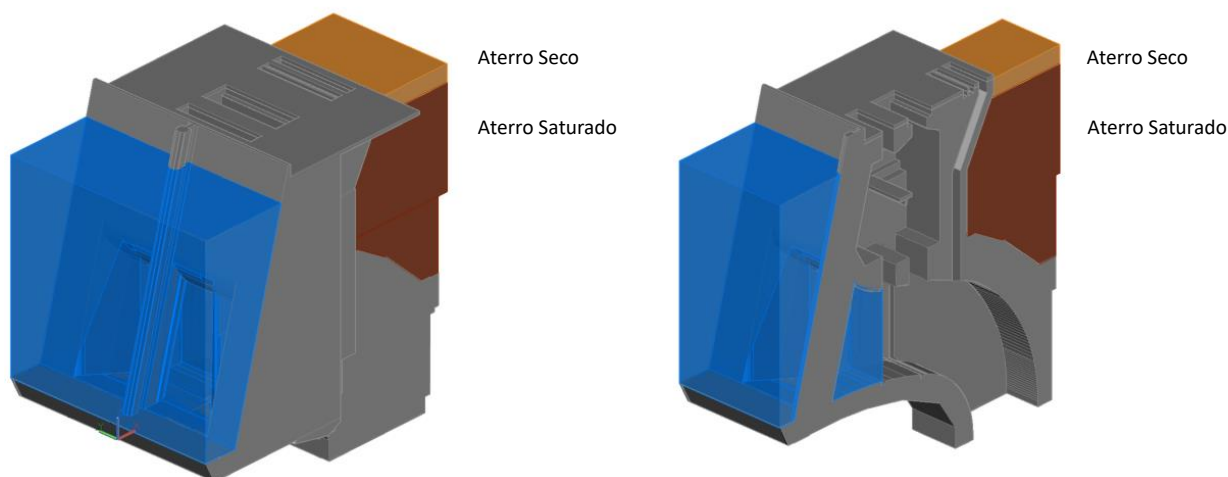


Figura 17 – Modelo tridimensional dos cenários 3-5 (vista geral e corte)

Através do modelo tridimensional contabilizou-se o peso de água estabilizante que actua na estrutura, resumindo-se, para os diversos cenários de projecto, esta informação na seguinte tabela:

Tabela 17 – Quantificação dos volumes de água e força vertical aplicada na laje de fundação

Cenário	Volume [m <sup>3</sup> ]	Peso [kN]	Centro de Gravidade		
			X [m]	Y [m]	Z [m]
Cenário 1	-	-	-	-	-
Cenário 2	6244	62443	9,33	0,00	10,68
Cenário 3	4149	41485	4,95	0,00	12,37
Cenário 4					
Cenário 5					
Cenário 6	-	-	-	-	-

## 5.6. PRESSÃO HIDROSTÁTICA

A pressão hidrostática varia linearmente com a profundidade, correspondendo assim a um diagrama triangular de pressões, com um declive correspondente ao peso volúmico da água  $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$ .

É importante referir que: 1) como o nível de armazenamento da barragem é sempre constante nos vários cenários de funcionamento da tomada de água, a pressão hidrostática aplicada sobre a estrutura será também sempre igual; 2) devido à existência dos tubos DN 300 na parede frontal da estrutura, o nível da água é igual tanto a montante como a jusante da estrutura, fazendo com que estas pressões sejam equilibradas, pelo que se anulam.

Para a análise da estabilidade global da estrutura, a abertura da tomada de água deve ser considerada fechada [20].



Os impulsos hidrostáticos calculam-se através da seguinte expressão (9):

$$I_w = \frac{1}{2} \gamma_w h^2 \quad (9)$$

Nas tabelas 18 e 19 resume-se, respectivamente a quantificação do impulso hidrostático total na parede frontal do bloco e a quantificação do impulso na parede de tardoz da estrutura.

**Tabela 18 - Impulso hidrostático na parede frontal da estrutura**

Cenário	Cota Inicial [m]	Cota Final [m]	Diferença de Cotas [m]	Impulso Hidrostático [kN]
1 e 6	-	-	-	-
2 – 5	107,60	130,00	22,40	53939

**Tabela 19 – Impulso hidrostático no tardoz da estrutura**

Cenário	Cota Inicial [m]	Cota Final [m]	Diferença de Cotas [m]	Impulso Hidrostático [kN]
1 e 6	-	-	-	-
2 – 5	112,60	130,00	17,40	17409

## 5.7. SUBPRESSÃO

Segundo Quintela [24], é habitual que, para efeitos de projecto, se considere que a variação da supressão entre cargas hidrostáticas a montante e a jusante seja linear, nos casos em que o solo rochoso de fundação se encontre uniformemente fracturado.

Neste caso, a estrutura apresenta 5 níveis de tubos PVC – DN300, os quais permitem a passagem de água para o tardoz da estrutura, pelo que os níveis de água são iguais, a variação da subpressão é só provocada pela variação da cota de fundação.

Para o cálculo de subpressões, foi usado o Princípio de Arquimedes, o qual afirma que a resultante das subpressões é igual e de sentido contrário ao peso do volume de líquido deslocado, sendo o seu ponto de aplicação o centro de gravidade do volume.

Tendo em conta a complexa geometria da estrutura, esta foi dividida em duas zonas distintas, de acordo com o seu valor de desenvolvimento em planta, de modo a facilitar a avaliação das subpressões na estrutura.

Assim, designam-se “Zona 1” e “Zona 2” à subpressão a montante da comporta ensecadeira (desenvolvimento de 21,5 m) e à subpressão a jusante da comporta ensecadeira até ao túnel hidráulico (desenvolvimento de 11,5 m), respectivamente. – ver Peças Desenhadas 1 a 4.

A imagem seguinte ilustra a distinção das diversas zonas mencionadas e os braços relevantes das forças de subpressão face ao ponto de derrubamento:

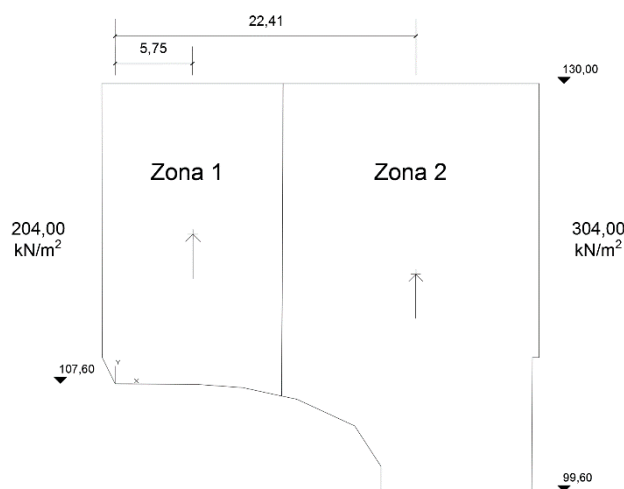


Figura 18 - Diagrama de subpressões da tomada de água

Para se quantificarem os impulsos resultantes das duas zonas e as coordenadas dos pontos de aplicação dos mesmos, recorreu-se ao *AutoCAD* [2], determinando-se as áreas dos diagramas e o centro de gravidade de cada uma zonas. Apresentam-se estes dados nas seguintes tabelas 20 e 21:

Tabela 20 - Quantificação do impulso devido à subpressão

Zonas	Área do diagrama [m <sup>2</sup> ]	Largura [m]	Impulso [kN]
Zona 1	302,1	21,5	- 64957
Zona 2	537,3	11,5	- 61786

Tabela 21 - Definição do ponto de aplicação dos impulsos devido à subpressão

Zonas	Centro de Gravidade		
	X [m]	Y [m]	Z [m]
Zona 1	5,79	0,00	11,13
Zona 2	22,41	0,00	8,15

## 5.8. IMPULSO DEVIDO A COMPACTAÇÃO DO TERRENO

Segundo a Teoria de Ingold [25], a compactação do terreno introduz um acréscimo de tensões verticais e horizontais, sendo a última a mais importante para o cálculo da estabilidade global assim como para o dimensionamento da estrutura.

Embora muita bibliografia sobre esta temática refira que o coeficiente de impulso a utilizar seja o activo, de acordo com Ingold, por se tratar de uma estrutura rígida, deverá ser utilizado o coeficiente de impulso em repouso em detrimento do activo [25] [26].

A seguinte figura ilustra o diagrama de tensões efectivas horizontais totais, devido ao aterro e à sua compactação.

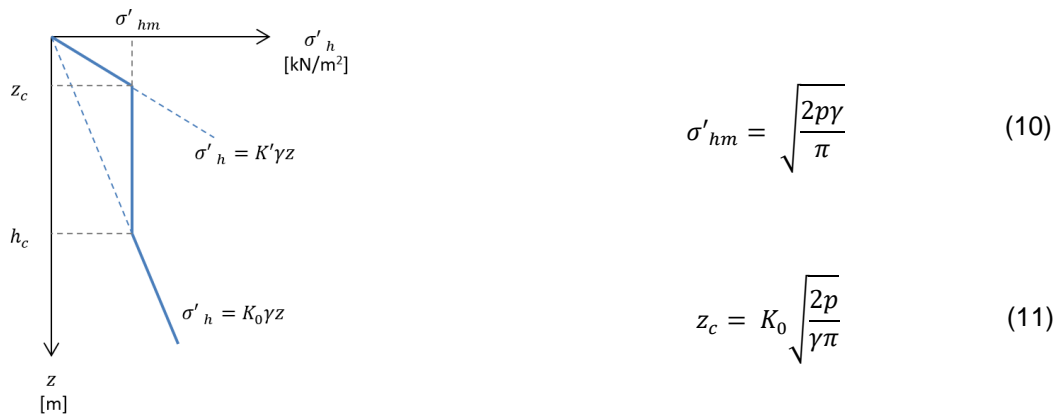


Figura 19- Diagrama de tensões horizontais efectivas devidas ao aterro e compactação do mesmo. Adaptado de [25] e [27]

A tensão horizontal máxima  $\sigma'_{hm}$  ocorre à profundidade crítica  $z_c$  que podem ser determinados usando as equações (10) e (11). Nestas equações,  $p$  representa a pressão devida ao rolo do compactador [ $kN/m$ ]. Tomou-se como exemplo um compactador de  $100 \text{ kN}$  e um cilindro de  $2,0 \text{ m}$  de largura, pelo que  $p$  toma o valor de  $50 \text{ kN/m}$ .

Vários autores, entre eles Rowe (1954) e posteriormente Ingold (1979), sugerem que  $K'$ , apresentado na figura 19, seja tomado por  $K_p$ , coeficiente de impulso passivo, sendo a tensão horizontal máxima limitada pelo critério de rotura por passivo de Mohr-Coulomb [27].

A profundidade  $h_c$  corresponde à intersecção do diagrama das tensões horizontais efectivas devido ao aterro, dado por (12), com o diagrama de tensões efectivas devido à compactação.

$$\sigma'_{hm} = K_0 \gamma h \quad (12)$$

Igualando (10) e (12) obtém-se:

$$h_c = \frac{\sigma'_{hm}}{K_0 \gamma} = \frac{\sqrt{\frac{2p\gamma}{\pi}}}{K_0 \gamma} \quad (13)$$

O valor do acréscimo do impulso horizontal devido à compactação é assim dado:

$$I_{comp} = \frac{1}{2} \sigma'_{hm} (h_c - z_c) \quad (14)$$

Assim, foram obtidos e resumidos na seguinte tabela os seguintes valores para a definição do impulso total horizontal devido à compactação do aterro:

Tabela 22 - Quantificação do impulso devido à compactação

$z_c$ [m]	$h_c$ [m]	$\sigma'_{hm}$ [kPa]	Impulso total [kN]	Impulso horizontal [kN]	Impulso vertical [kN]
0,49	3,11	25,9	389,6	261	289

Uma vez que os valores obtidos são muito inferiores aos valores dos outros carregamentos, apenas se teve em conta a influência da compactação para efeitos de verificações de segurança relativos à estabilidade global da estrutura.

## 5.9. SOBRECARGAS

Considera-se a presença de uma sobrecarga de utilização uniformemente distribuída sobre a laje superior. Esta sobrecarga está associada à presença de máquinas, equipamentos ou até mesmo outros elementos não planeados, durante a fase de construção assim como durante o período de vida útil da estrutura.

De acordo com [20], para uma laje de um piso de área de montagem considera-se uma sobrecarga de  $60 \text{ kN/m}^2$ . Faz-se a ressaltava que as sobrecargas devem ser avaliadas de acordo com a maquinaria necessária.

Para efeitos de estabilidade global, apenas será considerada a sobrecarga sobre o aterro, pois é a combinação mais prejudicial para o derrubamento da estrutura. Tratando-se da avaliação da estabilidade da estrutura, para o cálculo dos impulsos utiliza-se a Teoria de Coulomb, tal como já foi mencionado anteriormente.

A quantificação deste impulso é dada pela seguinte equação (15):

$$I_Q = K_a \cdot q \quad (15)$$

Na seguinte tabela resumem-se os valores das várias componentes do impulso total:

Tabela 23 – Impulso total devido à sobrecarga para estudo da estabilidade global da estrutura

Zona	Cota Inicial [m]	Cota Final [m]	Diferença de Cotas [m]	Impulso total [kN]	Impulso horizontal [kN]	Impulso vertical [kN]
Enrocamento EL. 112,60 – EL. 131,50	112,60	131,50	18,90	5165	3462	3833

Por outro lado, para efeitos de verificações de segurança ao *ELU* e *ELS*, calcula-se também os impulsos gerados pela sobrecarga através da Teoria de Rankine, já que esta obtém valores maiores ao desprezar o atrito entre o solo e a estrutura. Ressalva-se que, neste caso, é mais conservativo adoptar o coeficiente de impulso em repouso, pelo que se modifica a equação (15) para o seguinte formato:

$$I_q = K_0 \cdot q \quad (16)$$

O valor do impulso total em repouso provocado pela sobrecarga encontra-se na tabela 24:

Tabela 24 – Impulso devido a sobrecarga para estudo do ELU e ELS

Zona	Cota Inicial [m]	Cota Final [m]	Diferença de Cotas [m]	Impulso total [kN]
Enrocamento EL. 112,60 – EL. 131,50	112,60	131,50	18,90	4658

## 5.10. ACÇÃO SISMICA

A acção sísmica resulta da libertação de energia aquando do movimento ou colisão de placas tectónicas. Segundo Quintela [24], esta acção introduz acelerações na estrutura, podendo decompor-se numa componente vertical e numa componente horizontal, que têm como consequência a diminuição da estabilidade global da estrutura.

Assim, é importante estudar o comportamento da estrutura face a esta acção, avaliando-se quais os sentidos de actuação das duas componentes da aceleração mais desfavoráveis para a estrutura.

Por norma, nas barragens de gravidade a acção sísmica é prejudicial, em situação de albufeira cheia, quando ocorre deslocamento da fundação da estrutura de montante para jusante e de baixo para cima.

Contrariamente, ao exemplo anterior, conclui-se que a acção sísmica na estrutura em estudo, é prejudicial quando a componente horizontal actua de jusante para montante e a componente vertical actua de baixo para cima devido à existência do aterro e água a tardoz da estrutura.

De acordo com as Normas de Projecto de Barragens, Artigo 8º (1) da Portaria nº 846/93 [10], devem ser efectuados estudos sismológicos na zona de implantação da estrutura, assim como na região e na província tectónica onde se insere, podendo atingir, respectivamente, algumas dezenas ou centenas de quilómetros em torno do local.

Ainda de acordo com a mesma Portaria, Artigo 8º(2) [10], através deste estudo sismológico são definidos vários tipos de sísmos: i) Sismo Máximo Expectável<sup>5</sup> (*SME*); ii) Sismo Máximo de Projecto (*SMP*) e iii) Sismo Base de Projecto (*SBP*).

Na presente dissertação considera-se uma aceleração horizontal ( $a_h$ ) de 0,04g e de 0,06g para o *SBP* e para o *SMP*, respectivamente. Na ausência de outra informação específica sobre a quantificação da aceleração vertical do solo ( $a_v$ ), adopta-se que seja 2/3 do valor absoluto da aceleração horizontal para cada um dos sísmos.

Na seguinte tabela encontra-se resumida a informação referente aos vários sísmos mencionados.

<sup>5</sup> Em obras de risco potencial elevado, deve tomar-se o *SMP* como sendo o *SME*.

Tabela 25 - Acelerações sísmicas para os vários tipos de sismo

Tipo de Sismo	Aceleração Horizontal	Aceleração Vertical
Sismo de Base de Projecto (SBP)	0,04 <i>g</i>	0,03 <i>g</i>
Sismo Máximo de Projecto (SMP)	0,06 <i>g</i>	0,04 <i>g</i>

A acção sísmica apenas foi considerada na análise da estabilidade global da estrutura, pois tendo em conta que a zona de implantação da estrutura é de baixa sismicidade, não se antecipa que a acção sísmica seja condicionante para a estabilidade interna dos elementos/estrutura, considerando que as acções variáveis estáticas são majoradas por 1,5 e as sísmicas são majoradas por 1,0.

**Nota:** na presente dissertação não foi calculado o impulso sísmico devido à sobrecarga actuante no aterro por ser pequena quanto à sua contribuição. Para uma análise mais detalhada recomenda-se a leitura da teoria desenvolvida por George Mylonakis [28].

### 5.10.1. ACÇÃO SÍSMICA NA ESTRUTURA

Segundo a NP EN 1998-1:2010 [29] é improvável ocorrer, simultaneamente, um sismo cuja componente vertical e horizontal seja de máxima intensidade, pelo que propõe utilizar-se combinações direccionais para o cálculo de esforços, conforme descrito no Artigo 4.3.3.5.2 (4) do NP EN 1998-1 [29]. As combinações tidas em conta são:

$$E_{Edx} \text{ "+" } 0,30E_{Edz} \quad (17)$$

$$0,30 E_{Edx} \text{ "+" } E_{Edz} \quad (18)$$

Na seguinte tabela 26, apresentam-se as combinações de acções sísmicas recomendada pelo NP EN 1998-1 [29].

Tabela 26 - Efeito da acção sísmica para os cenários correntes e cenários de rotura

Cenário de Dimensionamento	Componente da aceleração	Aceleração		Força Basal [kN]	Combinação da acção sísmica: H"+V/3 [kN]
		[g]	[m/s <sup>2</sup> ]		
Cenário 4	<i>a<sub>h</sub></i>	0,04	0,392	5355	5355
	<i>a<sub>v</sub></i>	0,03	0,262	3570	1071
Cenário 5 e 6	<i>a<sub>h</sub></i>	0,06	0,589	8033	8033
	<i>a<sub>v</sub></i>	0,04	0,392	5355	1607

Note-se que a acção do sismo é variável em sentido, pelo que foi tido em conta e analisado qual a orientação que seria mais desfavorável para a estrutura, o qual se concluiu que o sismo horizontal seria orientado de jusante para montante, no sentido de todos os outros impulsos que actuam na estrutura, enquanto que o sismo vertical seria orientado de baixo para cima, o que "alivia" o peso da estrutura.

Pelo facto de a estrutura se tratar de um corpo rígido, e tendo em consideração a sua grande rigidez, consideram-se as forças de inércia aplicadas no centro de gravidade da estrutura.

### 5.10.2. ACÇÃO SÍSMICA DO ATERRO

Por norma, os impulsos sísmicos no enrocamento são quantificados através da formulação de Mononobe-Okabe, sendo esta muito semelhante à formulação do método das cunhas preconizada na Teoria de Coulomb.

Contudo, atendendo às baixas acelerações sísmicas (de base e de projecto) e ao facto de que o aterro se encontra confinado entre a estrutura e o maciço rochoso a tardo da mesma, o impulso sísmico no enrocamento calculado através da formulação de Mononobe-Okabe seria pequeno devido à pequena cunha de solo que se gerava e que seria necessária equilibrar.

Pelo facto de estar fora do âmbito deste trabalho quantificar rigorosamente os impulsos sísmicos do enrocamento na estrutura, conservativamente considera-se o aterro como um corpo rígido solidário à estrutura, pelo que se quantificam-se, para um cenário de construção e em normal funcionamento da estrutura aplicadas, forças de inércia que são aplicadas no seu centro de gravidade.

Ao considerar-se que o aterro acompanha o movimento da estrutura durante o sismo, quantificaram-se as forças de inércia recorrendo às mesmas combinações direccionais apresentadas anteriormente, encontrando-se resumidas na tabela 27:

Tabela 27 - Forças inerciais sísmicas no enrocamento

Cenário de Dimensionamento	Peso Enrocamento [kN]	Componente da aceleração	Aceleração		Força de Inércia [kN]	Combinação da acção sísmica: $H'' + \sqrt{V/3}$ [kN]
			[g]	[m/s <sup>2</sup> ]		
Cenário 4	23644,1	a <sub>h</sub>	0,04	0,392	946	946
		a <sub>v</sub>	0,03	0,262	631	189
Cenário 5	23644,1	a <sub>h</sub>	0,06	0,589	1419	1419
		a <sub>v</sub>	0,04	0,392	946	284
Cenário 6	41846,7	a <sub>h</sub>	0,06	0,589	2511	2511
		a <sub>v</sub>	0,04	0,392	1674	502

### 5.10.3. ACÇÃO SÍSMICA HIDRODINÂMICA

Para quantificar os impulsos hidrodinâmicos gerados durante a ocorrência de sismos e que são exercidos nos paramentos da estrutura foi utilizada a teoria desenvolvida por Westergaard [24]. Esta solução foi desenvolvida para o caso de barragens em betão com paramento vertical que suportam uma massa de água semi-infinita. Nestes casos só é considerada a aceleração horizontal do sismo, que actua perpendicularmente à parede vertical [30].

Segundo esta teoria, a pressão incremental da água exercida no paramento à profundidade  $z$  abaixo da superfície é dada pela seguinte equação (19), demonstrada nas figura 20 e 21, a qual apresenta aproximadamente uma distribuição parabólica [31]:

$$p_{ws}(z) = \frac{7}{8} k_h \gamma_w \sqrt{h_w z} \quad (19)$$

A quantificação do impulso total, obtém-se integrando as pressões ao longo da altura da parede submersa dada pela expressão anterior:

$$I_{ws} = \int_0^{h_w} p_{ws}(z) dz = \frac{7}{12} k_h \gamma_w h_w^2 \quad (20)$$

O ponto de aplicação deste impulso dista  $0,6h_w$  da superfície do nível freático, como se encontra representado na seguinte figura 20.

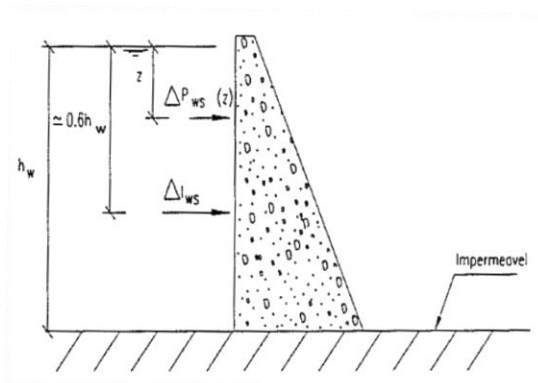


Figura 20 – Teoria de Westergaard. Adaptado de [30].

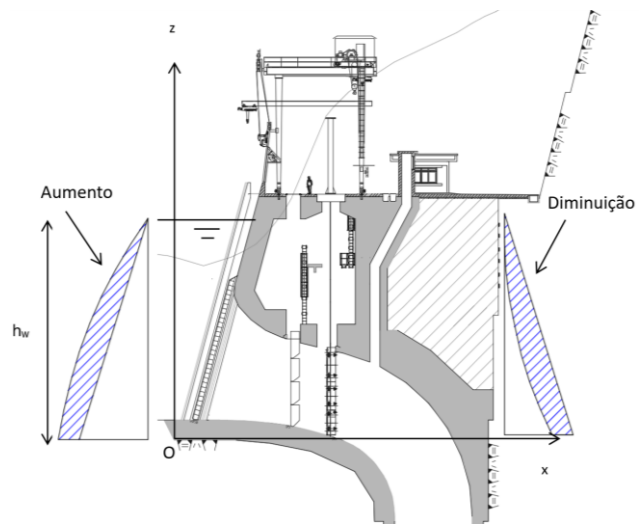


Figura 21 – Representação da ação hidrodinâmica devida ao sismo

Na figura 21 representa-se a variação de pressão que se instala em ambas as faces da parede frontal aquando da ocorrência de um sismo. Isto acontece quando estamos perante uma situação em que existe água tanto a montante como a jusante da estrutura, tal como é visível na perspectiva do modelo tridimensional que consta na figura 22. Assim, numa das faces é exercido assim um acréscimo de pressão enquanto que na outra existe um decréscimo de pressão de valor igual ao do incremento, o qual é somado ou subtraído ao valor do impulso hidrostático instalado. É importante mencionar que para a água existente dentro do circuito hidráulico não foi considerado este impulso uma vez que a teoria de Westergaard foi desenvolvida para uma massa de água semi-infinita.

É importante referir que, atendendo ao facto da direcção do sismo ser variável, o aumento e diminuição de pressões ocorre ciclicamente em cada uma das faces da parede.



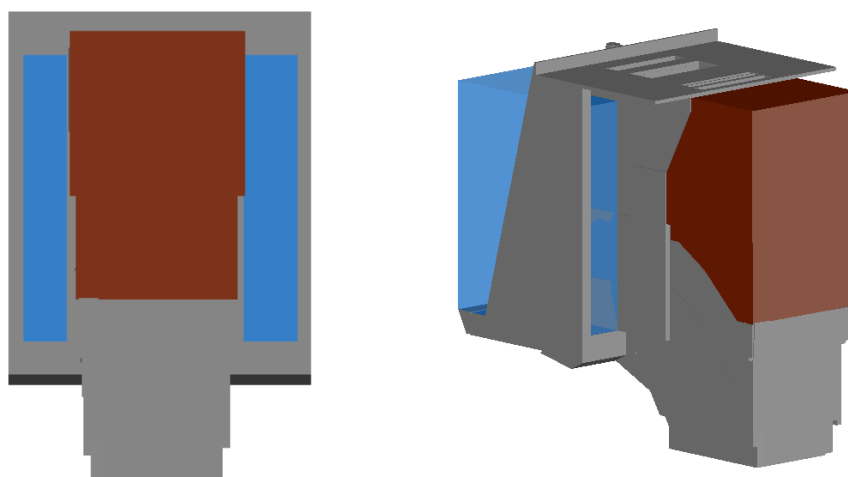


Figura 22 - Vista do tardez e perspectiva do tardez da estrutura

O impulso hidrodinâmico exercido na parede frontal encontra-se apresentado na seguinte tabela 28:

Tabela 28 – Impulso hidrodinâmico na parede frontal

Sismo	Cota Inicial [m]	Cota Final [m]	Diferença de cotas [m]	Largura de influência [m]	Impulso Hidrodinâmico [kN]
SBP	107,60	130,00	22,40	9,00 <sup>6</sup>	1054
SMP					1581

Ao admitir-se que o solo de aterro tem elevada permeabilidade, é possível quantificar, isoladamente, o comportamento sísmico da água existente no aterro, tal como se encontra expresso no artigo 7.3.2.3 do NP EN 1998-5. [32]

Muitos autores consideram que se se deva calcular a raiz quadrada da soma dos quadrados das acções dinâmicas do solo e da água, uma vez que é raro encontrarem-se as duas a actuar na mesma fase simultaneamente. Porém optou-se por uma medida mais conservadora, pelo que se utiliza a soma das duas.

A quantificação do impulso hidrodinâmico total exercido na parede de tardez encontra-se na seguinte tabela 29:

Tabela 29 – Impulso hidrodinâmico da água presente no aterro

Sismo	Cota Inicial [m]	Cota Final [m]	Diferença de cotas [m]	Largura de influência [m]	Impulso Hidrodinâmico [kN]
SBP	112,60	130,00	17,40	11,50	813
SMP					1219

<sup>6</sup> O valor da largura de influência consiste na soma de duas zonas ocas a tardez da parede frontal com 4,5 m de largura.

## 6. ESTABILIDADE GLOBAL

Neste capítulo pretende-se verificar a segurança da estrutura ao Estado Limite Último de Perda de Equilíbrio Global, relativamente ao deslizamento, flutuação, derrubamento e de capacidade resistente do solo, tendo em conta as acções definidas no capítulo anterior.

Como já foi mencionado, procede-se ao cálculo dos factores de segurança aos movimentos de corpo rígido<sup>7</sup> e à verificação da capacidade resistente do terreno de fundação com o intuito de serem comparados com os factores mínimos de segurança recomendados no capítulo 4.

A estabilidade da estrutura ao deslizamento, flutuação e ao derrubamento é maioritariamente assegurada pelo peso próprio da mesma, apesar de as outras acções verticais cujas componentes verticais com direcção de cima para baixo também serem importantes na estabilidade.

Por outro lado, as acções horizontais com a mesma direcção do movimento, como as componentes horizontais dos impulsos provocados pelo aterro, pela sobrecarga e pelo sismo, poderão propiciar, para além do deslizamento da estrutura, a criação de configurações não admissíveis de tensões na fundação, ao actuarem com um dado braço relativamente ao ponto de rotação da fundação.

Como notas finais, salientam-se alguns aspectos conservativos que se tiveram em conta para o cálculo dos factores de segurança da estrutura em análise:

- 1) O peso de solo por cima da laje sobre o túnel considerado não corresponde ao peso total do aterro contabilizado anteriormente. Por não se saber o comportamento do maciço, procede-se de forma conservativa e opta-se por definir uma cunha de solo colaborante com  $86 \text{ m}^2$  de área e  $11,5 \text{ m}$  de desenvolvimento, contabilizando apenas o volume da cunha como estabilizante, o que reduz significativamente o valor da força vertical estabilizante por parte do aterro.
- 2) Foram desprezadas a contribuição das acções variáveis e/ou acidentais que fossem estabilizadoras, como é o caso da componente vertical do impulso devido à sobrecarga e devido à compactação, o que é conservativo.
- 3) Relativamente às cargas acidentais, apenas para efeitos de cálculos de tensões foram analisados dois cenários distintos, um cenário com um sismo vertical com direcção baixo-cima e cima-baixo.

Representa-se esquematicamente na figura 23, o cenário 2 (cenário de normal funcionamento) ilustrando-se as forças e diagramas de pressões das forças verticais e horizontais admitidas, sendo semelhante para os outros cenários avaliados.

---

<sup>7</sup> Esta hipótese é válida devido à grande rigidez da estrutura, que apresenta deformações muito pequenas mesmo para condições de carregamento excepcionais.

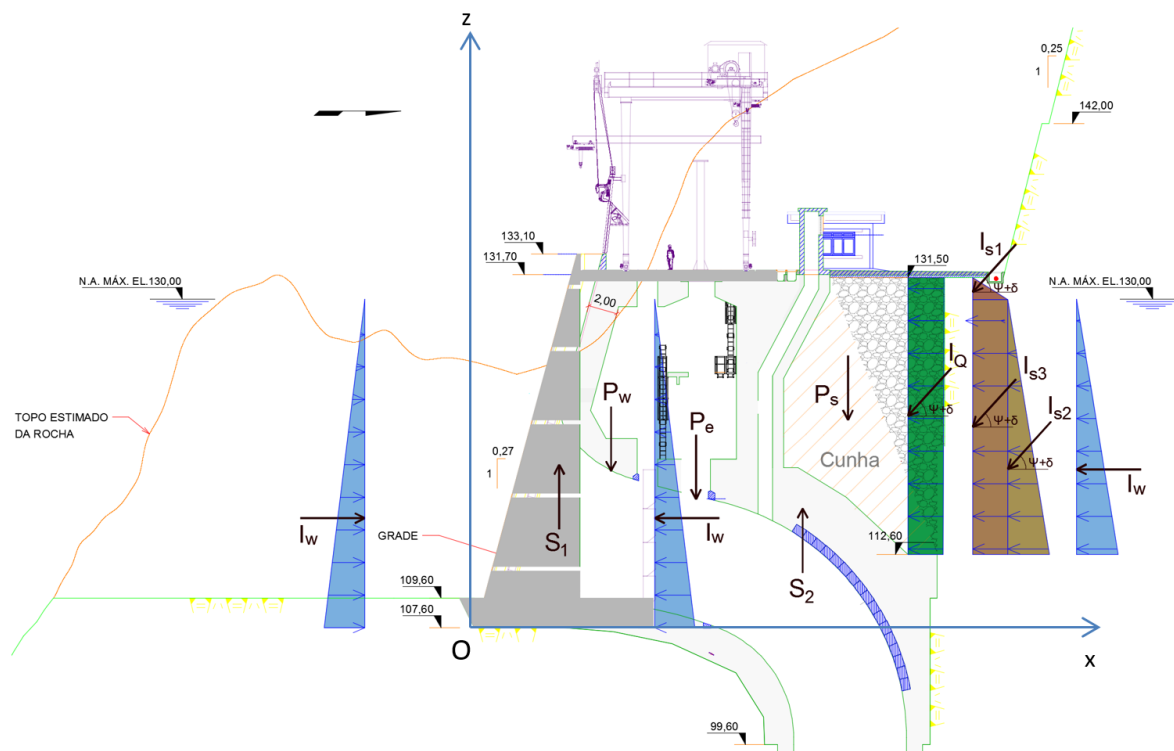


Figura 23 - Esquema representativo das acções envolvidas no cenário de normal funcionamento

Como nota final, adianta-se que todos os cálculos referentes a cada um dos diversos cenários estudados, se encontram resumidos no Anexo A.

