

ANÁLISE E CONCEPÇÃO DE SISTEMAS DE FIXAÇÃO DE COMPORTAS SEGMENTO EM PILARES DE DESCARREGADORES DE BARRAGENS DE BETÃO POR MEIO DE SISTEMAS DE PRÉ-ESFORÇO

JOSÉ JOÃO GUEDES MORAIS DA CONCEIÇÃO

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Domingos Manuel Ribeiro da Silva
Matos

Co-Orientador: Professor Doutor Nelson Saraiva Vila Pouca

JUNHO DE 2010

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2009/2010

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2009/2010 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2010*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

A meus Pais e Irmão

*Strive for perfection in everything you do. Take the best that exists and make it better. When
it does not exist, design it.*

Frederick Henry Royce

AGRADECIMENTOS

O autor expressa a sua gratidão a todas as pessoas e entidades que contribuíram na realização deste trabalho, em particular:

- Ao Professor Domingos Silva Matos, orientador deste trabalho, pelo seu apoio e disponibilidade no esclarecimento de dúvidas e pela transmissão do seu saber enquanto projectista no domínio das barragens.
- Ao Professor Nelson Vila Pouca, co-orientador deste trabalho, pela clarificação de dúvidas no domínio das estruturas de betão pré-esforçado e na modelação de estruturas através de elementos finitos.
- Aos colegas e amigos, que durante a realização deste trabalho proporcionaram um ambiente favorável à sua conclusão.
- À instituição Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP) pela sua formação técnica e humana.

Finalmente, o autor expressa uma profunda gratidão e afecto à sua família, em especial a seus pais e irmão, pessoas imprescindíveis na sua vida.

RESUMO

Este trabalho consiste na concepção de um sistema de fixação de comportas segmento, num pilar de um descarregador de uma barragem de betão, por meio de um sistema de pré-esforço. Para tal, analisaram-se soluções deste tipo utilizadas no passado em diversas obras deste género.

O presente estudo tem por base o pilar central do descarregador de cheias do escalão de montante do aproveitamento hidroeléctrico do Baixo Sabor, que actualmente se encontra em fase de construção. As comportas do descarregador transmitem o impulso hidrostático, por intermédio de braços inclinados às estruturas de apoio e estas, por sua vez, transmitem-no ao pilar.

Dado que as estruturas de apoio das comportas foram concebidas em betão armado, a adaptação do sistema de pré-esforço à geometria existente constituiu uma solução pouco económica. No sentido de contrapor este facto propôs-se uma geometria alternativa.

Esta nova solução conduziu a à redução da dimensão do pilar e da força útil de pré-esforço necessária à ancoragem das comportas, obtendo-se assim uma proposta mais competitiva em termos económicos.

Para ambas as geometrias, foram concebidos e testados modelos de análise estrutural, constituídos por elementos finitos volumétricos, através do programa Autodesk Structural Robot, que possibilitaram a determinação da força de pré-esforço útil capaz de anular o aparecimento de tensões de tracção no betão.

PALAVRAS-CHAVE: Barragens, Betão, Comportas segmento, Pré-esforço, Método dos Elementos Finitos.

ABSTRACT

This work consists in the conception of a anchorage system of radial gates in a spillway pillar of a concrete dam, by means of a prestressed system. To do so, solutions of this kind used in the past in several structures of this type were analyzed.

The present study has in its core the flooding discharger's central pillar of the upstream step of the hydroelectric development of Baixo Sabor, which is at the moment under construction. The discharger gates send out the hydrostatic thrust, by means of leaning arms over the supporting structures and these, on its turn, send it out to the pillar.

As the gates supporting structures were conceived in reinforced concrete, the adaptation of the prestressed system to the existing geometry has proved to be an expensive solution. In order to solve this factor was proposed an alternative geometry.

This new solution has lead to the reduction of the pillar's size and of the prestressed useful force necessary to the gates lashing, resulting in a more economic and competitive solution.

Structural analysis models were conceived and tested for both geometries, consisting in volumetric finite elements, using the Autodesk Structural Robot software, which enabled the definition of the useful prestressed force necessary to erase tensile stresses in the concrete.

KEYWORDS: Dams, Concrete, Radial Gates, Prestressed System, Finite Elements Method.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ENQUADRAMENTO	1
1.2. OBJECTIVOS	2
1.3. DESCRIÇÃO DO TEMA	2
1.4. DESCRIÇÃO DO CONTEÚDO DOS CAPÍTULOS	2
2. Barragens	5
2.1. CLASSIFICAÇÃO DE BARRAGENS	5
2.2. BARRAGENS DE BETÃO	5
2.2.1. BARRAGENS DE GRAVIDADE	6
2.2.2. BARRAGENS DE ABÓBADA	7
2.2.3. BARRAGENS DE CONTRAFORTES	7
2.2.4. EXEMPLOS DE BARRAGENS EM PORTUGAL	7
2.2.4.1. Barragens de gravidade	7
2.2.4.2. Barragens de abóbada	8
2.2.4.3. Barragens de abóbadas múltiplas	10
3. Descarregadores de cheias	11
3.1. FUNÇÃO DOS DESCARREGADORES	11
3.2. CLASSIFICAÇÃO DOS DESCARREGADORES	11
3.3. DESCARREGADORES EM BARRAGENS DE BETÃO DO TIPO ABÓBADA	12
4. Comportas Hidráulicas	15
4.1. COMPORTAS PLANAS	15
4.2. COMPORTAS DE SEGMENTO	16
4.2. COMPORTAS DE CHARNEIRA	18

5. Aproveitamento do Baixo Sabor	19
5.1. ENQUADRAMENTO GERAL	19
5.2. DESCRIÇÃO GERAL DO APROVEITAMENTO.....	20
5.2.1. ESCALÃO DE MONTANTE	20
5.2.2. ESCALÃO DE JUSANTE	22
5.3. REALIZAÇÃO.....	23
 6. Pré-esforço	 25
6.1. TÉCNICAS E SISTEMAS DE PRÉ-ESFORÇO	25
6.1.1. PRÉ-ESFORÇO POR PRÉ-TENSÃO	25
6.1.2. PRÉ-ESFORÇO POR PÓS-TENSÃO	25
6.1.3. PRÉ-ESFORÇO ADERENTE/NÃO ADERENTE.....	25
6.1.4. PRÉ-ESFORÇO INTERIOR/EXTERIOR.....	25
6.2. COMPONENTES DE UM SISTEMA DE PRÉ-ESFORÇO	26
6.2.1. ARMADURA DE PRÉ-ESFORÇO	26
6.2.1. ANCORAGENS DE PRÉ-ESFORÇO.....	26
6.3. BETÃO.....	27
6.4. SISTEMA DE INJECCÃO	27
6.5. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA FORÇA DE PRÉ-ESFORÇO ÚTIL.....	27
6.6. FORÇAS EQUIVALENTES AOS EFEITOS DE PRÉ-ESFORÇO.....	27
6.7.BASES DE DIMENSIONAMENTO PARA ESTRUTURAS E ELEMENTOS PRÉ-ESFORÇADOS DEFINIDA NO EUROCÓDIGO 2 (EC2)	27
 7. Sistemas de fixação de comportas segmento em pilares de barragens de betão por sistemas de pré-esforço	 29
7.1. SISTEMAS DE ANCORAGEM DE COMPORTAS DE SEGMENTO	29
7.2. CONSIDERAÇÕES DE ANÁLISE E DE DIMENSIONAMENTO DE SISTEMAS DE ANCORAGENS PRÉ- ESFORÇADAS DE COMPORTAS SEGMENTO DEFINIDAS NO EM 1110-2-2105	30
7.2.1. SELECÇÃO DO MATERIAL	31
7.2.2. ORIENTAÇÃO DO SISTEMA DE ANCORAGEM	32
7.2.3. PROFUNDIDADE DE ANCORAGEM.....	32
7.2.4. MODELO ANALÍTICO PARA DETERMINAR AS FORÇAS DE ANCORAGEM	32
7.2.5. TENSÕES DE APOIO VIGA-PILAR.....	32

7.2.6. DETALHES DE DIMENSIONAMENTO.....	33
7.2.7. CONSIDERAÇÕES SOBRE A ARMAÇÃO.....	33
7.2.8. VIGA-MUNHÃO	34
7.2.9. BASES DE DIMENSIONAMENTO PARA O SISTEMA DE ANCORAGEM DEFINIDAS NO EM 1110-2-2702	35
7.3. EXEMPLOS DE SISTEMAS DE FIXAÇÃO DE COMPORTAS SEGMENTO ATRAVÉS DE SISTEMAS DE PRÉ-ESFORÇO.....	35
7.3.1. BARRAGEM DE FRATEL.....	35
7.3.2. BARRAGEM DA RÉGUA	39
7.3.3. BARRAGEM DE WANAPUM	45
7.3.3.1. Modelos em alumínio	47
7.3.3.2. Modelos fotoelásticos.....	51
7.3.3.3. Estudos analíticos	55
7.3.3.4. Dimensionamento de armadura.....	55
7.3.3.5. Construção	55
7.3.3.6. Tensionamento.....	55
 8. Estudo de um sistema de pré-esforço para a fixação das comportas da barragem do Baixo Sabor	 57
8.1. INTRODUÇÃO	57
8.2. QUANTIFICAÇÃO DE ACÇÕES	58
8.2.1. IMPULSOS HIDROSTÁTICOS NA COMPORTA	58
8.2.2. FORÇAS HIDRODINÂMICAS E DE ELEVAÇÃO DA COMPORTA	60
8.2.3. PESO PRÓPRIO DO PILAR	60
8.3. CARGAS ACTUANTES EM CADA MUNHÃO.....	60
8.4. COMBINAÇÕES DE ACÇÕES	61
8.5. ESTRUTURA DO PILAR DISCRETIZADA POR ELEMENTOS FINITOS VOLUMÉTRICOS.....	62
8.6. DETERMINAÇÃO DA FORÇA DE PRÉ-ESFORÇO ÚTIL ATRAVÉS DO MODELO DE CÁLCULO	64
8.6.1. RESULTADOS PARA O CARREGAMENTO MÁXIMO SIMÉTRICO (COMBINAÇÃO 1)	65
8.6.2. RESULTADOS PARA O CARREGAMENTO MÁXIMO ASSIMÉTRICO (COMBINAÇÃO 2)	68
8.6.3. MAPAS DE TENSÕES AO LONGO DE CORTES NO PILAR	70
8.6.4. FORÇA DE PRÉ-ESFORÇO ÚTIL PARA OS CABOS LONGITUDINAIS	73
8.6.5. FORÇA DE PRÉ-ESFORÇO ÚTIL PARA OS CABOS TRANSVERSAIS	76
8.6.6. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS.....	78
8.7. SOLUÇÃO VARIANTE DO PILAR	78

8.7.1. RESULTADOS PARA O CARREGAMENTO MÁXIMO SIMÉTRICO (COMBINAÇÃO 1)	79
8.7.2. RESULTADOS PARA O CARREGAMENTO MÁXIMO ASSIMÉTRICO (COMBINAÇÃO 2)	82
8.7.3. FORÇA DE PRÉ-ESFORÇO ÚTIL DOS CABOS PARA A SOLUÇÃO VARIANTE	84
8.7.4. ANÁLISE DE TENSÕES PARA A GEOMETRIA VARIANTE SOB AS COMBINAÇÕES 3 E 4.....	88

9. Conclusão	93
---------------------------	-----------

Bibliografia	95
---------------------------	-----------

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.1 – Perfis transversais de barragens de betão: de gravidade (a), de abóbada (b) e de contrafortes (c). Adaptado de [5].....	6
Fig. 2 - Barragem da Régua: à esq. a vista geral e à dir. o perfil da barragem [9].....	7
Fig. 3 - Barragem de Crestuma-Lever: à esq. a vista geral [10] e à dir. o perfil da barragem [9]	8
Fig. 4 - Barragem de Santa Luzia: à esq. a vista geral [11] e à dir. a planta da barragem [9]	8
Fig. 5 - Barragem do Cabril: à esq. a vista geral [12] e à dir. o perfil da barragem [9]	8
Fig. 6 - Barragem do Picote: à esq. a vista geral [13] e à dir. o perfil da barragem [9]	9
Fig. 7 - Barragem do Alto Lindoso: à esq. a vista geral [15] e à dir. o perfil da barragem [9].....	9
Fig. 8 - Barragem do Alqueva: à esq. a vista geral [16] e à dir. a planta da barragem [9]	10
Fig. 9 - Barragem da Aguieira: à esq. a vista geral [17] e à dir. a planta da barragem [9]	10
Fig. 10 - Descarregadores em barragem abóbada: a) jactos livres; b) orifícios profundos; c) jactos cruzados. Adaptado de [18]	12
Fig. 11 -Descarregadores de lâmina ou de jactos livres: à esq. a barragem da Caniçada [19] e à dir. a barragem da Bouçã [20].....	12
Fig. 12 - Descarregadores da barragem de Cahora Bassa. Adaptado de [21]	13
Fig. 13 - Comporta de vagão duplo: barragem de Belver. Adaptado de [9]	15
Fig. 14 - Patente da comporta segmento por Tainter (1886). Adaptado de [23]	16
Fig. 15 - Comporta de segmento típica Adaptado de [24]	17
Fig. 16- Comportas segmento da Barragem da Régua	17
Fig. 17 - Arranjo vertical dos braços da comporta segmento. Adaptado de [22].....	18
Fig. 18 - Arranjo em planta dos braços da comporta segmento. Adaptado de [22]	18
Fig. 19 - Comporta de charneira. Adaptado de [5].....	18
Fig. 20 - Localização do aproveitamento do Baixo Sabor. Adaptado de [27].....	19
Fig. 21 - Antevisão do aproveitamento do Baixo Sabor: à esq. o escalão de montante e á dir. o escalão de jusante. Adaptado de [27]]......	20
Fig. 22 - Escalão de montante. Adaptado de [27].....	20
Fig. 23 - Corte transversal da barragem. Adaptado de [26].....	21
Fig. 24 - Escalão de jusante. Adaptado de [27]	22
Fig. 25 - Escalão de jusante - Corte transversal da barragem. Adaptado de [26].....	22
Fig. 26 - Armaduras de pré-esforço. Adaptado de [30]	26
Fig. 27 - Ancoragens de pré-esforço. Adaptado de [30]	26
Fig. 28 - Perdas de pré-esforço por pós-tensão.....	28
Fig. 29 - Sistema de ancoragem do tipo 1. Adaptado de [31].....	29

Fig. 30 - Sistema de ancoragem do tipo 2. Adaptado de [31].	30
Fig. 31 - Sistema de ancoragem do tipo 3. Adaptado de [31]	30
Fig. 32 - Arranjo típico da ancoragem da comporta. Adaptado de [23]	31
Fig. 33 - Arranjo típico de um sistema de ancoragem de pós-tensão. Adaptado de [23]	31
Fig. 34 - Modelo analítico para estabelecer a força de ancoragem mínima. Adaptado de [23]	32
Fig. 35 - Modelo analítico para quantificar as tensões de apoio devidas à ancoragem. Adaptado de [23].	33
Fig. 36 - Distribuições de tensões devidas ao pré-esforço e à acção das comportas. Adaptado de [23]	33
Fig. 37 - Viga-munhão (à esq. em betão e à dir. em aço). Adaptado de [23]	34
Fig. 38 - Modelo analítico da viga-munhão. Adaptado de [23].	34
Fig. 39 - Blocos de ancoragem da barragem de Fratel. Adaptado de [34]	36
Fig. 40 - Sistema de carga para o ensaio em modelo reduzido (pilar da barragem de Fratel): à esq. o carregamento simétrico e à dir. o carregamento assimétrico. Adaptado de [35].	36
Fig. 41 - Tensões principais (kg/cm^2) da solução variante devidas ao pré-esforço de 6000 ton. Adaptado de [36].	37
Fig. 42 - Tensões principais (kg/cm^2) da solução variante: à esq. para a máx. impulsão simétrica e à direita devido à máx. impulsão assimétrica. Adaptado de [37]	38
Fig. 43 - Tensões principais (kg/cm^2) da solução variante: à esq. para a máx. impulsão sim. + pré-esforço de 6000 ton e à dir. para máx. impulsão assim. + pré-esforço de 6000 ton. Adaptado de [37]	38
Fig. 44 - Tensões principais (kg/cm^2) da solução variante: à esq. para a máx. impulsão sim. + pré-esf. de 6000 ton + pré-esf. vertical 1000 ton e à dir. para máx. impulsão assim. + pré-esf. de 6000 ton. + pré-esforço vertical 1000 ton Adaptado de [37]	39
Fig. 45 - Ancoragens das comportas da barragem da Régua Adaptado de [37].	40
Fig. 46 - Ancoragens pré-esforçadas das comportas da barragem da Régua. Adaptado de [37].	41
Fig. 47 - Barragem da Régua: a) impulsos das comportas e ancoragens pré-esforçadas e b) campo de tensões. Adaptado de [37].	43
Fig. 48 - Ancoragens das comportas da barragem do Carrapatelo. Adaptado de [37].	44
Fig. 49 - Ancoragens das comportas da barragem do Pocinho Adaptado de [37].	44
Fig. 50 - Barragem de Wanapum. Adaptado de [39].	45
Fig. 51 - Arranjo dos cabos pós-tensionados dos pilares de Wanapum. Adaptado de [39].	46
Fig. 52 - Dimensões finais do bloco de ancoragem e localização dos cabos. Adaptado de [39]	46
Fig. 53 - Armação do bloco de ancoragem. Adaptado de [39]	47
Fig. 54 - Modelo em alumínio com macacos hidráulicos a simular o impulso da comporta. Adaptado de [39]	48
Fig. 55 - Modelo de alumínio B-1. Adaptado de [39].	48