## 6.1. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AO DESLIZAMENTO

O deslizamento da estrutura consiste no deslocamento da mesma devido às acções horizontais actuantes, sendo o seu sentido prejudicial de jusante para montante.

Este movimento é contrariado pelas acções verticais e pelas horizontais de sentido oposto ao do movimento, gerando-se forças tangenciais de atrito criadas no contacto entre o betão da laje e o solo de fundação, assim como forças de coesão. Tendo em conta, o solo de fundação ser rochoso, Quintela [24] recomenda que se opte, conservativamente, por desprezar as forças de coesão, considerando-se esta como uma reserva adicional de segurança. Assim, a segurança da estrutura em relação ao deslizamento é verificada ao satisfazer a seguinte condição expressa em (21):

$$\frac{(\sum V - U) \times \text{tg}(\phi)}{\sum H} = FSD_{\phi} \geq FSD_{\phi, \text{min}} \quad (21)$$

Relembra-se que relativamente aos cenários sísmicos, o sentido da aceleração sísmica vertical que foi considerado foi de baixo para cima por ser o condicionante.

Na seguinte tabela, encontram-se resumidos, para cada um dos cenários estudados, o valor do factor de segurança ao deslizamento, assim como o valor das grandezas anteriormente descritas e que permitem o seu cálculo.

Tabela 30 - Verificação de segurança ao deslizamento

Verificação de segurança ao Deslizamento	Cenário de Construção	Cenário Corrente			Cenário Rotura	
	Cenário 1	Cenário 2	Cenário 3	Cenário 4	Cenário 5	Cenário 6
$\sum V$ [kN]	167335	231228	210270	209009	208379	165226
$U$ [kN]	-	-126743	-126743	-126743	-126743	-
$\sum H$ [kN]	15172	8713	8713	16880	20964	25716
$FSD_{\phi}$ [-]	<b>8,48</b>	<b>7,99</b>	<b>6,39</b>	<b>4,43</b>	<b>3,54</b>	<b>5,84</b>
$FSD_{\phi,min}$ [-]	1,30	1,50			1,20	

Os valores obtidos dos coeficientes de segurança são coerentes com os cenários correspondentes.

Em comparação com todos os outros cenários, o cenário 1 é aquele que apresenta o maior coeficiente de segurança, mesmo que os impulsos horizontais gerados sobretudo pelo aterro em condições drenada seja significativo.

Com o enchimento da albufeira e conseqüente introdução de subpressões na estrutura, os coeficientes de segurança ao deslizamento diminuem, mesmo ocorrendo a diminuição da componente horizontal das forças actuantes, essencialmente devendo-se ao facto de o solo do aterro se encontrar saturado e a pressão hidrostática se anular em ambos os lados.

Do cenário 2 para o cenário 3, por se tratar da situação de manutenção da estrutura, existe uma diminuição do peso de água estabilizante no interior da estrutura, uma vez que as comportas se encontram fechadas, o que conseqüentemente faz diminuir o factor de segurança.

Comparativamente com o cenário 3, nos cenários 4 e 5, com a introdução das forças sísmicas e em função do tipo de sismo em análise, a componente vertical da resultante das forças diminui, assim como existe o aumento da resultante das forças horizontal, o que propicia o deslizamento da estrutura.

## 6.2. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA À FLUTUAÇÃO

A verificação da segurança à flutuação é assegurada caso seja cumprida a condição expressa na seguinte equação (22). Esta consiste no rácio entre as forças gravíticas e as forças de supressão instalada sob a laje de fundação.

$$\frac{\sum V}{U} = FSF \geq FSF_{min} \quad (22)$$

Na tabela 31, apresentam-se, para cada um dos cenários estudados, o valor do factor de segurança à flutuação, assim como o valor das grandezas necessárias ao seu cálculo.

Tabela 31 - Verificação de segurança à flutuação

Verificação de segurança à Flutuação	Cenário de Construção	Cenário Corrente				Cenário Rotura	
	Cenário 1	Cenário 2	Cenário 3	Cenário 4	Cenário 5	Cenário 6	
$\sum V$ [kN]	167335	231228	210270	209009	208379	165226	
$U$ [kN]	-	-126743	-126743	-126743	-126743	-	
$FSF$ [-]	-	1,82	1,66	1,65	1,64	-	
$FSF_{min}$ [-]	1,20	1,30			1,10		

Novamente, os valores obtidos dos coeficientes de segurança são coerentes com os cenários correspondentes.

Para o cenário 1 e 6 que se encontram relacionados com a fase construtiva da estrutura, tal como seria expectável, ao não existir água, não existe problemas de flutuação da estrutura. Como o valor da subpressão é constante ao longo dos outros cenários, o coeficiente de segurança à flutuação apenas se altera com a alteração das cargas verticais actuaentes na estrutura.

O cenário 2, a que corresponde ao normal funcionamento da estrutura, possui o maior coeficiente de segurança, pois o volume de água dentro da estrutura é considerável, o que garante uma grande estabilidade.

Nos restantes cenários, ao ser considerada a acção sísmica em situação de manutenção (mais desfavorável que em situação de comportas abertas), existe ao longo dos cenários 3 a 5 uma diminuição do coeficiente de segurança referente à flutuação em função do aumento da intensidade do sismo em causa.

### 6.3. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AO DERRUBAMENTO

Tendo em conta as acções actuantes na estrutura, que se encontram descritas e quantificadas no capítulo 5, a estrutura poderá ter tendência em rodar em torno da extremidade de montante da fundação.

Assim, analisaram-se as acções que são estabilizantes e instabilizantes à estrutura, fazendo-se um balanço de momentos estabilizantes e de momentos instabilizantes em relação ao ponto O, assinalado na figura 23.

Para que não exista derrubamento, a resultante das forças actuantes, necessita de ter o seu ponto de aplicação a jusante da extremidade indicada.

A seguinte expressão é a condição necessária para a verificação da segurança ao derrubamento:

$$\left| \frac{\sum M_{est}}{\sum M_{inst}} \right| = FSD \geq FSD_{min} \quad (23)$$

Quintela [24] refere que é fundamental que a resultante das forças actuantes na estrutura passe pelo terço central da projecção horizontal da fundação, para os cenários estáticos, de modo a que toda a fundação se encontre comprimida, excluído a possibilidade de existência de tracções na mesma. Este conceito é designado por núcleo central.

Na tabela 32, resume-se, para os vários cenários analisados, o valor do factor de segurança ao derrubamento, assim como o valor das grandezas anteriormente descritas e que permitem o seu cálculo.

Tabela 32 – Verificação de segurança ao derrubamento

Verificação de segurança ao Derrubamento	Cenário de Construção	Cenário Corrente			Cenário Rotura	
	Cenário 1	Cenário 2	Cenário 3	Cenário 4	Cenário 5	Cenário 6
$\sum M_{est}$ [kN.m]	2874582	3536014	3159193	3159193	3159193	2874582
$\sum M_{inst}$ [kN.m]	-185279	-1869084	-1869084	-1971282	-2022382	-332827
$FSD$ [-]	<b>15,51</b>	<b>1,89</b>	<b>1,69</b>	<b>1,60</b>	<b>1,56</b>	<b>8,64</b>
$FSD_{min}$ [-]	1,30	1,50			1,20	

Como seria expectável, nos cenários 1 e 6, iriam obter-se factores de segurança maiores, uma vez que não existem forças de subpressão a actuar na base da fundação da estrutura. Destaca-se que esta força produz o maior momento instabilizante na estrutura, tal como é possível observar na tabela 1 do Anexo A.

Ao cenário 2 está associado o maior factor de segurança comparativamente com os restantes cenários, o que se deve à massa de água estabilizadora no interior da estrutura.

Novamente com a introdução das forças sísmicas e em função do tipo de sismo em causa, os factores de segurança vão diminuindo do cenário 3 até ao cenário 5, tal como seria o comportamento esperado.

## 6.4. VERIFICAÇÃO DAS TENSÕES NA FUNDAÇÃO

Os carregamentos verticais e horizontais a que a estrutura se encontra sujeita, são encaminhados à fundação sendo transmitidos e distribuídos no terreno de fundação. Assim como as anteriores verificações de segurança analisadas, a verificação das tensões na base da fundação é também essencial, pois caso o terreno de fundação não tenha suficiente capacidade de resistência face às tensões que se instalam, ocorre o esmagamento do terreno, que como consequência poderá originar assentamentos e a fendilhação da estrutura.

A verificação das tensões na base da fundação tem como base, a comparação da tensão de compressão aplicada no terreno com a tensão máxima admissível do mesmo, tal como indicado na seguinte equação:

$$\sigma_{m\acute{a}x} \leq \sigma_{adm} \quad (24)$$

As tensões nas extremidades de montante e de jusante da fundação, cuja secção transversal é rectangular, são calculadas através de (25), assumindo que a sua variação é linear:

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} = \frac{N_{res}}{A} \pm \frac{M \times \frac{h}{2}}{\frac{bh^3}{12}} = \frac{N_{res}}{A} \pm \frac{6M}{bh^2} \quad (25)$$

Na seguinte tabela resumem-se as dimensões da fundação a dimensionar:

Tabela 33 - Dimensões da fundação

$h$ [m]	$b$ [m]	$A$ [m <sup>2</sup> ]
32,60	21,50	700,9

A resultante das forças corresponde  $N_{res}$  e o momento resultante  $M_{res}$  são obtidos através das equações (26) e (27):

$$N_{res} = \Sigma V - U \quad (26)$$

$$M_{res} = M_{est} - M_{inst} \quad (27)$$

O ponto de aplicação da resultante das forças que derrubam a estrutura, dista  $x$  do ponto O (ponto de derrubamento), e calcula-se através do rácio entre o momento resultante actuante na estrutura e a resultante das forças verticais:

$$x = \frac{M_{res}}{N_{res}} \quad (28)$$

A excentricidade  $e$  da força vertical resultante – ver figura 24 - consiste na distância entre o ponto de aplicação da mesma e o centro geométrico da projecção horizontal da estrutura, sendo dada por:

$$e = \frac{h}{2} - x \quad (29)$$

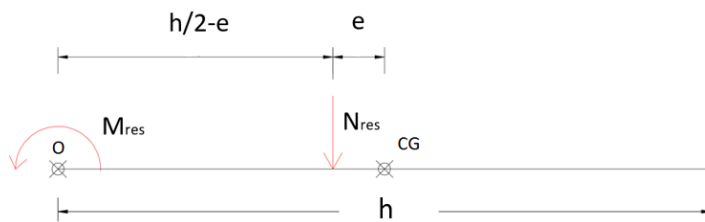


Figura 24 - Diagrama de forças aplicadas na fundação

Para que a fundação se encontre toda comprimida, é necessário que a força resultante se encontre dentro do núcleo central, pelo que deverá cumprir a seguinte condição:

$$e = \frac{h}{2} - x < \frac{h}{6} \quad (30)$$

O momento aplicado no centro de gravidade da fundação é assim calculado:

$$M = N_{res} \times e \quad (31)$$

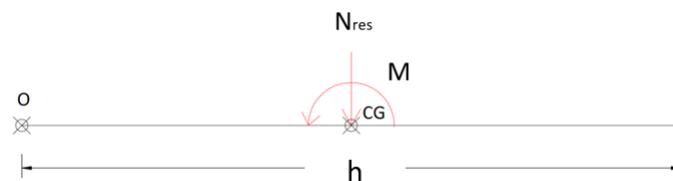


Figura 25 – Diagrama de forças estaticamente equivalentes aplicadas no centro de gravidade da fundação



Na tabela 34 resumem-se os cálculos relativos às forças actuantes e pontos de aplicação das mesmas:

Tabela 34 – Cálculo do ponto de aplicação da resultante e das forças actuantes no centro de gravidade da fundação

Cenários		Ponto de aplicação da resultante					Acções no C.G. da fundação			
		$N_{res}$ [kN]	$M_{est}$ [kN.m]	$M_{inst}$ [kN.m]	$M_{res}$ [kN.m]	$x$ [m]	$e$ [m]	$N_{res}$ [kN]	$M$ [kN.m]	
Estáticos	C1	172913	2958968	-185279	2773689	16,04	0,26	172913	44798	
	C2	110063	3620400	-1869084	1751316	15,91	0,39	110063	42711	
	C3	89105	3243579	-1869084	1374495	15,43	0,87	89105	77916	
Sísmico	Sismo descendente	C4	90410	3265616	-1951876	1313740	14,53	1,77	90410	159940
		C5	91062	3276635	-1993272	1283363	14,09	2,21	91062	200952
		C6	175089	2997983	-297758	2700225	15,42	0,88	175089	153727
	Sismo ascendente	C4	87800	3243579	-1973913	1269666	14,46	1,84	87800	161475
		C5	87148	3243579	-2026328	1217251	13,97	2,33	87148	203255
		C6	170738	2958968	-336773	2622196	15,36	0,94	170738	160827

Dos valores da excentricidade  $e$  obtidos, nenhum excede o limite de 5,43 m, pelo que não existe nenhum cenário que não cumpra o requisito de a resultante de forças se encontrar no terço central da projecção horizontal da fundação (núcleo central), pelo que toda a fundação se encontra comprimida, não sendo expectável a existência de tracções na fundação para nenhum dos cenários.

Na seguinte figura 26 representa-se o corte geológico e geotécnico da zona de implantação do circuito hidráulico. O terreno de fundação onde a tomada de água se insere (camada geológica L – 3) consiste numa alternância de rochas sedimentares do tipo siltitos e conglomerados. Foram fornecidos os valores das capacidades de suporte do terreno, os quais foram determinados através de ensaios realizados ao terreno de fundação, pelo que a capacidade de carga última do mesmo é igual a 11,77 MPa e que a sua capacidade de carga admissível é de 1,41 MPa, tal como se encontra resumido na tabela 35.

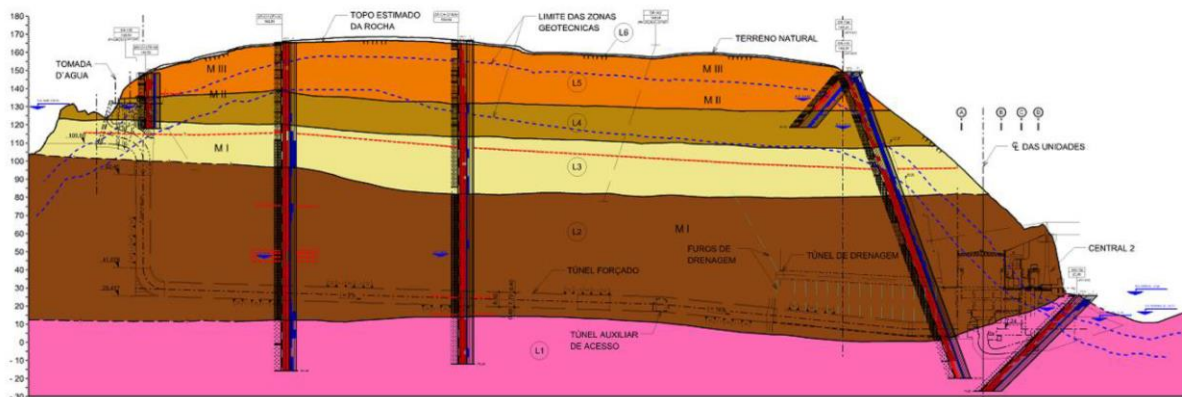


Figura 26 – Corte geológico e geotécnico da zona de implantação do circuito hidráulico. Retirado de [1].

Tabela 35 - Capacidade de carga do terreno de fundação

Capacidade de carga do terreno de fundação	
Capacidade de carga admissível $\sigma_{adm}$ [MPa]	Capacidade de carga última $\sigma_{\acute{u}lt}$ [MPa]
1,41	11,77

Nas tabelas 36 e 37, resume-se, para os vários cenários analisados, as tensões obtidas a montante e a jusante da fundação assim como o valor do factor de segurança associado às tensões na fundação. Destaca-se que a diferença entre as duas tabelas seguintes consiste na direcção da actuação do sismo, sendo a primeira referente ao sismo com componente vertical ascendente e o segundo referente ao sismo com componente vertical descendente.

Tabela 36 - Verificação de segurança das tensões na base da fundação com sismo vertical ascendente

Verificação de segurança das tensões na fundação	Cenário de Construção	Cenário Corrente				Cenário Rotura	
	Cenário 1	Cenário 2	Cenário 3	Cenário 4	Cenário 5	Cenário 6	
$\sigma_{mont}$ [MPa]	0,258	0,168	0,148	0,168	0,178	0,286	
$\sigma_{jus}$ [MPa]	0,229	0,140	0,100	0,077	0,066	0,196	
$\sigma_{adm}$ [MPa]	1,41						
$FST$ [-]	<b>5,46</b>	<b>8,38</b>	<b>9,55</b>	<b>8,41</b>	<b>7,93</b>	<b>4,93</b>	
$FST_{min}$ [-]	2,0	3,0			1,5		

Tabela 37 – Verificação de segurança das tensões na base da fundação com sismo vertical descendente

Verificação de segurança das tensões na fundação	Cenário de Construção	Cenário Corrente				Cenário Rotura	
	Cenário 1	Cenário 2	Cenário 3	Cenário 4	Cenário 5	Cenário 6	
$\sigma_{mont}$ [MPa]	0,258	0,168	0,148	0,171	0,183	<b>0,290</b>	
$\sigma_{jus}$ [MPa]	0,229	0,140	0,100	0,081	0,072	0,204	
$\sigma_{adm}$ [MPa]	1,41						
$FST$ [-]	<b>5,46</b>	<b>8,38</b>	<b>9,55</b>	<b>8,25</b>	<b>7,72</b>	<b>4,86</b>	
$FST_{min}$ [-]	2,0	3,0			1,5		

Como se constata as tensões obtidas nos cenários sísmicos cuja componente vertical do sismo é descendente são ligeiramente superiores ao cenário de sismo descendente, sendo que a tensão máxima exercida no solo de fundação ocorre para o Cenário 6 (combinação sísmica), a que corresponde à actuação de um sismo máximo de projecto durante a fase construtiva da estrutura. Para o solo de fundação em questão, obtêm-se factores de segurança muito elevados.

Também se verifica que a tensão máxima admissível do terreno nunca é ultrapassada em qualquer dos cenários.

## 6.5. SÍNTESE DE RESULTADOS

Na seguinte tabela apresentam-se resumidamente todos os factores de segurança relativos à estabilidade global da estrutura calculados anteriormente, pelo que pode ser feita a sua comparação com os factores de segurança mínimos recomendados pela Portaria nº 846/93 [10] e pelos “Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas” [20].

Tabela 38 – Resumo dos factores de segurança relativos à estabilidade global da estrutura

Cenários	Factores de Segurança relativos à Estabilidade Global							
	$FSD_{\theta}$		$FSF$		$FSD$		$FST$	
	Cálculo	Mínimo	Cálculo	Mínimo	Cálculo	Mínimo	Cálculo	Mínimo
Cenário 1	8,48	1,30	-	1,20	15,51	1,30	5,46	2,00
Cenário 2	7,99	1,50	1,82	1,30	1,89	1,50	8,38	3,00
Cenário 3	6,39	1,50	1,66	1,30	1,69	1,50	9,55	3,00
Cenário 4	4,43	1,50	1,65	1,30	1,60	1,50	8,25	3,00
Cenário 5	3,54	1,20	1,64	1,10	1,56	1,20	7,72	1,50
Cenário 6	5,84	1,20	-	1,10	8,64	1,20	4,86	1,50

Com base na interpretação dos factores de segurança presentes na tabela 38, conclui-se que a segurança à estabilidade global da estrutura é verificada para todos os cenários estudados, e que, quase na generalidade dos mesmos, com uma folga significativa relativamente aos valores limites recomendados.

Como seria expectável, os cenários em que existe acção sísmica são, à excepção do cenário 6 (que apresenta uma grande folga), os cenários cujos factores de segurança são os mais baixos. Destaca-se sobretudo os factores de segurança obtidos relativamente ao derrubamento da estrutura estarem relativamente próximos dos valores recomendados, mesmo encontrando-se a estrutura numa zona de sismicidade reduzida.

## 7. ESTABILIDADE INTERNA

Neste capítulo recorre-se a modelos de cálculo simplificados com o intuito de controlar os resultados obtidos através da modelação de elementos finitos, os quais são apresentados seguidamente no capítulo 8.

Calculam-se as ordens de grandeza das armaduras necessárias para verificar a segurança aos estados limites últimos da viga de cobertura, assim como também se avaliam zonas de descontinuidade em que o modelo de elementos finitos não interpreta tão bem os efeitos locais, sendo necessário recorrer a modelos de escoras e tirantes (*strut and tie model*).

Por fim, indicam-se as verificações a realizar para garantir a segurança aos estados limites de serviço dos vários elementos em análise.

### 7.1. VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE ÚLTIMO

O dimensionamento da viga de cobertura foi efectuado recorrendo a um modelo simples de viga bi-encastada nas paredes laterais, uma vez que a rigidez das mesmas é muito superior à rigidez da viga.

Para o dimensionamento da viga ao estado limite último (*ELU*) de flexão, a NP EN 1992-1-1 [14] regulamenta que a armadura longitudinal da viga deve estar compreendida entre um valor mínimo e máximo, calculados pelas seguintes equações (32) e (33), respectivamente.

$$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b \times d \quad (32)$$

$$A_{s,máx} = 0,04 \times A_c \quad (33)$$

A armadura de esforço transversal é calculada através da equação (34), devendo adoptar-se uma área de aço nunca inferior ao valor da armadura mínima dada pela equação (35):

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = \frac{V_{sd}(b/2 + z \cdot \cot \theta)}{z \times \cot \theta \times f_{yd}} \quad (34)$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min} = 0,08 \times \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \times b \quad (35)$$

Relativamente ao dimensionamento de maciços, lajes e paredes de grande espessura ao *ELU* de flexão, considera-se a recomendação do ACI-350-01 [33].

A regulamentação ACI-350-01 [33] estipula na tabela 7.12.2.1 que, para elementos com grande espessura, é suficiente, para efeitos de armadura mínima para controlo dos efeitos de retracção e temperatura, adoptar uma armadura mínima de 0,5% da área da secção transversal ao longo de uma

camada com  $30,4 \text{ cm}^8$  de espessura em cada uma das faces, o que perfaz um total de  $15,2 \text{ cm}^2/\text{m}$  em cada face, adoptando-se assim como armadura mínima uma malha geral # $\phi 20//0,20$ .

Deverá, em todo o caso, proceder à verificação de segurança ao *ELU* das secções e ao *ELS* sob a acção de cargas.

### 7.1.1. VIGA DA COBERTURA

Analisou-se a viga da cobertura através de um modelo de viga bi-encastrada, na qual se aplicou uma carga distribuída ao longo de todo o vão, referente às cargas permanentes e cargas variáveis ( $p_{sd} = 188 \text{ kN/m}$ ), e uma carga concentrada a meio vão da viga ( $P_{sd} = 1015 \text{ kN}$ ), relativa à acção de levantamento da comporta vagão, resumindo-se nas tabelas 39 e 40, respectivamente, uma síntese das quantidades de armaduras de flexão e de esforço transverso necessárias para as diversas secções da viga.

Tabela 39 – Armadura longitudinal necessária para a viga da cobertura

Secção	$M_{Ed}$ [kN.m]	$\mu$ [-]	$\omega$ [-]	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s,min}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s,máx}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s,adopt}$ [cm <sup>2</sup> /m]
Apoio	2978,3	0,03	0,03	41,09	41,02	1152,00	41,09
Vão	2144,3	0,02	0,02	29,42			41,02

Tabela 40 - Armadura transversal necessária para a viga da cobertura

Secção	$V_{Ed}$ [kN]	$V_{Ed,zc\cot\theta}$ [kN]	$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)$ [cm <sup>2</sup> /m]	$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min}$ [cm <sup>2</sup> /m]	$A_{s,adopt}$ [cm <sup>2</sup> /m]
Apoio	1476,2	979,1	8,49	18,40	18,40
Vão	509,0	-	4,42		18,40

### 7.1.2. ZONAS DE DESCONTINUIDADE

Nas estruturas de betão armado existem zonas em que, devido à sua geometria ou ao tipo de carregamento aplicado, o seu comportamento se afasta da teoria clássica de Bernoulli para peças lineares, pelo que para verificar a segurança estrutural destas zonas é necessário adoptar um modelo de campo de tensões de escoras e tirantes (*strut and tie model*). Segundo Appleton [21], para se aplicar este modelo é necessário verificar a segurança dos elementos comprimidos (escoras) e dos elementos traccionados (tirantes), pelo que é necessário, respectivamente, verificar o esmagamento do betão e calcular a armadura necessária para mobilizar a resistência à tracção.

<sup>8</sup> Valor convertido para unidade de sistema métrico. Na regulamentação ACI-350-01 [32] é referido que esta armadura deve ser colocada ao longo de uma faixa com 12 polegadas de espessura.

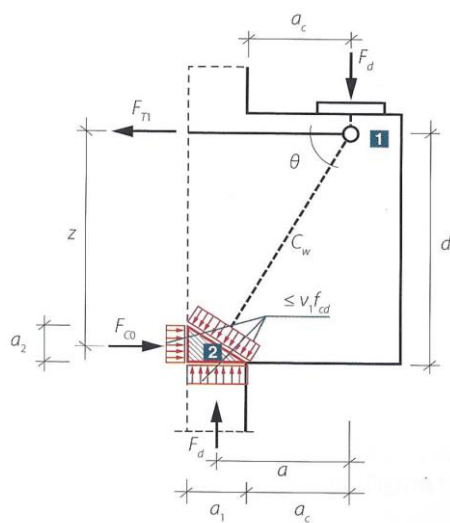


Figura 27 - Modelo de escoras e tirantes. Retirado de [21]

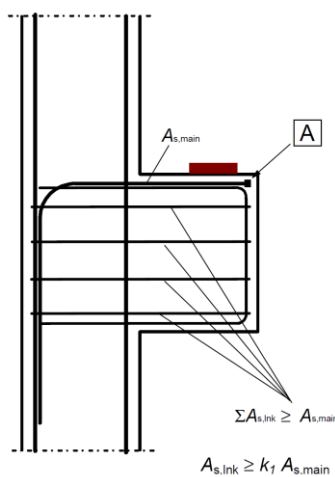


Figura 28 – Pormenorização das armaduras de uma consola curta. Retirado de [14]

$$a_1 = \frac{F_d}{b \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) f_{cd}} \quad (36)$$

$$a = a_c + \frac{a_1}{2} \quad (37)$$

$$a_2 = d - \sqrt{d^2 - 2aa_1} \quad (38)$$

$$z = d - \frac{a_2}{2} \quad (39)$$

$$\cot \theta = \frac{a_2}{a_1} = \frac{a}{z} \quad (40)$$

$$A_s \geq \frac{F_d \cot \theta}{f_{yd}} \quad (41)$$

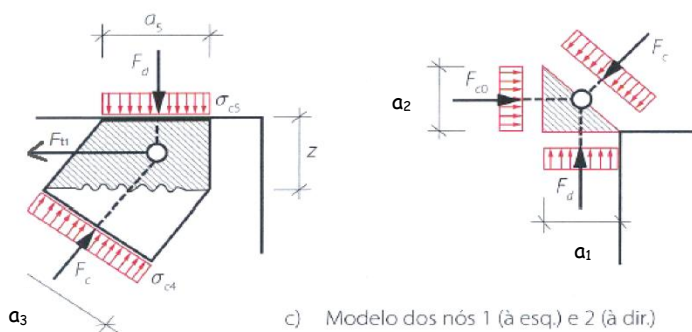


Figura 29 - Verificação das compressões nos nós 1 e 2. Adaptado de [20].

### 7.1.2.1. CONSOLA CURTA EXISTENTE NA VIGA DE COBERTURA

A viga de cobertura analisada apresenta uma zona de consola curta onde se encontra apoiada a viga metálica do servomotor. Nesta zona de descontinuidade aplica-se uma carga concentrada bastante relevante.

Na tabela 41 resumem-se as variáveis necessárias para o cálculo destas armaduras de reforço enquanto que na tabela 42 demonstram-se os valores mínimos para a definição destas armaduras assim como o valor adoptado e respectiva disposição construtiva.

Tabela 41 – Variáveis necessárias para definição do modelo de escoras e tirantes

$F_{d,max}$ [kN]	$d$ [m]	$a_c$ [m]	$a_1$ [m]	$a$ [m]	$a_2$ [m]	$z$ [m]	$\tan(\theta)$ [rad]	$F_t$ [kN]	$F_{cd}$ [kN]
1014,8	1,11	0,25	0,35	0,43	0,143	1,04	2,44	409,2	1094,1

Tabela 42 – Verificação do esmagamento das escoras

Nó	$F_{cd}$ [kN]	$a_1$ [m]	$a_2$ [m]	$a_3$ [m]	$b$ [m]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{Rd}$ [MPa]
1	1094,1	0,35	0,14	0,08	1,00	2,89	14,96
2					2,00 <sup>9</sup>	1,45	17,60

Tabela 43 – Armadura adoptada para a consola curta existente na viga de cobertura

Armadura	Armadura necessária [cm <sup>2</sup> ]	Armadura adoptada [cm <sup>2</sup> ]	Disposição adoptada
$A_{s,main}$	9,54	12,06	6φ16
$A_{s,lnk}$	4,70	5,65	Cinta 2R φ12//0,30

Destaca-se a importância do pormenor construtivo destas armaduras, em que as armaduras principais de tracção deverão estar amarradas em ambas extremidades e deverão ser dobradas na horizontal em forma de laço.

Como boa prática, e também bastante conservativo, a NP EN 1992-1-1 [14] recomenda que seja adoptado no mínimo mais 25% desta armadura, espalhando-a ao longo do elemento, de forma que se adoptou cintas φ12//0,30 ao longo de altura. Já o REBAP recomenda que seja adoptado no mínimo 15% e que esta espalhada numa altura igual a 0,25  $d$ , enquanto que na restante altura deva ser adoptado pelo menos  $\frac{1}{4}$  da secção do tirante.

Fora desta zona de aplicação da carga concentrada considerou-se também uma armadura em forma de cinta de 2 ramos φ12//0,30 (0,40).

Estes pormenores construtivos encontram-se detalhadamente ilustrados na peça desenhada 10.

### 7.1.2.2. APOIO DO PÓRTICO ROLANTE

Nesta zona da laje do piso técnico encontra-se instalado um dos carris do pórtico rolante, ocorrendo o encaminhamento de cargas com alguma excentricidade relativamente ao eixo da parede frontal, pelo que a modelação de elementos finitos não traduz bem este efeito local.

Assim, para o equilíbrio do peso próprio e da sobrecarga desta parte da estrutura elaborou-se um modelo de barra em consola<sup>10</sup>, obtendo-se os seguintes esforços e consequentes áreas de aço, tal como se encontra expresso na tabela 44:

Tabela 44 – Dimensionamento da laje num modelo de barra em consola para o peso próprio e para a sobrecarga actuante

Secção	$p_{sd}$ [kN/m]	$M_{sd}$ [kN.m]	$\mu$ [-]	$\omega$ [-]	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]
Apoio	106,9	295,5	0,003	0,003	3,24

<sup>9</sup> A dispersão de tensões foi considerada a 45°.

<sup>10</sup> O comprimento da consola admitido foi de 2,35 m que corresponde à distância compreendida entre a extremidade e a intersecção das linhas médias da parede frontal da estrutura e da laje.

Relativamente à carga concentrada transmitida pelo pórtico rolante, adoptou-se um modelo de escoras e tirantes, o qual se encontra resumido na seguinte tabela:

Tabela 45 – Determinação do modelo de escora e tirante para a carga concentrada transmitida pelo pórtico rolante

$F_{d,max}$ [kN]	$d$ [m]	$a_c$ [m]	$a_1$ [m]	$a$ [m]	$a_2$ [m]	$z$ [m]	$\tan(\theta)$ [rad]	$F_{cd}$ [kN]	$F_t$ [kN]	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]
424,8	2,1	0,39	1,00	0,89	0,48	0,86	2,09	456,0	165,7	4,67

Tabela 46 - Verificação do esmagamento das escoras

Nó	$F_{cd}$ [kN]	$a_1$ [m]	$a_2$ [m]	$a_3$ [m]	$b$ [m]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{Rd}$ [MPa]
1	456,0	1,00	0,48	1,11	1,00	0,41	14,96
2					2,00 <sup>11</sup>	0,21	17,60

Ao invés da armadura de flexão necessária para esta secção ser a soma dos dois últimos valores mencionados, ou seja 7,91 cm<sup>2</sup>, por se tratar de um elemento com uma espessura considerável, adoptou-se uma armadura mínima de  $\Phi 20/0,20$  (15,71 cm<sup>2</sup>), tal como é recomendado no ACI 350-01 [33].

Atendendo à distância do apoio e ao encaminhamento da carga concentrada por escoras e tirantes, a verificação de esforço transversal a menos de  $d$  do apoio não é necessária.

As pormenorizações de armaduras referentes a esta zona de descontinuidade encontram-se ilustrada na peça desenhada 5.

## 7.2. VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO

Relativamente aos *ELS*, é necessário verificar (i) as **tensões**, (ii) a **fendilhação** e (iii) as **deformações** dos elementos.

De acordo com o artigo 7.2 da NP EN 1992-1-1 [14], devem ser limitados o valor das **tensões** admissíveis nos materiais estruturais, pelo que se deve adoptar para os vários materiais as seguintes tensões:

- Betão:  $\sigma_c \leq 0,60f_{ck}$
- Aço:  $\sigma_s \leq 0,80f_{yk}$

Com a redução do valor da tensão de tracção admissível na armadura, garante-se, com uma certa reserva, a não cedência do aço em qualquer circunstância de serviço e, conseqüentemente, deformações não elásticas nas mesmas, assim como se evitam níveis de fendilhação ou de deformação inaceitáveis. Tendo em conta a falta de informação sobre as classes de exposição a que a estrutura se

<sup>11</sup> A dispersão de tensões foi considerada a 45°



encontra exposta, e na ausência de medidas como o aumento do recobrimento das armaduras, é apropriado limitar a tensão de compressão do betão, evitando-se a formação de fendas longitudinais paralelas às tensões, micro-fendilhação ou níveis de fluência elevados [14].

A **fendilhação** é um fenómeno comum que ocorre em estruturas de betão armado sujeitos a flexão, esforço transversal, tracção e/ou torção. Para o caso da flexão simples, esta ocorre quando se instala nas armaduras, um esforço de tracção, o qual é calculado através da seguinte expressão:

$$M_{cr} = W \times f_{ctm} \quad (42)$$

Na eventualidade de o momento aplicado ser superior ao momento de fendilhação, a secção em análise fendilha. Torna-se assim essencial recorrer ao cálculo directo da abertura de fendas  $w_k$ , presente na seguinte equação (43), com o intuito de se comparar com o valor máximo admissível e verificar que este não é ultrapassado, garantindo-se assim que a fendilhação não prejudica o funcionamento correcto ou a durabilidade da estrutura

$$w_k = s_{r,max} \times (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \leq w_{max} \quad (43)$$

em que a extensão média entre o aço e betão é obtida através da seguinte equação:

$$\varepsilon_{srm} = \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s}{E_s} - k_t \frac{f_{ct,ef}}{E_s \rho_{p,ef}} \left( 1 + \frac{E_s}{E_c} \rho_{p,ef} \right) \quad (44)$$

A distância máxima entre fendas  $s_{r,max}$  é calculada através da seguinte equação:

$$s_{r,max} = 3,4c + 0,425 \frac{k_1 k_2 \phi_{eq}}{\rho_{p,ef}} \quad (45)$$

De acordo com o artigo 7.3.1 da NP EN 1992-3:2006 [34], os vários elementos estruturais da tomada de água podem ser classificados como sendo de classe de estanquidade 0, uma vez que não apresentam exigências especiais quanto à movimentação de água. A mesma norma remete que, para estruturas com esta classe de estanquidade, as normas contidas no Quadro 7.1N da NP EN 1992-1-1:2010 [14] relativas ao controlo de fendilhação podem ser utilizadas. Assim, foi adoptado para uma classe de exposição ambiental XC, o valor recomendado de  $w_{max}$  igual a 0,30 mm.

Relativamente à viga de cobertura, por se tratar de uma viga alta<sup>12</sup>, deve ser feito o controlo da fendilhação na zona da alma, de forma a controlar-se o fenómeno de arborescência [35], considerando-

<sup>12</sup> Define-se por viga alta caso a altura seja superior a 1 m.

se para o efeito, a utilização de uma armadura mínima para absorver estas tracções calculada por metro e distribuída pelas duas faces da alma. Segundo a NP EN 1992-1-1 [14], esta armadura é calculada através da seguinte equação<sup>13</sup>:

$$A_s = k_c k A_{ct} \frac{f_{ct,eff}}{\sigma_s} \quad (46)$$

$f_{ct,eff}$  – Valor médio da resistência do betão à tracção à data em que se prevê a formação das primeiras fendas, sendo recomendado pela NP EN 1992-1-1 que  $f_{ct,eff} = f_{ctm}$ .<sup>14</sup>

$\sigma_s$  – Valor da tensão máxima admissível na armadura imediatamente após a formação da primeira fenda.<sup>15</sup>

$k_c$  – coeficiente que tem em conta a distribuição de tensões na secção, imediatamente antes da fendilhação da secção e da variação do braço do binário de forças

$k$  – coeficiente que considera o efeito das tensões não uniformes auto-equilibradas.

$A_{ct}$  – área de betão traccionada

Tabela 47 – Quadro 7.1N - Valores recomendados de  $w_{max}$ . Adaptado de [14].

Classe de Exposição	Elementos de betão armado e elementos de betão pré-esforçado com armaduras não aderentes
	Combinação de acções quase-permanente
X0, XC1	0,40 mm
XC2, XC3, XC4	0,30 mm
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3	

O controlo das **deformações** têm como finalidade garantir o bom funcionamento dos elementos em serviço, visando manter uma boa aparência e limitar danos nos elementos. Considera-se o critério de deformação máxima de  $L/500$ , presente na NP EN 1992-1-1 [14], para a viga e para as lajes em análise.

<sup>13</sup> A NP EN 1992-1-1 recomenda um valor médio de  $k_c k$  igual a 0,5.

<sup>14</sup> Caso a fendilhação da peça ocorra antes dos 28 dias, deve ser utilizado um valor inferior de  $f_{ct,eff}$  em função do tempo.

<sup>15</sup> Pode ser assumido que o valor da tensão é igual à tensão de cedência característica  $f_{yk}$ .

## 8. MODELAÇÃO DA ESTRUTURA UTILIZANDO O MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS

### 8.1. MODELAÇÃO ESTRUTURAL TRIDIMENSIONAL

Para analisar o comportamento global da estrutura face aos carregamentos impostos, com um elevado grau de precisão relativamente ao seu comportamento real e, atendendo à sua complexidade geométrica e dificuldade em realizar variadas análises com base em modelos mais simplificados, é necessário recorrer à sua modelação estrutural num *software* de elementos finitos.

Destaca-se que os valores obtidos anteriormente através de modelos simplificados são bastante úteis neste ponto da dissertação, pois permitem validar o modelo de elementos finitos quando se comparam as ordens de grandeza dos valores obtidos através dos dois métodos.

Este capítulo encontra-se dividido em duas partes, em que a primeira é referente ao processo de concepção de um modelo estrutural tridimensional de elementos finitos da estrutura, enquanto que na segunda parte apresentam-se os esforços obtidos no modelo assim como a determinação das armaduras necessárias para verificar a segurança aos estados limites últimos e estados limites de serviço.

#### 8.1.1. DEFINIÇÃO DA MALHA DE ELEMENTOS EM AUTOCAD

Devido à complexa geometria da estrutura, a construção da malha de elementos finitos foi feita recorrendo ao *software AutoCAD* [2].

Esta malha foi criada com base no modelo tridimensional previamente realizado, reduzindo-se os vários elementos estruturais à sua linha média, à excepção das vigas, criando-se objectos do tipo “*Surface*” aos quais se aplicou o comando “*meshoptions*”, gerando-se a malha que se apresenta na figura 30.

Na definição da malha foi tido em atenção a dimensão dos elementos finitos de modo a que a malha seja refinada o suficiente para permitir que se obtenham resultados aceitáveis, mas não tão refinada ao ponto em que requeira demasiado esforço computacional.

Recorreu-se maioritariamente a triângulos por permitirem maior facilidade na ligação e compatibilização entre os vários elementos.

Ressalva-se que este modelo apresenta algumas simplificações nas zonas de geometria complexa, como é o caso da ligação da parede frontal às paredes laterais da estrutura, onde não se tem em conta a geometria hidráulica.

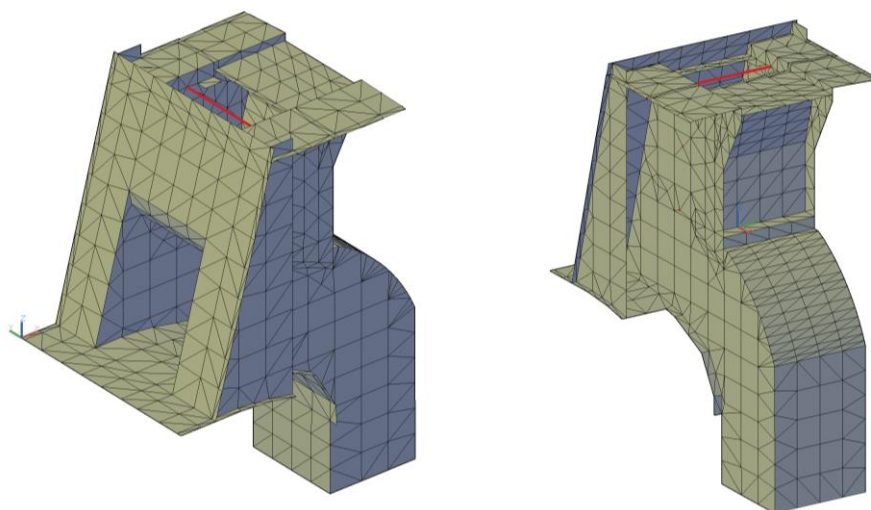


Figura 30 – Modelo tridimensional realizado à linha média recorrendo ao *AutoCAD 2016* [2]

### 8.1.2. DEFINIÇÃO DO MODELO EM *SAP2000*

Após a finalização da malha anteriormente mencionada, exportou-se a mesma para o *software SAP2000* [36], no qual se analisou o comportamento da estrutura.

Na seguinte figura 31 representam-se várias perspectivas do modelo estrutural da tomada de água elaborada no programa de cálculo *SAP2000* [36], recorrendo-se a elementos de casca (*shell*) e elementos de barra (*frame*)

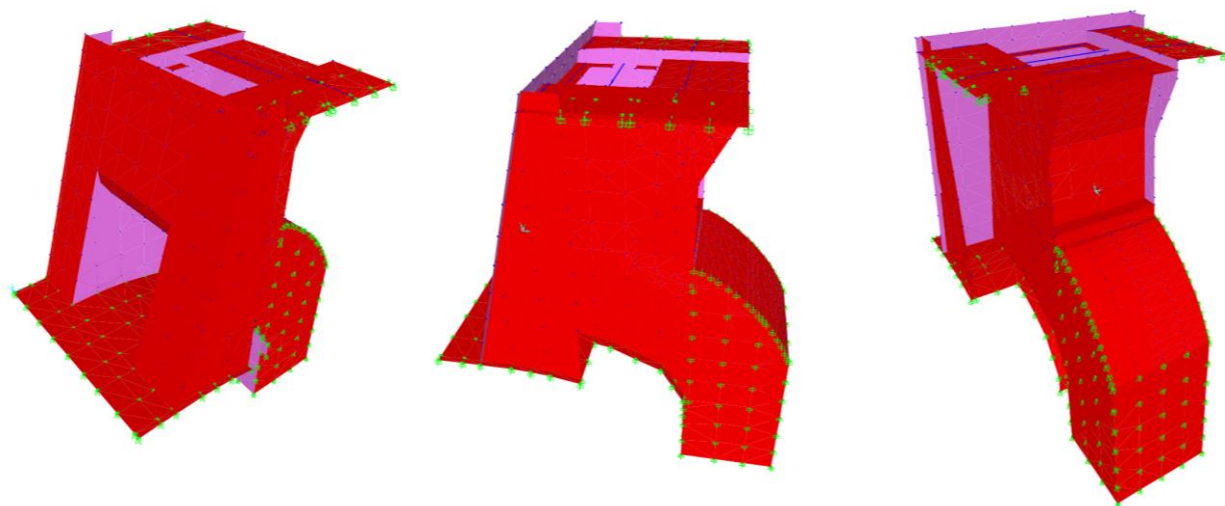


Figura 31 – Modelo de elementos finitos da estrutura do bloco da tomada de água

Após a concepção da estrutura, segue-se a definição dos materiais estruturais e das várias secções, das condições de apoio, dos carregamentos aplicados na estrutura assim como do tipo de análise realizada.

## Análise

Na presente dissertação, efectuou-se uma análise não-linear da estrutura para avaliação dos esforços, considerando-se que a laje de soleira e as paredes do túnel se encontram apoiadas em meio elástico, cuja rigidez é avaliada a partir do módulo de deformabilidade do maciço rochoso e do coeficiente de Poisson, valores estes que foram estimados com base nos resultados dos estudos geológicos e geotécnicos.

## Definição dos materiais estruturais

Todas as vigas da estrutura foram modeladas como elementos do tipo barra (*frame*) enquanto que a laje de soleira, a laje sobre o túnel, a laje do piso técnico e as paredes da estrutura foram modeladas como elementos do tipo casca (*shell thin*).

Foram definidos assim dois materiais distintos no *SAP2000* [36]:

- Betão da classe de resistência C30/37, ao qual está associado um peso volúmico ( $\gamma_c$ ) de  $25 \text{ kN/m}^3$ , um módulo de elasticidade ( $E_c$ ) de  $33,0 \text{ GPa}$  e um coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) igual a 0,20;
- Aço A500 NR, ao qual está associado um peso volúmico ( $\gamma_s$ ) igual a  $77 \text{ kN/m}^3$  e um módulo de elasticidade ( $E_s$ ) de  $200,0 \text{ GPa}$ .

## Definição das secções

No presente modelo de elementos finitos definem-se 32 secções distintas<sup>16</sup> (*area section*), que se encontram detalhadamente descritas no Anexo B. Na figura 32 encontra-se representada o modelo estrutural onde cada cor representa uma secção diferente, enquanto que na figura 33 se apresenta uma extrusão dos elementos finitos.

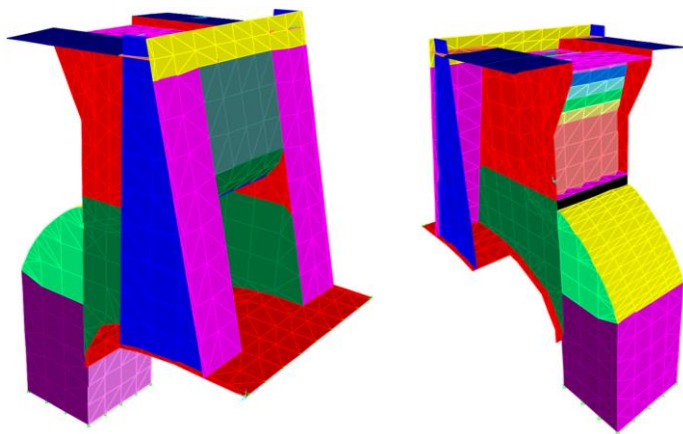


Figura 32 - Perspectiva da frente e do tardo da estrutura por tipo de secções

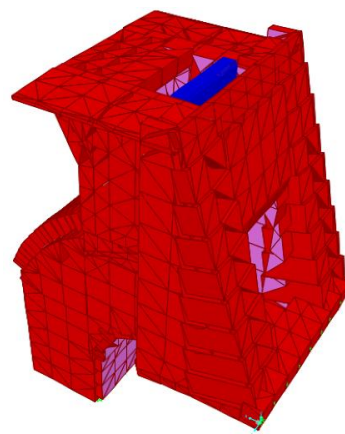


Figura 33 - Perspectiva da estrutura usando a visão por extrusão

<sup>16</sup> Embora na figura 32 se visualizam apenas algumas, é importante salientar que a secção da parede frontal e da parede de tardo possuem uma secção variável

### Orientação dos elementos finitos

De modo a obter valores precisos dos esforços que actuam na estrutura, orientaram-se os eixos locais dos elementos finitos do elemento estrutural para o mesmo sentido. Na figura 34, observa-se a orientação de todos os elementos estruturais, enquanto que na figura central e na figura da direita se observam, respectivamente, a orientação dos elementos finitos da laje de soleira e da laje sobre o aterro.

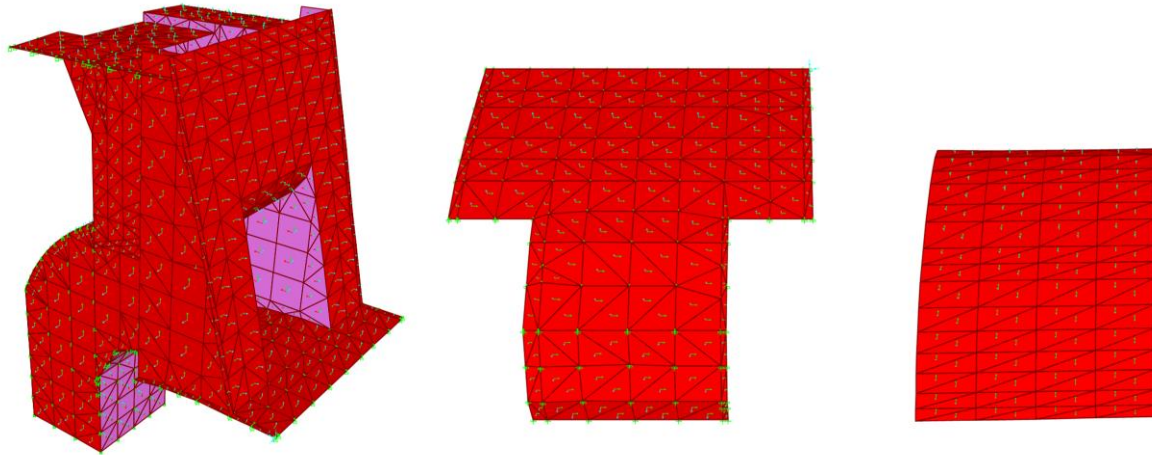


Figura 34 - Orientação dos elementos finitos dos vários elementos analisados. Orientação dos eixos locais da estrutura (figura da esquerda) e orientação das lajes de soleira e sobre o aterro (figura do centro e da direita, respectivamente)

### Definição molas de fundação/Condições de apoio

De acordo com Lopes [37], o dimensionamento de ensoleiramentos pode ser feito através de: (i) métodos simplificados de fundações rígidas, (ii) método simplificado de fundações flexíveis. O primeiro método de dimensionamento consiste em dividir o ensoleiramento em bandas segundo as direcções  $x$  e  $y$ , em que cada banda é resistida pela tensão do solo, enquanto que no segundo método assume-se que o solo apresenta um comportamento equivalente a um número infinito de molas independentes, cujo comportamento é elástico linear, sendo esta fundação apelidada de fundação de Winckler. Este último método é o mais aconselhado para grandes fundações, como é o caso da fundação da estrutura em análise, uma vez que permite caracterizar melhor as condições reais de fundação.

Para tal, é necessário quantificar-se o coeficiente de reacção do solo  $k_s$ , através da fórmula de Vesic (1961) desenvolvida para uma viga de comprimento infinito e apoiada num meio isotrópico, elástico e contínuo, que se encontra representada na expressão (47). [38] [39]

$$k_s = 0,65 \sqrt[12]{\frac{E_s \times b^4}{E_f \times I_f}} \times \frac{E_s}{b(1 - \nu_s^2)} \quad (47)$$

Na seguinte tabela 48, resumem-se o valor das variáveis necessárias para o cálculo do coeficiente de reacção, assim como o valor obtido.

Tabela 48 – Quantificação do coeficiente de reacção do solo

$E_s$ [MPa]	$E_f$ [MPa]	$I_f$ [m <sup>4</sup> ]	$\nu_s$ [-]	$b$ [m]	$k_s$ [MN/m <sup>3</sup> ]
2300	33000	14,33	0,25	21,5	132,32

Com isto, procedeu-se ao dimensionamento da fundação recorrendo às potencialidades do *software SAP2000* [36] para modelar o comportamento do solo, em que o ensoleiramento geral foi modelado como uma malha de elementos finitos apoiada sobre molas de área (*Area Springs*)<sup>17</sup>, que apenas possuem capacidade de resistência à compressão. Uma vez que a estrutura se encontra envolvida pelo maciço rochoso, adicionalmente também se considerou que existe apoio da estrutura proporcionado pelo terreno de fundação, pelo que se adoptaram molas na região em torno do túnel hidráulico e na zona dos septos laterais onde se encontram apoiadas as lajes.

### Acções

De forma simplificada, resume-se na tabela 49, os vários carregamentos considerados no modelo de elementos finitos, para os diversos cenários analisados. No anexo B encontram-se enumerados todos os carregamentos considerados assim como a sua quantificação.

Tabela 49 – Carregamentos considerados no modelo de elementos finitos

Carregamento	Cenário de Construção	Cenário de Normal Funcionamento	Cenário de Manutenção
Peso Próprio da estrutura	✓	✓	✓
Peso de Aterro Seco	✓	✗	✗
Impulso Aterro Seco	✓	✗	✗
Peso do Aterro Saturado	✗	✓	✓
Impulso Aterro Saturado	✗	✓	✓
Peso da Água no tardo	✗	✓	✓
Sobrecarga na estrutura	✓	✓	✓
Impulso Sobrecarga	✓	✓	✓
Subpressão	✗	✓	✓
Pressão Hidrostática exterior	✗	✓	✓
Pressão Hidrostática interior	✗	✓	✗
Peso de água sobre a laje de soleira	✗	✓	✓
Pórtico Rolante	✓	✓	✓
Levantamento da Comporta Vagão	✓	✓	✗

<sup>17</sup> A rigidez das molas de área é automaticamente repartida por cada nó do elemento finito, sendo atribuída uma mola linear por nó.



## 8.2. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA AOS ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS (ELU)

Na presente secção apresentam-se as análises obtidas através do SAP2000 [36] para os seguintes elementos estruturais relativamente aos estados limites últimos:

- Laje de soleira;
- Laje sobre o túnel hidráulico;
- Viga da cobertura.

Ressalva-se que os valores apresentados resultam da análise não linear efectuada, uma vez que apenas com este tipo de análise as molas de fundação, que não resistem a esforços de tracção, apresentam um correcto funcionamento, sendo também que os esforços apresentados são mais próximos da realidade.

### 8.2.1. LAJE DE SOLEIRA

Na figura 35 representa-se a laje de soleira com 2,0 m de espessura. Tratando-se esta laje da fundação do bloco estrutural, o seu dimensionamento deve ser realizado como o dimensionamento de uma fundação, sendo necessário efectuar verificações de segurança ao estado limite último de rotura por insuficiência da capacidade de carga do terreno assim como ao estado limite de rotura do elemento estrutural de fundações [38].

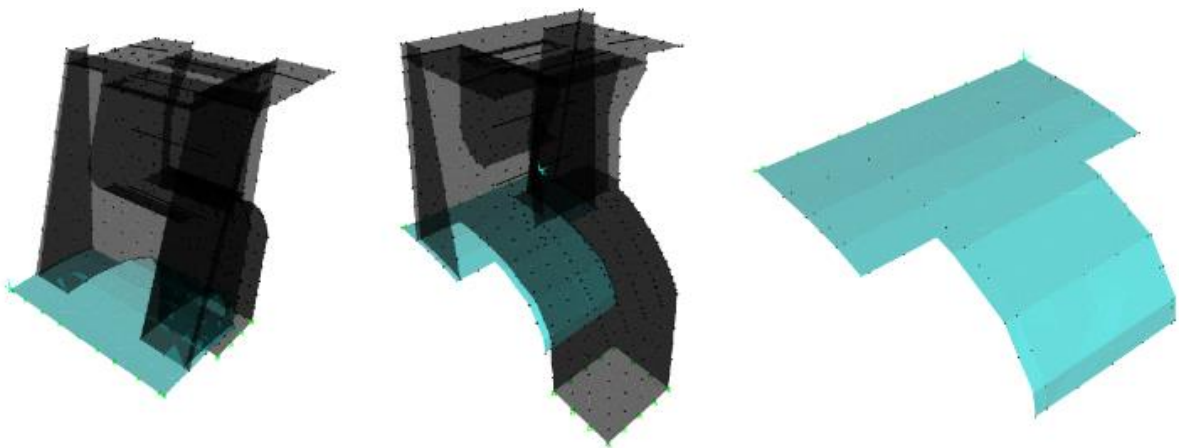


Figura 35 – Identificação da laje de soleira.

Apresenta-se nas figuras 36 a 38 a análise de esforços obtida através do software *SAP2000* [36]. Ao serem analisados vários cenários de dimensionamento, e a cada cenário estar associado diversos tipos de esforços, apresenta-se apenas alguns diagramas de esforços referentes ao cenário de normal funcionamento da estrutura, embora seja possível consultar os restantes diagramas de esforços relativos aos cenários de construção e manutenção no Anexo B. Por fim, optou-se por não se apresentar uma envolvente dos esforços actuantes, de modo a avaliar, de forma isolada, os efeitos de cada combinação e a resposta estrutural.



### Diagrama de Momento Flector

Os diagramas de momentos representados na figura 36 apresentam uma variação como seria espectável. De forma análoga, pode comparar-se o funcionamento desta laje de fundação como o de uma laje com carregamento invertido, pelo que a concentração de momentos positivos se concentram na zona de intersecção com as paredes frontais, enquanto que os momentos negativos se tendem a concentrar no vão entre as paredes.

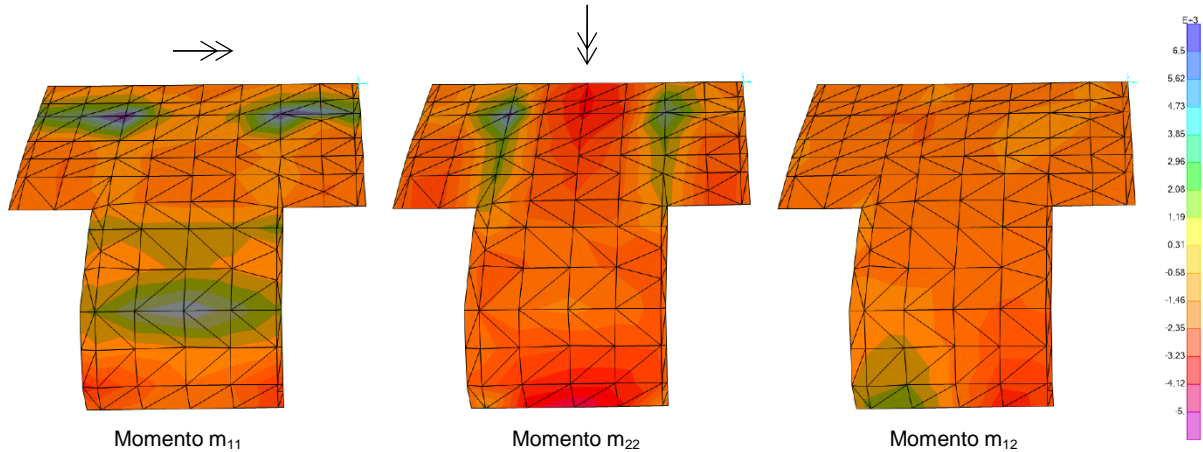


Figura 36 - Diagramas de momentos da laje de soleira em cenário de normal funcionamento [kN.m/m]

### Diagrama de Esforço Transverso

Apresenta-se na figura 37 os diagramas de esforço transverso referentes ao cenário de normal funcionamento. A verificação de segurança ao esforço transverso apresenta-se seguidamente à solução de armaduras adoptada, uma vez que o esforço resistente depende também da quantidade de aço existente nas armaduras de flexão.

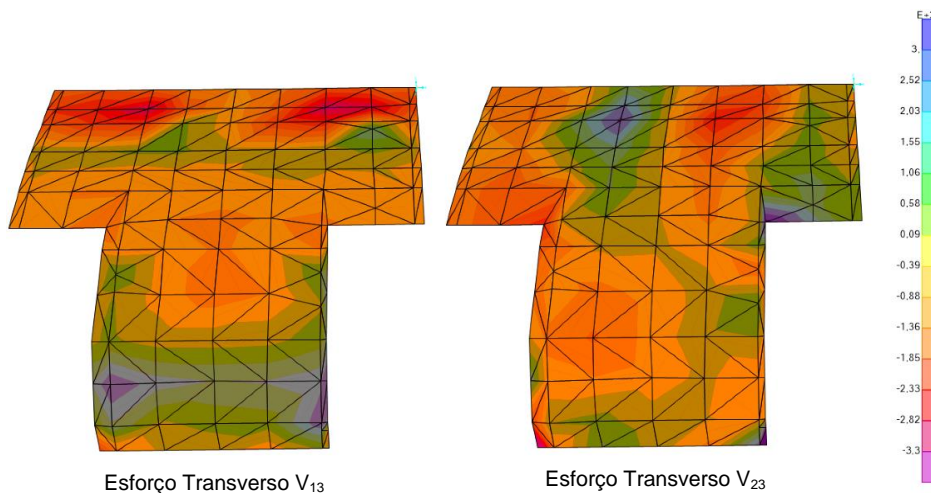


Figura 37 – Esforço transverso na laje de soleira em cenário de normal funcionamento [kN/m]

## Esforços de Membrana

Apresenta-se os diagramas dos esforços normais na seguinte figura.

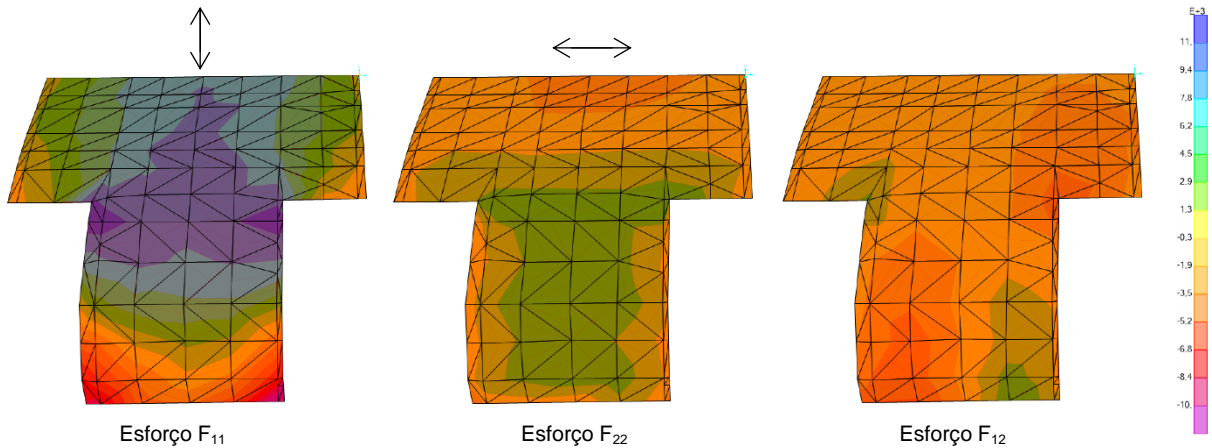


Figura 38 - Esforço de membrana na laje de soleira em cenário de normal funcionamento [ $\text{kN/m}$ ]

## Armaduras Finais

Resumem-se, para cada uma das secções da laje, conforme as secções apresentadas na figura 39, as armaduras adoptadas na direcção 1 e 2, nas tabelas 50 e 51, respectivamente. As armaduras apresentadas foram obtidas através do dimensionamento de uma peça de betão sujeita a flexão composta. Ressalva-se que foram adoptadas mais quantidades de armadura do que as necessário para garantir a resistência das secções, uma vez que o estado limite de serviço (abertura de fendas) é condicionante em algumas destas secções. Adoptou-se que o esforço normal negativo corresponde a um esforço compressão.