Fig. 56 - Alternativas B-1, B-2, B-3, B-4 e B-5. Adaptado de [39].	49
Fig. 57 - Alternativas A-1, A-2 e A-3. Adaptado de [39].	50
Fig. 58 - Fatias e subfatias utilizadas para o estudo fotoelástico. Adaptado de [39].	52
Fig. 59 - Resultados para a fatia nº2. Adaptado de [39].	53
Fig. 60 - Tensões através do bloco de ancoragem. Adaptado de [39].	54
Fig. 61 - Tensões ao longo do bloco de ancoragem. Adaptado de [39].	54
Fig. 62 - Secção através do bloco de ancoragem usada na análise. Adaptado de [39].	55
Fig. 63 - Bloco de ancoragem da barragem de Wanapum. Adaptado de [40].	56
Fig. 64 - Modelo 3D do descarregador de cheias.	57
Fig. 65 - Planta geral do descarregador de cheias.	57
Fig. 66 - Representação 3D do pilar central do descarregador de cheias.	58
Fig. 67 - Impulso hidrostático que actua numa comporta.	59
Fig. 68 - Impulso hidrostático horizontal.	59
Fig. 69 - Impulsos hidrostáticos verticais.	60
Fig. 70 - Acções actuantes no munhão determinadas pela empresa fornecedora dos equipamentos.	61
Fig. 71 - Geometria simplificada do pilar central do descarregador de cheias.	62
Fig. 72 - Geometria auxiliar importada do programa de desenho Autocad.	63
Fig. 73 - Conclusão do processo de formação de sólidos.	63
Fig. 74 - Modelo de cálculo constituído por elementos de volume de oitos nós.	64
Fig. 75 - Convenção de sinais de tensões em elementos finitos volumétricos. Adaptado de [41].	64
Fig. 76 - Acções correspondentes à Comb.1.	65
Fig. 77 - Deformada da estrutura sob a combinação 1.	65
Fig. 78 - Mapa de tensão σ_{xx} (Comb.1) - vista longitudinal.	66
Fig. 79 - Mapa de tensão σ_{xx} (Comb.1) - consola curta.	66
Fig. 80 - Mapa de tensão σ_{yy} (Comb.1) - perspectiva.	67
Fig. 81 - Mapa de tensão σ_{zz} (Comb.1) - vista longitudinal.	67
Fig. 82 - Acções correspondentes à Comb.2.	68
Fig. 83 - Deformada para a combinação 2- vista de topo.	68
Fig. 84 - Mapa de tensão σ_{xx} (Comb. 2): à esq. a face esq. do pilar e à dir. a face dir. do pilar..	69
Fig. 85 - Mapa de tensão σ_{xx} (Comb. 2) - consola curta esquerda.	69
Fig. 86 - Mapa de tensão σ_{yy} (Comb. 2) - perspectiva sobre o munhão esquerda.	70
Fig. 87 - Mapa de tensão σ_{zz} (Comb. 2): à esq. a vista longitudinal da face esq. a do pilar e à dir. a perspectiva sobre a face dir. do pilar....	70

Fig. 88 - Cortes realizados na estrutura para determinação de tensões no interior da estrutura.....	71
Fig. 89 - Mapas de tensão sob a Comb. 1 ao longo do corte B'-B: à esq. para σ_{xx} e à dir. para σ_{yy}	71
Fig. 90 - Mapa de tensões para a Comb. 2 ao longo do corte B'-B: à esq. σ_{xx} e à dir. σ_{yy}	72
Fig. 91 - Mapas de tensão σ_{xx} para as Combinação 1 e 2 ao longo do corte A'-A..	72
Fig. 92 - Mapas de tensão σ_{yy} para as Combinação 1 e 2 ao longo do corte C'-C.....	73
Fig. 93 - Solução 1: Traçado do cabos de pré-esforço longitudinal.....	73
Fig. 94 - Solução 2: Traçado do cabos de pré-esforço longitudinal.....	74
Fig. 95 - Linhas I-I', II'-II e III-III'..	74
Fig. 96 - Traçado dos cabos de pré-esforço transversal.....	76
Fig. 97 - Localização dos cabos de pré-esforço transversal: à esq. a solução a) e à dir. a solução b).77	
Fig. 98 - Linha IV-IV'..	77
Fig. 99 - Geometria alternativa..	78
Fig. 100 - Bloco de ancoragem da barragem de Caruachi: à esq. a vista sobre os bloco de ancoragem [42] e à dir. o perfil da barragem [43]	78
Fig. 101 - Modelo de cálculo da geometria variante: à esq. perspectiva da frente e à dir. perspectiva de trás.....	79
Fig. 102 - Geometria variante sob as acções correspondentes à combinação 1..	79
Fig. 103 - Deformada da geometria variante sob a combinação 1.....	80
Fig. 104 - Mapa de tensão σ_{xx} (Comb.1) da geometria variante - vista longitudinal.....	80
Fig. 105 - Mapa de tensão σ_{xx} (Comb.1) - bloco de ancoragem da geometria variante..	81
Fig. 106 - Mapa de tensão σ_{yy} (Comb.1) da geometria variante - perspectiva...	81
Fig. 107 - Mapa de tensão σ_{zz} (Comb.1) da geometria variante - perspectiva...	82
Fig. 108 - Solução variante sob as acções correspondentes à combinação 2.....	82
Fig. 109 - Deformada para a combinação 2 - vista de topo...	82
Fig. 110 - Mapa de tensão σ_{xx} (Comb. 2) para a solução variante: à esq. a face esquerda do pilar e à dir. a face direita do pilar.....	83
Fig. 111 - Mapa de tensão σ_{xx} (Comb. 2) - bloco de ancoragem da solução variante....	83
Fig. 112 - Mapa de tensão σ_{yy} (Comb. 2) para a solução variante: à esq. a face esquerda do pilar e à dir. a face direita do pilar.....	84
Fig. 113 - Mapa de tensões σ_{zz} (Comb. 2) para a solução variante: à esq. a face esq. do pilar e à dir. a face dir. do pilar.....	84
Fig. 114 - Traçado equivalente dos cabos de pré-esforço para a solução variante.....	85
Fig. 115 - Linha V-V' (coincidente com a face do pilar).....	85
Fig. 116 - Cortes D-D' e E-E'	86
Fig. 117 - Mapa de tensões σ_{xx} ao longo do corte D-D': em cima Comb. 1 e em baixo Comb. 2	86

Fig. 118 - Mapa de tensões σ_{xx} ao longo do corte D-D' devido à aplicação de uma força de pré-esforço útil de 17076 kN.....	87
Fig. 119 - Mapa de tensões σ_{xx} ao longo do corte E-E': em cima Comb. 1 e em baixo Comb. 2.....	87
Fig. 120 - Mapa de tensões σ_{xx} ao longo do corte E-E' devido à aplicação de uma força de pré-esforço útil de 17076 kN.....	88
Fig. 121 - Tensões σ_{xx} para a geometria variante (Comb. 3) - perspectiva sobre o pilar	88
Fig. 122 - Tensões σ_{yy} e σ_{zz} para a geometria variante (Comb. 3) - vista longitudinal do pilar.	89
Fig. 123 - Tensões σ_{xx} para a geometria variante (Comb. 4): à esq. a face esquerda do pilar e à dir. a face direita do pilar.	89
Fig. 124 - Tensões σ_{xx} para a geometria variante (Comb. 4): zona inferior ao bloco de ancoragem para a face coincidente com o carregamento assimétrico.	90
Fig. 125 - Tensões σ_{yy} para a geometria variante (Comb. 4): à esq. a face esq. do pilar e à dir. a face dir. do pilar.....	90
Fig. 126 - Tensões σ_{zz} para a geometria variante (Comb. 4): à esq. a face esquerda do pilar e à dir. a face direita do pilar..	91

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1 – Principais características geométricas da barragem de montante	21
Quadro 2 - Principais características geométricas da barragem de jusante.....	23
Quadro 3 - Características dos aços de alta resistência utilizados em armaduras de pré-esforço	26
Quadro 4 - Características das comportas das barragens portuguesas no rio Douro.....	40
Quadro 5 - Resultados dos testes nos modelos A e B ^a	50
Quadro 6 - Acções nos munhões	60
Quadro 7 - Tensões σ_{xx} ao longo da linha I-I', II-II' e III-III'	75
Quadro 8 -Tensões σ_{yy} (MPa) ao longo da linha II-II'	76
Quadro 9 - Tensões σ_{yy} (MPa) ao longo da linha IV-IV'	77
Quadro 10 - Tensões σ_{xx} (MPa) da solução alternativa ao longo da linha V-V'	85

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

De forma, a possibilitar clareza de exposição far-se-á ao longo do texto a descrição de cada notação ou símbolo, aquando da sua primeira utilização.

1

INTRODUÇÃO

Neste capítulo começa-se por realizar um enquadramento das barragens no contexto social, ambiental e económico dos tempos contemporâneos. Posteriormente, apresentam-se os objectivos a alcançar e o tema a desenvolver, assim como, a descrição dos capítulos que compõem o trabalho.

1.1. ENQUADRAMENTO

A água é essencial à vida. Leonardo da Vinci (séc. XVI) descreveu a água como "veículo da natureza" ("vetturale di natura"), crendo que a água está para o Mundo como o sangue para os humanos. É um recurso natural crítico ao desenvolvimento sustentável, e constitui a maior fonte de energia em algumas partes do globo, enquanto que em certos países o seu potencial como fonte de energia permanece sobejamente inexplorado.

A continuação do crescimento populacional conduzirá a um aumento do seu consumo e desperdício. De acordo com o UN World Water Development Report, em 2050, pelo menos uma em quatro pessoas viverá num país afectado por uma crónica ou recorrente falta de água doce [1].

A Organização Meteorológica Mundial (OMM) defende como causas para o aquecimento global: os gases de efeito de estufa (GEE), a diminuição da camada de ozono e os aerossóis na atmosfera [2].

A Directiva 2001/77/CE fixou como objectivos o aumento da produção de electricidade a partir de fontes renováveis, a redução da dependência externa (essencialmente combustíveis fósseis), o aumento da eficiência energética e a redução de emissões de CO₂ [3].

Por estes e outros motivos, a construção de barragens assume nos dias de hoje cada vez mais importância na produção de energia através de fonte renovável, mas também na criação de reservas naturais de água doce.

Actualmente, Portugal apresenta uma dependência energética externa superior a 80 %. Contudo, possui um elevado potencial hídrico não explorado, cerca de 54%. De forma a contrariar este contexto, foi definido, em 2007, o Programa Nacional de Barragens com Elevado Potencial Hidroeléctrico (PNBEPH). Este plano teve como intuito identificar e definir prioridades para os investimentos a realizar em aproveitamentos hidroeléctricos no horizonte 2007-2020 [4].

1.2. OBJECTIVOS

No projecto de aproveitamentos hídricos envolvendo grandes barragens em betão do tipo abóbada de dupla curvatura, a inserção de descarregadores de cheias sobre a barragem tem-se mostrado uma solução bastante competitiva em termos económicos.

A minimização da dimensão dos pilares do descarregador é um factor importante para o qual pode contribuir a adopção de sistemas de pré-esforço para fixação dos munhões das correspondentes comportas.

É objectivo do trabalho a análise crítica de soluções deste tipo já adoptadas em diferentes barragens e a sua aplicação, com eventuais inovações, a um caso concreto de uma nova barragem em fase de projecto.

1.3. DESCRIÇÃO DO TEMA

Nesta dissertação procede-se à análise e concepção de um sistema de fixação de comportas segmento num pilar de um descarregador de uma barragem de betão por meio de um sistema de pré-esforço.

Este estudo tem como base a geometria do descarregador de cheias da barragem do escalão de montante do aproveitamento hidroeléctrico do Baixo Sabor, cujo dono-de-obra e projectista é a Electricidade de Portugal (EDP).

As comportas do descarregador estão sujeitas a impulsos hidrostáticos, transmitindo-os por intermédio de braços inclinados às articulações e estas, por sua vez, transmitem-nos ao pilar.

Através de um sistema de pré-esforço de pós-tensão procede-se à ancoragem das comportas. Por meio deste sistema, o pilar será comprimido, numa extensão suficiente por longas ancoragens, compostas por aço de alta resistência, que serão devidamente pré-esforçadas de modo a anular tensões de tracção no betão.

1.4. DESCRIÇÃO DO CONTEÚDO DOS CAPÍTULOS

O trabalho está dividido em oito capítulos, dedicando-se o presente capítulo (Capítulo 1) à introdução.

No Capítulo 2, procede-se à classificação de barragens e à caracterização dos diferentes tipos de barragens de betão, para os quais se apresentam exemplos nacionais.

O Capítulo 3, destinado a descarregadores de cheia, contém uma exposição da função e classificação destes órgãos de segurança de barragens, atribuindo-se maior ênfase aqueles que se inserem em barragens de betão do tipo abóbada.

No Capítulo 4, descrevem-se os vários tipos de comportas hidráulicas, em especial as segmento, que são objecto de estudo neste trabalho.

No Capítulo 5, apresenta-se de forma sintética as características do aproveitamento hidroeléctrico do Baixo Sabor, cujo descarregador de cheias da barragem do escalão de montante serve como base ao trabalho.

O Capítulo 6, diz respeito ao sistema de pré-esforço, efectuando-se uma descrição dos seus sistemas e técnicas.

No Capítulo 7, desenvolvem-se sistemas de fixação de comportas segmento através de sistemas de pré-esforço. Efectua-se uma descrição dos sistemas de ancoragem de comportas segmento, um

resumo das considerações de análise e de dimensionamento do EM 1110-2-2105 e a apresentação de soluções adoptadas em diversas barragens. No Capítulo 8, concebe-se um sistema de fixação para a geometria do pilar central do descarregador de cheias da barragem do escalão de montante do Baixo Sabor, e analisa-se uma geometria variante para este pilar, acompanhado do respectivo sistema de fixação das comportas.

O Capítulo 9, dedicado a conclusões, contém uma análise dos resultados obtidos e das soluções adoptadas.

2

BARRAGENS

2.1. CLASSIFICAÇÃO DE BARRAGENS

Existem vários critérios de classificação de barragens, sendo frequente os que se baseiam na importância, na finalidade principal e nos materiais e tipo estrutural [5].

No que diz respeito à sua importância, as barragens podem ser classificadas como pequenas ou grandes barragens. De acordo com a Comissão Internacional das Grandes Barragens (ICOLD), consideram-se grandes barragens aquelas com mais de 15 m de altura, medidos entre a superfície das fundações e o coroamento da barragem, ou com capacidade de armazenamento superior a 1000000 m³, ou ainda, aquelas que possuem fundações especiais. As pequenas barragens são todas aquelas que não pertencem à definição anterior [5].