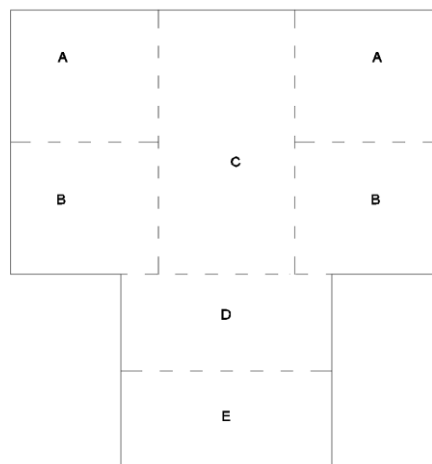


Figura 39 – Identificação das várias secções consideradas da laje de soleira

Tabela 50- Armadura longitudinal adoptada para a laje de soleira na direcção 1

Secção <sup>18</sup>	Armadura	$M_{Ed}$ [kN.m/m]	$N_{Ed}$ [kN/m]	Armaduras adoptadas	$A_s$ [cm <sup>2</sup> /m]	$M_{Rd}$ [kN.m/m]
A	Superior	-6276,4	6174,6	1ª, 2ª e 3ª camada $\phi 32//0,15$	160,85	-7185,5
	Inferior	820,0	6001,1	1ª e 2ª camada $\phi 32//0,15$ 3ª camada $\phi 25//0,15$	139,96	4985,5
B	Superior	-1226,3	7453,8	1ª, 2ª e 3ª camada $\phi 32//0,15$	160,85	-6135,3
	Inferior	674,5	3568,2	1ª, 2ª e 3ª camada $\phi 32//0,15$	160,85	8740,8
C	Superior	-2479,7	7063,3	1ª, 2ª e 3ª camada $\phi 32//0,15$	160,85	-6451,7
	Inferior	749,1	7260,4	1ª e 2ª camada $\phi 32//0,15$ 3ª camada $\phi 25//0,15$	139,96	3836,0
D	Superior	-595,0	3764,8	1ª, 2ª e 3ª camada $\phi 32//0,15$	160,85	-9149,9
	Inferior	4649,4	5853,6	1ª, 2ª e 3ª camada $\phi 32//0,15$	160,85	6672,2
E	Superior	-2185,0	-5655,2	1ª camada $\phi 32//0,15$ 2ª camada $\phi 25//0,15$ 3ª camada $\phi 25//0,30$	102,70	-12283,3
	Inferior	4649,4	5383,6	1ª, 2ª e 3ª camada $\phi 32//0,15$	160,85	6673,5

Tabela 51 - Armadura longitudinal adoptada para a laje de soleira na direcção 2

Secção	Armadura	$M_{Ed}$ [kN.m/m]	$N_{Ed}$ [kN/m]	Armaduras adoptadas	$A_s$ [cm <sup>2</sup> /m]	$M_{Rd}$ [kN.m/m]
A	Superior	-1508,5	-682,0	1ª camada $\phi 32//0,15$ 2ª camada $\phi 25//0,15$ 3ª camada $\phi 25//0,3$	102,70	-8412,3
	Inferior	5967,3	224,3	1ª camada $\phi 32//0,15$ 2ª camada $\phi 25//0,15$ 3ª camada $\phi 25//0,3$	102,70	7445,0
B	Superior	-1311,9	1523,7	1ª camada $\phi 32//0,15$ 2ª camada $\phi 25//0,15$ 3ª camada $\phi 25//0,3$	102,70	-6645,0
	Inferior	4555,9	362,2	1ª camada $\phi 32//0,15$ 2ª camada $\phi 25//0,15$ 3ª camada $\phi 25//0,3$	102,70	7322,3
C	Superior	-3466,1	-578,0	1ª camada $\phi 32//0,15$ 2ª camada $\phi 25//0,15$ 3ª camada $\phi 25//0,3$	102,70	-8330,1
	Inferior	-	-	1ª camada $\phi 32//0,15$ 2ª camada $\phi 25//0,15$ 3ª camada $\phi 25//0,3$	102,70	8156,2
D	Superior	-2474,9	1073,0	1ª camada $\phi 32//0,15$ 2ª e 3ª camada $\phi 25//0,15$	119,07	-8222,4
	Inferior	2646,1	1342,2	1ª, 2ª e 3ª camada $\phi 25//0,15$	98,17	6111,8
E	Superior	-2983,0	4118,0	1ª camada $\phi 32//0,15$ 2ª camada $\phi 25//0,15$ 3ª camada $\phi 25//0,3$	102,70	-4500,2
	Inferior	518,0	4475,8	1ª e 2ª camada $\phi 25//0,15$ 3ª camada $\phi 25//0,3$	81,81	2039,4

<sup>18</sup> A análise da laje foi feita com base em faixas, que se encontram representadas na figura 39, analisando-se os vários nós contidos nessa faixa de modo realizar o dimensionamento para o nó mais condicionante.

A resistência ao esforço transversal em elementos sujeitos a flexão composta foi calculada com base na teoria da treliça de Morsch, convenientemente corrigida, tal como descrito no Artigo 53ª do REBAP, de tal forma que o valor de cálculo do esforço transversal resistente é dado pela seguinte expressão:

$$V_{Rd} = V_{cd} + V_{wd} \quad (48)$$

A resistência ao esforço transversal é falhada em diversas zonas da laje, sendo necessário adoptar-se um reforço de armadura colocando armadura de esforço transversal. Assim, adoptaram-se as seguintes armaduras:

**Tabela 52– Verificação de segurança da resistência da laje de soleira relativamente ao esforço  $V_{13}$**

Secção	$M_{Ed}$ [kN]	$N_{Ed}$ [kN]	$V_{Ed}$ [kN]	$V_{cd}$ sem $\frac{A_{sw}}{s}$ [kN]	Armaduras adoptadas	$V_{cd}$ com $\frac{A_{sw}}{s}$ [kN]	$V_{wd}$ [kN]	$V_{Rd}$ [kN]
B	536,0	7450,0	719,0	0,0	Estr. 1R $\phi$ 12//0,30 (0,30) (12,55 cm <sup>2</sup> /m)	0,0	796,6	796,6
C	1319,0	8327,0	538,0	0,0	Estr. 1R $\phi$ 12//0,30 (0,30) (12,55 cm <sup>2</sup> /m)	0,0	796,6	796,6
D	-83,4	4010,0	-519,0	0,0	Estr. 1R $\phi$ 12//0,30 (0,30) (12,55 cm <sup>2</sup> /m)	0,0	840,9	840,9
E	1148,0	3391,0	1514,0	0,0	Estr. 1R $\phi$ 20//0,30 (0,30) (34,87 cm <sup>2</sup> /m)	0,0	2212,8	2212,8

**Tabela 53 – Verificação de segurança da resistência da laje de soleira relativamente ao esforço  $V_{23}$**

Secção	$M_{Ed}$ [kN]	$N_{Ed}$ [kN]	$V_{Ed}$ [kN]	$V_{cd}$ sem $\frac{A_{sw}}{s}$ [kN]	Armaduras adoptadas	$V_{cd}$ com $\frac{A_{sw}}{s}$ [kN]	$V_{wd}$ [kN]	$V_{Rd}$ [kN]
B	-720,2	1080,0	1590,0	855,0	Estr. 1R $\phi$ 12//0,30 (0,30) (12,55 cm <sup>2</sup> /m)	1425,0	933,3	2358,3
C	-2700,0	508,3	1704,0	855,0	Estr. 1R $\phi$ 12//0,30 (0,30) (12,55 cm <sup>2</sup> /m)	1425,0	933,3	2358,3
D	581,0	4475,8	-228,4	0,0	Estr. 1R $\phi$ 12//0,30 (0,30) (12,55 cm <sup>2</sup> /m)	0,0	884,2	884,2
E	152,4	4366,8	-930,3	0,0	Estr. 1R $\phi$ 20//0,30 (0,30) (34,87 cm <sup>2</sup> /m)	0,0	2456,2	2456,2

Esta laje encontra-se, por um lado, muito esforçada na zona de ligação das paredes frontais com a laje de soleira, em que os momentos flectores e o esforço transversal são elevados, e por outro lado, encontra-se fortemente traccionada, nos cenários de normal funcionamento e de manutenção, devido ao baixo coeficiente de reacção do solo, sendo esta tracção maioritariamente instalada na zona da entrada e na zona interior do bloco estrutural da tomada de água, resultando na necessidade de adopção de armadura para resistir ao esforço transversal. De referir ainda que a verificação de resistência ao esforço transversal foi efectuada à distância  $d$  das paredes, pelo que a secção A não apresentava problemas.

Relativamente à verificação de segurança ao estado limite último de rotura por insuficiência da capacidade de carga do terreno, o valor de compressão máxima registada é sensivelmente 1,0 MPa, como se vê na figura 40, sendo que a máxima capacidade de carga admissível é 1,41 MPa, tal como mencionado anteriormente no capítulo 6.

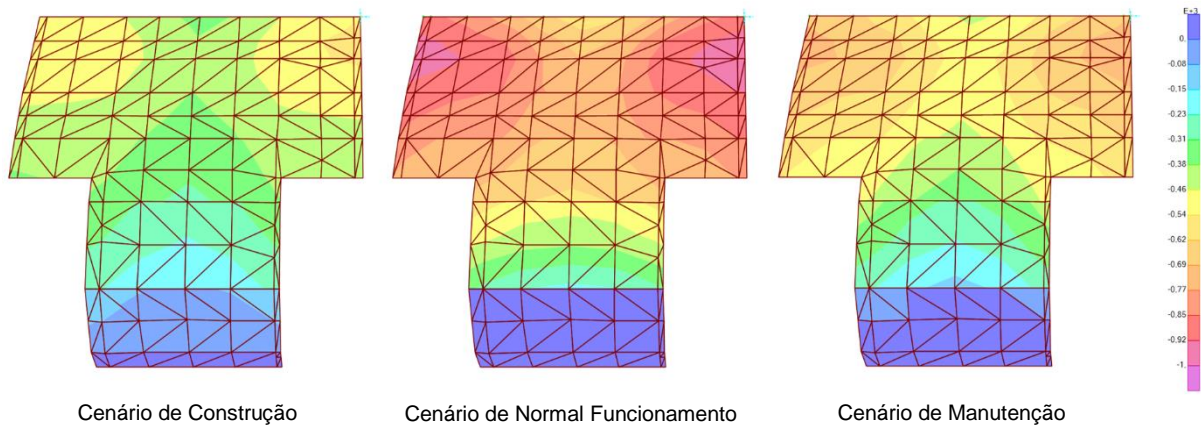


Figura 40 – Diagrama de compressão do terreno de fundação [kN/m<sup>2</sup>]

## 8.2.2. LAJE SOBRE O TÚNEL HIDRÁULICO

Na figura 41 representa-se a laje sobre o túnel hidráulico com 4,0 m de espessura que se situa no tardo da estrutura, na qual estão aplicadas cargas elevadas derivadas do aterro instalado assim como pela consideração de uma sobrecarga global aplicada na estrutura.

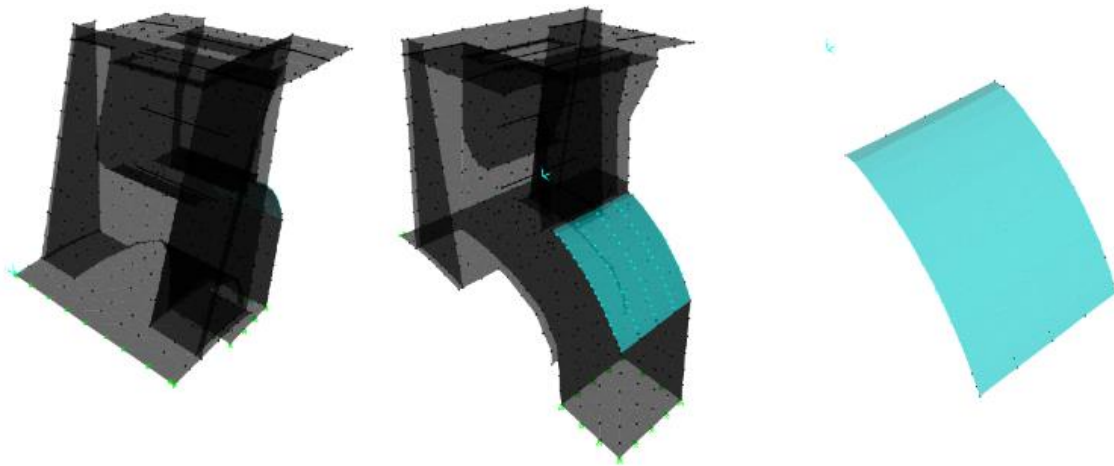


Figura 41 - Identificação da laje sobre o túnel

Seguidamente, apresentam-se, a título de exemplo, alguns diagramas de esforços referentes ao cenário de normal funcionamento. Relembra-se que os restantes diagramas de esforços relativos aos cenários de construção e manutenção poderão ser consultados no anexo B.

### Momento Flector

Apresenta-se na figura 42, a título de exemplo, os diagramas de momentos flectores da laje relativo ao cenário de normal funcionamento da estrutura. Denota-se que os momentos positivos se encontram a meio vão enquanto que os momentos negativos se concentram nos cantos da laje, como era expectável.

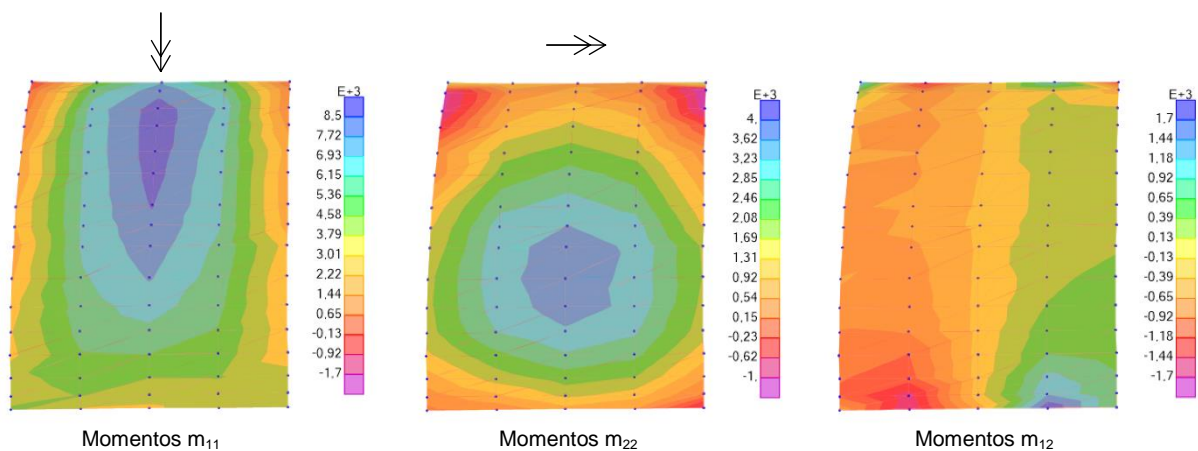


Figura 42 - Diagrama de momentos da laje sobre o túnel em cenário de normal funcionamento [kN.m/m]



## Esforço Transverso

Apresentam-se na figura 43 os diagramas de esforço transverso alusivo ao cenário de normal funcionamento. A verificação de segurança ao esforço transverso apresenta-se seguidamente à solução de armaduras adoptada.

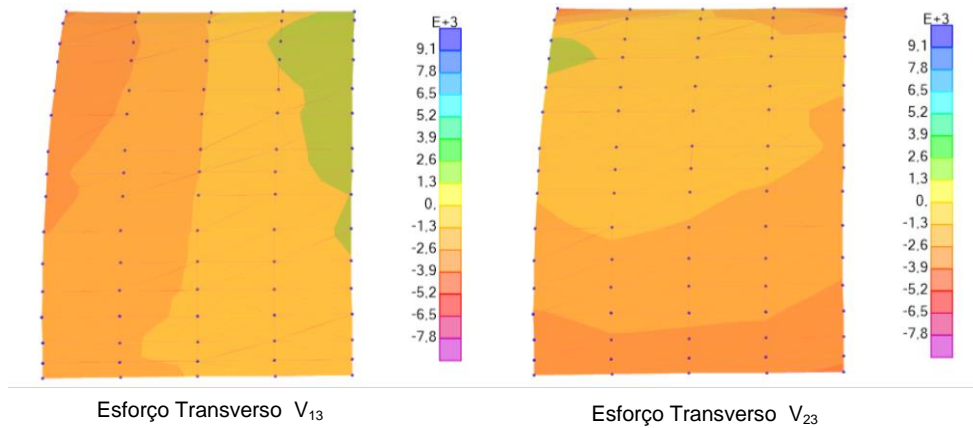


Figura 43 - Diagramas de esforço transverso da laje sobre o túnel em cenário de normal funcionamento [kN/m]

## Esforços de membrana

Representa-se na seguinte figura 44 os esforços de membrana relativos ao cenário de normal funcionamento.

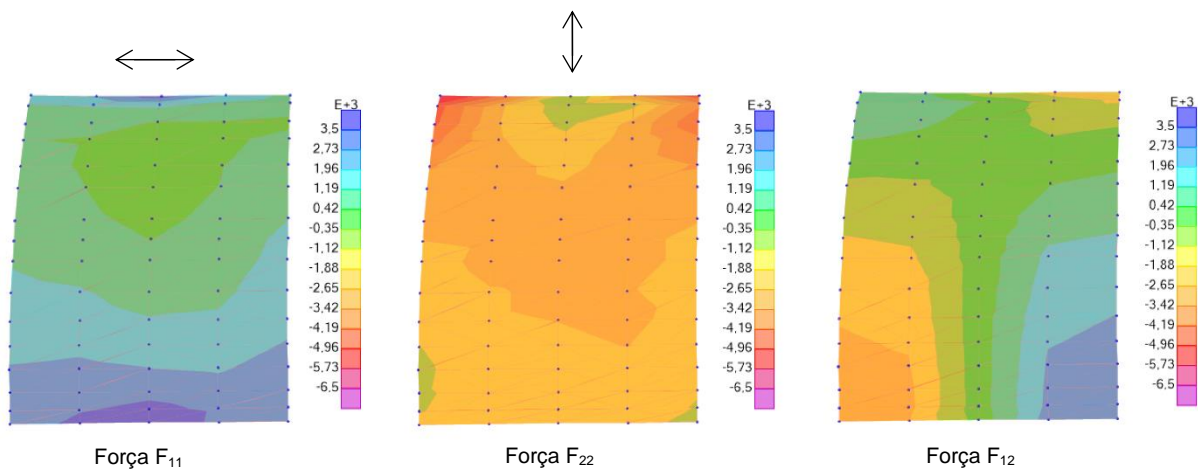


Figura 44 - Esforços de membrana da laje sobre o túnel em cenário de normal funcionamento [kN/m]

## Solução de armaduras adoptadas

Nas tabelas 54 e 55 apresentam-se as soluções de armaduras adoptadas para as várias secções da laje, conforme se apresenta na figura 45. Por razões construtivas apresentam-se maiores quantidades de aço em algumas secções, pelo que a sua adopção foi considerada para o cálculo da resistência da secção, assim como para as verificações alusivas às aberturas de fendas e tensões instaladas nos materiais, como será visto na secção 8.3. Adoptou-se que o esforço normal negativo corresponde a um esforço compressão.

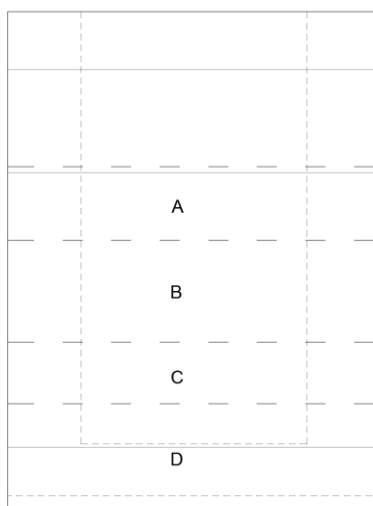


Figura 45– Identificação das várias secções consideradas da laje sobre o túnel hidráulico

Tabela 54 - Armadura longitudinal adoptada para a laje sobre o aterro na direcção 1

Secção <sup>19</sup>	Armadura	$M_{Ed}$ [kN.m/m]	$N_{Ed}$ [kN/m]	Armaduras adoptadas	$A_s$ [cm <sup>2</sup> /m]	$M_{Rd}$ [kN.m/m]
A	Superior	-7209,0	51,8	1ª camada $\phi 25//0,2$ 2ª e 3ª camada $\phi 20//0,2$	55,96	-9128,2
	Inferior	7994,0	783,3	1ª camada $\phi 32//0,2$ 2ª e 3ª camada $\phi 25//0,2$	89,30	12898,0
B	Superior	-324,7	-539,9	1ª camada $\phi 25//0,2$ 2ª camada $\phi 20//0,2$	40,25	-7664,8
	Inferior	9302,2	-1078,1	1ª e 2ª camada $\phi 32//0,2$	80,42	14894,1
C	Superior	-830,0	179,8	1ª e 2ª camada $\phi 20//0,2$	31,42	-4900,1
	Inferior	9 503,4	-1078,0	1ª e 2ª camada $\phi 32//0,2$	80,42	14865,1
D	Superior	-2515,0	435,4	1ª, 2ª e 3ª camada $\phi 20//0,2$	47,12	-6987,4
	Inferior	8899,9	-564,4	1ª camada $\phi 32//0,2$ 2ª e 3ª camada $\phi 25//0,2$	89,30	15374,6

<sup>19</sup> A análise da laje foi feita com base em faixas, que se encontram representadas na figura 45, analisando-se os vários nós contidos nessa faixa de modo realizar o dimensionamento para o nó mais condicionante



Tabela 55 - Armadura longitudinal adoptada para a laje sobre o aterro na direcção 2

Secção	Armadura	$M_{Ed}$ [kN.m/m]	$N_{Ed}$ [kN/m]	Armaduras adoptadas	$A_s$ [cm <sup>2</sup> /m]	$M_{Rd}$ [kN.m/m]
A	Superior	-1080,2	-3760,0	1ª e 2ª camada $\phi 20//0,2$ 3ª camada $\phi 16//0,4$	36,44	-12822,9
	Inferior	2606,3	-1298,5	1ª, 2ª e 3ª camada $\phi 20//0,2$	47,12	10040,4
B	Superior	-	-	1ª camada $\phi 20//0,2$ 2ª camada $\phi 20//0,4$	23,56	-8909,8
	Inferior	3955,0	-2709,8	1ª camada $\phi 20//0,2$ 2ª camada $\phi 20//0,4$	23,56	8880,3
C	Superior	-	-	1ª camada $\phi 20//0,2$ 2ª camada $\phi 20//0,4$	23,56	-10314,2
	Inferior	4153,0	-3509,0	1ª camada $\phi 20//0,2$ 2ª camada $\phi 20//0,4$	23,56	10310,5
D	Superior	-2776,0	-2275,9	1ª, 2ª e 3ª camada $\phi 20//0,2$	47,12	-11908,5
	Inferior	5 377,7	-3319,5	1ª e 2ª camada $\phi 20//0,2$ 3ª camada $\phi 16//0,4$	36,44	12067,1

A verificação do esforço transverso foi feita à distância  $d$  dos apoios, obtendo-se que o esforço transverso actuante é inferior ao esforço transverso resistente em quase todas as secções da laje, excepcionando-se apenas na secção D, pelo que foi necessário reforçar-se esta zona com armaduras de esforço transverso, adoptando-se estribos de um ramo em forma de gancho  $\phi 12//0,4$  a cada 0,4 m.

Tabela 56 – Verificação de segurança da resistência da laje sobre o túnel hidráulico relativamente ao esforço  $V_{13}$

Secção	$V_{Ed}$ [kN]	$V_{cd}$ sem $\frac{A_{sw}}{s}$ [kN]	Armaduras adoptadas	$V_{cd}$ com $\frac{A_{sw}}{s}$ [kN]	$V_{wd}$ [kN]	$V_{Rd}$ [kN]
A	-142,6	1825,4	-	1825,4	-	1825,4
B	1300,0	1710,0	-	1710,0	-	1710,0
C	948,0	1812,0	-	1812,0	-	1812,0
D	419,0	0,0	Estr. 1R $\phi 16//0,40$ (0,40) (12,57 cm <sup>2</sup> /m)	0,0	1868,6	1868,6

Tabela 57– Verificação de segurança da resistência da laje sobre o túnel hidráulico relativamente ao esforço  $V_{23}$

Secção	$V_{Ed}$ [kN]	$V_{cd}$ sem $\frac{A_{sw}}{s}$ [kN]	Armaduras adoptadas	$V_{cd}$ com $\frac{A_{sw}}{s}$ [kN]	$V_{wd}$ [kN]	$V_{Rd}$ [kN]
A	1525,0	2275,6	-	2275,6	-	2275,6
B	1030,0	2135,4	-	2135,4	-	2135,4
C	-659,8	2323,3	-	2323,3	-	2323,3
D	-1159,3	3001,4	Estr. 1R $\phi 16//0,40$ (0,40) (12,57 cm <sup>2</sup> /m)	5002,4	1868,6	6871,0

### 8.2.3. VIGA DA COBERTURA

A viga da cobertura situa-se na zona do piso técnico do bloco, apresentando um vão de 10,33 m. Esta viga foi discretizada em dois elementos de barra independentes devido ao facto de se aplicar a meio vão da viga uma carga concentrada relativa às operações de levantamento da comporta vagão.

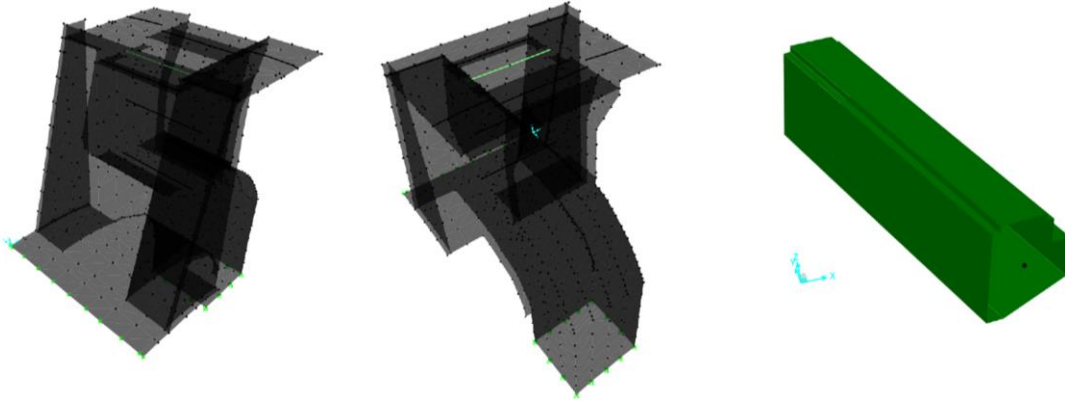


Figura 46– Identificação da viga da cobertura (objecto frame) na malha de elementos finitos

Na seguinte figura 47, representam-se uma envolvente dos vários esforços máximos obtidos para os dois elementos de barra que constituem a viga.

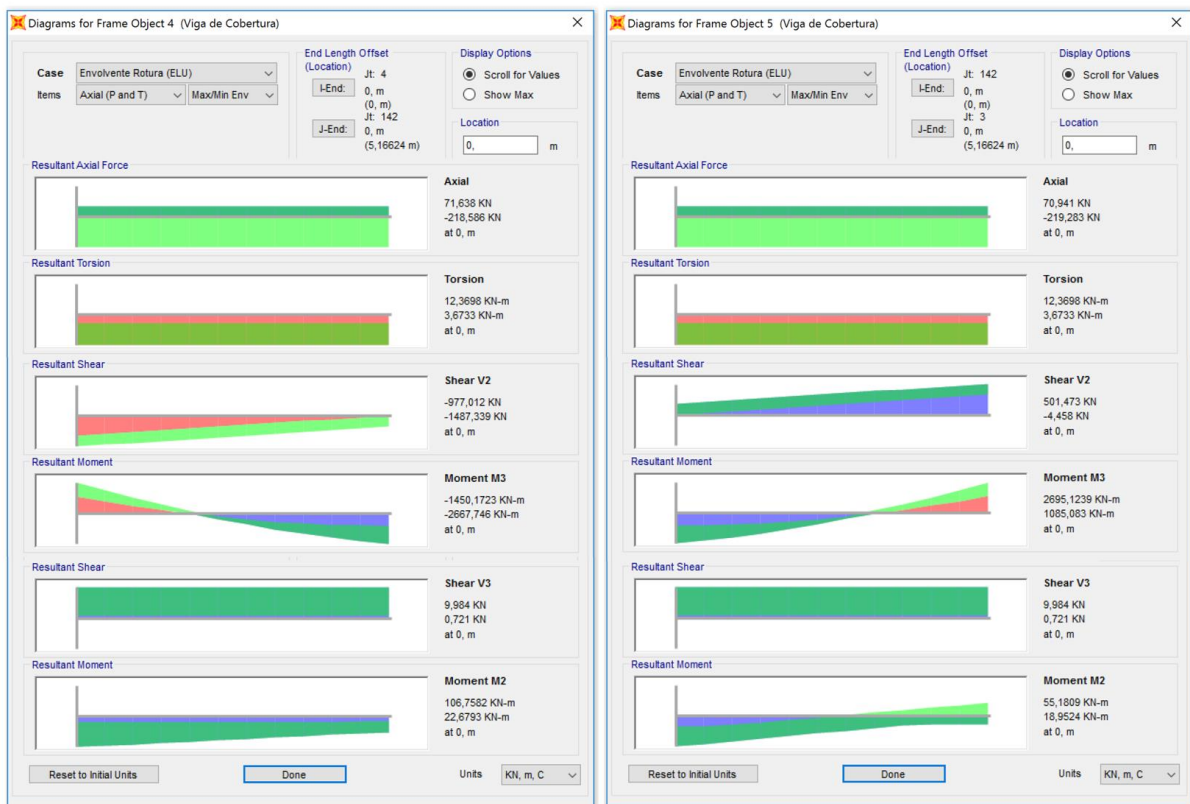


Figura 47 – Envolvente de esforços actuantes na viga de cobertura. Esforços na secção do apoio e na secção de meio vão à esquerda e à direita, respectivamente.

Na tabela 58 pode comparar-se os valores dos esforços obtidos através dos dois métodos:

Tabela 58 – Comparação dos esforços obtidos através de modelos simplificados e através do SAP2000 [36]

Secção	Esforço			Modelo Simplificado	SAP2000
Apoio	Momento Flector	$M_{apoio,max}$	[kN.m]	2978,3	2667,7
	Esforço Transverso	$V_{apoio,max}$	[kN]	1476,2	1487,3
Meio vão	Momento Flector	$M_{1/2\ vão,max}$	[kN.m]	2144,3	2695,1
	Esforço Transverso	$V_{1/2\ vão,max}$	[kN]	509,0	514,8

Os valores obtidos através dos modelos simplificados e do SAP2000 [36] são coerentes entre si.

Embora o valor do momento flector na secção do apoio obtido através do SAP2000 [36] seja inferior ao valor obtido através dos modelos simplificados, esta modelação é a que mais se aproxima do comportamento real da estrutura, pois considera a rigidez das paredes laterais onde a viga se encontra encastrada e não um encastramento perfeito que é considerado nos modelos simplificados.

Atendendo ao facto de estar aplicado na viga um momento torsor  $T_{sd}$  igual a 476,9 kN.m, a torção foi analisada como esforço transverso, sendo o momento torsor estaticamente equivalente às várias componentes de esforço transverso que se desenvolvem nas almas e nos banzos de uma secção oca que se considera a partir da secção transversal da viga.

Com base nos esforços mencionados anteriormente definem-se, nas seguintes tabelas 59 a 60, as quantidades e pormenorizações de armaduras longitudinais e transversais:

Tabela 59 – Cálculo da quantidade de armadura necessária para verificação do ELU da viga da cobertura

Secção	Estado Limite de Flexão						Estado Limite de Torção	
	$M_{Ed}$ [kN.m]	$\mu$ [-]	$\omega$ [-]	$A_{s,calc}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s,min}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s,máx}$ [cm <sup>2</sup> ]	$T_{Ed}$ [kN.m]	$A_{sL}^{20}$ [cm <sup>2</sup> ]
Apoio	2667,7	0,03	0,03	36,73	41,02	1152,00	476,9	10,46
Vão	2695,1	0,03	0,03	37,11	41,02	1152,00	476,9	10,46

Tabela 60 – Armadura longitudinal adoptada para viga da cobertura

Secção	Face	Disposição adoptada	$A_{s,adopt}$ [cm <sup>2</sup> ]
Apoio	Superior	2 $\phi$ 25 + 13 $\phi$ 20	50,66
	Inferior	2 $\phi$ 25 + 12 $\phi$ 20	47,52
Vão	Superior	2 $\phi$ 25 + 8 $\phi$ 20	34,95
	Inferior	2 $\phi$ 25 + 12 $\phi$ 20	47,52

<sup>20</sup> Incremento de armadura a distribuir pelos varões de extremidade da viga.

Tabela 61 – Cálculo da quantidade de armadura transversal e solução adoptada

Estribo Exterior			
Torção	$T_{Ed}$ [kN.m]	$T_{Ed}(z \cot g(\theta))$ [kN.m]	$\left(\frac{A_{st}}{s}\right)$ [cm <sup>2</sup> /m]
	476,9	476,9	0,93
Esforço Transverso	$V_{Ed}$ [kN]	$V_{Ed}(z \cot g(\theta))$ [kN]	$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)$ [cm <sup>2</sup> /m]
	1476,2	979,1	8,49

Solução Adoptada		
$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{total}$ [cm <sup>2</sup> /m]	Disposição Armaduras	$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{adopt}$ [cm <sup>2</sup> /m]
5,17	2 Ramos $\phi 12//0,20$	5,65

Estribos Interiores				
Esforço Transverso	$V_{Ed}$ [kN]	$V_{Ed}(z \cot g(\theta))$ [kN]	$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)$ [cm <sup>2</sup> /m]	$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min}$ [cm <sup>2</sup> /m]
	Apoio	1476,2	979,1	8,49
Vão	514,8	-	4,47	18,40 <sup>21</sup>

Solução Adoptada		
$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{total}$ [cm <sup>2</sup> /m]	Disposição Armaduras	$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{adopt}$ [cm <sup>2</sup> /m]
18,40	6 Ramos $\phi 10//0,20$	23,58
18,40	6 Ramos $\phi 10//0,20$	23,58

Efectuou-se a verificação da segurança para os vários carregamentos mencionados recorrendo ao software *GaLa Reinforcement* [40]. Para tal, como é observável na Figura 48, definiram-se as secções transversais e o posicionamento das armaduras assim como as várias combinações de esforços solicitantes nas várias secções da viga. Para a definição da secção transversal considera-se a armadura de alma  $\phi 20//0,10$  em cada uma das faces.

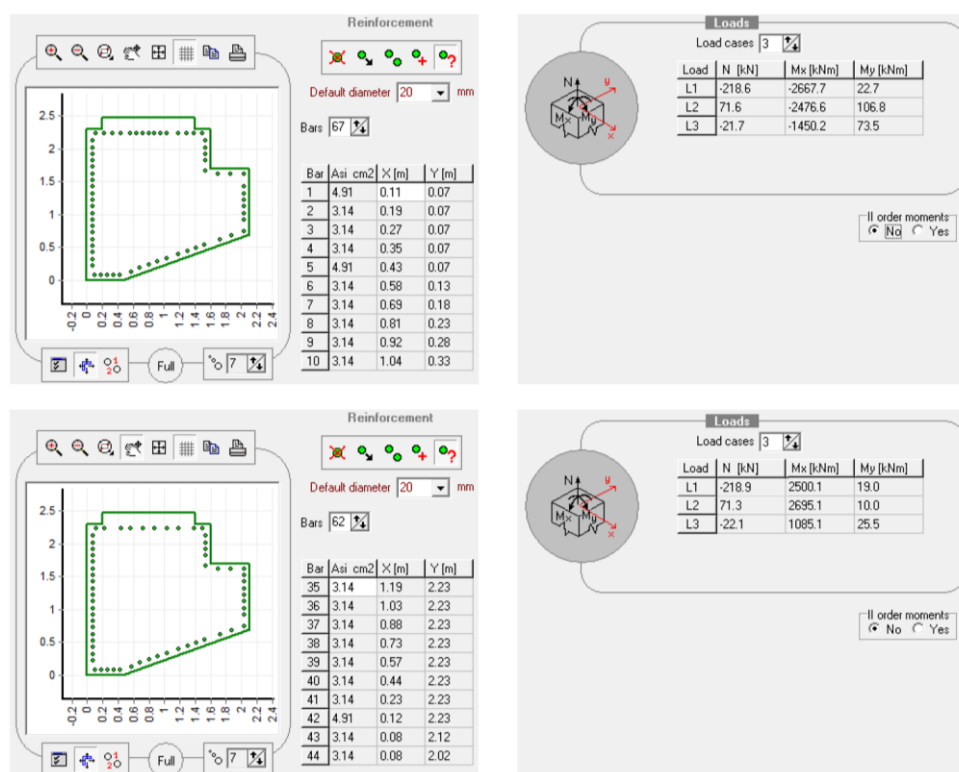


Figura 48– Definição das secções transversais e combinações de esforços solicitantes na secção do apoio e na secção do meio vão, respectivamente imagens superiores e imagens inferiores, com recurso ao software *GaLa Reinforcement* [40].

<sup>21</sup> Conservativamente considerou-se a maior largura da viga para o cálculo da armadura mínima.

Na figura 49 representa-se a verificação de segurança das secções transversais da viga para as várias combinações de esforços solicitantes, enquanto que nas figuras 50 e 51 se representam os diagramas de interacção entre esforço normal e momentos flectores na secção do apoio e do meio vão, respectivamente.



Figura 49– Verificação da segurança da secção transversal da viga na zona do apoio e do meio vão (figura da esquerda e da direita, respectivamente) para as várias combinações de esforços solicitantes através do software GaLa Reinforcement [40]

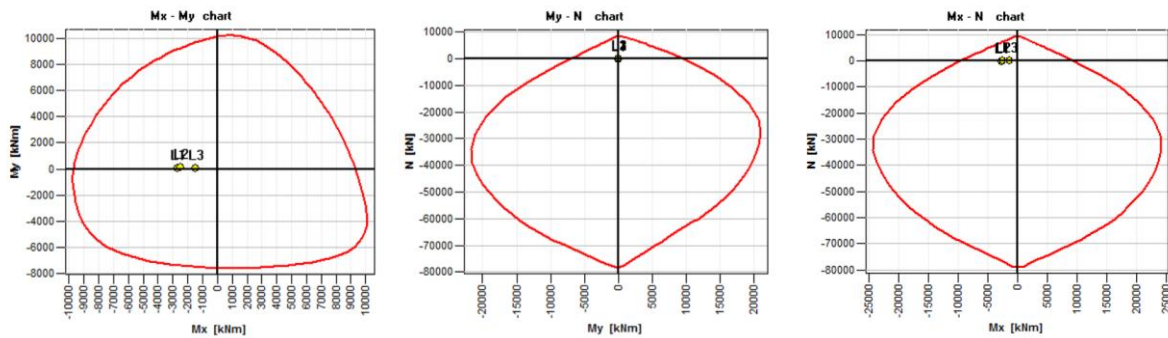


Figura 50 -Diagramas de interacção de esforço normal e momentos flectores na secção do apoio

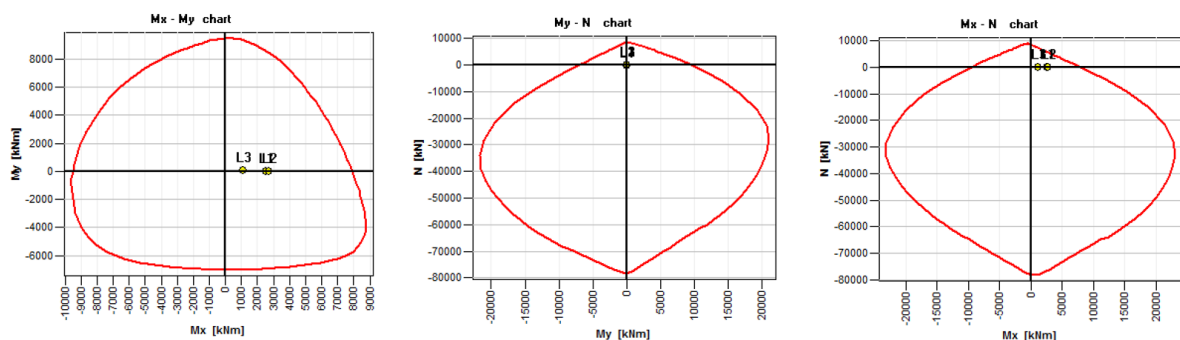


Figura 51 - Diagramas de interacção de esforço normal e momentos flectores na secção de meio vão

Como é possível constatar, todos os pontos referentes às combinações de esforços actuantes na secção encontram-se dentro das curvas de interacção, verificando-se assim a segurança para todos as combinações.

A pormenorização da viga da cobertura apresenta-se na peça desenhada 10.

### 8.3. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA AOS ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO (ELS)

A finalidade deste subcapítulo passa pela verificação da segurança dos vários elementos analisados aos estados limites de serviço, pelo que se apresenta as avaliações das deformadas dos elementos, a avaliação das tensões instaladas nos materiais estruturais assim como a avaliação das aberturas de fendas. Para estas verificações adoptou-se os critérios de segurança da NP EN 1992-1-1 [14].

#### 8.3.1. LAJE DE SOLEIRA

##### Deformada

Na seguinte figura 52 apresenta-se a deformada da laje de soleira para cada um dos cenários analisados:

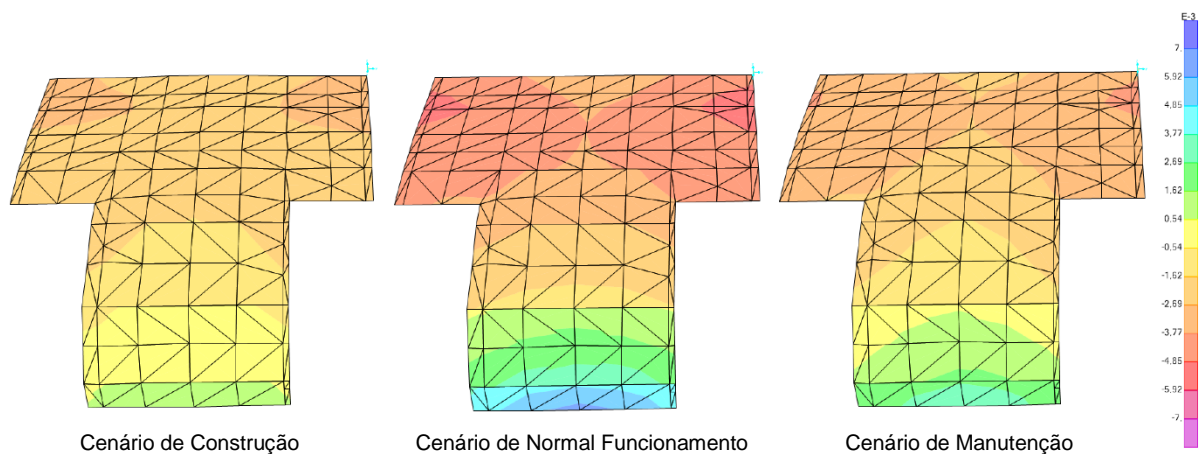


Figura 52 - Deslocamentos da laje de soleira para os vários cenários estudados [m].

##### Avaliação de Tensões e Aberturas de fendas

Apresenta-se sintetizado nas tabelas 62 e 63, respectivamente, as tensões instaladas nos materiais estruturais ao longo da direcção 1 e ao longo da direcção 2, assim como as respectivas aberturas de fendas expectáveis. Observa-se que em nenhuma secção se excede os valores máximos das tensões admissíveis nos diversos materiais estruturais para combinações de serviço, assim como não se excede a abertura máxima de fendas.

Tabela 62– Avaliação das tensões e da abertura de fendas na laje de soleira ao longo da direcção 1

Secção	Armadura	$M_{car}$ [kN.m/m]	$N_{car}$ [kN/m]	Armaduras adoptadas	$\sigma_s$ [MPa]	$\sigma_c$ [MPa]	$\omega_k$ [mm]
A	Superior	-4807,6	4168,0	1ª, 2ª e 3ª camada $\phi 32//0,15$	295,0	5,7	0,30
	Inferior	720,6	4032,0	1ª e 2ª camada $\phi 32//0,15$ 3ª camada $\phi 25//0,15$	182,8	0,0	0,25
B	Superior	-844,2	5054,6	1ª, 2ª e 3ª camada $\phi 32//0,15$	178,8	0,0	0,22
	Inferior	458,0	2417,0	1ª, 2ª e 3ª camada $\phi 32//0,15$	96,3	0,0	0,13
C	Superior	-1191,6	5085,9	1ª, 2ª e 3ª camada $\phi 32//0,15$	192,4	0,0	0,25
	Inferior	515,0	4889,9	1ª e 2ª camada $\phi 32//0,15$ 3ª camada $\phi 25//0,15$	206,6	0,0	0,30
D	Superior	-398,0	2608,0	1ª, 2ª e 3ª camada $\phi 32//0,15$	90,9	0,0	0,10
	Inferior	3890,0	2379,0	1ª, 2ª e 3ª camada $\phi 32//0,15$	220,2	6,1	0,26
E	Superior	-1515,0	-4059,0	1ª camada $\phi 32//0,15$ 2ª camada $\phi 25//0,15$ 3ª camada $\phi 25//0,30$	Não Fendilha	3,8	0,00
	Inferior	3115,0	3926,0	1ª, 2ª e 3ª camada $\phi 32//0,15$	243,0	1,4	0,30

Tabela 63 – Avaliação das tensões e da abertura de fendas na laje de soleira ao longo da direcção 2

Secção	Armadura	$M_{car}$ [kN.m/m]	$N_{car}$ [kN/m]	Armaduras adoptadas	$\sigma_s$ [MPa]	$\sigma_c$ [MPa]	$\omega_k$ [mm]
A	Superior	-845,0	-349,0	1ª camada $\phi 32//0,15$ 2ª camada $\phi 25//0,15$ 3ª camada $\phi 25//0,3$	31,9	2,2	0,03
	Inferior	3881,0	150,0	1ª camada $\phi 32//0,15$ 2ª camada $\phi 25//0,15$ 3ª camada $\phi 25//0,3$	232,3	9,8	0,30
B	Superior	-802,5	1006,0	1ª camada $\phi 32//0,15$ 2ª camada $\phi 25//0,15$ 3ª camada $\phi 25//0,3$	91,9	0,5	0,08
	Inferior	3095,0	235,0	1ª camada $\phi 32//0,15$ 2ª camada $\phi 25//0,15$ 3ª camada $\phi 25//0,3$	190,8	7,8	0,25
C	Superior	-2490,0	-410,0	1ª camada $\phi 32//0,15$ 2ª camada $\phi 25//0,15$ 3ª camada $\phi 25//0,3$	119,9	6,2	0,10
	Inferior	-	-	1ª camada $\phi 32//0,15$ 2ª camada $\phi 25//0,15$ 3ª camada $\phi 25//0,3$	-	-	-
D	Superior	-1770,0	732,0	1ª camada $\phi 32//0,15$ 2ª e 3ª camada $\phi 25//0,15$	113,7	3,6	0,10
	Inferior	1834,0	900,0	1ª, 2ª e 3ª camada $\phi 25//0,15$	157,8	4,0	0,21
E	Superior	-2058,0	2734,0	1ª camada $\phi 32//0,15$ 2ª camada $\phi 25//0,15$ 3ª camada $\phi 25//0,3$	243,1	0,0	0,30
	Inferior	394,7	3020,5	1ª e 2ª camada $\phi 25//0,15$ 3ª camada $\phi 25//0,3$	223,8	0,0	0,30

Como nota final, de acordo com Branco [38], para o dimensionamento desta fundação é necessário também efectuar a verificação de segurança ao estado limite de utilização em termos de assentamentos, mas atendendo à elevada rigidez da estrutura e à fundação rochosa, não se antecipam problemas ao nível de assentamentos no maciço rochoso, pelo que não foi realizada esta verificação.



## 8.3.2. LAJE SOBRE O TÚNEL HIDRÁULICO

### Deformada

Na figura 53 representa-se a deformação presente na laje sobre o túnel para os diversos cenários analisados, pelo que se regista uma flecha máxima na ordem de 3 mm. Adoptou-se o mesmo critério de deformação ( $L/500$ )<sup>22</sup> para esta laje, sendo a deformação admissível máxima de 21 mm.

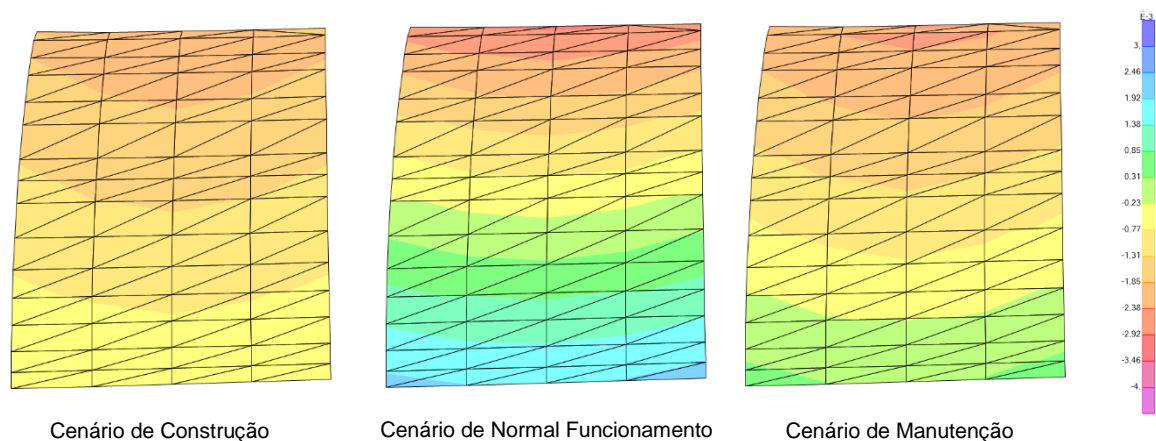


Figura 53 – Deslocamentos da laje sobre o túnel para os vários cenários estudados [m].

### Avaliação de Tensões e Aberturas de fendas

Resumem-se nas seguintes tabelas 64 e 65, respectivamente, as tensões verificadas no aço e no betão ao longo da direcção 1 e ao longo da direcção 2, assim como as respectivas aberturas de fendas expectáveis. Observa-se que em nenhuma secção se verificam valores superiores aos das tensões máximas admissíveis dos diversos materiais estruturais para combinações de serviço, assim como não se ultrapassa a abertura máxima de fendas.

Tabela 64 – Avaliação das tensões e da abertura de fendas na laje sobre o aterro ao longo da direcção 1

Secção	Armadura	$M_{car}$ [kN.m/m]	$N_{car}$ [kN/m]	Armaduras adoptadas	$\sigma_s$ [MPa]	$\sigma_c$ [MPa]	$\omega_k$ [mm]
A	Superior	-4920,8	51,8	1ª camada $\phi 25//0,2$ 2ª e 3ª camada $\phi 20//0,2$	239,3	5,1	0,27
	Inferior	5495,0	516,4	1ª camada $\phi 32//0,2$ 2ª e 3ª camada $\phi 25//0,2$	198,0	4,7	0,28
B	Superior	-236,8	-369,0	1ª camada $\phi 25//0,2$ 2ª camada $\phi 20//0,2$	Não Fendilha	0,2	0,00
	Inferior	6267,8	-735,0	1ª e 2ª camada $\phi 32//0,2$	171,8	6,0	0,26
C	Superior	-1184,0	129,6	1ª e 2ª camada $\phi 20//0,2$	119,9	1,6	0,16
	Inferior	6338,9	-735,0	1ª e 2ª camada $\phi 32//0,2$	174,5	6,1	0,27
D	Superior	-1682,2	309,8	1ª, 2ª e 3ª camada $\phi 20//0,2$	127,0	1,7	0,13
	Inferior	5976,5	-373,6	1ª camada $\phi 32//0,2$ 2ª e 3ª camada $\phi 25//0,2$	165,2	5,4	0,24

<sup>22</sup> O vão desta laje é de sensivelmente 10,3 m.



Tabela 65 – Avaliação das tensões e da abertura de fendas na laje sobre o aterro ao longo da direcção 2

Secção	Armadura	$M_{car}$ [kN.m/m]	$N_{car}$ [kN/m]	Armaduras adoptadas	$\sigma_s$ [MPa]	$\sigma_c$ [MPa]	$\omega_k$ [mm]
A	Superior	-666,9	-2690,6	1ª e 2ª camada $\phi 20//0,2$ 3ª camada $\phi 16//0,4$	Não Fendilha	0,9	0,00
	Inferior	1668,9	-930,5	1ª, 2ª e 3ª camada $\phi 20//0,2$	14,6	1,4	0,02
B	Superior	-	-	-	-	-	-
	Inferior	2755,0	-2408,0	1ª camada $\phi 20//0,2$ 2ª camada $\phi 20//0,4$	4,7	1,8	0,01
C	Superior	-	-	-	-	-	-
	Inferior	2610,0	-1878,6	1ª camada $\phi 20//0,2$ 2ª camada $\phi 20//0,4$	4,9	1,8	0,01
D	Superior	-1841,3	-1571,5	1ª, 2ª e 3ª camada $\phi 20//0,2$	3,6	1,2	0,00
	Inferior	3579,0	-2275,6	1ª e 2ª camada $\phi 20//0,2$ 3ª camada $\phi 16//0,4$	21,4	2,8	0,04

### 8.3.3. VIGA DA COBERTURA

Embora os momentos actuantes na secção sejam inferiores ao valor do momento de fendilhação correspondente a 3758,3 *kN.m*, a fendilhação da peça<sup>23</sup> é praticamente inevitável, podendo este fenómeno ocorrer antes do endurecimento do betão, devido à retracção plástica ou a assentamento plástico, ou após o endurecimento do betão, com a aplicação de cargas no elemento, com a aplicação de acções de deformações impostas (efeito da temperatura, fluência e retração) ou até mesmo devido a acções de corrosão de armaduras ou reacções expansivas do betão, pelo que se devem adoptar medidas para minimizarem este fenómeno. [21]

Conservativamente efectuou-se o estudo para uma secção fendilhada de modo a comparar as eventuais fendas com o valor admissível adoptado.

Recorreu-se ao software *GaLa Reinforcement* [40] de modo a analisar a abertura de fendas expectável para os carregamentos em serviço, obtendo-se que o valor da largura das fendas máximo corresponde a 0,30 *mm* não ultrapassando o valor máximo regulamentado, como se observa nas figuras 54 e 55.

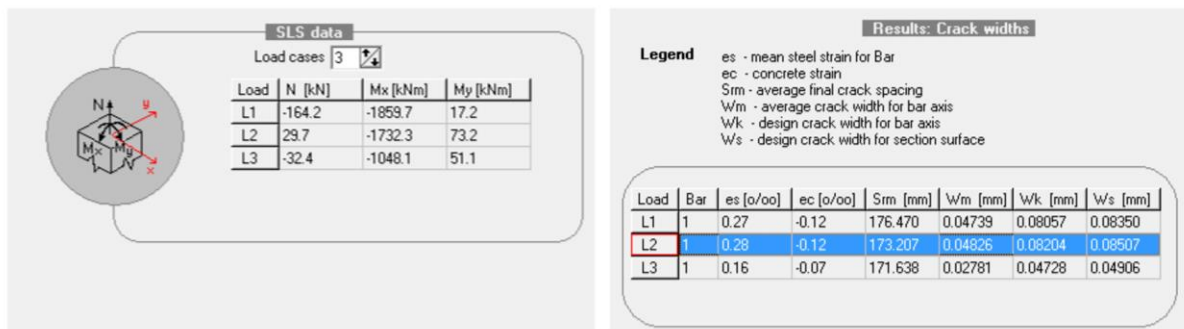


Figura 54 – Determinação da abertura de fendas máximas na secção do apoio recorrendo ao GaLa Reinforcement [40]

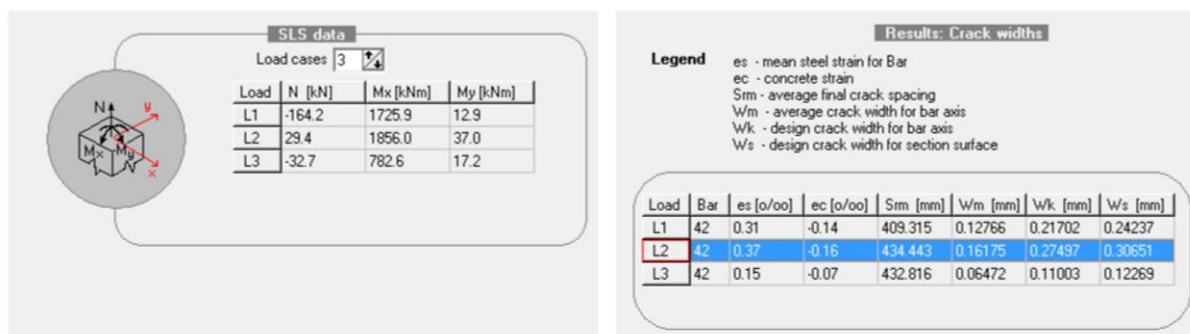


Figura 55 – Determinação da abertura de fendas máximas na secção de meio vão recorrendo ao GaLa Reinforcement [40]

<sup>23</sup> A fendilhação da peça também se pode dever ao facto de serem adoptadas juntas de construção.

## Deformada

Na seguinte figura 56 e 57 é possível observar, respectivamente, que o deslocamento máximo que ocorre no meio vão da viga para a as cargas permanentes é igual a 4,3 *mm*, enquanto que a flecha elástica devido à carga concentrada referente à acção de abertura da comporta vagão corresponde a apenas 0,2 *mm*, o que confere grande rigidez ao sistema das peças fixas de apoio do servomotor.

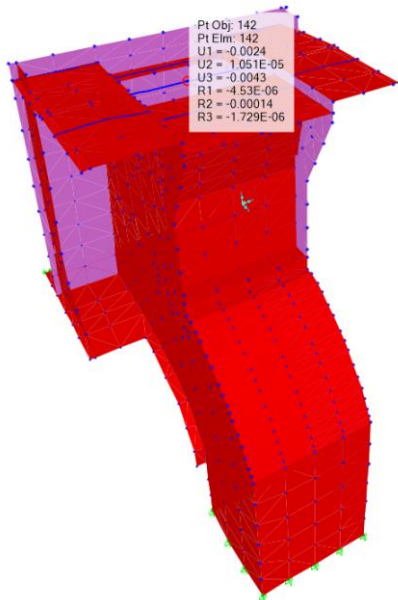


Figura 56 – Flecha elástica devido às cargas permanentes

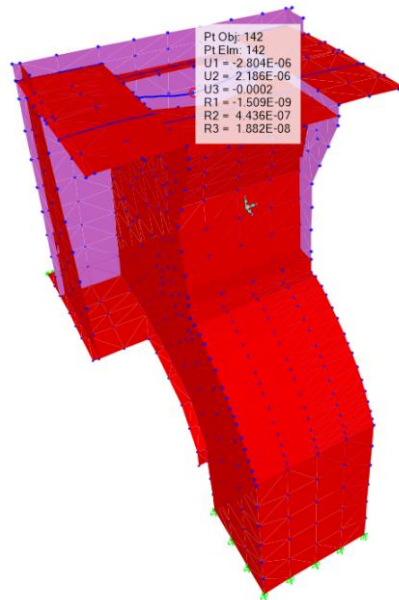


Figura 57 – Flecha elástica devido à carga concentrada correspondente à acção do servomotor.

A flecha a longo prazo consiste na soma da flecha elástica devido à carga concentrada com a flecha elástica provocada pelas cargas permanentes afectada por um coeficiente  $1 + \varphi$ <sup>24</sup>, estimando-se que esta seja igual a 15,3 *mm*, pelo que se cumpre o critério de deformação  $L/500$ , cujo valor admissível se fixa em 20,7 *mm*.

## Tensões

Recorrendo ao software *GaLa Reinforcement* [40] foi possível determinar as tensões instaladas em cada um dos materiais para as várias combinações de esforços solicitantes, conforme se apresenta na figura 58.

<sup>24</sup> Relembra-se que o  $\varphi$  é igual a 2,5.

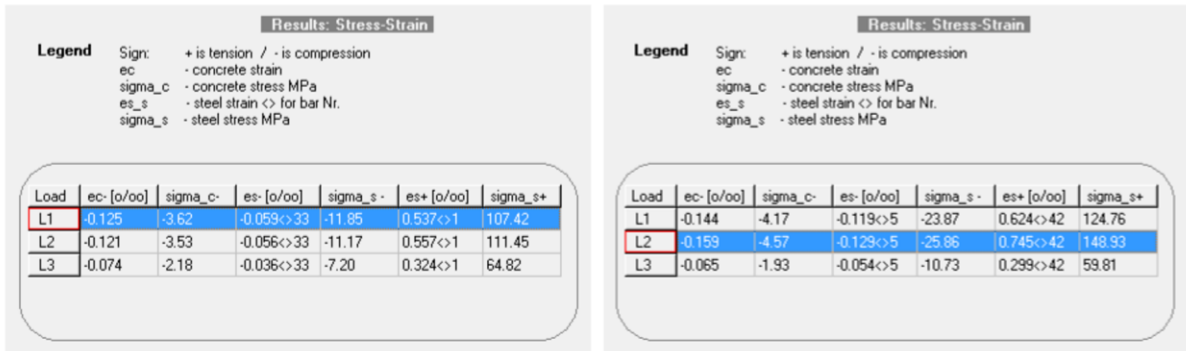


Figura 58 – Tensões instaladas nos materiais estruturais para as várias combinações de esforços solicitantes na secção do apoio (figura da esquerda) e na secção do meio vão (figura da direita), com recurso ao *GalLa Reinforcement* [40].

Na tabela 66 resume-se os valores máximos das tensões instaladas, podendo observar-se que as mesmas não ultrapassam os valores das tensões limite mencionados anteriormente.

Tabela 66 – Tensões no betão e no aço

Tensões no Betão		Tensões no Aço	
$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{c,máx}$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]	$\sigma_{s,máx}$ [MPa]
4,57	18	148,93	400

## 9. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Ao realizar este projecto, foram aprofundados conhecimentos sobre o comportamento de uma estrutura de tomada de água, em que este tipo de estruturas não é comumente abrangida pelas normas utilizadas para edifícios comuns.

Ao longo das verificações de segurança referentes à estabilidade global da estrutura, verificou-se que o derrubamento é a situação mais condicionante. Refere-se a importância de ser garantido o contacto entre o terreno de fundação e a estrutura (situação a que corresponde o não levantamento da estrutura), verificando-se apenas a existência de tensões verticais de compressão para os cenários estáticos.

Em geral, nas estruturas hidráulicas, as espessuras elevadas das peças, e em particular no âmbito deste estudo, nomeadamente da laje sobre o túnel hidráulico e da viga da cobertura, são condicionadas não por questões de resistência ou serviço/utilização, mas sim pela estabilidade global da estrutura.

Relativamente à estabilidade interna, verificou-se que a fendilhação segundo a NP EN 1992-1-1 [14], era na maioria dos casos, o estado limite condicionante no dimensionamento dos elementos, nomeadamente nas lajes analisadas. A espessura do betão de recobrimento condicionou o cálculo da abertura de fendas, uma vez que grandes espessuras de recobrimentos requerem maiores quantidades de armadura, enquanto que quando comparados com outros regulamentos [20] se poderiam utilizar menores quantidades de armadura.

O modelo de elementos finitos elaborado mostrou-se uma ferramenta importante para a modelação estrutural, mesmo apresentando simplificações relativas à geometria dos elementos. Refere-se que o grau de refinamento da malha é um aspecto a ter em conta na formulação do modelo de elementos finitos, uma vez que um maior refinamento da malha leva a um processamento de dados mais demorado, mas com dados mais precisos.

Numa fase mais avançada do projecto, seria interessante efectuar uma análise não linear mais rigorosa, tendo em conta o faseamento construtivo da estrutura, uma análise sísmica da estrutura, assim como avaliar os efeitos devidos às acções térmicas bem como o estudo de fenómenos de deformações impostas e fendilhação devido à retracção e fluência. Relativamente ao último aspecto, embora tenham sido considerados estes fenómenos em parte ao ser adoptada armadura mínima preconizada no ACI-350 [33] para elementos de betão armado espessos, um estudo mais elaborado seria interessante.

## 10. BIBLIOGRAFIA

- [1] Vaz Rodrigues, R., Mazziotti, L., Pereira da Silva, A., Gama Salles, R. P., *Reforço de Potência do Aproveitamento Hidroeléctrico de Cambambe - Central de Cambambe 2*, 5as Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas, 2014
- [2] *Manual do Software AutoCAD 2017*.
- [3] Quintela, A. C., Pinheiro, A. N., Gomes, A. S., Afonso, J. R., Almeida, J. M., Cordeiro, M. S., *Curso de Exploração e Segurança de Barragens*. Instituto da Água, 2001.
- [4] EDP Produção, *Declaração Ambiental - Aproveitamentos Hidroeléctricos da EDP Produção*, 2016.
- [5] Pinheiro, A. N., *Estruturas Hidráulicas - Tomadas de Água em Albufeiras*. Instituto Superior Técnico, 2006.
- [6] Alves de Oliveira, R., *Sistemas de Água I - Aula 4 - Captação de Água de Superfície (Parte I e Parte II)*, 2013.
- [7] Lopes Gonçalves, C., *Barragens no espaço da CPLP - experiências, soluções e desafios*. COBA, 2014.
- [8] DAR GROUP, 'Cambambe Hydroelectric Power Plant and Dam'. <http://dar.dargroup.com/work/project/cambambe-hydroelectric-power-plant-and-dam>, Acedido a: 30-Jan-2017.
- [9] Holísticos Lda., *Environmental Impact Study for the Rehabilitation and Expansion of the Cambambe Hydroelectric Power Plant*, 2012.
- [10] *Portaria n.º 846/93 - Regulamento de Segurança de Barragens*. Diário da República, 1993.
- [11] Da Silva Monteiro, G., *Análise Sísmica e Avaliação da Segurança Estrutural de Barragens de Gravidade de Betão Compactado com Cilindro*, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2007
- [12] *NP EN 1990:2009, Eurocódigo - Bases para o projecto de estruturas*, 2009.
- [13] *Portaria n.º 246/98, Regulamento de Segurança de Barragens*. Diário da República, 1998.
- [14] *NP EN 1992-1-1:2010, Eurocódigo 2 - Projecto de estruturas de betão, Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*, 2010.
- [15] *NP EN 206-1:2007, Betão Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade*, 2007.
- [16] LNEC, *Especificação LNEC E464-2005 -Betoões: Metodologia Prescritiva para uma Vida Útil de Projecto de 50 e 100 anos face às Acções Ambientais*, 2005.
- [17] *NP ENV 13670-1:2007, Execução de estruturas de betão - Parte 1: Regras Gerais*, 2007.
- [18] APEB, *Guia para a utilização da NP EN 206-1 - A especificação do betão*, 2008.
- [19] *NP EN 12620:2004, Agregados para Betão*, 2004.
- [20] Eletrobrás, *Crítérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas*, 2003.
- [21] Appleton, J., *Estruturas de Betão*, Volume 1. Edições Orion, 2013.
- [22] Da Costa Guerra, N. M., *Análise de Estruturas Geotécnicas*, Instituto Superior Técnico, 2008.