Quanto à finalidade a que se destinam, podem ser classificadas como: barragens para criar albufeiras, barragens de derivação, barragens de retenção ou barragens de fins múltiplos. As barragens para criar albufeiras permitem o armazenamento de excessos afluentes durante as épocas chuvosas para serem utilizados em épocas secas. As barragens de derivação possibilitam a captação de água para condutas ou canais, que se destinam a usos diversos, tais como, o consumo público, a rega ou a produção de energia eléctrica. As barragens de retenção retêm material sólido afluente ou detêm temporariamente as cheias, descarregando um caudal compatível com a capacidade do leito a jusante e, evitando-se assim inundações. Uma barragem de fins múltiplos permite a coexistência de diferentes propósitos, sem que nenhum deles se sobreponha [5].

Segundo os materiais e estruturas, as barragens podem classificar-se como barragens de betão ou barragens de aterro [5].

A Portaria n.º 846/93, que aprova as normas de projecto de barragens, considera para as barragens de betão os seguintes tipos básicos: gravidade, gravidade aligeirada, contrafortes, abóbada simples e abóbadas múltiplas (estes dois últimos de simples ou dupla curvatura). Enquanto que as barragens de aterro podem classificar-se como: de terra, com perfil homogéneo ou com perfil zonado; de enrocamento, com órgão de estanquidade a montante ou com órgão de estanquidade interno; mistas, com perfil constituído por dois maciços, um de terra e outro de enrocamento [6].

2.2. BARRAGENS DE BETÃO

A engenharia das barragens de betão desenvolveu-se essencialmente a partir das obras construídas no país. Todavia, a participação de engenheiros portugueses em projectos e construção de barragens no estrangeiro só se evidenciou a partir da década de 60. Esta intervenção, quer em Portugal, quer no

estrangeiro, conduziu ao desenvolvimento de estudos e investigações nas áreas de projecto, construção, exploração e controlo de segurança. Actualmente, a experiência na engenharia de barragens encontra-se repartida por vários organismos: de investigação (entre outros, o Laboratório Nacional de Engenharia Civil - LNEC), Universidades, Donos de obra (entre os quais se destaca a Electricidade de Portugal - EDP) e alguns gabinetes de projectistas e consultores [7].

Em Portugal, as barragens de betão surgem integradas em aproveitamentos hidráulicos para produção de energia, rega, abastecimento de água e outros fins. Estas estruturas podem ser dos seguintes tipos:

- barragens de gravidade, maciça e aligeirada;
- barragens de contrafortes;
- barragens abóbada, espessa ou delgada, de simples ou dupla curvatura;
- barragens de abóbadas múltiplas de pequenos ou grandes vãos.

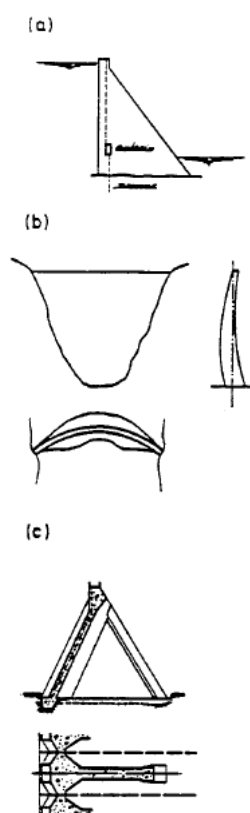


Figura 1- Perfis transversais de barragens de betão: de gravidade (a), de abóbada (b) e de contrafortes (c).
Adaptado de [5].

2.2.1. BARRAGENS DE GRAVIDADE

As barragens de gravidade são construídas em betão ou em alvenaria, sendo estas últimas actualmente pouco utilizadas. A estabilidade é assegurada pelo seu peso próprio, e apresentam um perfil transversal aproximadamente triangular, com o paramento de montante vertical ou subvertical [5].

2.2.2. BARRAGENS DE ABÓBADA

As barragens abóbada apresentam simples ou dupla curvatura com o intuito de transmitir o efeito da pressão hidrostática à fundação e aos encontros, tirando partido da resistência dos arcos à compressão e permitindo, igualmente, uma redução do volume de betão em comparação com as barragens gravidade. As barragens de arco-gravidade são barragens que conjugam o funcionamento em gravidade com o funcionamento em arco apresentando, em geral, apenas curvatura horizontal [5].

2.2.3. BARRAGENS DE CONTRAFORTES E DE ABÓBADAS MÚLTIPLAS

As barragens de contrafortes apresentam uma estrutura continua a montante, que assegura a estanquidade, suportada a jusante por elementos descontínuos - os contrafortes [5].

As barragens de abóbadas múltiplas são estruturas constituídas por abóbadas de simples ou dupla curvatura que se apoiam em contrafortes. A distância entre contrafortes define o vão das abóbadas.

2.2.4. EXEMPLOS DE BARRAGENS EM PORTUGAL

2.2.4.1. Barragens de gravidade

A barragem da Régua é do tipo gravidade aligeirada. A sua construção, concluída em 1973, constitui o segundo escalão construído no Douro Nacional, após a construção da barragem do Carrapatelo em 1972. A altura máxima acima das fundações dos blocos dos pilares, destinados à amarração e guiamento das comportas e ao apoio do viaduto de coroamento, é de 41 m. O descarregador de cheias, dimensionado para um caudal máximo de 21 500 m³/s, encontra-se equipado por 5 comportas segmento de 26,0 m de vão e 15,53 m de altura. Os apoios dos braços das comportas foram realizados em betão pré-esforçado, sem vigas metálicas, pela primeira vez em aproveitamentos hidráulicos do Douro [8].

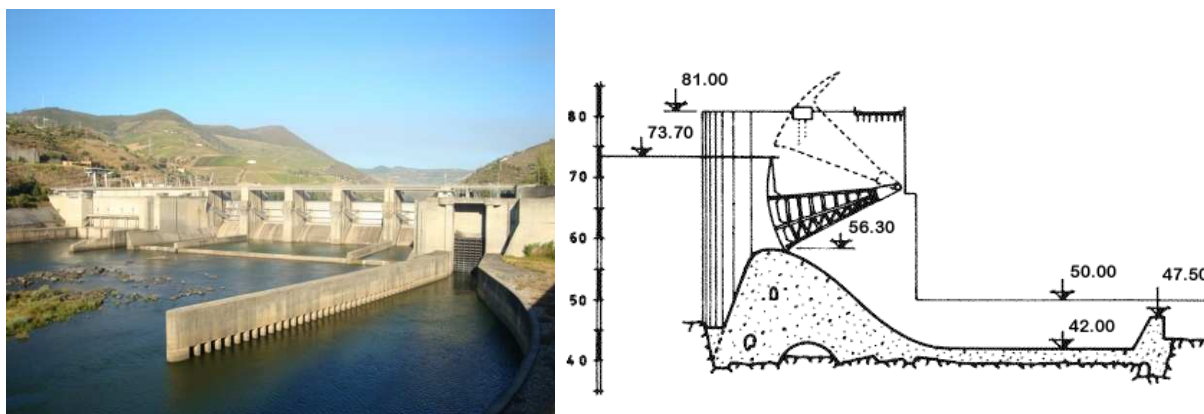


Figura 2- Barragem da Régua: à esq. a vista geral e à dir. o perfil da barragem [9] .

A barragem de Crestuma-Lever é do tipo móvel. A sua construção foi finalizada em 1985. Este tipo de barragem permite a elevação das comportas acima do nível da água em situações de grande cheia, ficando somente os pilares hidrodinâmicos no caminho da corrente. Os pilares da barragem têm uma espessura de 6 m e uma altura máxima acima da fundação de 65,5 m e um comprimento de cerca de 50 m [8].

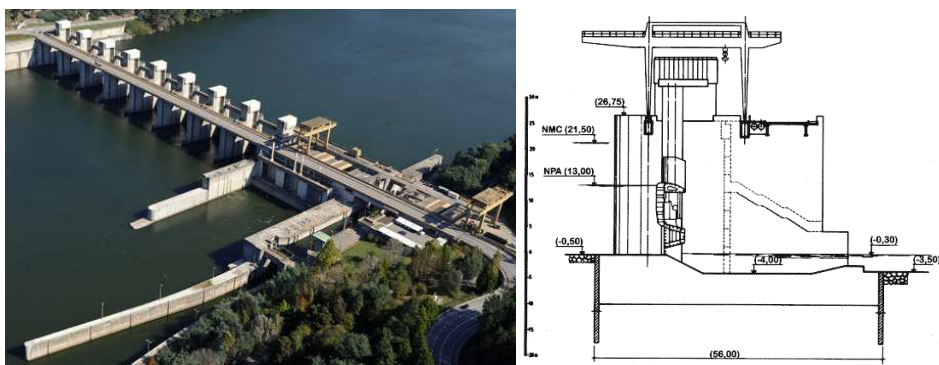


Figura 3- Barragem de Crestuma-Lever: à esq. a vista geral [10] e à dir. o perfil da barragem [9] .

2.2.4.2. Barragens de abóbada

A barragem de Santa Luzia é um exemplo de uma barragem abóbada cilíndrica, relativamente delgada, situada no rio Zêzere, a cerca de 50 km a SE da cidade de Coimbra. Trata-se de uma estrutura com altura máxima de 76 m apoiando, na margem esquerda, num encontro do tipo gravidade aligeirada, isolado da acção da água por uma pequena abóbada. Esta barragem foi concluída no ano de 1942. Foi a primeira barragem abóbada estudada em Portugal por intermédio de modelos físicos [7].

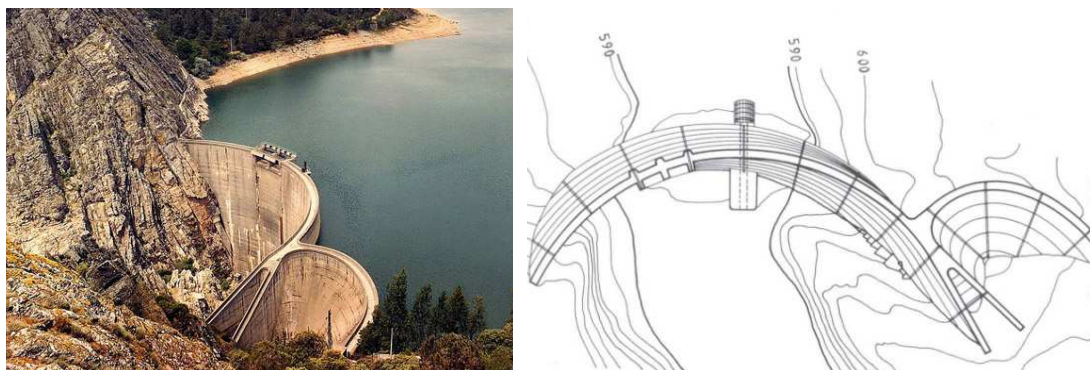


Figura 4 - Barragem de Santa Luzia: à esq. a vista geral [11] e à dir. a planta da barragem [9] .

A barragem do Cabril, concluída em 1954, é constituída por uma abóbada de dupla curvatura, com altura máxima de 136 m, que cria uma albufeira de $719 \times 10^6 \text{ m}^3$ de capacidade, utilizada para produção de energia numa central de pé de barragem [7].

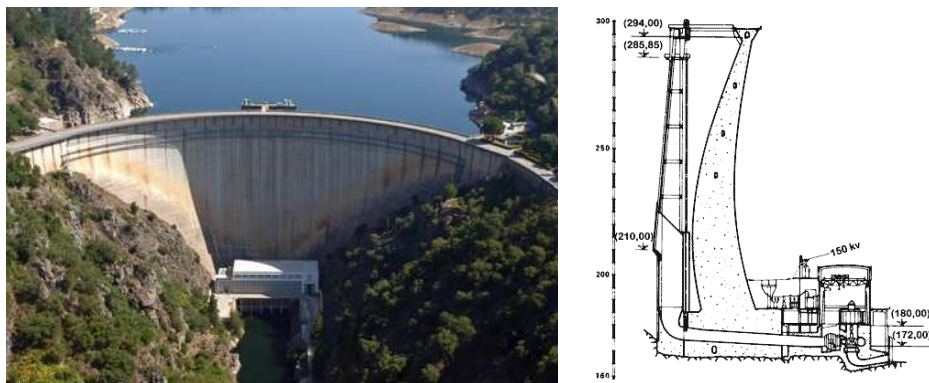


Figura 5 - Barragem do Cabril: á esq. a vista geral [12] e à dir. o perfil da barragem [9] .

O aproveitamento hidroeléctrico do Picote, foi o primeiro a ser construído no troço português do Douro Internacional. As obras de construção foram concluídas em 1958. A barragem situa-se num "canhão" de margens quase verticais e a central, em caverna, localiza-se na margem direita. A barragem é do tipo abóbada de dupla curvatura, simétrica, com 92,3 m de corda no coroamento, entre encontros. A altura máxima acima da fundação é de 100 m e a espessura na base da consola central é de 17,5 m. Imediatamente a jusante da barragem existe uma estrutura em contrafortes que forma a soleira e o salto de "ski" do descarregador. O descarregador de cheias é formado por quatro vãos, providos de comportas de segmento de 20 m de comprimento e 8,60 m de altura, com o peso aproximado de 63 toneladas [8].

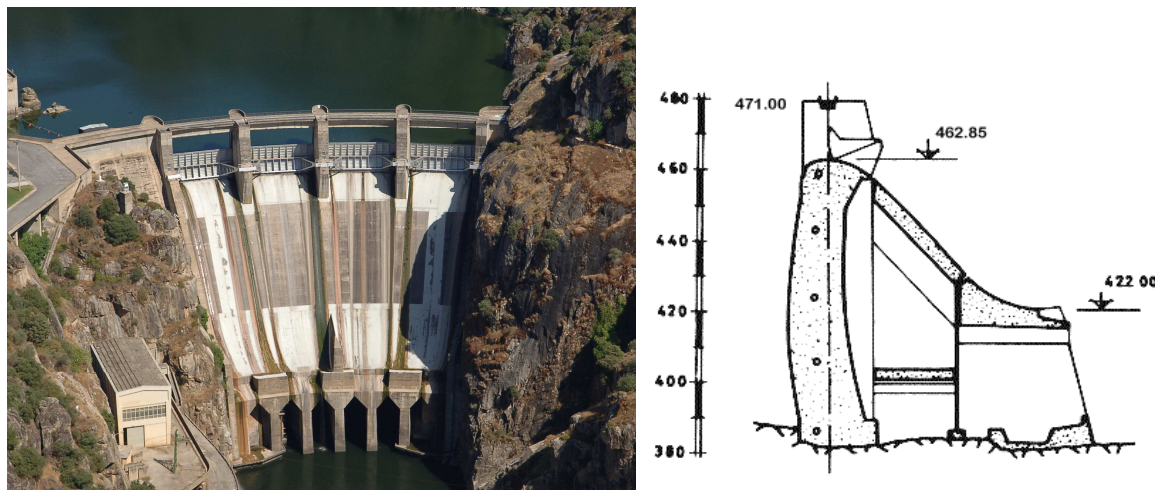


Figura 6 - Barragem do Picote: à esquerda a vista geral [13] e à dir. o perfil da barragem [9] .

A barragem do Alto Lindoso, no rio Lima, é do tipo abóbada de dupla curvatura. As obras de construção foram concluídas em 1992. A barragem situa-se muito perto da fronteira com Espanha, entre as montanhas do Soajo e do Gerês. Possui uma altura máxima acima das fundações de 110 m, 21 m de espessura máxima e um comprimento total de coroamento de 297 m. A fundação é formada por maciços de granito de alta qualidade [14].

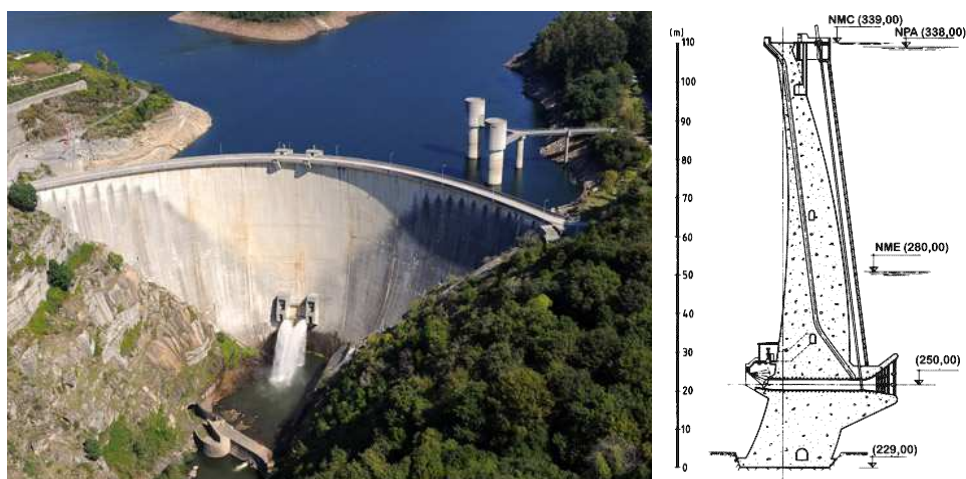


Figura 7 - Barragem do Alto Lindoso: à esq. a vista geral [15] e à dir. o perfil da barragem [9] .