- [23] Dos Santos Pereira, C., *Impulsos de Terras*. Instituto Superior Técnico, 2000.
- [24] Quintela, A. C., *Hidraulica Aplicada II 1. Barragens*. Instituto Superior Técnico, 1988.
- [25] Ingold, T. S., *Lateral earth pressures - a reconsideration*. 1980.
- [26] Ingold, T. S., *Compaction-Induced Earth pressures under k0 conditions*, p. 1403, 1986.
- [27] Terzagui, K., Peck, R. B., Mesri, G., *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 1948.
- [28] Mylonakis, G., Kloukinas, P., Papantonopoulos, C., *An alternative to the Mononobe-Okabe equations for seismic earth pressures*, vol. 27, no. 10, 2007.
- [29] *NP EN 1998-1:2010, Eurocódigo 8 - Projecto de estruturas para resistência aos sismos, Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios*, 2010.
- [30] Matos Fernandes, M., *Estruturas de Suporte de Terras*, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1990.
- [31] Towhata, I., *Geotechnical Earthquake Engineering*, 2008.
- [32] *NP EN 1998-5 2010, - Projecto de estruturas para resistência aos sismos, Parte 5: Fundações, estruturas de suporte e aspectos geotécnicos*, 2010.
- [33] *ACI 350-01 - Code Requirements for Environmental Engineering Concrete Structures*, 2001.
- [34] *EN 1992-3:2006, Eurocode 2 - Design of concrete structures - Part 3: Liquid retaining and containment structures*, 2006.
- [35] Camara, J., Júlio, E., Almeida, J. F., Costa, A., Vaz Rodrigues, R., *Estruturas de Betão I*, Instituto Superior Técnico, 2015.
- [36] Manual do Software SAP2000 Ultimate, Csi, 2016.
- [37] Lopes, P., *Fundações por Ensoleiramento Geral em Maciços Terrosos - Modelação usando Modelo de Estados Críticos*, 2010.
- [38] Branco, F., *Modelação de Fundações na Análise Estrutural*, Instituto Superior Técnico, 1990.
- [39] Santos, J. A., *Fundações por Estacas Acções Horizontais Elementos Teóricos Fundações por Estacas – Acções Horizontais*. Instituto Superior Técnico, 2008.
- [40] Alashki, I., Manual do GaLa Reinforcement Version 4.1e, 2002.

## **11. ANEXOS**

### **Anexo A – Verificação da Estabilidade Global da Estrutura**

Tabela 1: Verificação da estabilidade global da estrutural

### **Anexo B – Modelo de Elementos Finitos (SAP2000)**

Tabela 1: Definição das secções transversais do bloco estrutural da tomada de água

Tabela 2: Definição das acções actuantes no bloco estrutural da tomada de água

Tabela 3: Diagrama de Esforços da Laje de Soleira – Cenário de Construção

Tabela 4: Diagrama de Esforços da Laje de Soleira – Cenário de Manutenção

Tabela 5: Diagrama de Esforços da Laje sobre o Túnel Hidráulico – Cenário de Construção

Tabela 6: Diagrama de Esforços da Laje sobre o Túnel Hidráulico – Cenário de Manutenção

### **Anexo C – Disposições Construtivas**

### **Anexo D – Peças Desenhadas**

Peça Desenhada 1 – Corte transversal pelo eixo da tomada de água

Corte transversal entre blocos estruturais

Peça Desenhada 2 – Planta à cota (133,10)

Peça Desenhada 3 – Planta à cota (110,05)

Peça Desenhada 4 – Planta à cota (130,00)

Peça Desenhada 5 – Pormenorização do apoio do pórtico rolante

Peça Desenhada 6 – Corte transversal da laje sobre o túnel hidráulico pelo eixo da tomada de água

Peça Desenhada 7 – Pormenorização da laje sobre o túnel hidráulico

Peça Desenhada 8 – Corte transversal da laje de soleira

Peça Desenhada 9 – Pormenorização da laje de soleira

Peça Desenhada 10 – Pormenorização da viga da cobertura



## Anexo A – Ações de Cálculo

Tabela 1: Verificação da estabilidade global da estrutural

		Cenário 1			Cenário 2			Cenário 3			Cenário 4			Cenário 5			Cenário 6		
		Ação [kN]	Braço [m]	Momento [kN.m]	Ação [kN]	Braço [m]	Momento [kN.m]	Ação [kN]	Braço [m]	Momento [kN.m]	Ação [kN]	Braço [m]	Momento [kN.m]	Ação [kN]	Braço [m]	Momento [kN.m]	Ação [kN]	Braço [m]	Momento [kN.m]
Ações Verticais	$P_e$	133887	15.1	2025261	133887	15.1	2025261	133887	15.1	2025261	133887	15.1	2025261	133887	15.1	2025261	133887	15.1	2025261
	$P_s$	20769	25.5	529194	10879	25.5	277088	10879	25.5	277088	10879	25.5	277088	10879	25.5	277088	20769	25.5	529194
	$P_W$	-	-	-	62443	9.3	582402	41485	5.0	205472	41485	5.0	205472	41485	5.0	205472	-	-	-
	$S_1$	-	-	-	-64957	5.8	-376328	-64957	5.8	-376328	-64957	5.8	-376328	-64957	5.8	-376328	-	-	-
	$S_2$	-	-	-	-61786	22.4	-1384871	-61786	22.4	-1384871	-61786	22.4	-1384871	-61786	22.4	-1384871	-	-	-
	$P_{Wt}$	-	-	-	18203	27.2	495022	18203	27.2	495022	18203	27.2	495022	18203	27.2	495022	-	-	-
	$I_{s,v}$	12678	25.3	320128	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	12678	25.3	320128
	$I_{s1,v}$	-	-	-	80	25.3	2016	80	25.3	2016	80	25.3	2016	80	25.3	2016	-	-	-
	$I_{s2,v}$	-	-	-	5629	26.9	151225	5629	26.9	151225	5629	26.9	151225	5629	26.9	151225	-	-	-
	$I_{s3,v}$	-	-	-	106	28.2	3000	106	28.2	3000	106	28.2	3000	106	28.2	3000	-	-	-
$FI_{e,v}$	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-1071	15.1	-16202	-1607	15.1	-24303	-1607	15.1	-24303	
$FI_{a,v}$	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-189	27.3	-5160	-284	27.3	-7740	-502	27.3	-13699	
Ações Horizontais	$I_{s,h}$	11449	11.3	-129374	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	11449	11.3	-129374
	$I_{s1,h}$	-	-	-	72	22.9	-1651	72	22.9	-1651	72	22.9	-1651	72	22.9	-1651	-	-	-
	$I_{s2,h}$	-	-	-	96	13.7	-1317	96	13.7	-1317	96	13.7	-1317	96	13.7	-1317	-	-	-
	$I_{s3,h}$	-	-	-	5083	10.8	-54896	5083	10.8	-54896	5083	10.8	-54896	5083	10.8	-54896	-	-	-
	$I_{Q,h}$	3462	14.5	-50019	3462	14.5	-50019	3462	14.5	-50019	3462	14.5	-50019	3462	14.5	-50019	3462	14.5	-50019
	$I_{comp,h}$	261	22.5	-5886	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	261	22.5	-5886
	$FI_{e,h}$	-	-	-	-	-	-	-	-	-	5355	8.8	-46934	8033	8.8	-70402	8033	8.8	-70402
	$FI_{a,h}$	-	-	-	-	-	-	-	-	-	946	15.6	-14744	1419	15.6	-22117	2511	15.6	-39143
	$I_{ws,1}$	-	-	-	-	-	-	-	-	-	812	12.0	-9716	1219	12.0	-14575	-	-	-
$I_{ws,2}$	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1054	9.0	-9441	1581	9.0	-14162	-	-	-	
$\sum V$ [kN]	167335			231228			210270			210270			210270			167335			
Sismo [kN]	-			-			-			-1260			-1890			-2109			
$\sum U$ [kN]	-			-126743			-126743			-126743			-126743			-			
$\sum H$ [kN]	15172			8713			8713			16880			20964			25716			
$\sum M_{est}$ [kN.m]	2874582			3536014			3159193			3159193			3159193			2874582			
$\sum M_{inst}$ [kN.m]	-185279			-1869084			-1869084			-1971282			-2022382			-332827			

## Anexo B – Modelo de Elementos Finitos (SAP2000)

**Tabela 1:** Definição das secções transversais do bloco estrutural da tomada de água

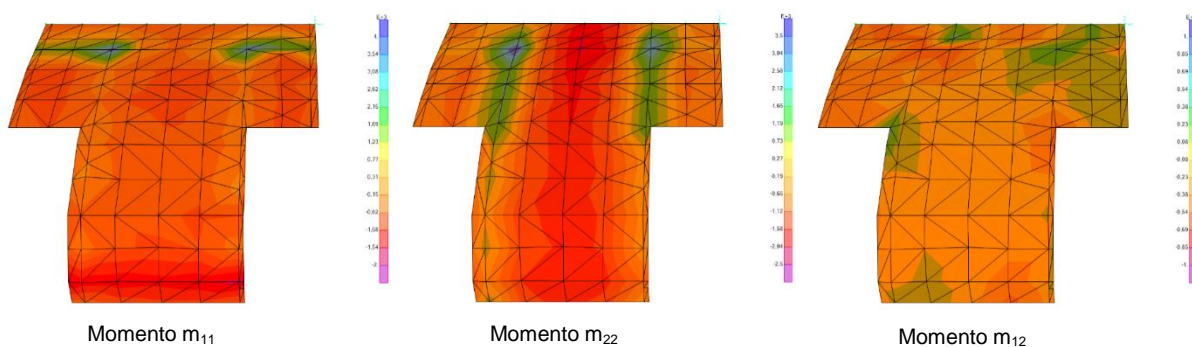
Secção	Espessura [m]	Secção	Espessura [m]	Secção	Espessura [m]
Parede Lateral Túnel	1,70	Parede Frontal lateral à entrada	6,40	Parede Lateral	2,0
	2,20		5,60		2,5
Parede de Tardoz do túnel	1,60		4,95	Parede Lateral dos Septos	1,00
Parede frontal do túnel	1,00		4,15	Parede Frontal acima da entrada	2,0
Parede de Tardoz	2,75		3,45		1,8
	3,20		2,75		1,6
	3,61		2,05		0,30
	4,28		1,30	0,70	
	4,94		0,60	1,5	
	5,61		Laje de Soleira	2,0	2,5
	6,24	Laje sobre o túnel hidráulico	4,0		

**Tabela 2:** Definição das acções actuantes no bloco estrutural da tomada de água

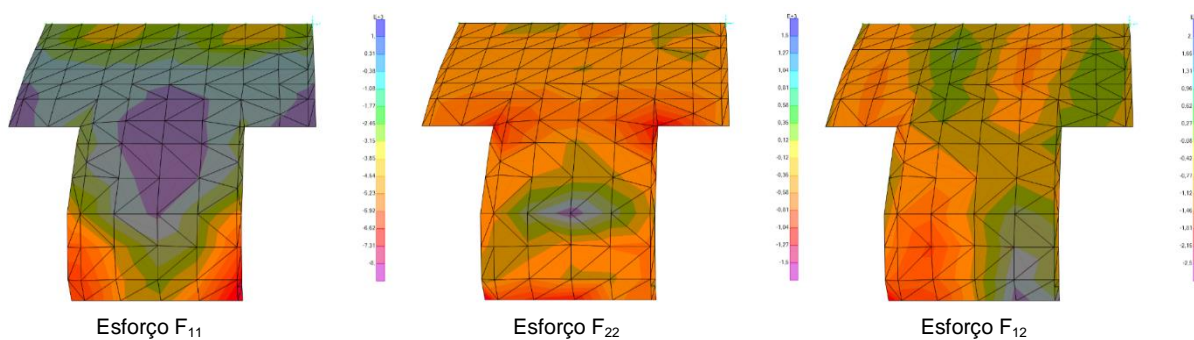
Acção	Elemento	Tipo de Distribuição	Valor	Sentido
Subpressão	Laje de Soleira	Em função da geometria da laje *	Min: 230 kN/m <sup>2</sup> Máx: 376 kN/m <sup>2</sup>	Z
Peso da Estrutura	-	-	-	-Z
Peso do Aterro Construção	Laje sobre o Túnel Hidráulico	Em função da geometria da laje *	Mín: 273 kN/m <sup>2</sup> Máx: 397 kN/m <sup>2</sup>	-Z
Peso do Aterro Saturado	Laje sobre o Túnel Hidráulico	Em função da geometria da laje *	Mín: 143 kN/m <sup>2</sup> Máx: 208 kN/m <sup>2</sup>	-Z
Peso de Água no tardoz	Laje sobre o Túnel Hidráulico	Uniforme	125 kN/m <sup>2</sup>	-Z
Peso de Água – Normal Funcionamento	Laje de Soleira	Em função da geometria da laje *	Min: 230 kN/m <sup>2</sup> Máx: 304 kN/m <sup>2</sup>	-Z
Peso de Água - Manutenção	Laje de Soleira	Uniforme	Min: 230 kN/m <sup>2</sup>	-Z
Sobrecarga Estrutura	Laje da Cobertura	Uniforme	60 kN/m <sup>2</sup>	-Z
Sobrecarga no Aterro	Laje sobre o Túnel Hidráulico	Uniforme	60 kN/m <sup>2</sup>	-Z
Impulso devido à sobrecarga no Aterro	Laje sobre o Túnel Hidráulico	Uniforme	21,4 kN/m <sup>2</sup>	-X
Impulso do Aterro Construção	Parede de Tardoz Laje sobre o Túnel Hidráulico	Uniforme (4 patamares)	18,6 kN/m <sup>2</sup> 60,1 kN/m <sup>2</sup> 107,5 kN/m <sup>2</sup> 155,4 kN/m <sup>2</sup>	-X
Impulso do Aterro Saturado	Parede de Tardoz Laje sobre o Túnel Hidráulico	Uniforme (4 patamares)	9,74 kN/m <sup>2</sup> 31,50 kN/m <sup>2</sup> 56,4 kN/m <sup>2</sup> 81,4 kN/m <sup>2</sup>	-X
Impulso Hidrostático no tardoz	Parede de Tardoz Laje sobre o Túnel Hidráulico	Triangular	Min: 0 kN/m <sup>2</sup> Máx: 190 kN/m <sup>2</sup>	-X
Pressão Hidrostática	Parede frontal, paredes laterais, septos laterais, paredes interiores (face interior e exterior)	Triangular	Min: 0 kN/m <sup>2</sup> Máx: 397 kN/m <sup>2</sup>	-
Pórtico Rolante (Estático)	Laje da Cobertura	Carga pontual	4 cargas de 235,4 kN conforme imagem em 5.2	-Z
Pórtico Rolante (Dinâmico)	Laje da Cobertura	Carga móvel	4 cargas de 1,2x235,4 kN conforme imagem em 5.2	-Z
Levantamento da Comporta Vagão	Viga da Cobertura	Carga Pontual	677 kN	-Z

**Tabela 3:** Diagrama de Esforços da Laje de Soleira – Cenário de Construção

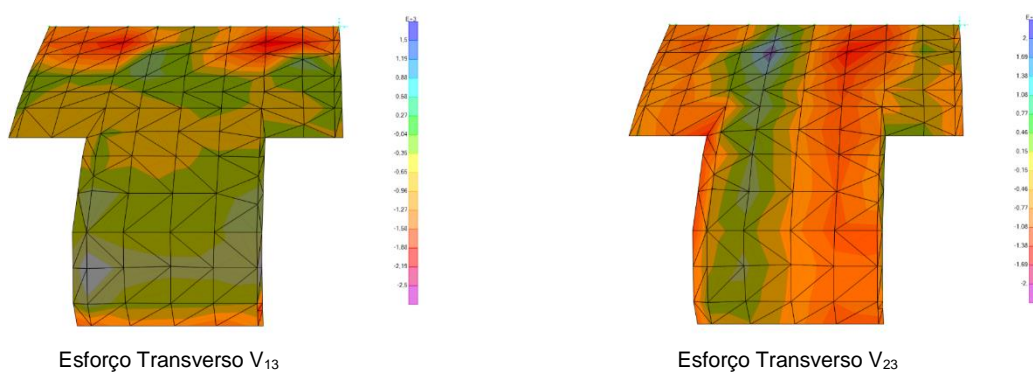
Momento Flector



Esforço de Membrana

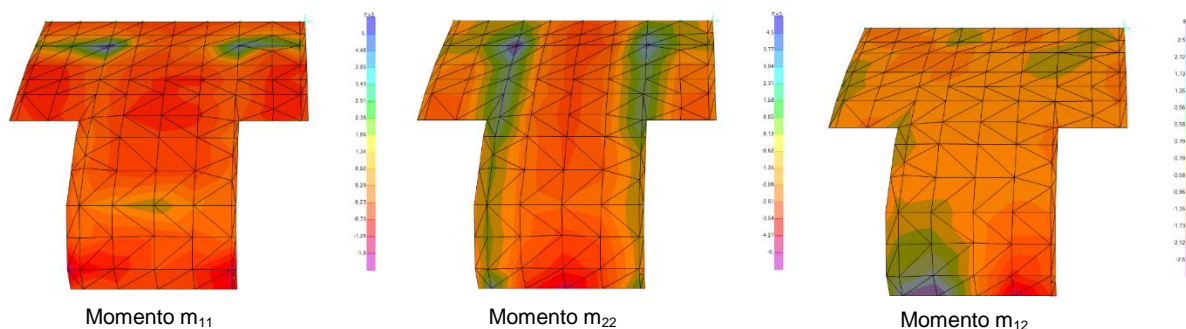


Esforço Transverso

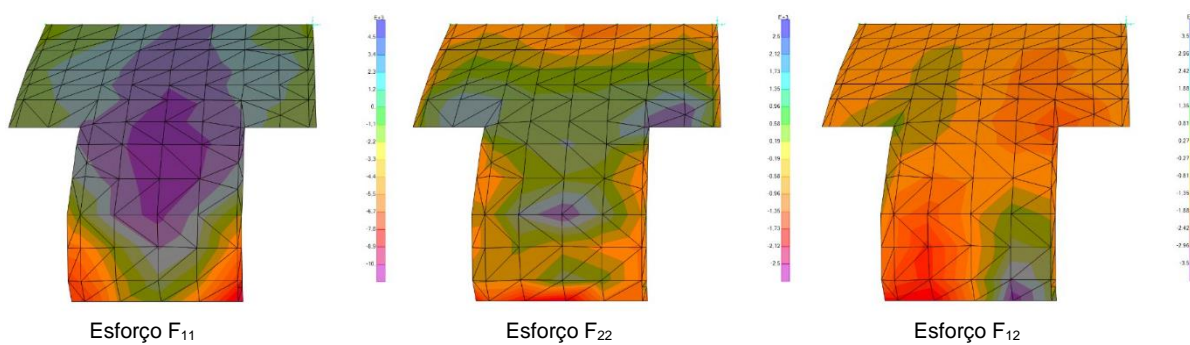


**Tabela 4:** Diagrama de Esforços da Laje de Soleira – Cenário de Manutenção

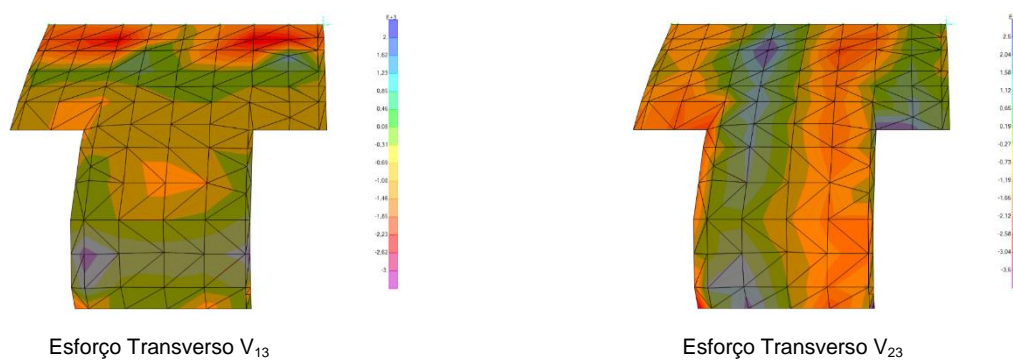
Momento Flector



Esforço de Membrana



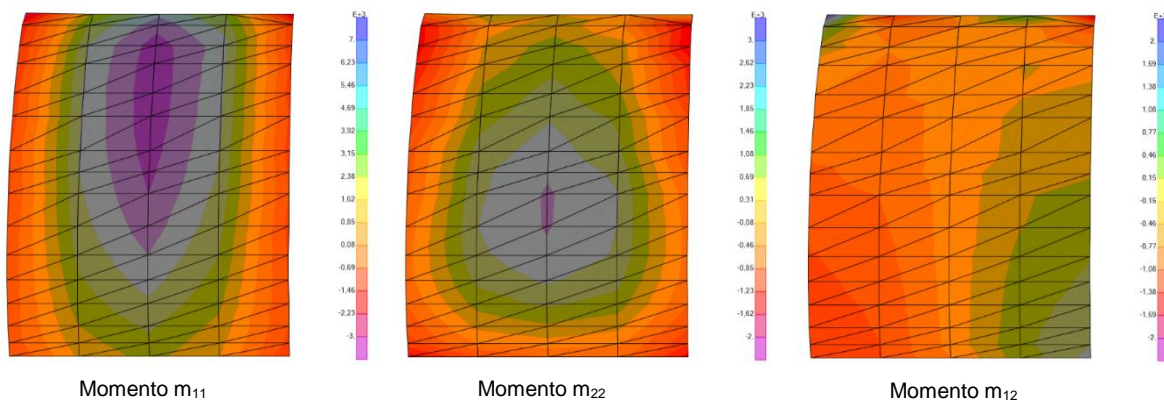
Esforço Transverso



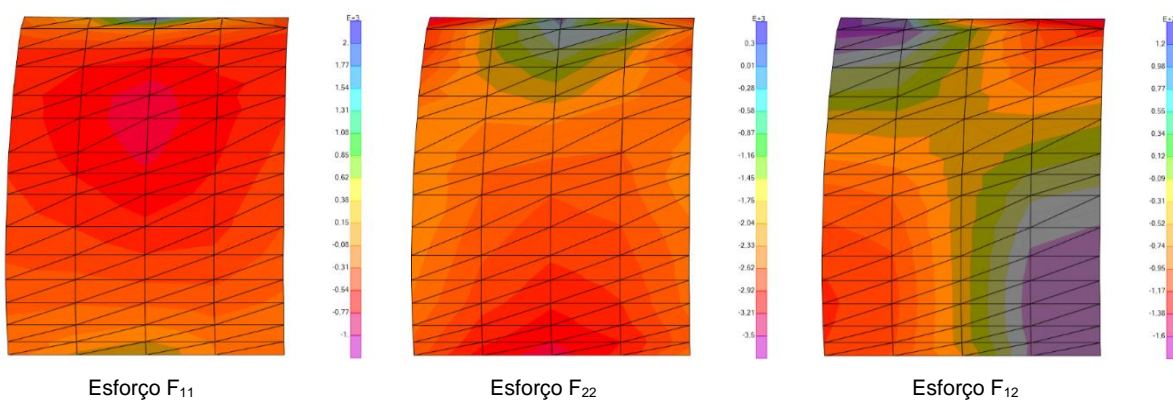


**Tabela 5:** Diagrama de Esforços da Laje sobre o Túnel Hidráulico – Cenário de Construção

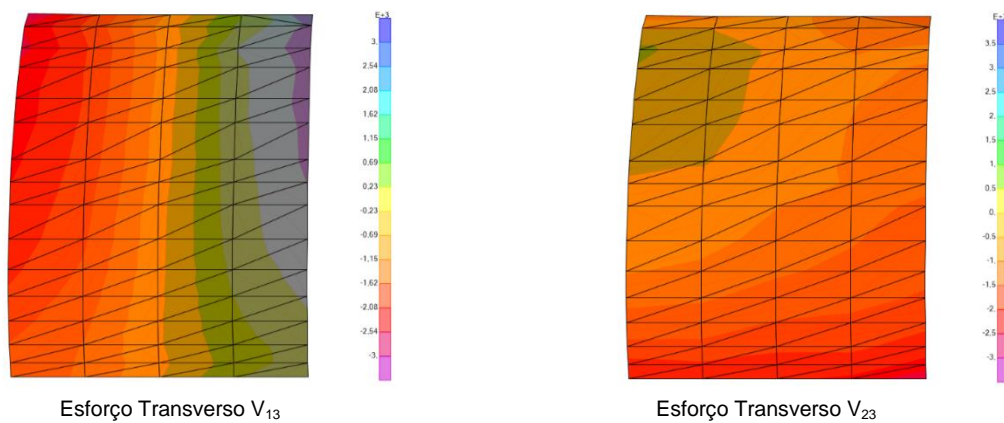
Momento Flector



Esforço de Membrana

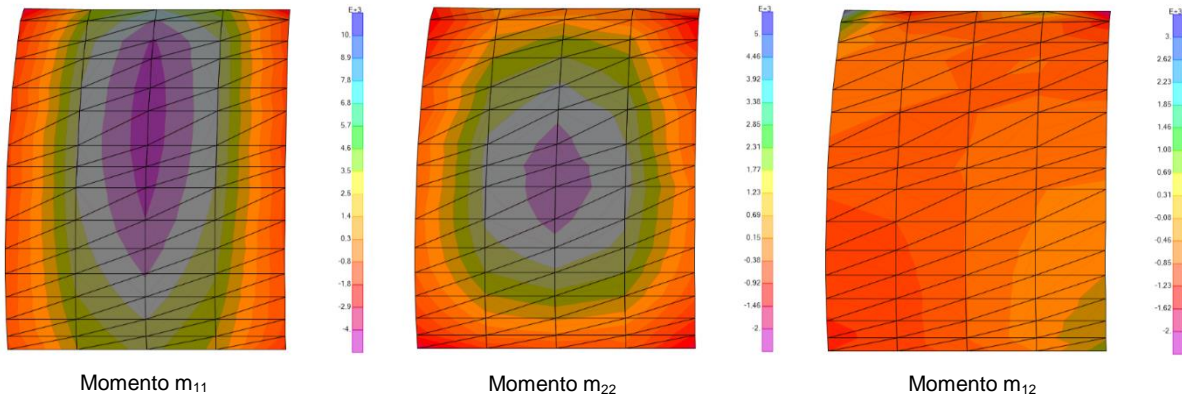


Esforço Transverso

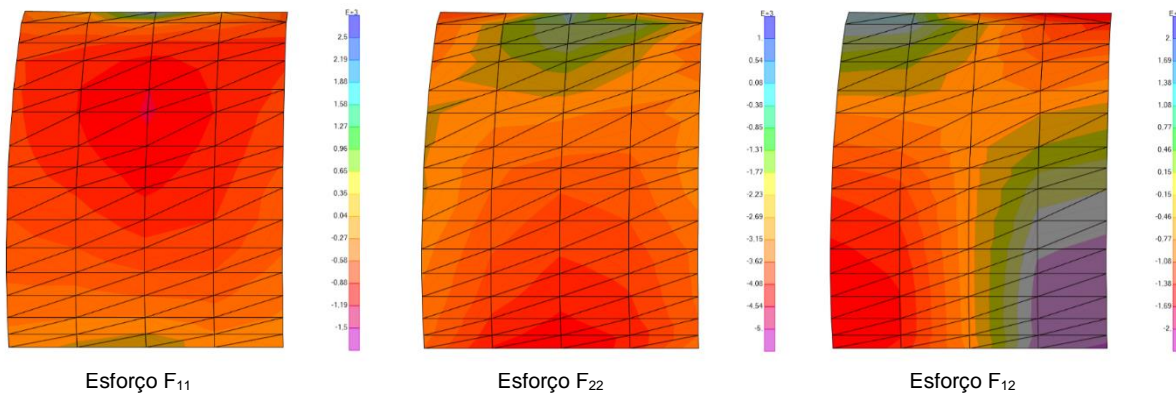


**Tabela 6:** Diagrama de Esforços da Laje sobre o Túnel Hidráulico – Cenário de Manutenção

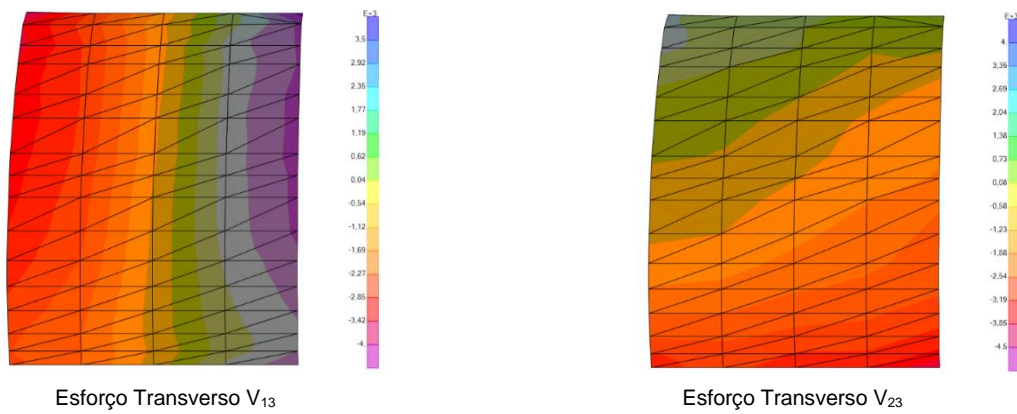
Momento Flector



Esforço de Membrana



Esforço Transverso



## Anexo C – Disposições Construtivas

As disposições das armaduras dos elementos de betão armado, são de extrema importância, pois para além de garantir que durante a betonagem (fase construtiva) se assegura o correcto posicionamento das armaduras, garante também uma boa resposta estrutural do elemental, quando solicitado. Appleton [21] refere que a pormenorização correcta das armaduras de uma peça de betão armado é igualmente tão importante como o seu cálculo, pois é necessário garantir que o comportamento da estrutura não se afasta do comportamento do modelo de cálculo utilizado, assim como pelo facto do comportamento em serviço da estrutura depender também da pormenorização das armaduras adoptadas.

Para uma correcta elaboração das peças desenhadas e sua execução, foram tidas em conta as seguintes disposições preconizadas na NP EN 1992-1-1:2010 [14]:

A **distância livre entre os varões** ( $s$ ) paralelos de uma camada ou entre varões de camadas paralelas, deve cumprir a seguinte equação A de modo a (i) garantir-se boas condições de betonagem, ao assegurar-se um correcto envolvimento do betão nas armaduras, gerando boas condições de aderência entre os vários materiais estruturais, assim como (ii) garantir-se a passagem dos vibradores entre as camadas de armaduras e obter-se, conseqüentemente, uma boa compactação do betão.

$$s \geq \max(k_1\phi; \phi_n; d_g + k_2; 20) \text{ [mm]} \quad (\text{A})$$

em que;

$$k_1 = 1 \text{ mm}; k_2 = 5 \text{ mm}^{25}$$

$\phi_n$  – representa o diâmetro equivalente de um agrupamento de varões  $\phi_n = \sqrt{\sum \phi_i^2} \leq 55 \text{ mm}$

$d_g$  – dimensão máxima do agregado (neste caso 32 mm)

A **dobragem de varões** deve ser feita sem que não afecte a resistência do aço, assim como não provocar o esmagamento ou a fendilhação do betão quando a peça é traccionada. Na tabela A, apresentam-se os diâmetros mínimos de dobragem dos varões, em função do seu diâmetro.

Tabela A - Diâmetro mínimo do mandril para dobragem de varões. Retirado de [14].