A barragem de Alqueva, no rio Guadiana, é do tipo abóbada de dupla curvatura. A sua construção foi concluída no ano de 2002. Possui uma altura máxima de 96 m acima da fundação e um comprimento de coroamento de 458 m. A sua albufeira, com capacidade total de 4150 hm³, constitui o maior lago artificial da Europa [14].

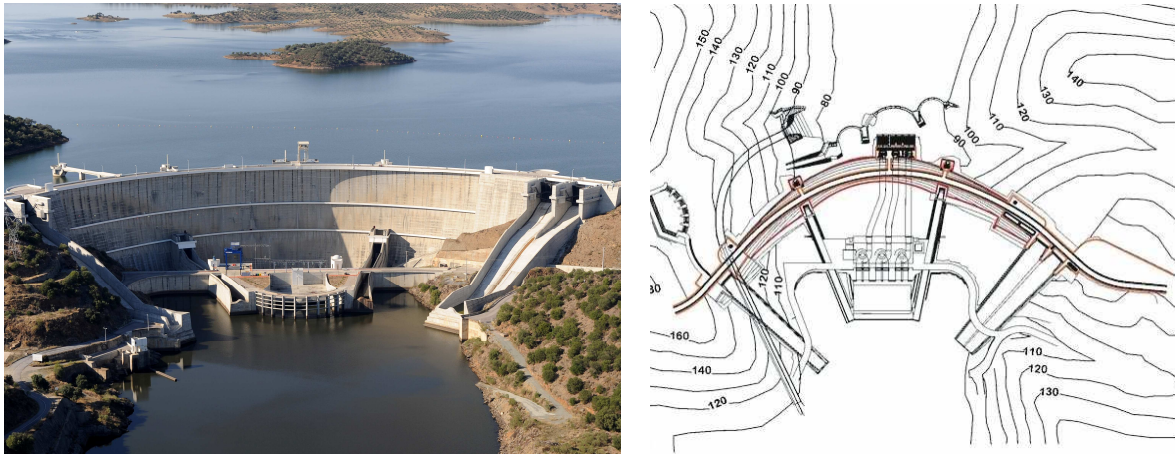


Figura 8 - Barragem do Alqueva: à esq. a vista geral [13] e à dir. a planta da barragem [9] .

2.2.4.2. Barragens de abóbadas múltiplas

A barragem da Aguieira é uma barragem de abóbadas múltiplas , construída no rio Mondego a cerca de 50 Km da cidade de Coimbra. Esta estrutura, concluída em 1981, é formada por três abóbadas com altura máxima de 89 m e com uma relação corda/altura pouco maior do que 1, dispostas segundo um eixo curvo, de forma tal que os contrafortes ficam dirigidos contra as margens [7].



Figura 9 - Barragem da Aguieira: à esq. a vista geral [16] e à dir. a planta barragem [9].

3

DESCARREGADORES DE CHEIA

3.1. FUNÇÃO DOS DESCARREGADORES

Os descarregadores têm como objectivo assegurar uma adequada passagem do excesso de água que aflui à albufeira da barragem. São órgãos de segurança de barragens, dimensionados para permitir escoar a cheia de projecto sem o galgamento da barragem. Permitem também promover um rápido abaixamento do nível da albufeira, em caso de eventual necessidade. Na fase do primeiro enchimento da albufeira, os descarregadores são também em geral utilizados para controlar a subida do nível de água.

3.2. CLASSIFICAÇÃO DOS DESCARREGADORES

Os descarregadores podem classificar-se sob dois aspectos [5]:

- quanto à localização e ao controlo do caudal:

- Descarregador sobre a barragem:
 - Barragem de Betão;
 - Descarga livre ou controlada por comportas (ou por sifão).
- Descarregador por orifícios através da barragem:
 - Barragem de betão;
 - Descarga controlada por comportas.
- Descarregador em canal:
 - Independente da estrutura da barragem;
 - Barragem de qualquer tipo;
 - Descarga livre ou controlada por comportas.
- Descarregador em poço:
 - Poço vertical ou inclinado, seguido de galeria sob a barragem (barragem de aterro ou de enrocamento) ou escavada em subterrâneo (barragem de qualquer tipo), que podem ser não equipados ou equipados com comportas cilíndricas.
- Descarregador fusível:
 - De emergência, lateral à barragem.

- quanto ao guiamento da lâmina líquida e ao modo de dissipação de energia:

- Queda livre e dissipação de energia no leito:
 - Protecção ou não, com ou sem sobreelevação do nível natural no rio.

- Queda guiada e trampolim de saída (salto de esqui) com dissipação no leito (protegido ou não).
- Queda guiada e dispositivo de energia de dissipação de energia:
 - Bacia de dissipação ou equivalente.

3.3. DESCARREGADORES EM BARRAGENS DE BETÃO DO TIPO ABÓBADA

Se a barragem for do tipo abóbada, o descarregador é de lâmina livre ou de jactos livres descendentes, colocados mais ou menos próximo do coroamento, ou de orifícios profundos, ou resulta de uma combinação de ambos [17].

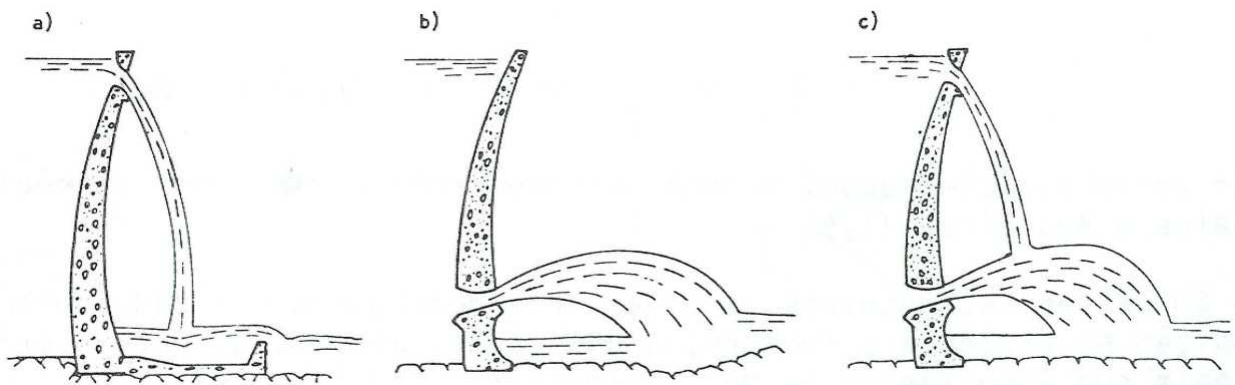


Figura 10- Descarregadores em barragem abóbada: a) jactos livres; b) orifícios profundos; c) jactos cruzados.
Adaptado de [17].

O descarregador de lâmina ou de jactos livres descendentes dissipa a energia junto à fundação da barragem, sem originar erosão desde que protegida com uma estrutura de betão, convenientemente drenada e ancorada. Nesta estrutura, incidirão os jactos que caem de grande altura sobre um colchão de água, naturalmente ou artificialmente criado por uma contrabarragem. Soluções deste tipo foram utilizadas em barragens como a de Santa Luzia, Salamonde, Caniçada ou Bouçã [17].



Figura 11- Descarregadores de lâmina ou de jactos livres: à esq. a barragem da Caniçada [18] e à dir. a barragem da Bouçã [19].

No descarregador de orifícios profundos, os jactos têm a trajectória parabólica, em geral um trecho ascendente para aumentar o alcance. A energia é dissipada longe do pé da barragem, não existindo necessidade de estrutura de protecção do leito do rio. Descarregadores deste tipo foram adoptados na barragem de Cahora Bassa [17].



Figura 12 - Descarregadores da barragem de Cahora Bassa. Adaptado de [20].

Se os caudais são muito elevados, a combinação de orifícios superiores com orifícios profundos pode ser a solução hidráulica adequada, resolvidos os problemas estruturais. A melhor solução provocará o choque deliberado dos jactos. Quando factores diversos desaconselham a inserção dos descarregadores na estrutura da barragem, implantam-se fora dela, como nos casos de Cabril, Alto Rabagão, Vilarinho das Furnas e Varosa. Neste caso, os descarregadores são em canal ou túnel [17].

4

COMPORTAS HIDRÁULICAS

4.1. COMPORTAS PLANAS

As comportas planas são formadas por um tabuleiro com face plana, em construção metálica. A abertura da comporta dá-se por subida do tabuleiro. Este tipo de comportas é aplicado em descargas de superfície ou em orifícios sob pressão [5].

Tendo em conta o tipo de deslizamento, podem-se classificar como:

- Comportas de corredeira;
- Comportas de vagão ou vagão duplo, conforme têm um ou dois tabuleiros;
- Comportas de lagartas.

O movimento da comporta é realizado por deslizamento ou rolamento sobre as peças de apoio (deslizamento nas comportas de corredeira; rolamento nas comportas de vagão e nas de lagarta, dotadas de rodas e de rolos, respectivamente).

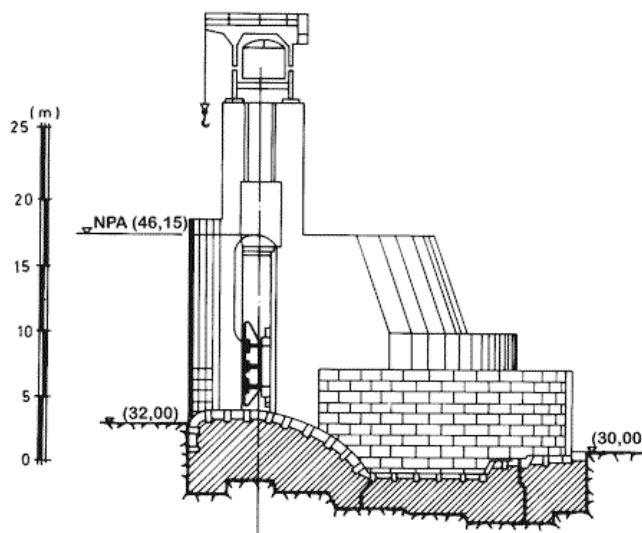


Figura 13- Comporta de vagão duplo: barragem de Belver. Adaptado de [9].

4.2. COMPORTAS DE SEGMENTO

Remonta a 1853, a aplicação mais antiga da comporta de segmento. Esta aplicação foi realizada no rio Sena, em Paris, através de quatro comportas com 1,0 m de altura e 8,75 m de comprimento, da autoria do engenheiro francês Poirée [21].

Por volta de 1870, nos E.U.A. ocorreram invenções paralelas da comporta de segmento. Rehbock e Hilgard, juntamente com A. O. Powell, deram o nome do inventor como T. Parker, que supostamente vendeu as suas ideias a Jeremias Burnham Tainter, de Menomonee, Wisconsin. Em 1886, ele patenteou em seu nome, recebendo do U. S. Patent Office o número 344879. A comporta tinha três braços radiais e construção em madeira [21].

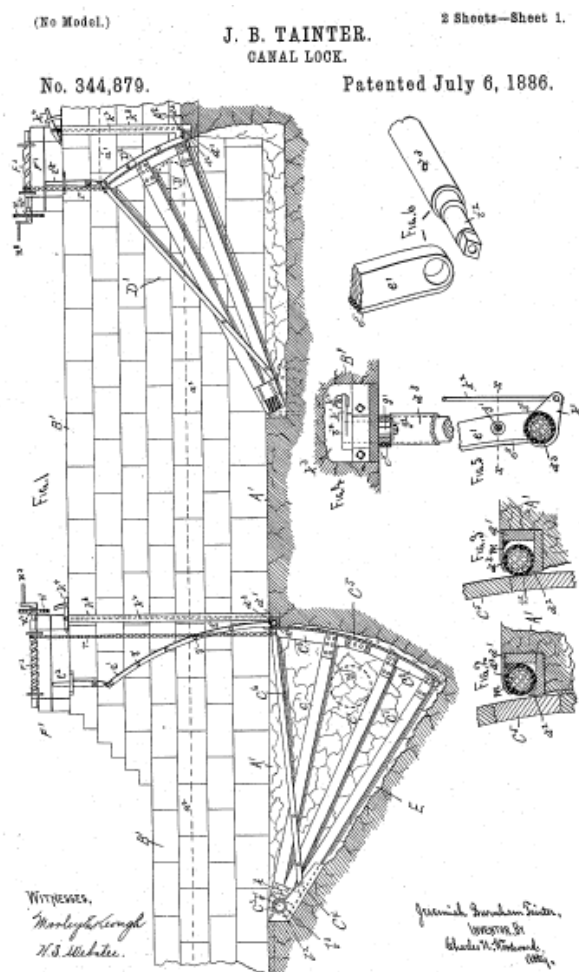


Figura 14- Patente da comporta segmento por Tainter (1886). Adaptado de [22].

As comportas segmento são formadas por um tabuleiro com face cilíndrica. A sua abertura efectua-se por subida do tabuleiro.

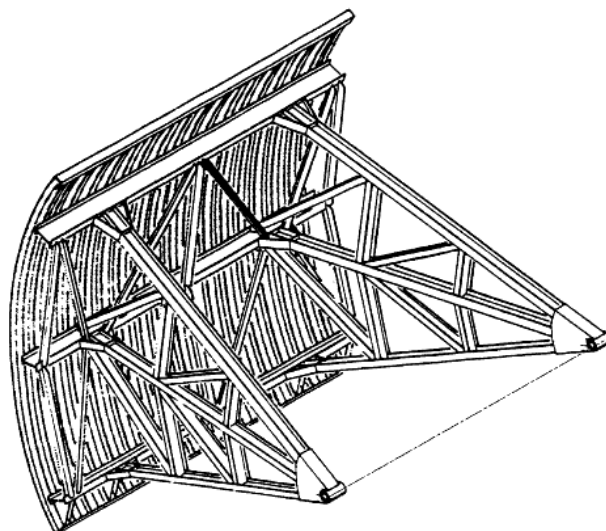


Figura 15 - Comporta de segmento típica. Adaptado de [23].

São realizadas em construção metálica em que o tabuleiro, realizado por uma chapa metálica calandrada, e reforçada por perfis metálicos na sua face de jusante, é suportada por dois braços apoiados em articulações [24].



Figura 16 - Comportas segmento da Barragem da Régua.

Estas comportas são utilizadas em descarregadores de superfície ou em orifícios sob pressão. Os impulsos hidrostáticos, e as acções de guiamento e de pesos próprios, a que estão sujeitas, são transmitidas, respectivamente, do tabuleiro aos braços de suporte e destes às articulações existentes nos pilares ou encontros da barragem, às peças de guiamento, e à soleira de apoio [24].

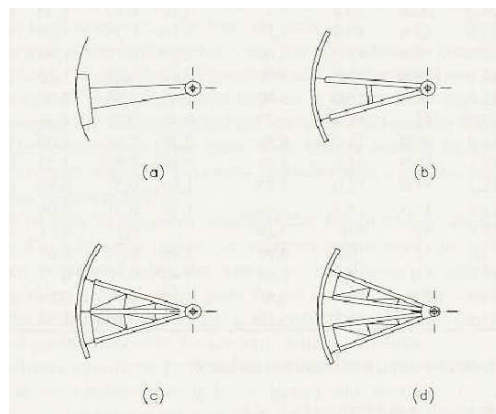


Figura 17 - Arranjo vertical dos braços da comporta segmento. Adaptado de [21].

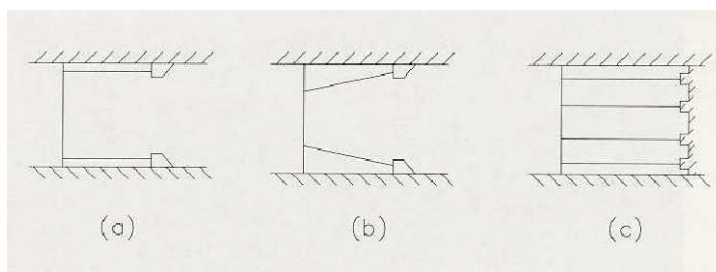


Figura 18 - Arranjo em planta dos braços da comporta segmento. Adaptado de [21].

4.3. COMPORTAS DE CHARNEIRA

São caracterizadas pela existência de um tabuleiro, em geral de forma lenticular, articulado ao nível da soleira de descarga. Esta articulação, a charneira, na base do tabuleiro, permite a abertura da comporta, por basculamento do tabuleiro [5].

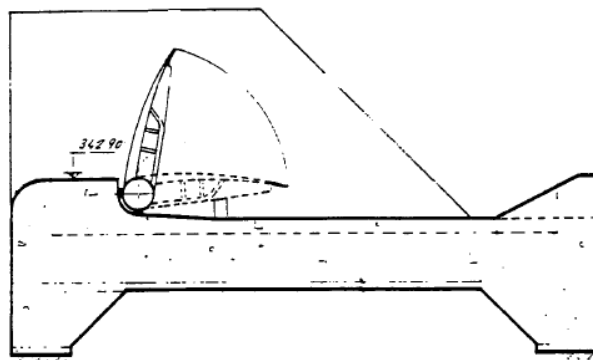


Figura 19 - Comporta de charneira. Adaptado de [5].

Utilizam-se em descarregadores de superfície, com charneira sobre a soleira descarregadora. Normalmente, são realizadas em construção metálica, sendo as partes constituintes principais: o tabuleiro, a articulação deste e os guiamentos situados nos pilares ou encontros do aproveitamento. Os impulsos devidos às acções hidrostáticas são transmitidos à articulação e aos guiamentos [5].

5

APROVEITAMENTO DO BAIXO SABOR

5.1. ENQUADRAMENTO GERAL

O aproveitamento hidroeléctrico do Baixo Sabor situa-se no troço inferior do rio Sabor, afluente da margem direita do rio Douro. Este aproveitamento é formado por dois escalões, localizados no Concelho de Torre de Moncorvo. O escalão de montante e de jusante localizados a 12,6 km e a 3 km da foz do rio Sabor [25].



Figura 20 - Localização do aproveitamento do Baixo Sabor. Adaptado de [26].

Neste aproveitamento hidroeléctrico pretende-se instalar uma potencia total de 170 MW, repartida por dois escalões. O escalão de montante com 140 MW e o de jusante com 30 MW, com grupos reversíveis em ambos. Estes escalões apresentarão uma produtividade de 230 GWh/ano para condições hidrológicas médias, sem contabilizar a contribuição da bombagem [25].



Figura 21 - Antevisão do aproveitamento do Baixo Sabor: à esq. o escalão de montante e á dir. o escalão de jusante. Adaptado de [26].

5.2. DESCRIÇÃO GERAL DO APROVEITAMENTO

5.2.1. ESCALÃO DE MONTANTE

O escalão de montante é formado por uma barragem de betão em abóbada de dupla curvatura que incorpora um descarregador de cheias de lâmina livre regulado por comportas segmento, uma descarga de fundo (incorporada no corpo da barragem), uma bacia de dissipação (a jusante do pé da barragem), dois circuitos hidráulicos subterrâneos independentes para cada um dos dois grupos reversíveis, e uma central em poço (localizada na margem direita) [25].

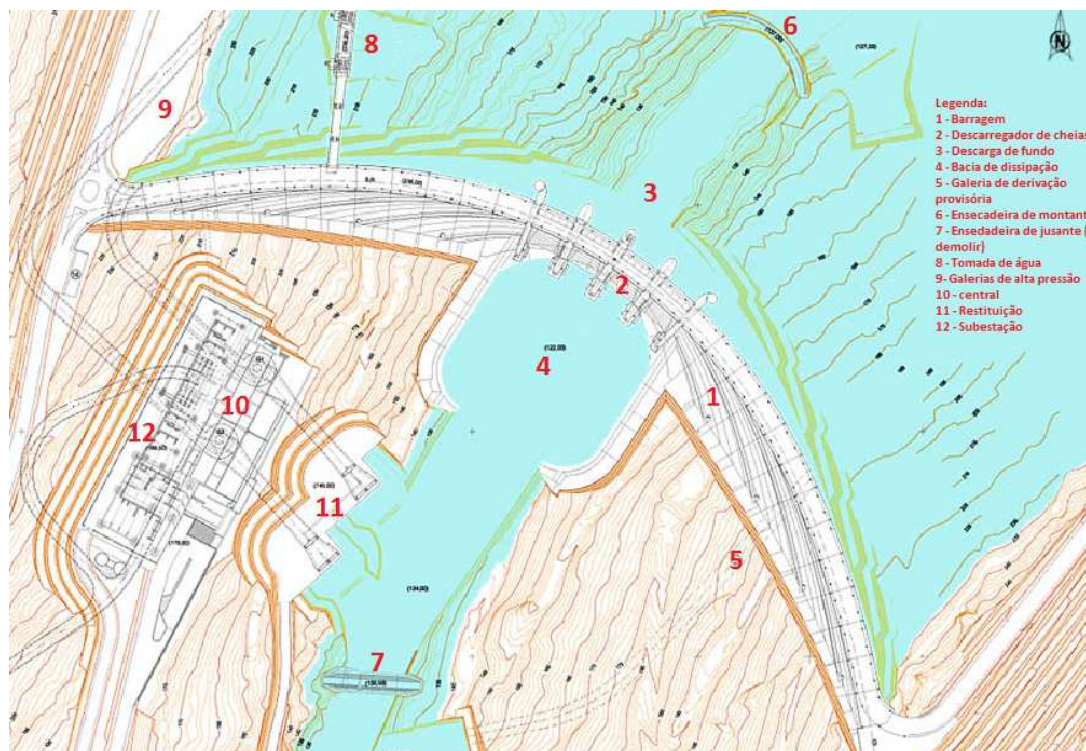


Figura 22 - Escalão de montante. Adaptado de [26].

A barragem é uma abóbada de dupla curvatura, com altura máxima teórica de 123 m acima da fundação, sendo dividida em blocos por meio de 32 juntas de dilatação. O coroamento da barragem situa-se à cota 236.0, com um desenvolvimento de 505 m e uma espessura de 6 m. O descarregador de

O descarregador de cheias é de superfície, com a lâmina líquida aderente ao corpo da barragem, controlado por quatro descarregadores associados a quatro vãos com 16 m de largura cada. A central localiza-se na margem direita a aproximadamente 15 m a jusante da barragem [25].

Quadro 2- Principais características geométricas da barragem de jusante. Adaptado de [27].

Altura teórica máxima acima das fundações	45 m
Desenvolvimento total do coroamento	315 m
Desenvolvimentos	
Margem esquerda	118 m
Margem direita	118 m
Descarregador de cheias	79 m
Espaçamento das juntas de contracção	21 m
Número de blocos da barragem	15
Número de vãos descarregadores	4
Espessura máxima na base dos blocos	36 m
Inclinação dos paramentos	
Montante	Vertical
Jusante	1V:0.8H e Vertical
Esquerda	39,321 m
Direita	38,612 m
Volume teórico	
Betão Convencional	65900 m ³
Betão compactado com cilindro (BCC)	103000 m ³

5.3. REALIZAÇÃO

No projecto e construção do aproveitamento do Baixo Sabor participam as seguintes entidades [25]:

- Dono de obra: EDP Produção;
- Projectista e gestão do projecto: EDP Produção;
- Empreitada Geral de Construção: Consórcio Bento Pedroso/Lena;
- Fornecimento de equipamentos: Andritz Hydro e Ensulmeci;
- Fiscalização: Consulgal;
- Coordenação de segurança em obra: Tabique.

6

PRÉ-ESFORÇO

O pré-esforço é uma técnica que consiste em introduzir numa estrutura um estado de tensão prévio capaz de melhorar a sua resistência ou o seu comportamento sob diversas condições de carga [28].

No betão pré-esforçado é prática corrente proceder ao dimensionamento com base nas cargas de serviço (E.L. de Utilização) analisando as tensões na secção em fase elástica. A função principal do pré-esforço consiste em melhorar o comportamento em serviço dos elementos estruturais. Posteriormente, procede-se à verificação da capacidade resistente das secções em termos de esforços de cálculo para estados limites últimos [28].

6.1 TÉCNICAS E SISTEMAS DE PRÉ-ESFORÇO

6.1.1. PRÉ-ESFORÇO POR PRÉ-TENSÃO

No pré-esforço por pré-tensão as armaduras são tensionadas antes da colocação do betão, a transferência de força é realizada por aderência, e todo o processo desenrola-se em fábrica (tensão aplicada contra cofragens ou contra maciços de amarração).

6.1.2. PRÉ-ESFORÇO POR PÓS-TENSÃO

No pré-esforço por pós-tensão as armaduras são tensionadas depois do betão ter adquirido a resistência necessária, e a transferência é realizada quer nas extremidades (através de ancoragens), quer ao longo das armaduras após injeção das bainhas por calda de cimento.

6.1.3. PRÉ-ESFORÇO ADERENTE/NÃO ADERENTE

O pré-esforço é designado por aderente se o aço de pré-esforço estiver ligado ao betão ao longo do seu comprimento, por exemplo, com utilização de calda de cimento, garantindo um funcionamento conjunto dos materiais semelhante ao das armaduras ordinárias.

6.1.4. PRÉ-ESFORÇO INTERIOR/EXTERIOR

O pré-esforço é designado por exterior se o aço de pré-esforço estiver colocado exteriormente à secção de betão, tomando contacto com esta apenas em pontos localizados ao longo do vão (ancoragens e pontos de desvio).

6.2 COMPONENTES DE UM SISTEMA DE PRÉ-ESFORÇO

6.2.1. ARMADURAS DE PRÉ-ESFORÇO

As armaduras de pré-esforço são constituídas por aço de alta resistência, e podem ter as formas indicadas na Fig. 26.

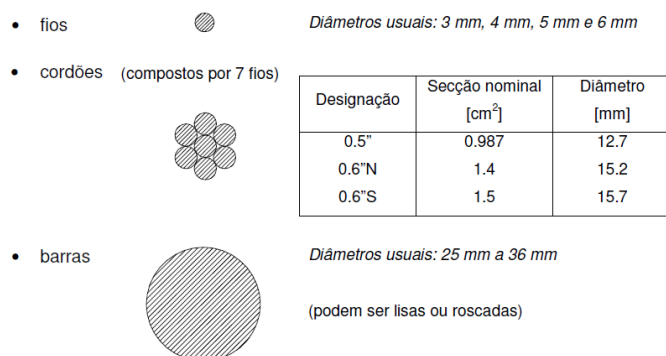


Figura 26 - Armaduras de pré-esforço. Adaptado de [29].

As características dos aços de alta resistência utilizados em armaduras de pré-esforço encontram-se sintetizadas no Quadro 3.

Quadro 3- Características dos aços de alta resistência utilizados em armaduras de pré-esforço. Adaptado de [29].

	$f_{p0.1k}$ [MPa]	f_{pk} [MPa]	E_p [GPa]
Fios e cordões	1670	1860	195 ± 10
Barras	835	1030	170

Um cabo de pré-esforço é um conjunto de cordões agrupados no interior de uma bainha. Por questões de economia, torna-se vantajoso utilizar os cabos "standard" dos sistemas de pré-esforço (número de cordões que preenchem na totalidade uma ancoragem) [29].

6.2.2. ANCORAGENS DE PRÉ-ESFORÇO

Os diferentes tipos de ancoragens utilizadas em sistemas de pré-esforçados representam-se na Fig. 27.

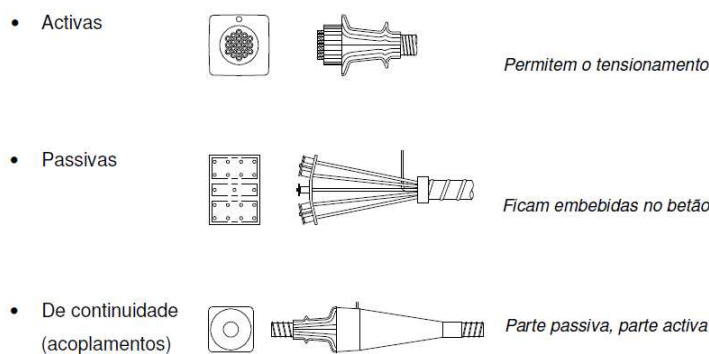


Figura 27 - Ancoragens de pré-esforço. Adaptado de [29].

6.3. BETÃO

O betão a utilizar em estruturas pré-esforçadas deve ser de classe de resistência superior ou igual a C25/30, porque o betão pré-esforçado fica sujeito, desde muito cedo a tensões de compressão elevadas [29].

6.4. SISTEMAS DE INJECCÃO

Os sistemas de injeccão podem utilizar materiais rígidos (ex: calda de cimento) ou materiais flexíveis (ex: graxas ou ceras).

6.5. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA FORÇA DE PRÉ-ESFORÇO ÚTIL

O valor da força útil de pré-esforço pode ser estimada através dos seguintes critérios:

- balanceamento das cargas (utilizar uma força útil de pré-esforço estimada de forma a balancear cerca de 80% a 100% das cargas quase permanentes);
- controlo das tensões no betão (estado limite de descompressão);
- limitação da deformação.

6.6. FORÇAS EQUIVALENTES AOS EFEITOS DO PRÉ-ESFORÇO

As forças equivalentes aos efeitos do pré-esforço traduzem as acções dos cabos de pré-esforço sobre o betão:

- nas ancoragens – forças nas ancoragens;
- nas zonas de mudança de direcção do cabo – forças de desvio.

Estas forças equivalentes são auto-equilibradas, sendo nulas as reacções em estruturas isostáticas.

6.7. BASES DE DIMENSIONAMENTO PARA ESTRUTURAS E ELEMENTOS PRÉ-ESFORÇADOS DEFINIDAS NO EUROCÓDIGOS 2 (EC2)

A secção 5.10 da norma europeia "Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão" define as bases de dimensionamento para estruturas pré-esforçadas [30]. O valor máximo do pré-esforço, ou seja, a força na extremidade activa durante a aplicação do pré-esforço encontra-se definida na secção 5.10.2.1 desta norma. A secção 5.10.3 estabelece a forma de cálculo e valor máximo da força de pré-esforço inicial aplicada ao betão imediatamente após a tracção e a amarração das armaduras (pós-tensão), assim como, os pressupostos para a determinação do valor médio da força de pré-esforço.

O método de avaliação das perdas instantâneas de pré-esforço no caso de pós-tensão está abordado na secção 5.10.5.

As perdas instantâneas de pré-esforço no caso de pós-tensão variam entre 8% e 15%, e devem-se:

- à deformação instantânea do betão;
- ao atrito (entre as armaduras e as bainhas);
- à reentrada das cunhas.

A secção 5.20.6 fornece elementos para a determinação das perdas diferidas de pré-esforço no caso da pós-tensão.

No sistema de pós-tensão, estas perdas variam entre 12% e 15 %, e processam-se ao longo do tempo devido:

- à retracção do betão;
- à fluência do betão;
- à relaxação da armadura.

Na Fig. 28 encontram-se esquematizada uma estimativa das perdas de pré-esforço por pós-tensão.

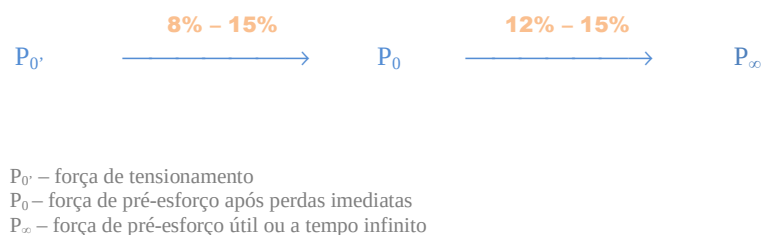


Figura 28 - Perdas de pré-esforço por pós-tensão.

A secção 7.2 do EC2 impõe uma limitação da tensão de compressão no betão da estrutura, resultante da força de pré-esforço e de outras acções que actuam no momento de aplicação do pré-esforço ou da libertação das armaduras de pré-esforço. A secção 7.2(5) institui uma limitação da tensão na armadura de pré-esforço em serviço. No caso de áreas sujeitas a forças concentradas, como no caso de ancoragens, deve considerar-se o esmagamento localizado, assim como, as forças de tracção transversais. Os princípios de cálculo relativos a áreas sujeitas a forças concentradas expõem-se na secção 6.7 do EC2.