Diâmetro do Varão	Diâmetro mínimo do mandril para cotovelos, ganchos e laços $\phi_m$
$\phi \leq 16 \text{ mm}$	$4\phi$
$\phi > 16 \text{ mm}$	$7\phi$

O **comprimento de amarração necessário** de um varão é definido pelo comprimento que o mesmo necessita ter embebido no betão de forma a que resista a forças de tracção sem que haja escorregamento entre os dois materiais, sendo calculado através da seguinte expressão (8.4) da NP EN 1992 [14]:

$$l_{bd} = \alpha_1\alpha_2\alpha_3\alpha_4\alpha_5l_{b,rqd} \quad (\text{B})$$

<sup>25</sup> Valores recomendados no Anexo Nacional

cujo comprimento de amarração base  $l_{b,rqd}$  é dado por:

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi \sigma_{sd}}{4 f_{bd}} \quad (C)$$

onde:

$\sigma_{sd}$  – tensão no aço <sup>26</sup>;

$f_{bd}$  – tensão de rotura de aderência <sup>27</sup>.

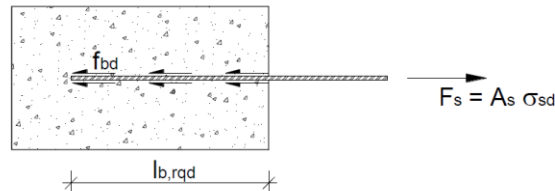


Figura A - Comprimento de Amarração. Retirado de [35].

Contudo, atendendo à complexidade da equação anterior devido aos vários coeficientes  $\alpha$  a ter em conta, para um cálculo mais rápido e conservativo do comprimento de amarração sem que seja necessário ter em conta estes coeficientes e assumindo-se a tensão no aço igual à sua tensão de cedência, é possível, em função da classe de resistência do betão e das características da condição de aderência, multiplicar os seguintes valores expressos ( $k$ ) na tabela B pelo diâmetro do varão utilizado, de tal forma que:

$$l_{bd} = k\phi \quad (D)$$

Tabela B - Valores dos multiplicadores  $k=L_b/\Phi$  em função da classe de resistência do betão. Retirado de [35].

Aço	Condições de aderência	Classe de Resistência do Betão						
		C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
A 500	Boa <sup>28</sup> : $\eta_1 = 1$	48	40	36	33	30	27	25
	Má: $\eta_1 = 0,7$	69	57	52	47	43	38	36

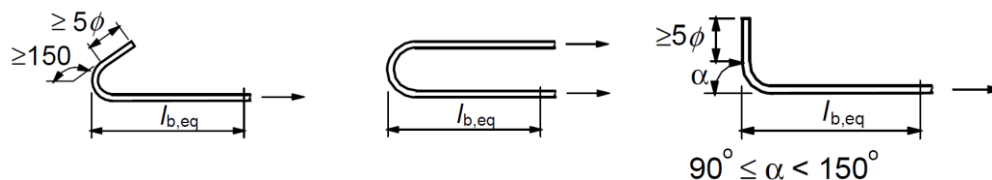


Figura B – Tipos de amarrações para armaduras longitudinais.

<sup>26</sup> Assume-se conservativamente  $\sigma_{sd} = f_{yd}$

<sup>27</sup> Valor obtido através da equação (8.2) e (3.15) da NP EN 1992-1-1, igual a 2,1 MPa

<sup>28</sup> Define-se condições de boa aderência os varões que satisfaçam uma das seguintes condições: (i) formem com a horizontal um ângulo entre 45° e 90°; (ii) estarem inseridos num elemento com espessura não superior a 25 cm; (iii) em elementos com espessura superior a 25 cm, devem estar na metade inferior ou a mais de 30 cm da face superior.



Relativamente às armaduras de esforço transverso, também se devem respeitar as regras representadas na seguinte figura C relativamente ao comprimento  $e$  do gancho.

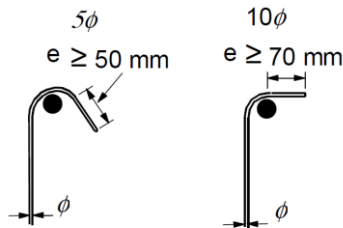


Figura C – Tipos de amarração para armaduras de esforço transverso. Adaptado de [14].

Em estruturas desta dimensão, as **emendas de armaduras** não podem ser evitadas, pelo que devem ser feitas em zonas em que os varões estejam sujeitos a tensões pouco elevadas. Estas podem ser efectuadas por meio de sobreposição, soldadura ou através de dispositivos mecânicos especiais. No caso de secções emendadas por sobreposição é necessário importante ter em conta que (i) estas não se localizem nas zonas de maiores esforços, (ii) deve ser mantida a simetria entre varões, (iii) podem ser emendados 100% dos varões na mesma secção transversal no caso de estarem dispostos numa única camada ou 50% se estiverem dispostos em várias camadas.

Os comprimentos mínimos de sobreposição  $l_0$  são dados pela seguinte equação:

$$l_0 = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \alpha_6 l_{b,rqd} \geq l_{0,min} = \max(0,3\alpha_6 l_{b,rqd}; 15\phi; 200) \quad [mm]^{29} \quad (E)$$

O posicionamento correcto das armaduras longitudinais é assegurado com a introdução de **varões construtivos** colocados com um dado espaçamento entre si, de modo a garantir o espaçamento vertical dos armaduras principais durante a betonagem, devendo ter-se em conta também a distância livre entre camadas de varões paralelas, como já foi anteriormente descrita neste capítulo.

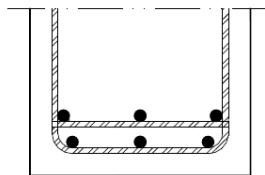
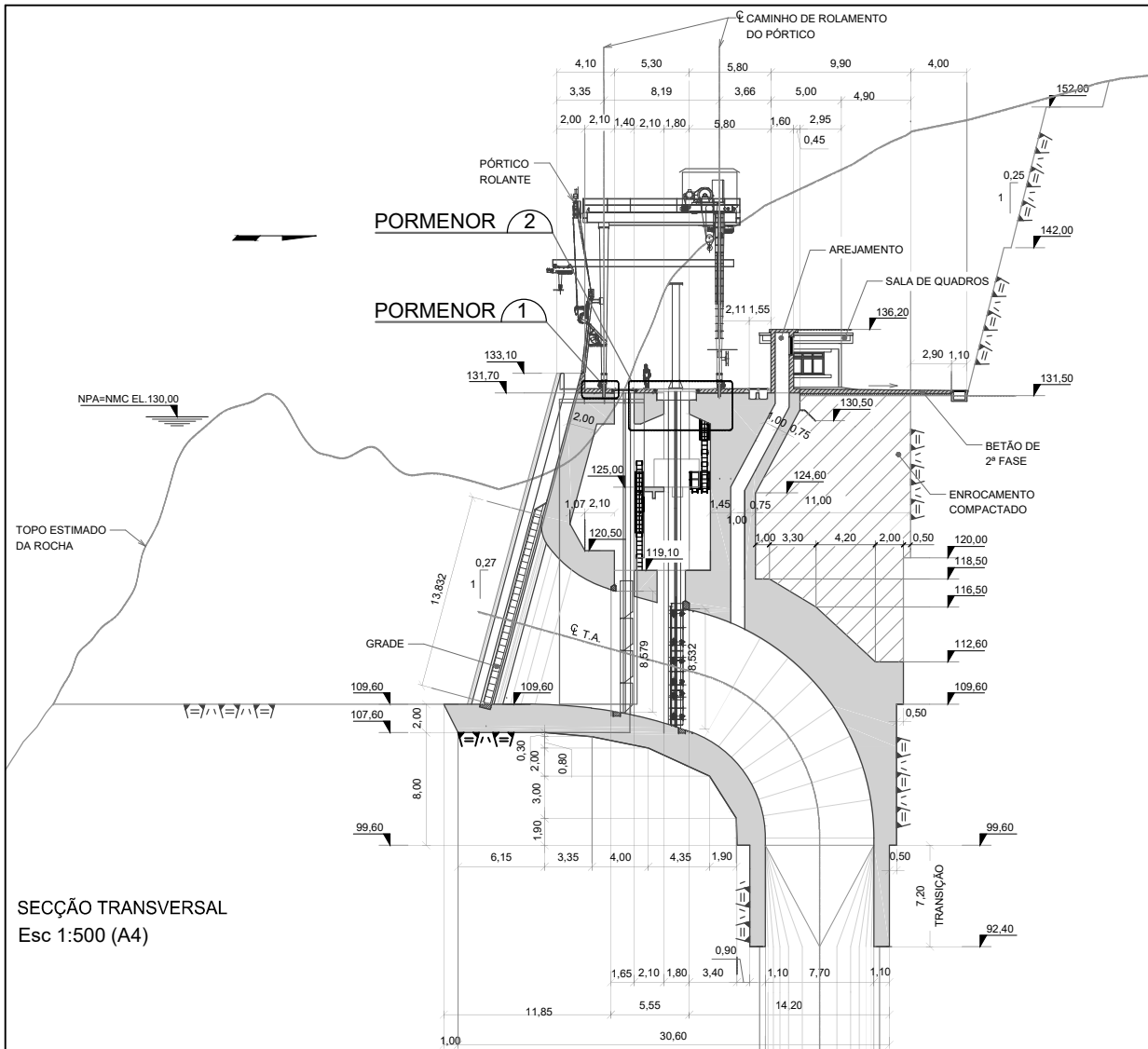
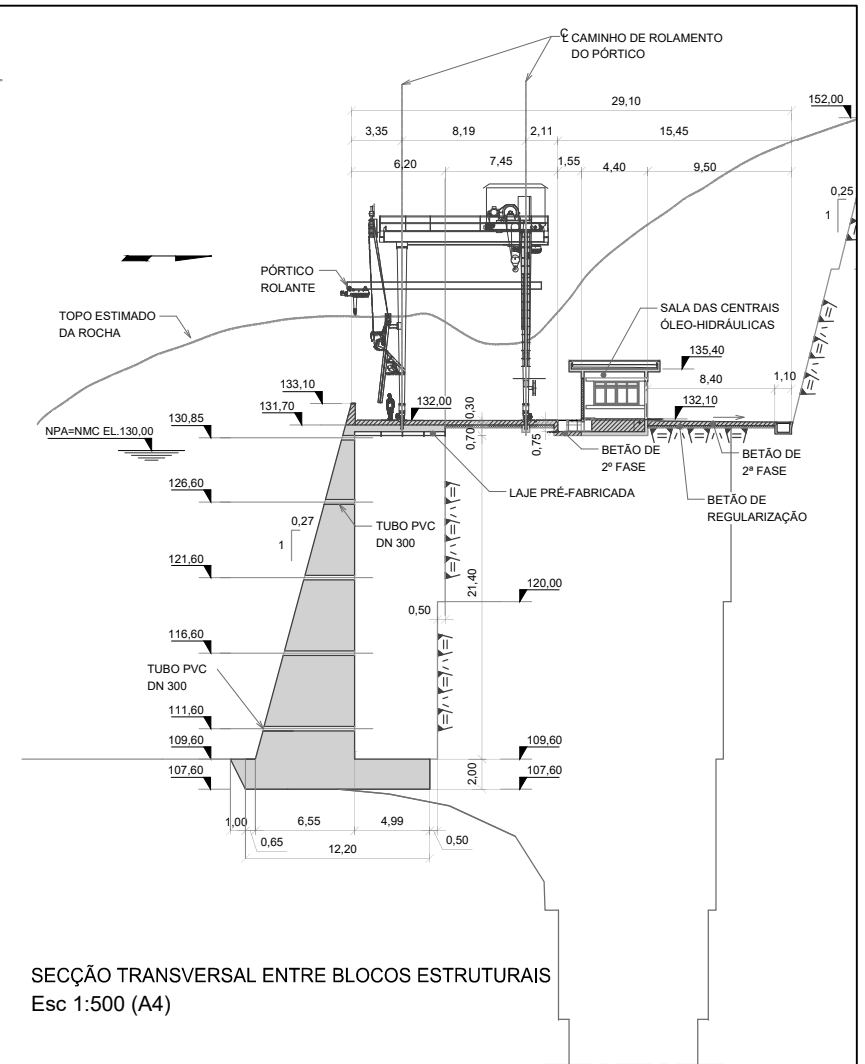


Figura D – Pormenorização dos varões construtivos

<sup>29</sup> Conservativamente pode considerar-se  $\alpha_1$ ,  $\alpha_2$ ,  $\alpha_3$  e  $\alpha_5$  iguais a 1,0 enquanto que  $\alpha_6$  igual a 1,5 sendo este o caso que representa a emenda de mais de 50% das armaduras na secção.



SECÇÃO TRANSVERSAL  
Esc 1:500 (A4)

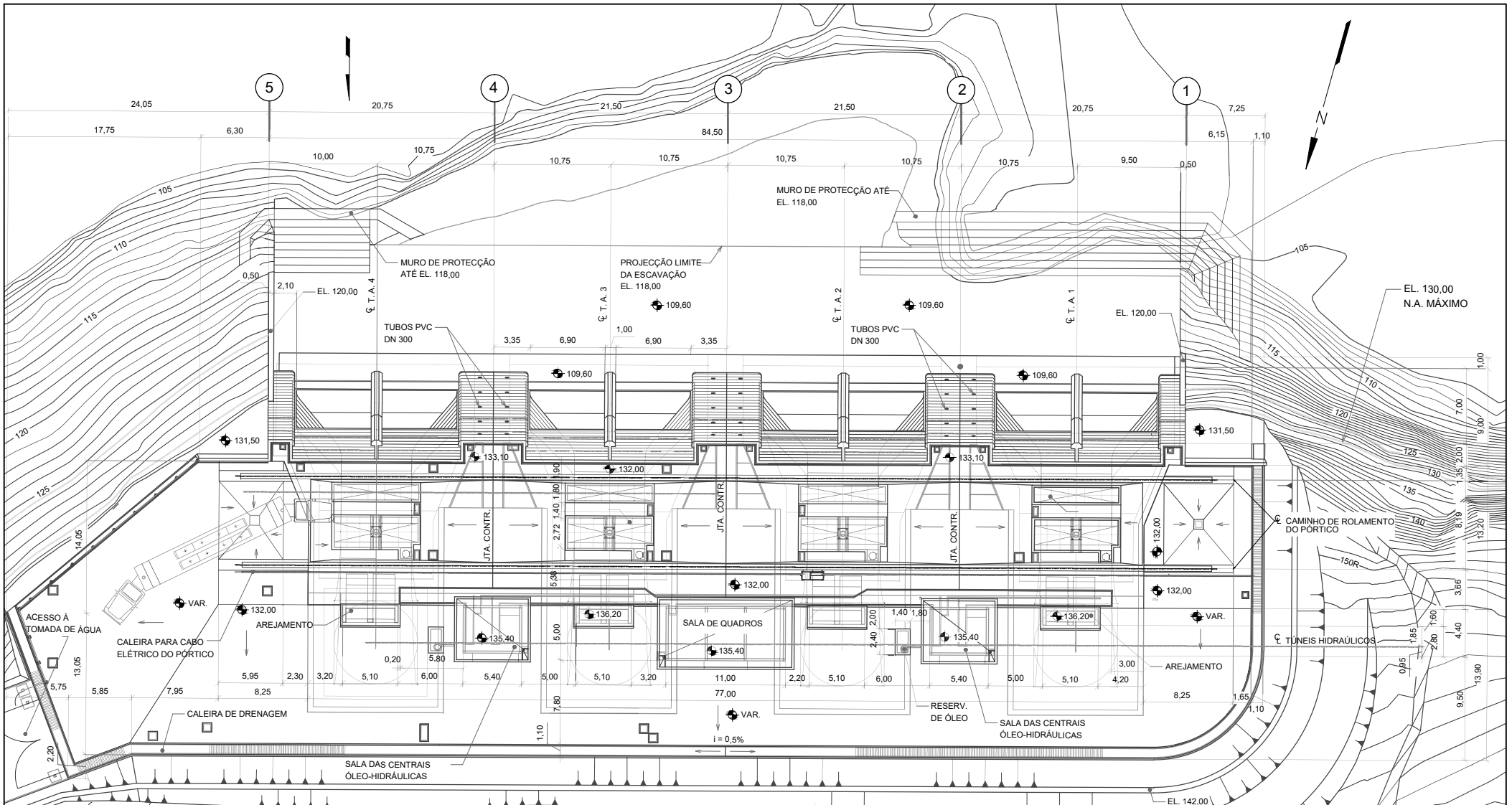


SECÇÃO TRANSVERSAL ENTRE BLOCOS ESTRUTURAIS  
Esc 1:500 (A4)

Legenda	
	BETÃO DE 1ª FASE
	BETÃO DE 2ª FASE
	COTA
	ROCHA ESCAVADA
	ROCHA NATURAL
	ATERRO
	FLUXO DE ÁGUA NAS ESTRUTURAS
	CENTER LINÉ (LINHA DE CENTRO)
	JUNTA DE CONTRAÇÃO
	JUNTA DE CONSTRUÇÃO

Nota: A unidade de medida é o metro

	<b>Instituto Superior Técnico</b> <b>Mestrado Integrado em Engenharia Civil</b>	
	Dissertação de Mestrado <b>Dimensionamento Estrutural de uma Tomada de Água inserida em Circuito Hidráulico de Central Hidroelétrica</b>	
Peça:	Escala:	<b>Corte transversal pelo eixo da tomada de água</b> <b>Corte Transversal entre Blocos Estruturais</b>
<b>1</b>	1/500	
Elaborado por:		N.º 71022 Abril de 2017
Diogo Miguel Félix Neto		



Legenda	
	BETÃO DE 1ª FASE
	BETÃO DE 2ª FASE
	COTA
	ROCHA ESCAVADA
	ROCHA NATURAL
	ATERRO
	FLUXO DE ÁGUA NAS ESTRUTURAS
	CENTER LINÉ (LINHA DE CENTRO)
	JUNTA DE CONTRAÇÃO
	JUNTA DE CONSTRUÇÃO



Instituto Superior Técnico  
Mestrado Integrado em Engenharia Civil

Dissertação de Mestrado  
Dimensionamento Estrutural de uma Tomada de Água inserida em  
Circuito Hidráulico de Central Hidroelétrica

Peça:  
**2**

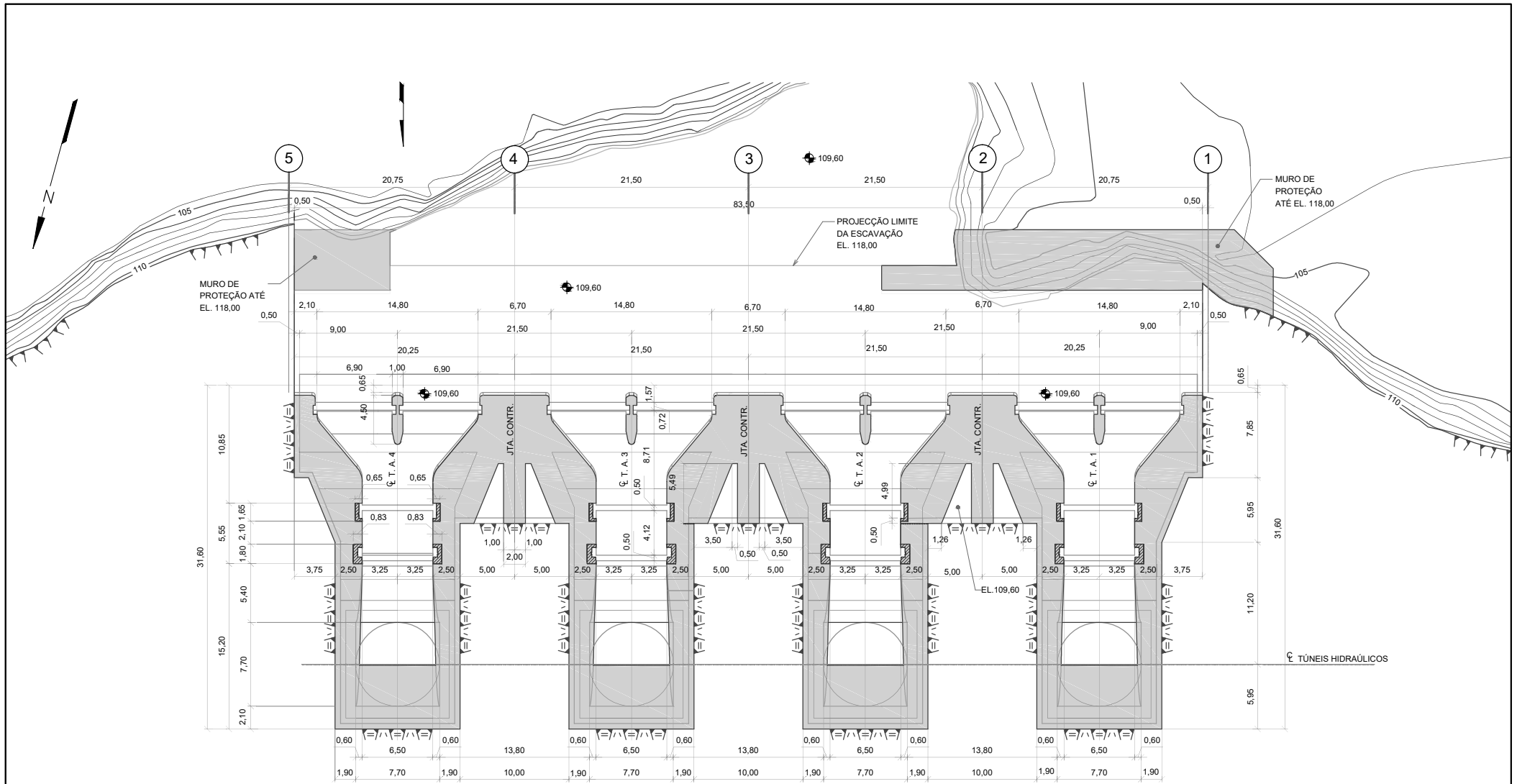
Escala:  
1:500

Planta à cota (133,10)

Elaborado por:  
Diogo Miguel Félix Neto Nº 71022

Abril de 2017

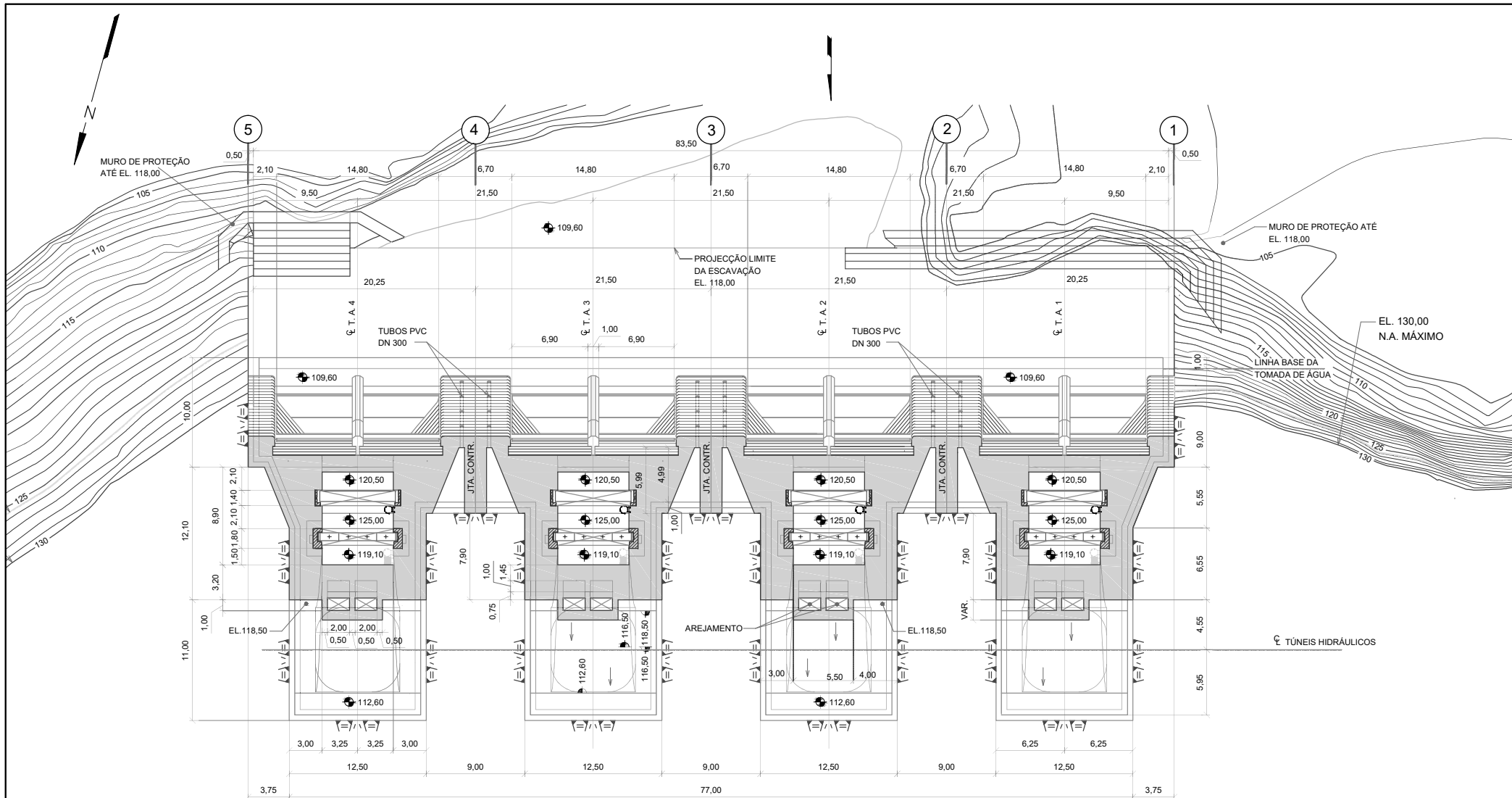
Nota: A unidade de medida é o metro



Legenda	
	BETÃO DE 1ª FASE
	BETÃO DE 2ª FASE
	COTA
	ROCHA ESCAVADA
	ROCHA NATURAL
	ATERRO
	FLUXO DE ÁGUA NAS ESTRUTURAS
	CENTER LINÉ (LINHA DE CENTRO)
JTA. CONTR.	JUNTA DE CONTRAÇÃO
JTA. CONSTR.	JUNTA DE CONSTRUÇÃO

	Instituto Superior Técnico Mestrado Integrado em Engenharia Civil	
	Dissertação de Mestrado <b>Dimensionamento Estrutural de uma Tomada de Água inserida em          Circuito Hidráulico de Central Hidroelétrica</b>	
Peça:	Escala:	Planta à cota (110,05)
<b>3</b>	1:500	Elaborado por: Diogo Miguel Félix Neto <span style="float: right;">Nº 71022</span>
Abril de 2017		

Nota: A unidade de medida é o metro

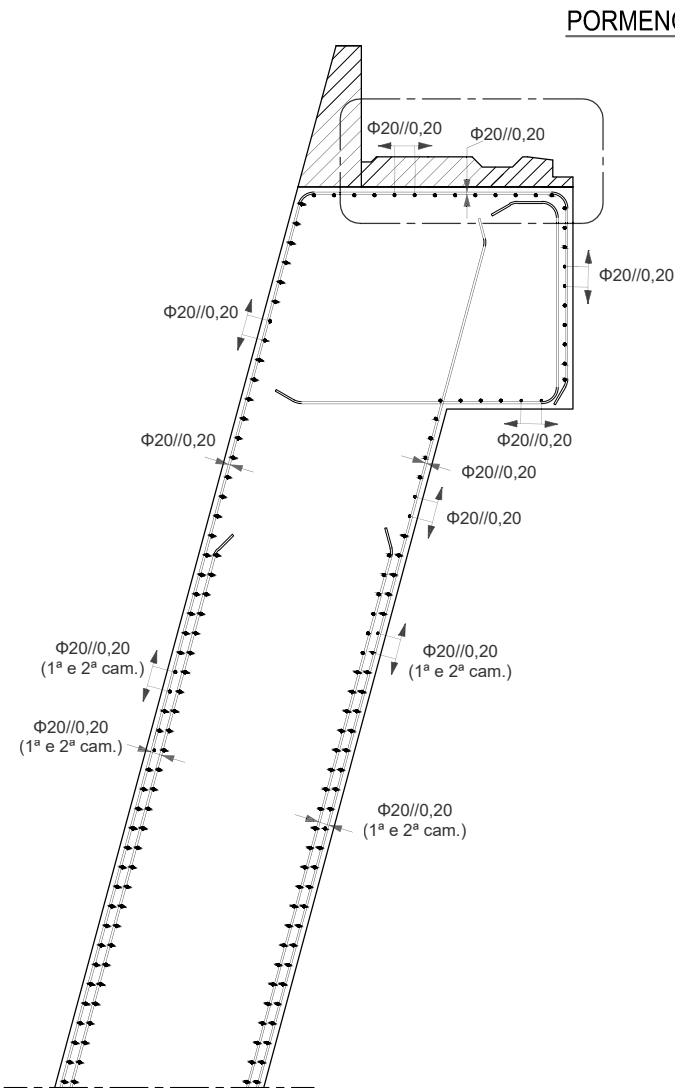


Legenda	
	BETÃO DE 1ª FASE
	BETÃO DE 2ª FASE
	COTA
	ROCHA ESCAVADA
	ROCHA NATURAL
	ATERRO
	FLUXO DE ÁGUA NAS ESTRUTURAS
	CENTER LINÉ (LINHA DE CENTRO)
	J.T.A. CONTR. JUNTA DE CONTRAÇÃO
	J.T.A. CONSTR. JUNTA DE CONSTRUÇÃO

	Instituto Superior Técnico Mestrado Integrado em Engenharia Civil	
	Dissertação de Mestrado <b>Dimensionamento Estrutural de uma Tomada de Água inserida em            Circuito Hidráulico de Central Hidroelétrica</b>	
Peça:	Escala:	Planta à cota (130,00)
<b>4</b>	1:500	Elaborado por: Diogo Miguel Félix Neto <span style="float: right;">Nº 71022</span>
Abril de 2017		

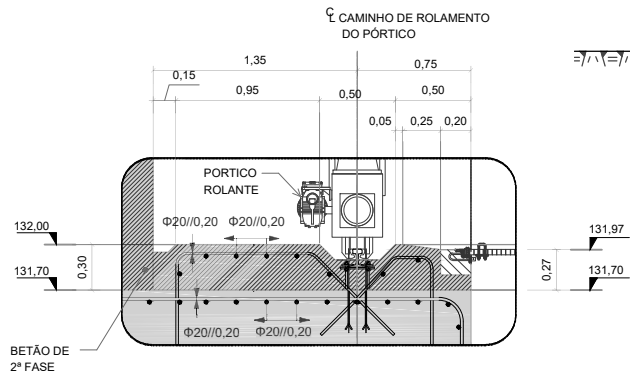
Nota: A unidade de medida é o metro

SECÇÃO TRANSVERSAL DO APOIO DO PÓRTICO ROLANTE  
ESC. 1:75 (A4)

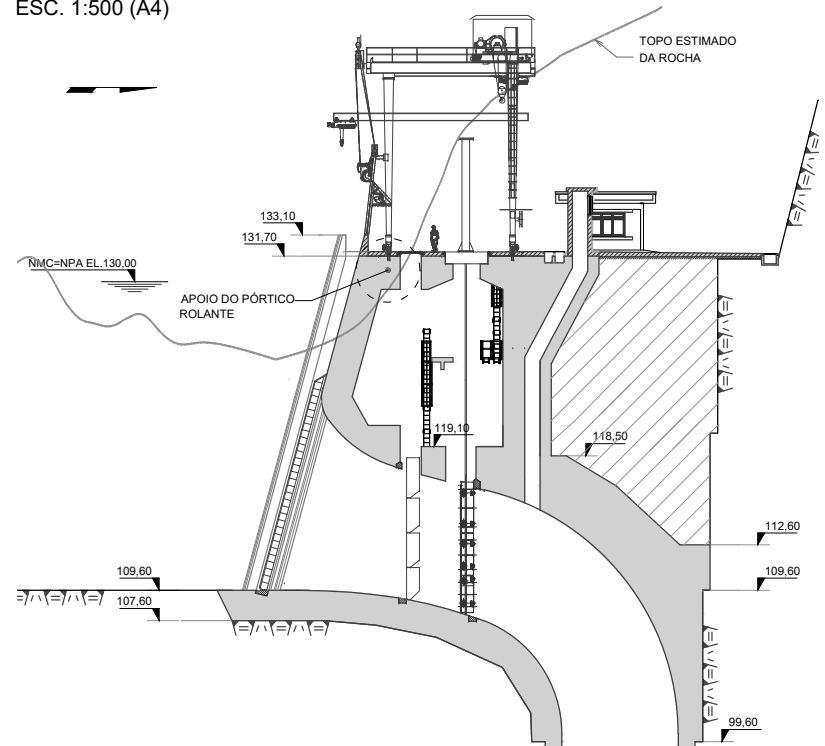


PORMENOR 1

PORMENOR 1  
ESC 1:50 (A4)