7

SISTEMAS DE FIXAÇÃO DE COMPORTAS SEGMENTO EM PILARES DE BARRAGENS DE BETÃO POR SISTEMAS DE PRÉ-ESFORÇO

7.1. SISTEMAS DE ANCORAGEM DE COMPORTAS DE SEGMENTO

A Fig. 29 (tipo 1), Fig. 30 (tipo 2) e a Fig. 31 (tipo 3) mostram os três tipos de sistemas de ancoragem geralmente utilizados [31].

Os tipos 2 e 3 utilizam pré-esforço de pós-tensão e geralmente são considerados mais económicos para comportas radiais maiores do que 10 x 10 m. Devido ao elevado valor das cargas hidrostáticas associadas às grandes comportas, a viga de ancoragem a ser embebida no betão nos sistemas do tipo 1 é longa, o que complica o dimensionamento do pilar [31].

Informação adicional sobre ancoragens de comportas segmento com recurso a vigas de aço embebidas nos pilares do descarregador pode ser encontrada em [32].

O tipo 2 utiliza uma viga de betão similar à viga em aço do tipo 1, mas usa como sistema de ancoragem pré-esforço de pós-tensão. O tipo 3 também utiliza um sistema de ancoragem por meio de pré-esforço de pós-tensão, que é aplicado a um bloco massivo de betão armado em vez de uma viga de aço ou betão. O pilar é adelgaçado para um "pescoço fino" (*thin neck*) que permite que a carga da comporta esteja localizada perto da linha central do pilar. Isto reduz o momento da carga sobre o pilar, que é crítico especialmente quando apenas uma das duas comportas adjacentes se encontra aberta. Embora o estreitamento do pilar permita reduzir o momento, a forma do pilar torna-se complicada e deve ser cuidadosamente analisada [31].

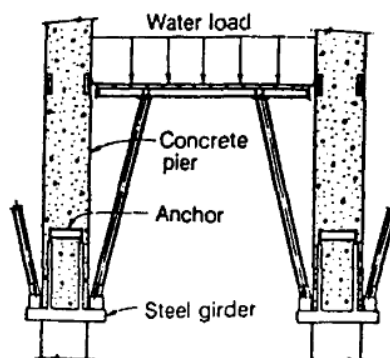


Figura 29- Sistema de ancoragem do tipo 1. Adaptado de [31].

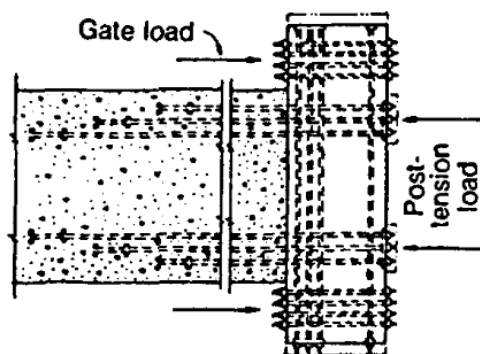


Figura 30 - Sistema de ancoragem do tipo 2. Adaptado de [31].

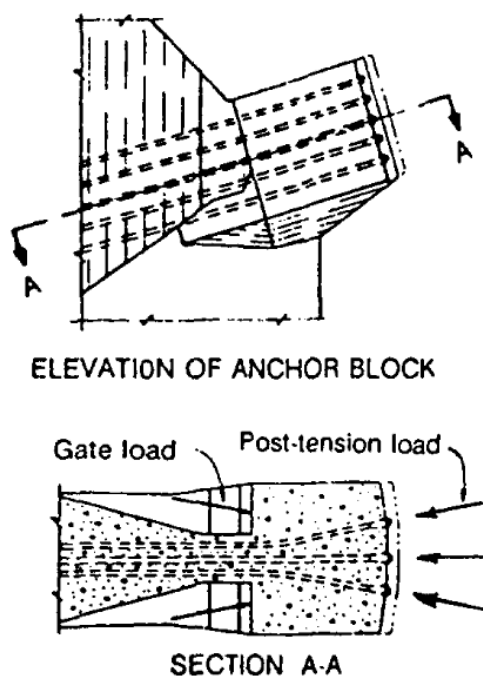


Figura 31 - Sistema de ancoragem do tipo 3. Adaptado de [31].

7.2. CONSIDERAÇÕES DE ANÁLISE E DE DIMENSIONAMENTO DE SISTEMAS DE ANCORAGENS PRÉ-ESFORÇADAS DE COMPORTAS SEGMENTO DEFINIDAS NO EM 1110-2-2105

Os pressupostos definidos pelo Engineer Manual 1110-2-2105 (Design of Spillway Tainter Gates) [23], desenvolvido pelo U.S. Army Corps of Engineers dizem respeito a ancoragens do tipo 2.

A Fig. 32 mostra um arranjo típico utilizado na ancoragem da comporta. A viga-munhão é ancorada por um sistema que se prolonga dentro do pilar de betão armado. Desta forma, o grupo de membros de pré-esforço de pós-tensão originam uma tensão de compressão que mantém estes elementos em contacto e reduz a fendilhação no pilar.

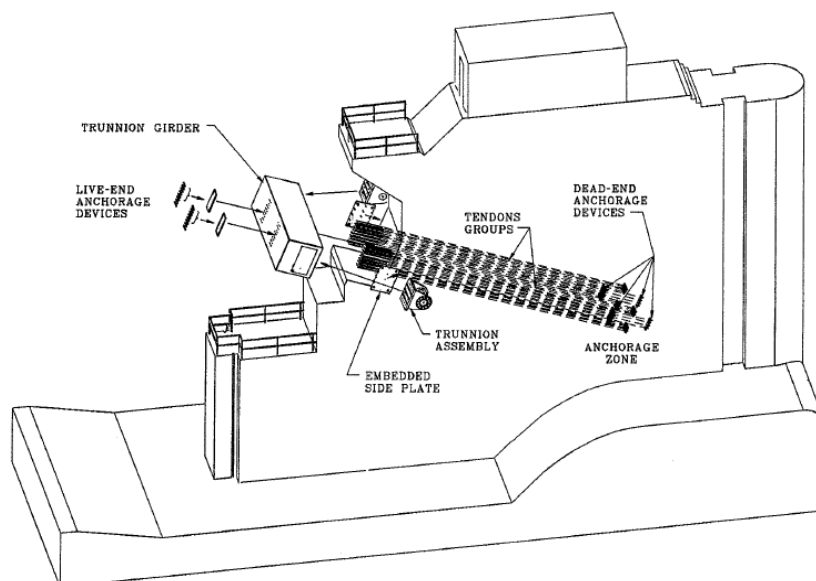


Figura 32 - Arranjo típico da ancoragem da comporta. Adaptado de [23].

A Fig. 33 exibe um sistema típico de ancoragem através de pré-esforço de pós-tensão utilizado pelo U.S. Army Corps of Engineers.

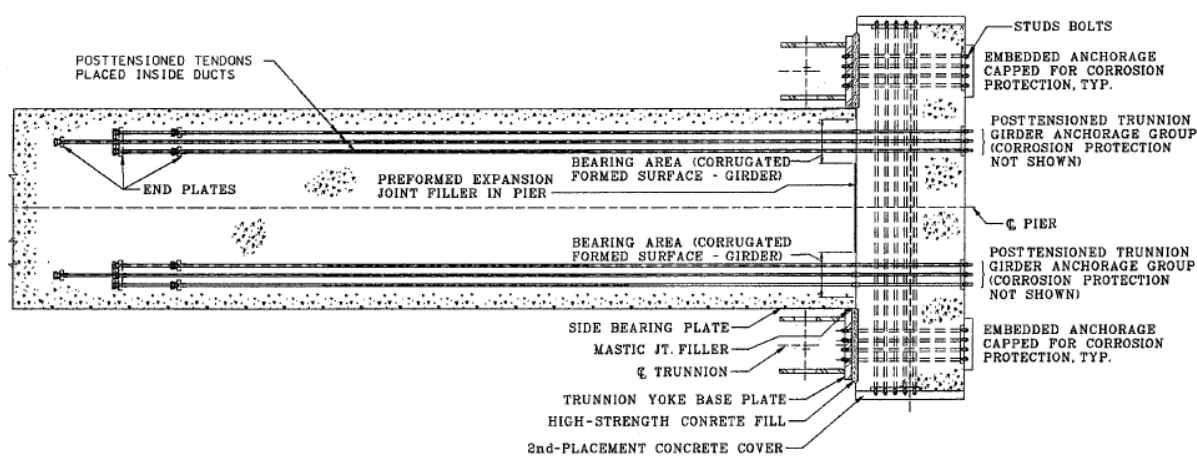


Figura 33 - Arranjo típico de um sistema de ancoragem de pós-tensão. Adaptado de [23].

7.2.1. SELECÇÃO DO MATERIAL

A resistência de compressão mínima do betão nas zonas de ancoragem deve ser de 30 MPa. A resistência mínima do betão entre zonas de ancoragem deve ser de 28 MPa.

O aço de pré-esforço deve possuir uma resistência mínima de 1860 MPa, enquanto que a armadura ordinária deve apresentar uma resistência de 400 MPa.

Os valores referidos das resistências são designados de "valores nominais", admitindo-se corresponderem a valores característicos.

7.2.2. ORIENTAÇÃO DO SISTEMA DE ANCORAGEM

A orientação dos cordões (ou eixo primário) do sistema de ancoragem da comporta é usualmente definida para coincidir com a linha de acção da máxima reacção do munhão para as cargas de serviço. A reacção máxima da comporta geralmente ocorre para condições de elevação assimétricas.

7.2.3. PROFUNDIDADE DE ANCORAGEM

A profundidade de ancoragem dentro do pilar deve ser maximizada na medida do possível, de forma a aumentar a área efectiva de betão que resiste às forças de ancoragem. Ancoragens com profundidade de 80 a 90 % do raio da comporta têm sido utilizadas com uma performance satisfatória. Nas aplicações deste sistema, o comprimento embebido dos cordões tem-se situado entre os 9 e os 15 m.

7.2.4. MODELO ANALÍTICO PARA DETERMINAR AS FORÇAS DE ANCORAGEM

A viga-munhão é assumida para se comportar como uma viga simplesmente apoiada com os vãos de extremidade em consola como mostrado na Fig. 34. A ancoragem da comporta representa os apoios simples. A força de ancoragem é igual à reacção calculada R_{max} .

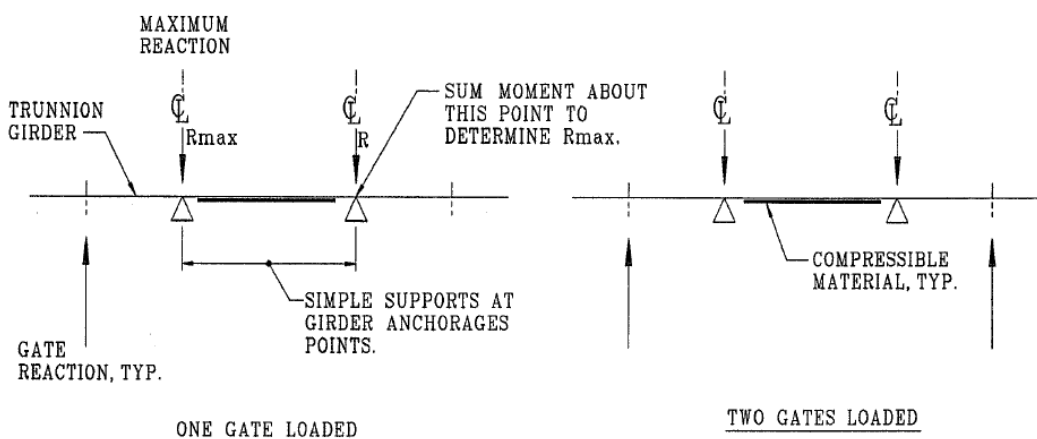


Figura 34 - Modelo analítico para estabelecer a força de ancoragem mínima. Adaptado de [23].

7.2.5. TENSÕES DE APOIO VIGA-PILAR

As tensões compressivas de apoio existem ao longo da área de contacto entre a viga e o pilar devido à operação de pós-tensão. A Fig.35 mostra um layout típico de dimensionamento e assume as propriedades da área de apoio. A distribuição de tensão de apoio para uma comporta carregada ou descarregada mostra-se na Fig.36.

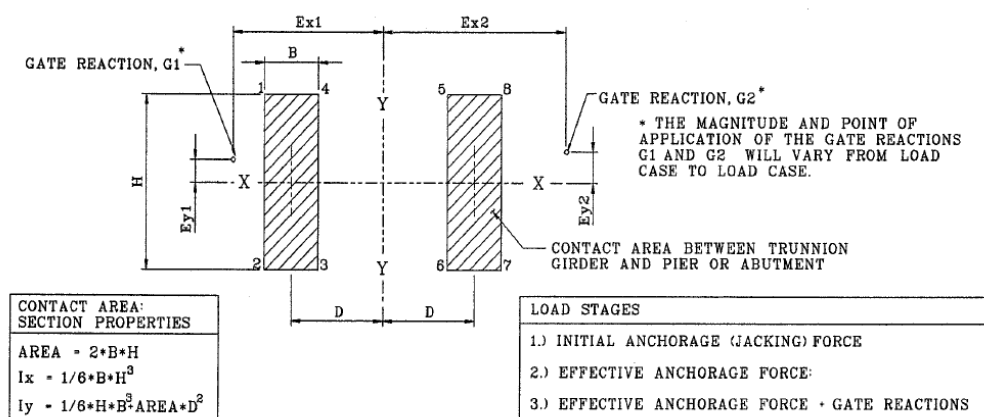


Figura 35 - Modelo analítico para quantificar as tensões de apoio devidas à ancoragem. Adaptado de [23].

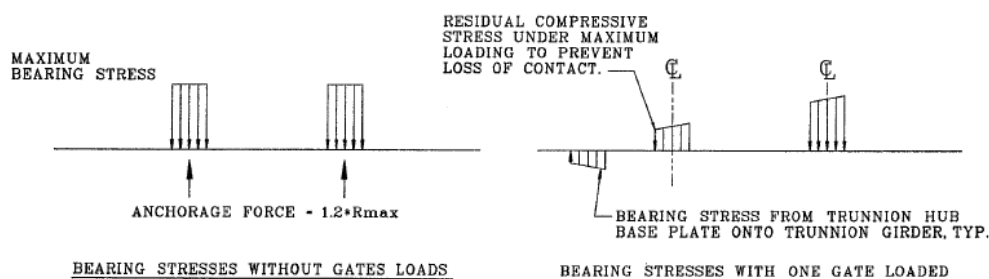


Figura 36 - Distribuições de tensões devidas ao pré-esforço e à acção das comportas. Adaptado de [23].

7.2.6. DETALHES DE DIMENSIONAMENTO

O aço da ancoragem de pós-tensão deve ser instalado em dois grupos, cada grupo o mais próximo possível da face do pilar. Para a colocação da armadura convencional do pilar, uma folga de aproximadamente 250 mm deve ser considerada.

As placas de ancoragem para os cordões alternados devem ser instaladas em planos alternados para que todas as cargas de ancoragem não sejam transferidas para um só plano. Um escalonamento de 0,6 a 1,2 m tem sido utilizado com sucesso para distribuir as forças de ancoragem.

7.2.7. CONSIDERAÇÕES SOBRE A ARMAÇÃO

Nas zonas de ancoragem, para se evitar o destaque do betão as armaduras são dispostas segundo uma grelha convencional, e são projectadas para resistir em cerca de 4% da força total de pré-esforço. Estas armaduras devem ser colocadas o mais próximo da superfície.

Para arranjos típicos, as tensões transversais de tracção ao longo do eixo longitudinal (*bursting stresses*) têm-se mostrado ser um máximo de 18% da unidade de tensão de compressão devido ao pré-esforço longitudinal. As armaduras para estas tensões devem ser dispostas a partir da face do pilar até dentro do pilar para uma distância de aproximadamente metade da largura do pilar.

7.2.8. VIGA-MUNHÃO

A viga-munhão, que sustenta a comporta segmento, localiza-se na face de jusante do pilar. Pode ser construída em betão pré-esforçado ou em aço (Fig.37).

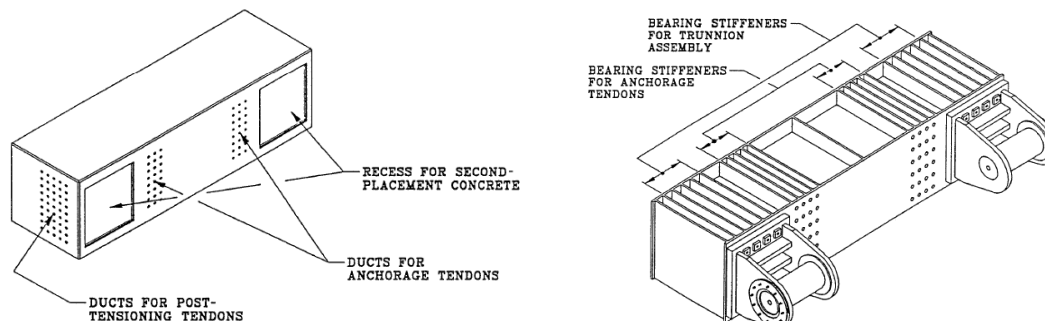


Figura 37 - Viga-munhão (à esq. em betão e à dir. em aço). Adaptado de [23].

As vigas em betão com pré-esforço longitudinal são muito rígidas daí resultando desvios mínimos, e oferecem uma resistência significativa a cargas de impacto e de torção. Neste tipo de vigas, o betão deve possuir uma resistência mínima à compressão de 33 MPa. A resistência necessária da viga-munhão de betão deve ser determinada de acordo com as combinações de carga prevista no parágrafo 3-4.b do EM 1110-2-2105. Um factor de carga, uniforme, de 1,7 deve ser aplicado a cada uma das cargas para avaliar o estado limite de resistência e um factor de carga igual a 1,0 deve ser aplicado a cada uma das cargas para avaliação dos estados limites de serviço. Um factor de carga de 1,2 deve ser aplicado à força de ancoragem da viga.

A viga-munhão pode ser modelada como uma viga simplesmente apoiada com os vãos de extremidade em consola. Os apoios estão localizados na linha central das ancoragens. O apoio da viga é assumido como torcionalmente fixo no ponto de ancoragem. Este modelo está representado na Fig. 38.

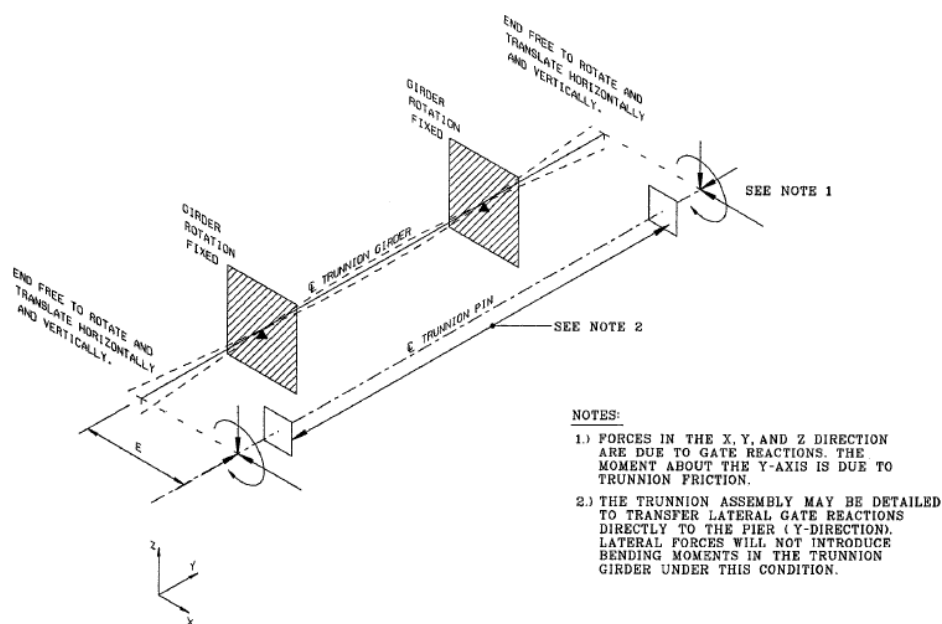


Figura 38 - Modelo analítico da viga-munhão. Adaptado de [23].

7.2.9. BASES DE DIMENSIONAMENTO PARA O SISTEMA DE ANCORAGEM DEFINIDAS NO EM 1110-2-2702

O EM 1110-2-2702 define as seguintes bases de dimensionamento:

- O sistema de ancoragem pré-esforçado de pós-tensão deve ser dimensionado de acordo com AASHTO (1994);
- O sistema deve ser definido para que os estados limites não sejam ultrapassados quando o sistema está sujeito às cargas especificadas no parágrafo 3-4.b do EM 1110-2-2105.
- O sistema deve ter uma resistência última maior que as cargas actuantes;
- O estado limite de resistência dos cordões deve ser o especificado em AASHTO (1994), secção 5.9.3, e o factor de resistência Φ deve ser 1,0. O limite de resistência do pilar de betão deve ser baseado em critérios para um "eccentrically loaded tension member" como especificado em AASHTO (1994), secção 5.7.6.2., e o factor de resistência Φ deve ser 0,9. As combinações de acções devem ser como especificado no parágrafo 3-4.b, excepto que um factor de carga uniforme de 1,9 seja aplicado a cada uma das cargas actuantes.
- As zonas de ancoragem, incluindo o "spalling", "bursting", e o "edge tension reinforcement" devem ser dimensionadas seguindo os procedimentos descritos pela AASHTO (1994), secção 5.10.9, usando uma carga de esticamento ("jacking force") afectada de um factor de 1,2. Os factores de resistência para o dimensionamento da zona de ancoragem devem ser como especificado em AASHTO (1994), secção 5.5.4.
- Em estado limite de serviço, a tensão dos cordões deve ser limitadas aos valores fornecidos na secção 5.9.3 da AASHTO (1994). Enquanto que, as tensões no pilar de betão devem ser limitadas de acordo com a secção 5.9.4 da AASHTO (1994), excepto que essa tensão não seja permitida. As combinações de acções devem ser como especificado no parágrafo 3-4.b, excepto que um factor de carga uniforme de 1,0 seja aplicado a cada uma das cargas aplicadas. Os cordões devem ser dimensionados de forma a assegurar uma tensão de compressão mínima entre a viga e o pilar de 1,4 MPa (200 psi).
- Os modelos analíticos para as zonas de ancoragem podem incluir modelos de escoras e tirantes, análise elástica de tensões ou outros métodos aproximados. Esses métodos estão descritos na secção 5.10.9 do AASHTO (1994).

Actualmente, o LRDF (*load and resistance factor design*) é o método de dimensionamento usado pela EM 1110-2-2702. Neste método de dimensionamento estrutural, nenhum estado limite aplicável deve ser excedido quando a estrutura está sujeita a todas as combinações de carga. Uma explicação mais detalhada deste método pode ser encontrada no EM 1110-2-2702.

7.3 EXEMPLOS DE SISTEMAS DE FIXAÇÃO DE COMPORTAS SEGMENTO ATRAVÉS DE SISTEMAS DE PRÉ-ESFORÇO

7.3.1. BARRAGEM DE FRATEL

O bloco de ancoragem preconizado para amarração das comportas aos respectivos pilares, possui uma espessura variável entre 3,5 m e 4,5 m (Fig. 39). É uma solução em betão armado pré-esforçado, semelhante à utilizada na barragem de Raudales de Malpaso, no México, em que também se aplicou um sistema BBRV [33]. As razões que conduziram a escolha desta solução em detrimento de soluções como Wanapum e Régua, também realizadas pelo mesmo sistema, prenderam-se com critérios económicos, apesar de a redução de espessura do pilar na zona de apoio das comportas fazer aumentar muito o pré-esforço necessário para absorver momentos aquando de um vão aberto e outro fechado e,

a geometria do pilar não permitir uma implantação fácil dos cabos superiores e inferiores à articulação [33].



Figura 39 - Blocos de ancoragem da barragem de Fratel. Adaptado de [34].

Aplicou-se um pré-esforço inicial de 7000 toneladas para garantir as 6000 toneladas após perdas, do que resultou um coeficiente pré-esforço-impulsão máxima de 1,98, valor que é ligeiramente inferior ao de outras obras similares realizadas (2,2 a 2,5), embora superior ao projectado para a barragem da Régua (1,55). Neste último caso, trata-se de um pilar mais espesso e onde a altura do pilar suprajacente ao bloco é muito maior, pelo que o peso próprio tem aí muito maior influência estabilizadora, o que permitiu uma menor quantidade de pré-esforço aplicado. Foram instalados três sistemas de cabos, o principal constituído por 2×7 cabos de 500 ton, com comprimentos de 20 e 23 m e dois secundários, que cintam ortogonalmente o maciço do pilar por detrás dos apoios, que foram realizados por 38 cabos de 180 ton [33].

O sistema de cabos principais foi enfiado em tubos metálicos com 120 mm de diâmetro interior, deixados no betão, pois foi considerado que o sistema oferecia maiores garantias de segurança de execução, evitando que a betonagem provocasse a prisão e consequente inutilização de cabos. Dada a esbelteza do pilar, foi adoptada a solução de deixar caixas laterais no pilar que foram depois cheias com betão de 2ª fase, após a aplicação do pré-esforço. O centro do pilar é composto por betão B-250, sendo a dosagem de cimento reforçada junto às amarrações nas caixas abertas no pilar, de modo a aí se poder garantir um betão de B-350 [33]. O dimensionamento do sistema de fixação foi acompanhado por ensaios em modelo reduzido (Fig. 40), que permitiram a determinação das tensões principais no pilar.

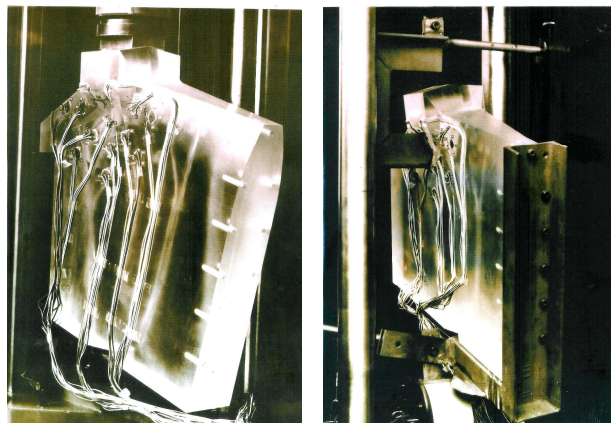


Figura 40 -Sistema de carga para o ensaio em modelo reduzido (pilar da barragem de Fratel): à esq. o carregamento simétrico e à dir. o carregamento assimétrico. Adaptado de [35].

Duas soluções para o bloco de ancoragem foram estudadas, às quais foram atribuídas as denominações de solução inicial e solução variante. O estudo foi conduzido pela EMPEC (Empresa de Estudos e Construções, concessionário do betão pré-esforçado B.B.R.V. da Barragem de Fratel), no ano de 1969. Nos parágrafos seguintes, faz-se um resumo dos resultados e conclusões obtidos por esse estudo [36].

Na solução inicial um pré-esforço de 6000 toneladas foi aplicado paralelamente à linha de impulsão, o que conduziu na zona analisada, a um estado geral de compressão cujo máximo valor foi de 26 kg/cm², enquanto que as tracções foram inferiores a 4 kg/cm² e as tensões tangenciais máximas foram de cerca de 13 kg/cm².

Não foi analisado o efeito do peso próprio dada a forma complexa do bloco de ancoragem não ter permitido à data um cálculo suficientemente correcto, e pelo facto de se considerar que dada a pequena altura de betão na zona estudada, essas tensões seriam pouco importantes. Com ambas as comportas fechadas e o máximo nível de água procedeu-se ao estudo das tensões de tracção, orientadas segundo a linha de impulsão, cujo valor máximo atingido foi de 31 kg/cm².

O estado de tracção não foi totalmente compensado pelo pré-esforço permanecendo tensões de tracção em vários pontos, atingido o valor máximo de 9 kg/cm². Apenas com uma comporta fechada, apareceram tensões de tracção um pouco inferiores, com um máximo de 30 kg/cm² do lado da acção da impulsão. Após a sua composição com o pré-esforço ainda permaneceram tracções em pontos localizados.

Depois da interpretação dos resultados atrás referidos, os autores procederam à alteração da geometria do modelo, eliminando a parte superior do bloco de ancoragem, que conduziu à solução representada nas Fig. 41, 42, 43 e 44, numa tentativa de melhorar a distribuição do pré-esforço nas zonas mais desfavoráveis. Esse objectivo foi alcançado, uma vez que as tensões de compressão devidas ao pré-esforço de 6000 toneladas aumentaram cerca de 5 kg/cm² (Fig. 41).

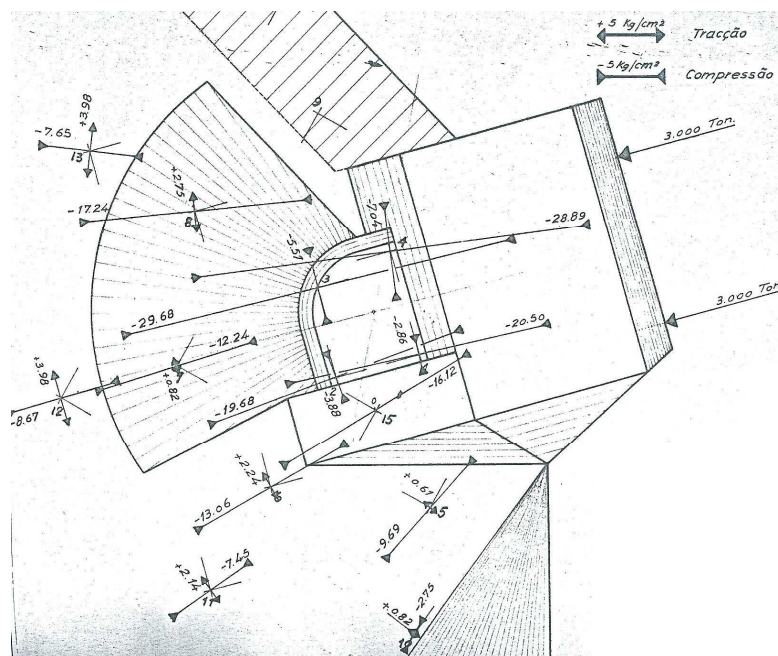


Figura 41 - Tensões principais (kg/cm²) da solução variante devidas ao pré-esforço de 6000 ton. Adaptado de [36].

Os estados de tensão devido à acção da máxima impulsão simétrica e à máxima impulsão assimétrica não sofreram uma alteração sensível face à solução inicial (Fig. 42).

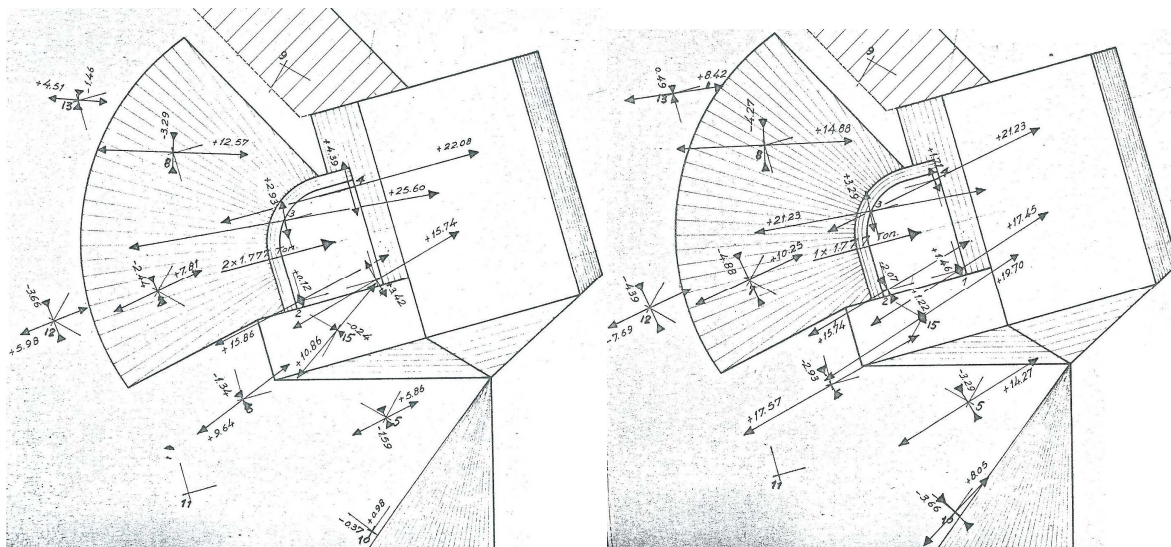


Figura 42- Tensões principais (kg/cm^2) da solução variante: à esq. para a máx. impulsão simétrica e à direita devido à máx. impulsão assimétrica . Adaptado de [36].