SECÇÃO TRANSVERSAL DO BLOCO ESTRUTURAL DA TOMADA DE ÁGUA E IDENTIFICAÇÃO DO APOIO DO PÓRTICO ROLANTE  
ESC. 1:500 (A4)



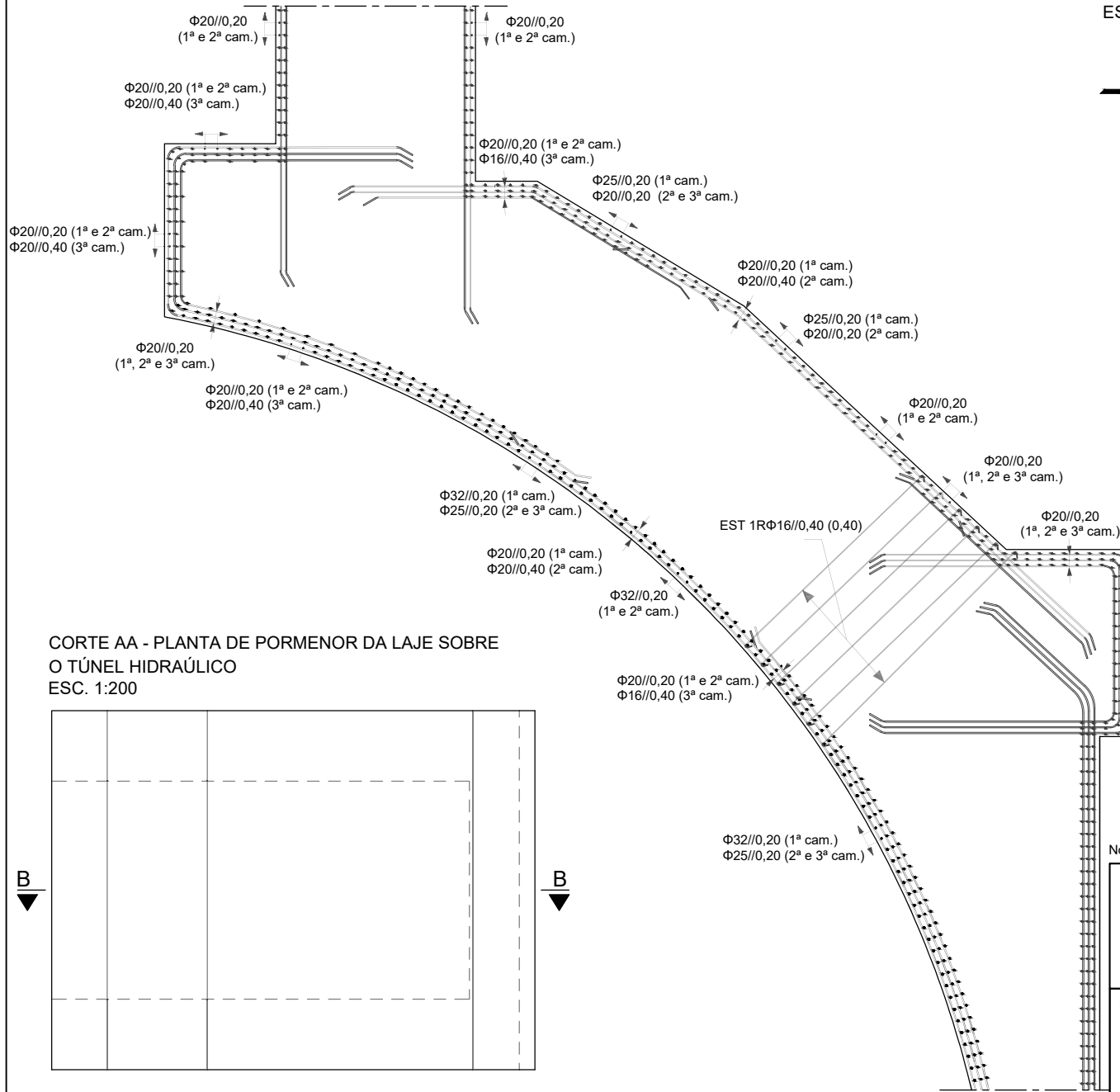
Quadro de Materiais	
<b>Betão (NP EN 206-1)</b>	
Lajes, viga de cobertura:	C30/37; XC4; Cl 0,40; D <sub>max</sub> 32; S3
Regularização:	C16/20; XC0; Cl 0,40; D <sub>max</sub> 32; S3
recobrimento	5 cm
<b>Aço</b>	
Armadura Ordinária:	A500 NR

Legenda	
	BETÃO DE 1ª FASE
	BETÃO DE 2ª FASE
	COTA
	ROCHA ESCAVADA
	ROCHA NATURAL
	ATERRO
	FLUXO DE ÁGUA NAS ESTRUTURAS
	☉ CENTER LINE (LINHA DE CENTRO)
	JTA. CONTR. JUNTA DE CONTRAÇÃO
	JTA. CONSTR. JUNTA DE CONSTRUÇÃO

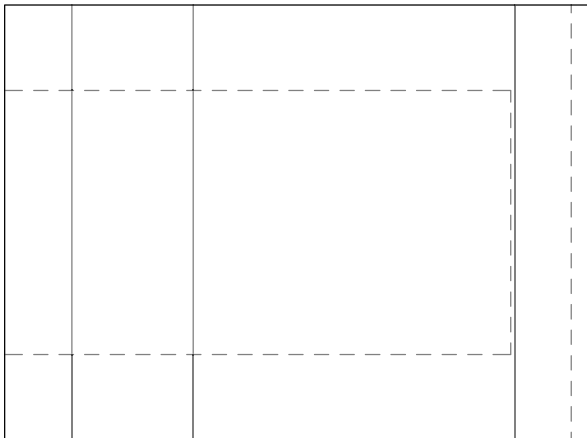
Nota: A unidade de medida é o metro

		Instituto Superior Técnico Mestrado Integrado em Engenharia Civil	
		Dissertação de Mestrado Dimensionamento Estrutural de uma Tomada de Água inserida em Circuito Hidráulico de Central Hidroelétrica	
Peça:	Escala:	Pormenorização do apoio do pórtico rolante	
5	indicadas	Elaborado por: Diogo Miguel Félix Neto N° 71022	
		Abril de 2017	

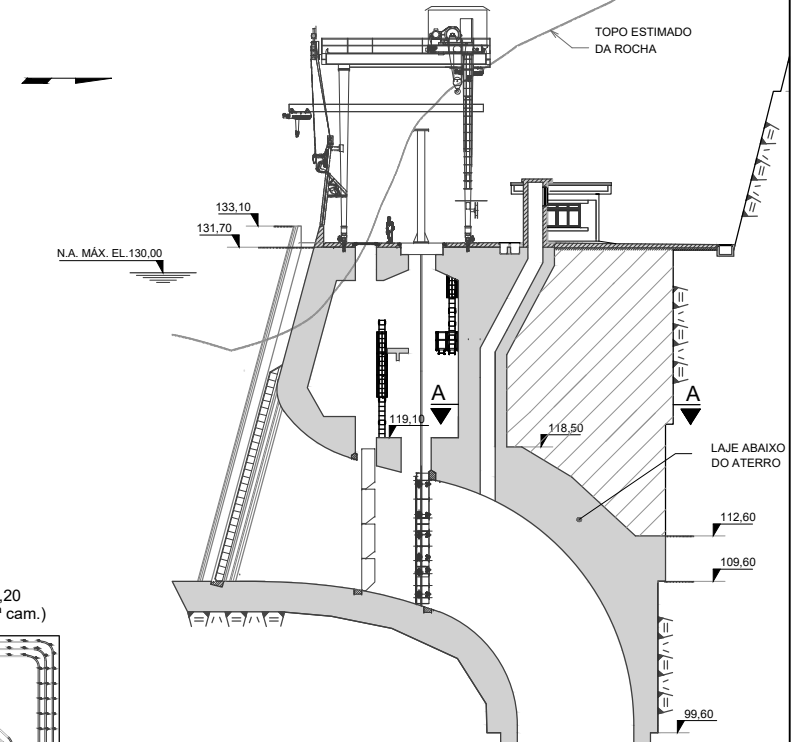
CORTE BB - SECÇÃO TRANSVERSAL DA LAJE SOBRE O TÚNEL HIDRÁULICO  
ESC. 1:100



CORTE AA - PLANTA DE PORMENOR DA LAJE SOBRE O TÚNEL HIDRÁULICO  
ESC. 1:200



SECÇÃO TRANSVERSAL DO BLOCO ESTRUTURAL DA TOMADA DE ÁGUA  
IDENTIFICAÇÃO DA LAJE SOBRE O TÚNEL HIDRÁULICO  
ESC. 1:500 (A4)



Quadro de Materiais

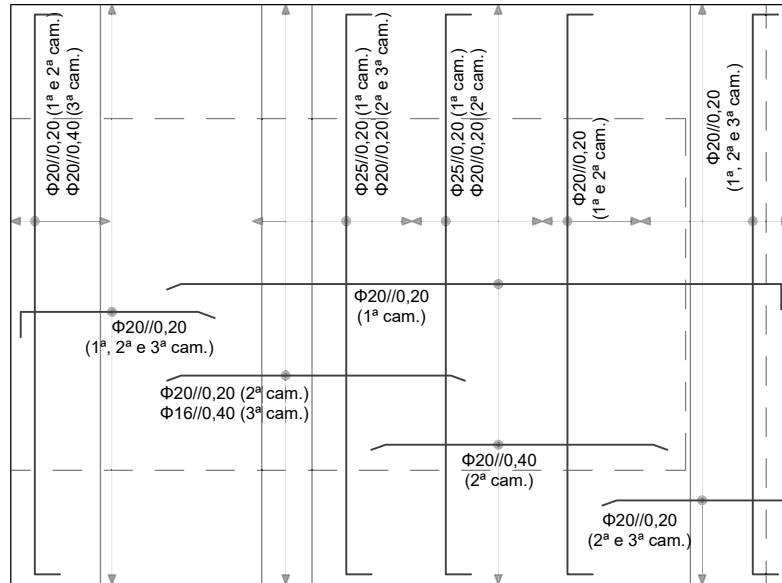
<b>Betão (NP EN 206-1)</b>	
Lajes, viga de cobertura: C30/37; XC4; Cl 0,40; D <sub>max</sub> 32; S3	
Regularização: C16/20; XC0; Cl 0,40; D <sub>max</sub> 32; S3	
recobrimento 5 cm	
<b>Aço</b>	
Armadura Ordinária:	A500 NR

Nota: A unidade de medida é o metro

 <b>INSTITUTO TÉCNICO LISBOA</b>		Instituto Superior Técnico Mestrado Integrado em Engenharia Civil	
		Dissertação de Mestrado <b>Dimensionamento Estrutural de uma Tomada de Água inserida em Circuito Hidráulico de Central Hidroelétrica</b>	
Peça:	Escala:	Corte transversal da laje sobre o túnel hidráulico pelo eixo da tomada de água	
<b>6</b>	indicadas	Elaborado por: Diogo Miguel Félix Neto <span style="float: right;">Nº 71022</span>	
		Abril de 2017	

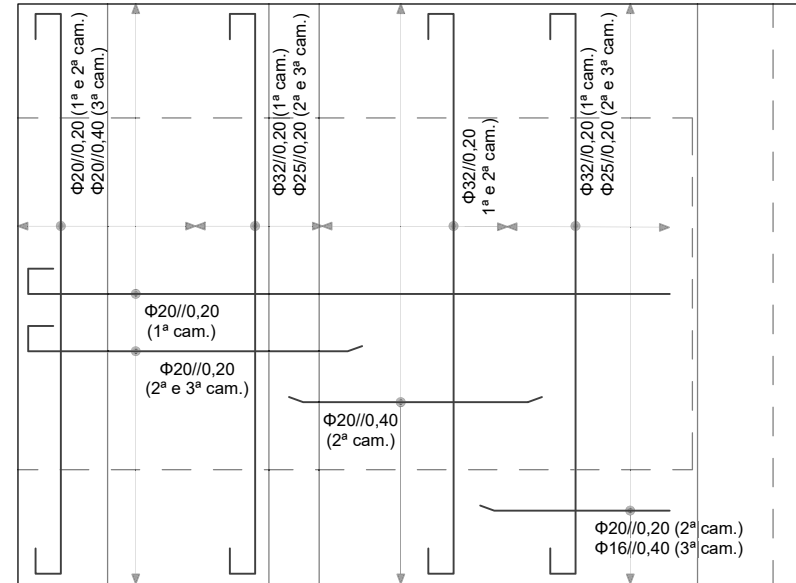
ARMADURA LONGITUDINAL FACE SUPERIOR (VISTA PROJECTADA)

Esc. 1:150



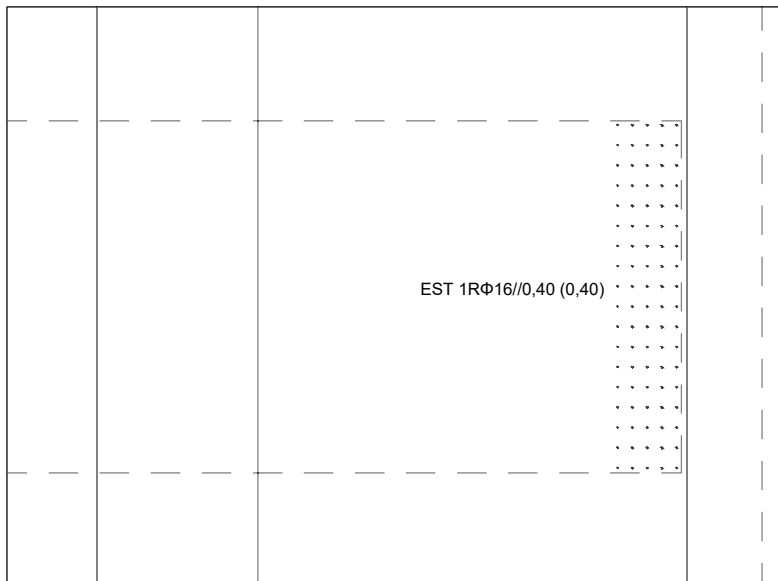
ARMADURA LONGITUDINAL FACE INFERIOR (VISTA PROJECTADA)

Esc. 1:150



ARMADURA TRANSVERSAL (VISTA PROJECTADA)

Esc. 1:150



Quadro de Materiais

**Betão (NP EN 206-1)**

Lajes, viga de cobertura: C30/37; XC4; Cl 0,40; D<sub>max</sub> 32; S3


Regularização: C16/20; XC0; Cl 0,40; D<sub>max</sub> 32; S3

recobrimento 5 cm

**Aço**

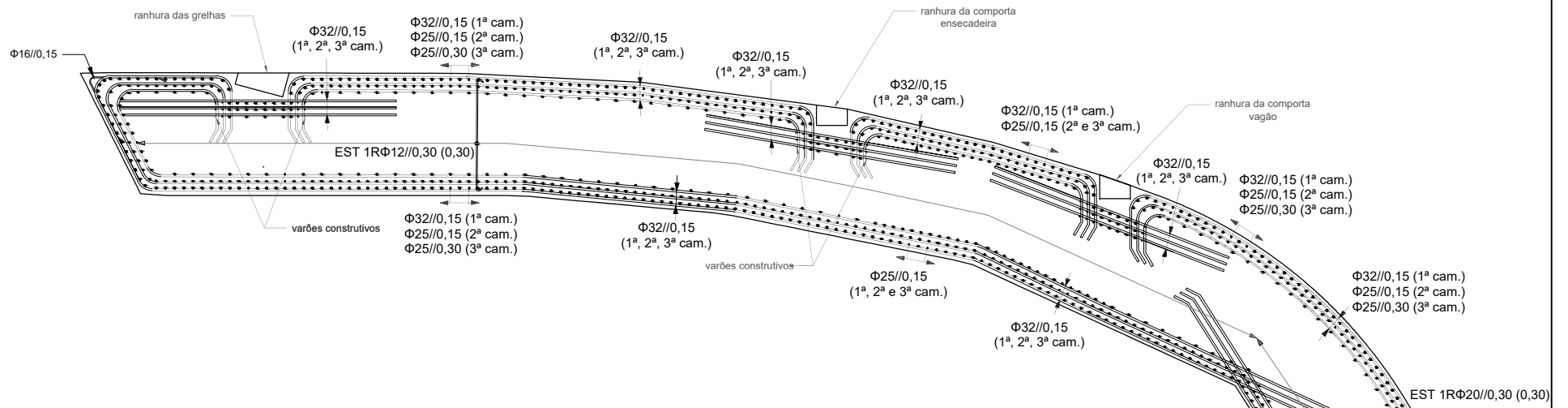
Armadura Ordinária: A500 NR

Nota: A unidade de medida é o metro

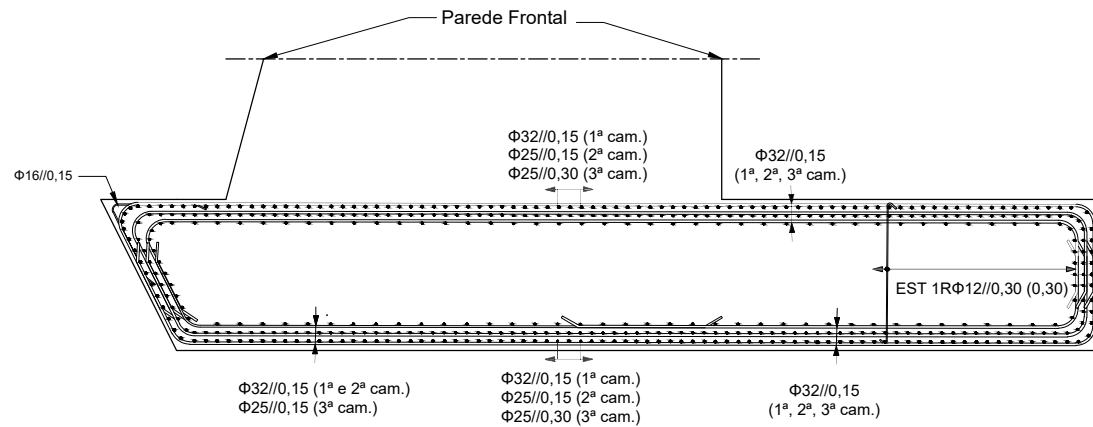
		Instituto Superior Técnico Mestrado Integrado em Engenharia Civil	
		Dissertação de Mestrado Dimensionamento Estrutural de uma Tomada de Água inserida em Circuito Hidráulico de Central Hidroeléctrica	
Peça:	Escala:	Pormenorização da laje sobre o túnel hidráulico	
7	1:150	Elaborado por: Diogo Miguel Félix Neto N° 71022	
		Abril de 2017	



**CORTE AA - SECÇÃO TRANSVERSAL DA LAJE DE SOLEIRA**  
 ESC. 1:100 (A4)




**CORTE BB - SECÇÃO TRANSVERSAL DA LAJE DE SOLEIRA**  
 ESC. 1:100 (A4)



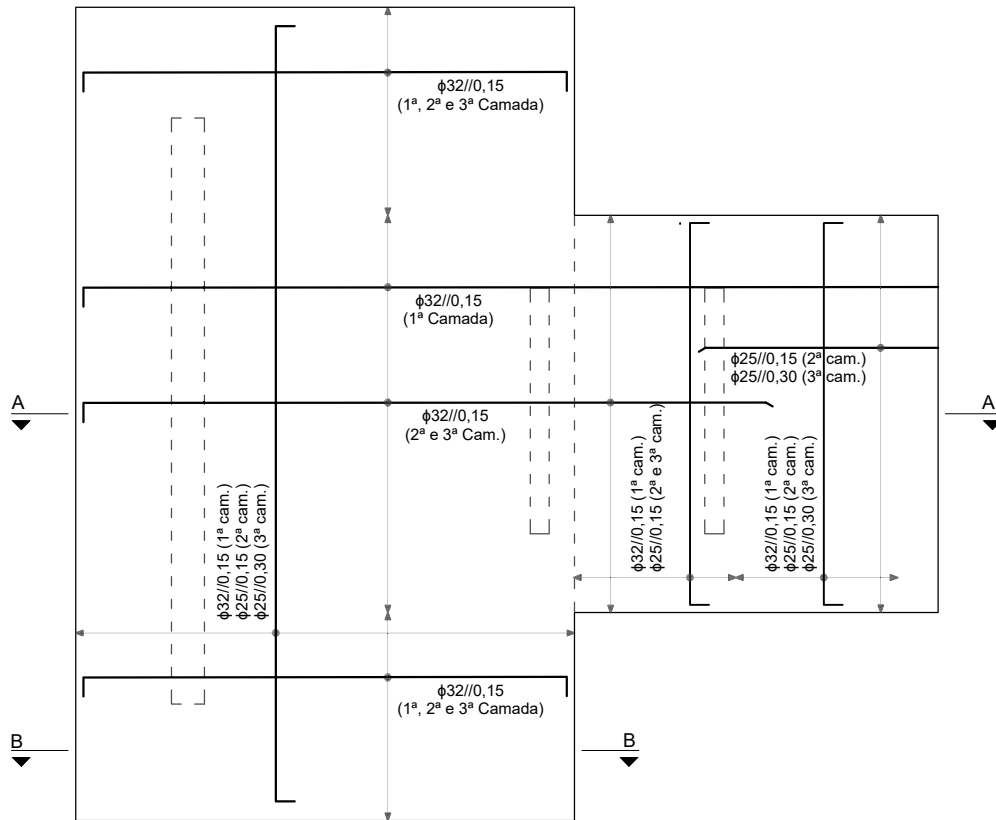
Nota: A unidade de medida é o metro

Quadro de Materiais	
<b>Betão (NP EN 206-1)</b>	
Lajes, viga de cobertura: C30/37; XC4; CI 0,40; D <sub>max</sub> 32; S3	
Regularização: C16/20; XC0; CI 0,40; D <sub>max</sub> 32; S3	
recobrimento 5 cm	
<b>Aço</b>	
Armadura Ordinária:	A500 NR

 <b>INSTITUTO TÉCNICO LISBOA</b>		Instituto Superior Técnico Mestrado Integrado em Engenharia Civil	
		Dissertação de Mestrado <b>Dimensionamento Estrutural de uma Tomada de Água inserida em Circuito Hidráulico de Central Hidroelétrica</b>	
Peça:	Escala:	Corte transversal da laje de soleira pelo eixo da tomada de água	
8	indicadas	Elaborado por:	
		Diogo Miguel Félix Neto	Nº 71022
Abril de 2017			

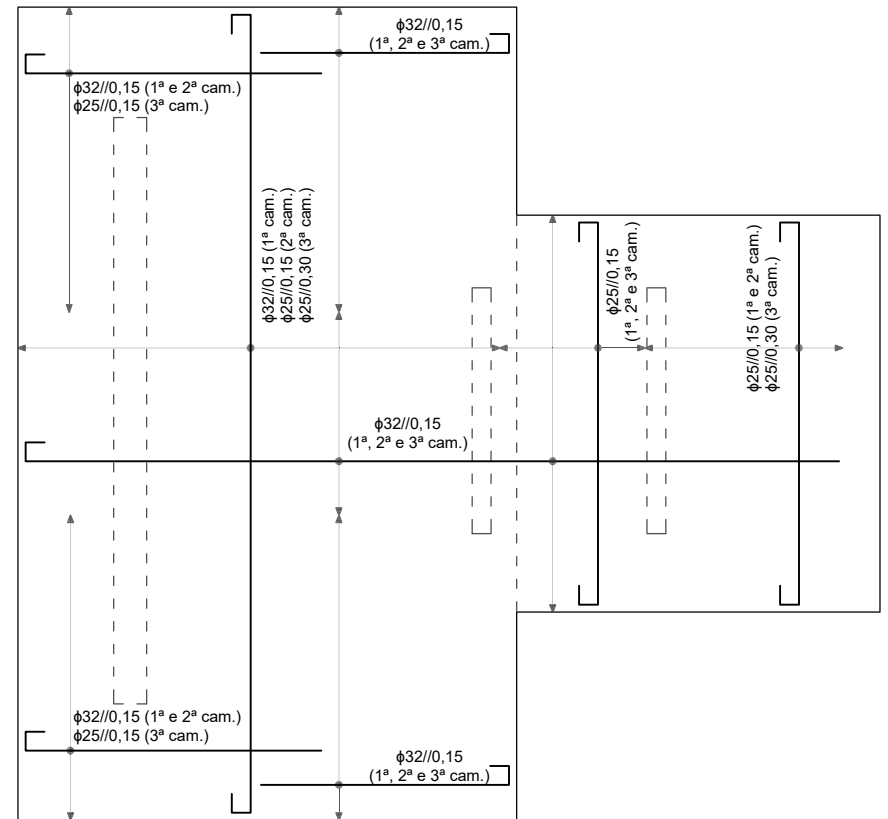
ARMADURA LONGITUDINAL FACE SUPERIOR (VISTA PROJECTADA)

Esc. 1:200




ARMADURA LONGITUDINAL FACE INFERIOR (VISTA PROJECTADA)

Esc. 1:200

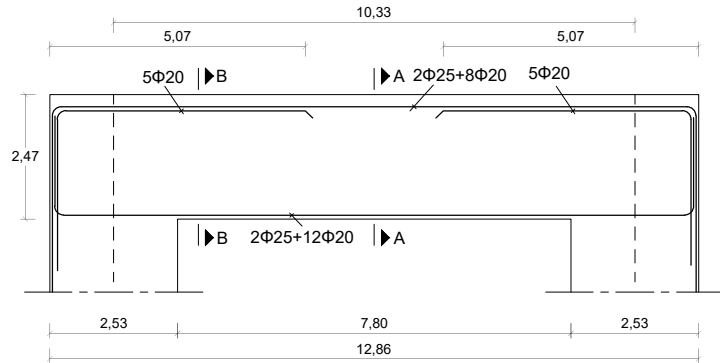


Nota: A unidade de medida é o metro

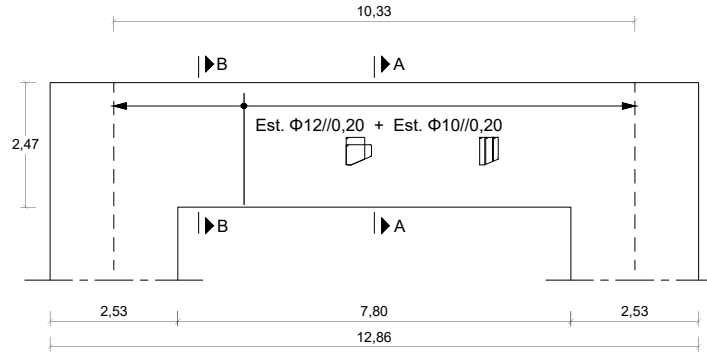
Quadro de Materiais	
<b>Betão (NP EN 206-1)</b>	
Lajes, viga de cobertura: C30/37; XC4; CI 0,40; D <sub>max</sub> 32; S3	
Regularização: C16/20; XC0; CI 0,40; D <sub>max</sub> 32; S3	
recobrimento 5 cm	
<b>Aço</b>	
Armadura Ordinária:	A500 NR

		Instituto Superior Técnico Mestrado Integrado em Engenharia Civil	
		Dissertação de Mestrado Dimensionamento Estrutural de uma Tomada de Água inserida em Circuito Hidráulico de Central Hidroelétrica	
Peça:	Escala:	Pormenorização da laje de soleira	
9	1:200	Elaborado por: Diogo Miguel Félix Neto N° 71022	
Abril de 2017			

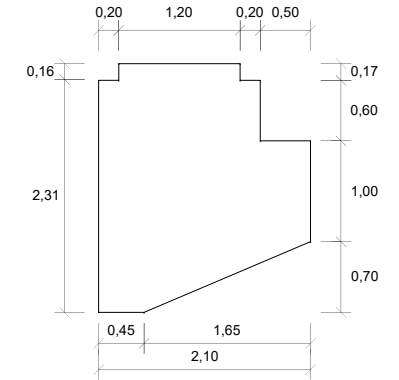
ARMADURA LONGITUDINAL  
Esc. 1:150



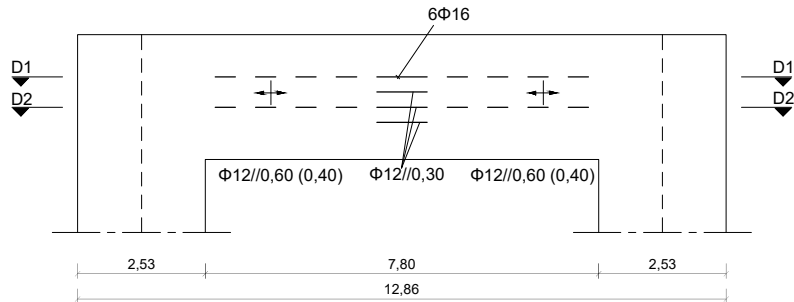
ARMADURA TRANSVERSAL  
Esc. 1:150



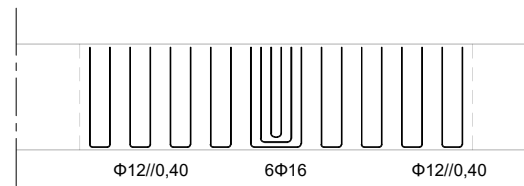
SECÇÃO TRANSVERSAL DA VIGA  
Esc. 1:75



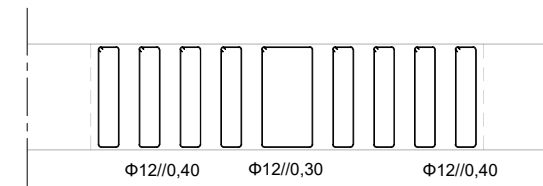
ARMADURA DO APOIO DO SERVOMOTOR  
Esc. 1:150



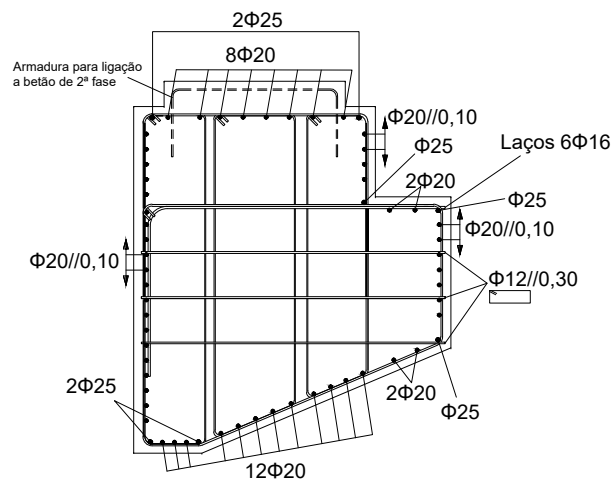
PORMENOR D1  
Esc. 1:150



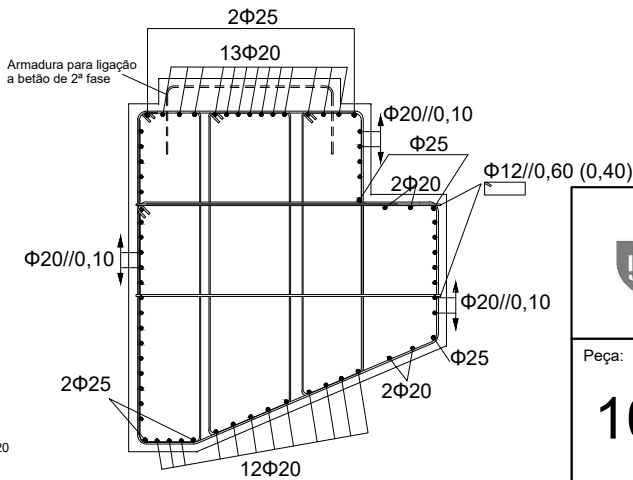
PORMENOR D2  
Esc. 1:150



SECÇÃO TRANSVERSAL DO VÃO - CORTE AA  
Esc. 1:50



SECÇÃO TRANSVERSAL DO APOIO - CORTE BB  
Esc. 1:50



Quadro de Materiais

<b>Betão (NP EN 206-1)</b>	
Lajes, viga de cobertura: C30/37; XC4; Cl 0,40; D <sub>max</sub> 32; S3	
Regularização:	C16/20; XC0; Cl 0,40; D <sub>max</sub> 32; S3
recobrimento 5 cm	
<b>Aço</b>	
Armadura Ordinária:	A500 NR

Nota: A unidade de medida é o metro



Instituto Superior Técnico  
Mestrado Integrado em Engenharia Civil

Dissertação de Mestrado  
Dimensionamento Estrutural de uma Tomada de Água inserida em  
Circuito Hidráulico de Central Hidroelétrica

Peça:

10

Escala:

indicadas

Pormenorização da viga da cobertura

Elaborado por:  
Diogo Miguel Félix Neto

Nº 71022

Abril de 2017