Na Fig. 43, apresenta-se os resultados das tensões principais para a solução variante devido à combinação do pré-esforço de 6000 toneladas com a máxima impulsão simétrica e assimétrica.

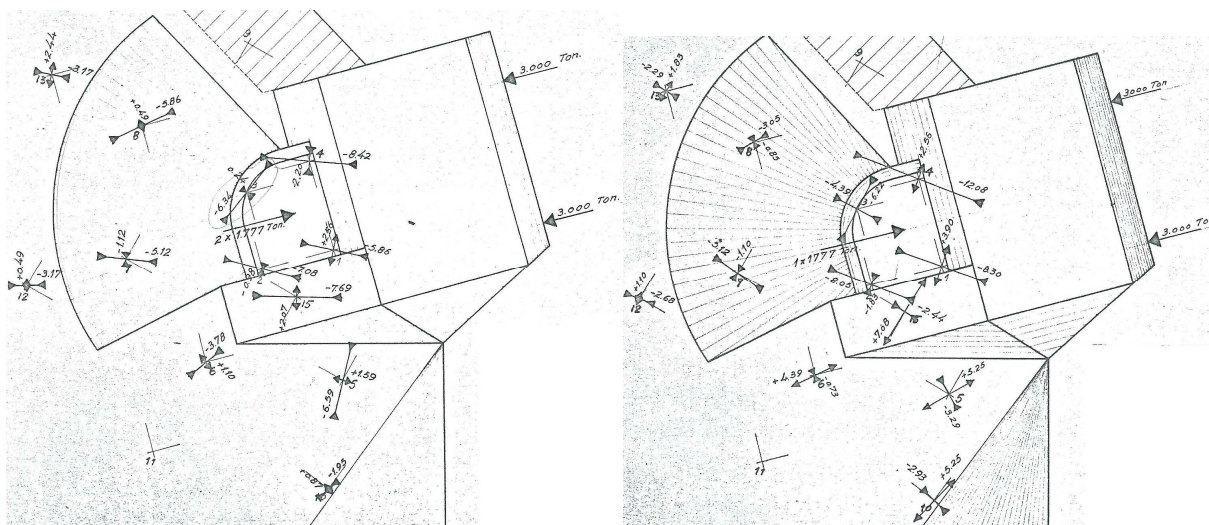


Figura 43 - Tensões principais (kg/cm^2) da solução variante: à esq. para a máx. impulsão sim. + pré-esforço de 6000 ton e à dir. para máx. impulsão assim. + pré-esforço de 6000 ton. Adaptado de [36].

Realizaram ainda para solução variante o estudo do efeito de um pré-esforço vertical de 1000 toneladas orientado quase verticalmente e passando pelo eixo de rotação da comporta, que se mostrou pouco influente na redução das tensão de tracção nas zonas do pilar abaixo do bloco de ancoragem.

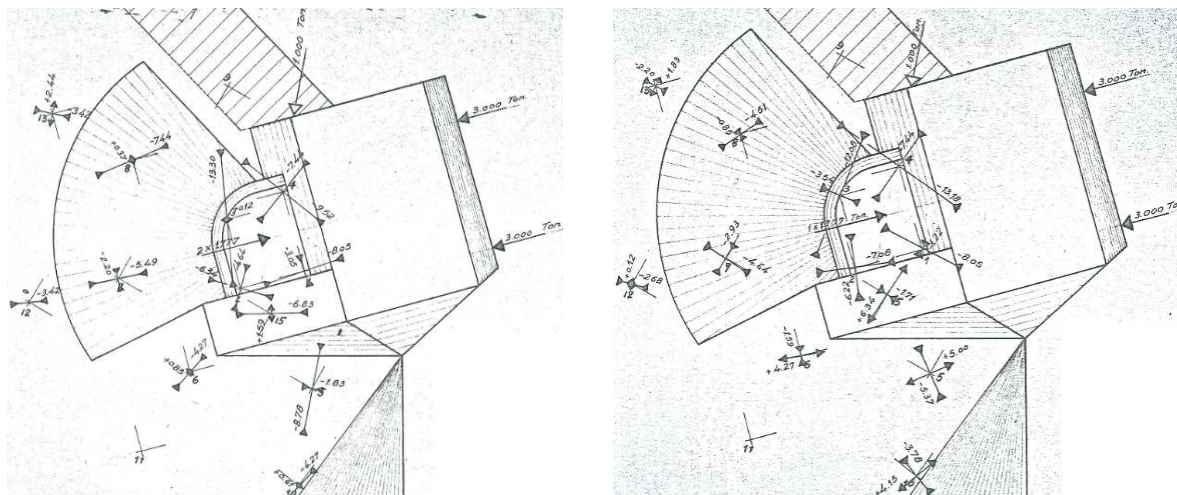


Figura 44 - Tensões principais (kg/cm²) da solução variante: à esq. para a máx. impulsão sim. + pré-esf. de 6000 ton + pré-esf. vertical 1000 ton e à dir. para máx. impulsão assim. + pré-esf. de 6000 ton. + pré-esforço vertical 1000 ton. Adaptado de [36].

Deste estudo, os autores retiraram as seguintes conclusões:

- a forma geométrica correspondente à solução variante é mais vantajosa mas não consegue eliminar completamente as tensões de tracção na parte inferior do bloco e na parte adjacente do pilar no caso da actuação da máxima impulsão assimétrica (uma comporta fechada);
- a aplicação de um pré-esforço adicional de 1000 toneladas com direcção mais vertical não consegue ter influência apreciável no sentido de reduzir as tracções nessas zonas.

7.3.2. BARRAGEM DA RÉGUA

Nesta secção efectua-se o resumo de um artigo elaborado em 1987 por A. Álvares Ribeiro, sobre o sistema de fixação das comportas segmento da barragem da Régua [37].

O autor discute o dimensionamento das ancoragens pré-esforçadas de comportas segmento em descarregadores de cheia de algumas barragens de betão localizadas no rio Douro. As dimensões das comportas da barragem da Régua (as maiores das discutidas) levaram o autor a adoptar um esquema de ancoragens em betão pré-esforçado triaxialmente. Foi um conceito diferente do que era comum na época, que provou ser eficiente, seguro e económico. Posteriormente, veio a ser adoptado para os projectos da Valeira e do Pocinho, onde os impulsos hidrostáticos são muito elevados.

O autor defende que sempre que possível devem ser adoptadas comportas segmento em descarregadores de cheia de superfície de grandes barragens. O impulso transmitido pelo braço inclinado da comporta é uma força concentrada, que provoca um estado complexo de tensão no pilar, devido aos esforços de flexão, corte e torção.

As características das comportas segmento que equipam os descarregadores dos três principais aproveitamentos do Douro Internacional (Miranda, Picote e Bemposta), e os quatro dos cinco no troço português do rio (Pocinho, Valeira, Régua e Carrapatelo) estão resumidos na Quadro 4.

Quadro 4 - Características das comportas das barragens portuguesas no rio Douro. Adaptado de [37].

Barragem	Volume de descarga (m ³ /s)	Nº de comportas	Vão da comporta (m)	Altura (m)	Raio da placa da comporta (m)	Peso (t)	Impulso total por pilar (t)	Pré-esforço principal por pilar (t)	Rácio: Pré-esforço principal/Impulso
Miranda	11000	4	24	8,73	12	98	920	-	-
Picote	11000	4	20	8,64	11	72	788	-	-
Bemposta	11000	4	24	10,28	12	115	1460	-	-
Pocinho	15000	4	26	14,13	22	229	2600	5040	1,94
Valeira	18000	5	26	15,73	21	240	3870	6000	1,55
Régua	21500	5	26	15,73	21	225	3870	6000	1,55
Carrapatelo	22000	6	26	15,37	21	266	3140	6900	2,2

Nas três primeiras barragens, os munhões das comportas apoiam em vigas metálicas, ou consolas, fixados através de parafusos, ou de ancoragens de grande diâmetro em aço ou de betão armado. Estes por sua vez, transmitem as forças ao maciço de betão. No caso das barragens do Douro Nacional as ancoragens são de betão pré-esforçado (incluem cabos de ancoragem).

A barragem da Régua e a suas comportas, com as várias ancoragens, estão representadas em planta e alçado na Fig. 45. Pode ser visto que as ancoragens estão dispostas de forma a que partilhem o máximo impulso hidrostático transmitido pelas comportas.

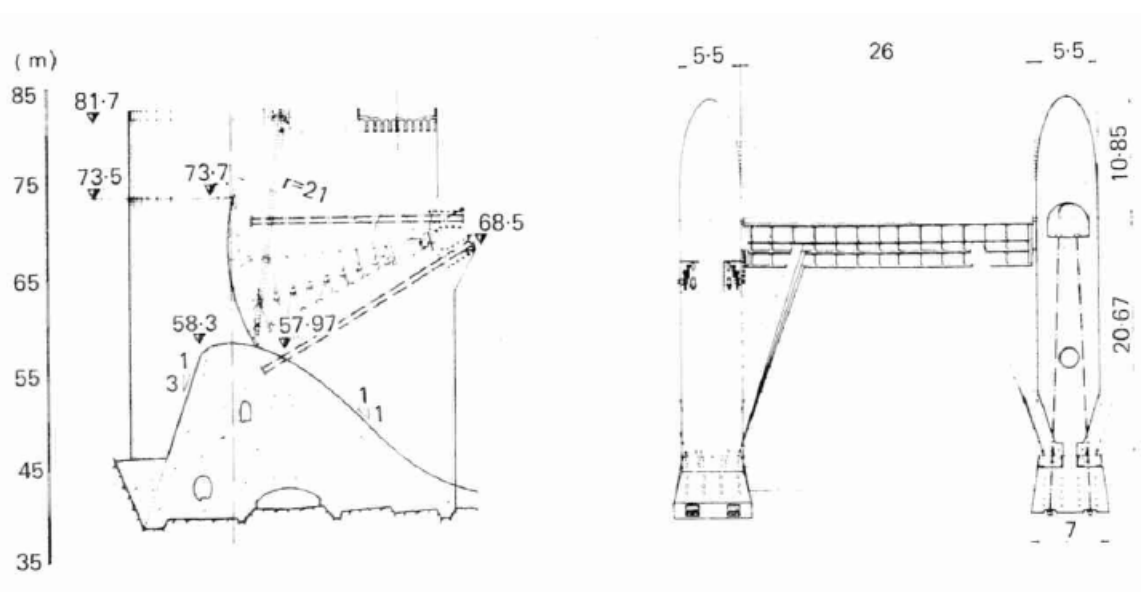


Figura 45- Ancoragens das comportas da barragem da Régua Adaptado de [37].

Na Fig. 46 pode ser visto o esquema de ancoragem, bem como o plano de impulsão das duas comportas adjacentes e a linha de impulso de uma comporta (esta linha é inclinada em relação ao plano vertical de acordo com a posição do braço da comporta).

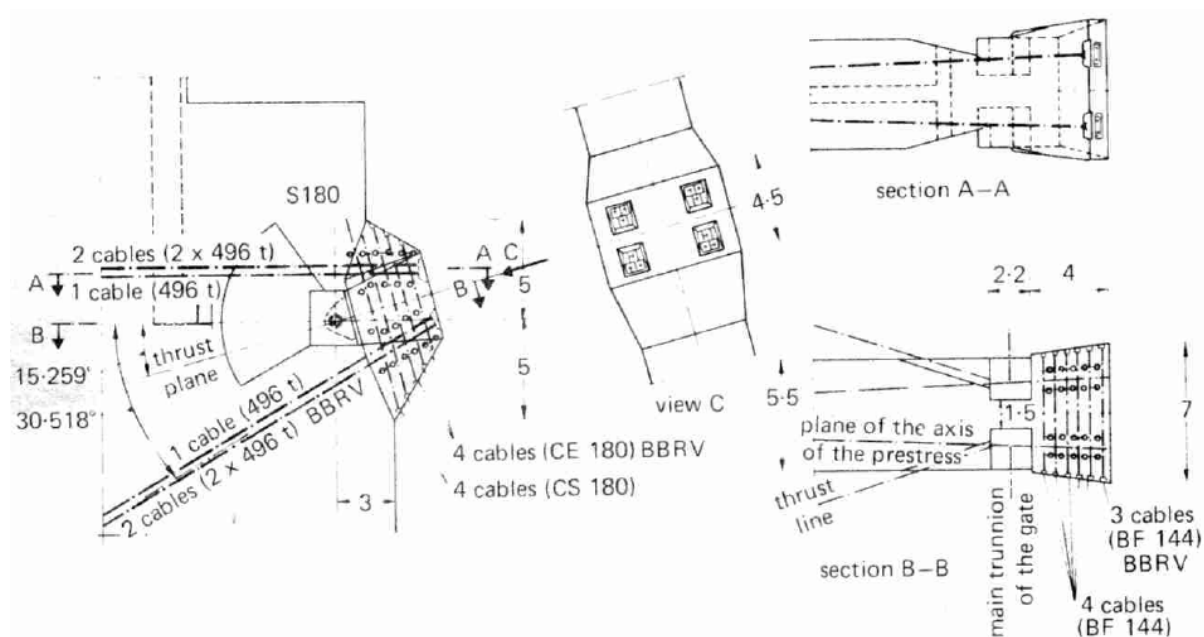


Figura 46- Ancoragens pré-esforçadas das comportas da barragem da Régua. Adaptado de [37].

Quando uma comporta está totalmente fechada e a adjacente aberta, a linha de impulso causa torções na secção horizontal do pilar.

O impulso total do braço da comporta projectado na secção horizontal do pilar é $F=1870 \text{ t} = 18345 \text{ kN}$, e o momento de torção é $M_t=1870 \times 4,18=7800 \text{ t.m} = 765180 \text{ kNm}$.

Como a secção horizontal do pilar é semelhante a um rectângulo, com $b=5,5 \text{ m}$ e $h=22,7 \text{ m}$ (considerando apenas a zona entre ancoragens), a máxima tensão horizontal de corte causada por torção, quando uma comporta está totalmente fechada e a adjacente se encontra totalmente aberta, é [38]:

$$\tau_T = \frac{M_t}{\eta \cdot b^2 \cdot h} = \frac{7800}{0,28 \times 5,5^2 \times 22,7} = 40 \text{ t/m}^2 = 4 \text{ kg/cm}^2 \quad (1)$$

A máxima tensão horizontal de corte, originada pelo impulso horizontal, é [38]:

$$\tau_F = \frac{3}{2} \frac{F}{b \times h} = \frac{1,5 \times 1870}{5,5 \times 22,7} = 22,4 \text{ t/m}^2 = 2,2 \text{ kg/cm}^2 \quad (2)$$

Se uma comporta está totalmente fechada para o nível máximo da albufeira e se a comporta adjacente está aberta, a máxima tensão de corte na superfície lateral corresponde a:

$$\tau = \tau_T + \tau_F = 6,2 \text{ kg/cm}^2 \quad (3)$$

Se as duas comportas adjacentes estão totalmente carregadas (isto é, fechadas) a máxima tensão de corte é aproximadamente:

$$\tau = 2 \times \tau_F = 4.4 \text{ kg/cm}^2 \quad (4)$$

Usando o "relaxation method of calculation" proposto por Allen [39], foi obtido o campo de tensões do pilar mostrado na Fig. 47 a).

Como a segurança da estrutura é crítica, o campo de tensões foi obtido por modelos físicos elásticos, que serviram também para determinar a forma final do pilar. Na Fig. 47 b) apresentam-se os campos de tensão para a actuação de:

- apenas pré-esforço;
- pré-esforço e impulso total da duas comportas adjacentes fechadas para o nível máximo da albufeira;
- pré-esforço e impulso total de uma comporta, com a adjacente toda aberta (torção).

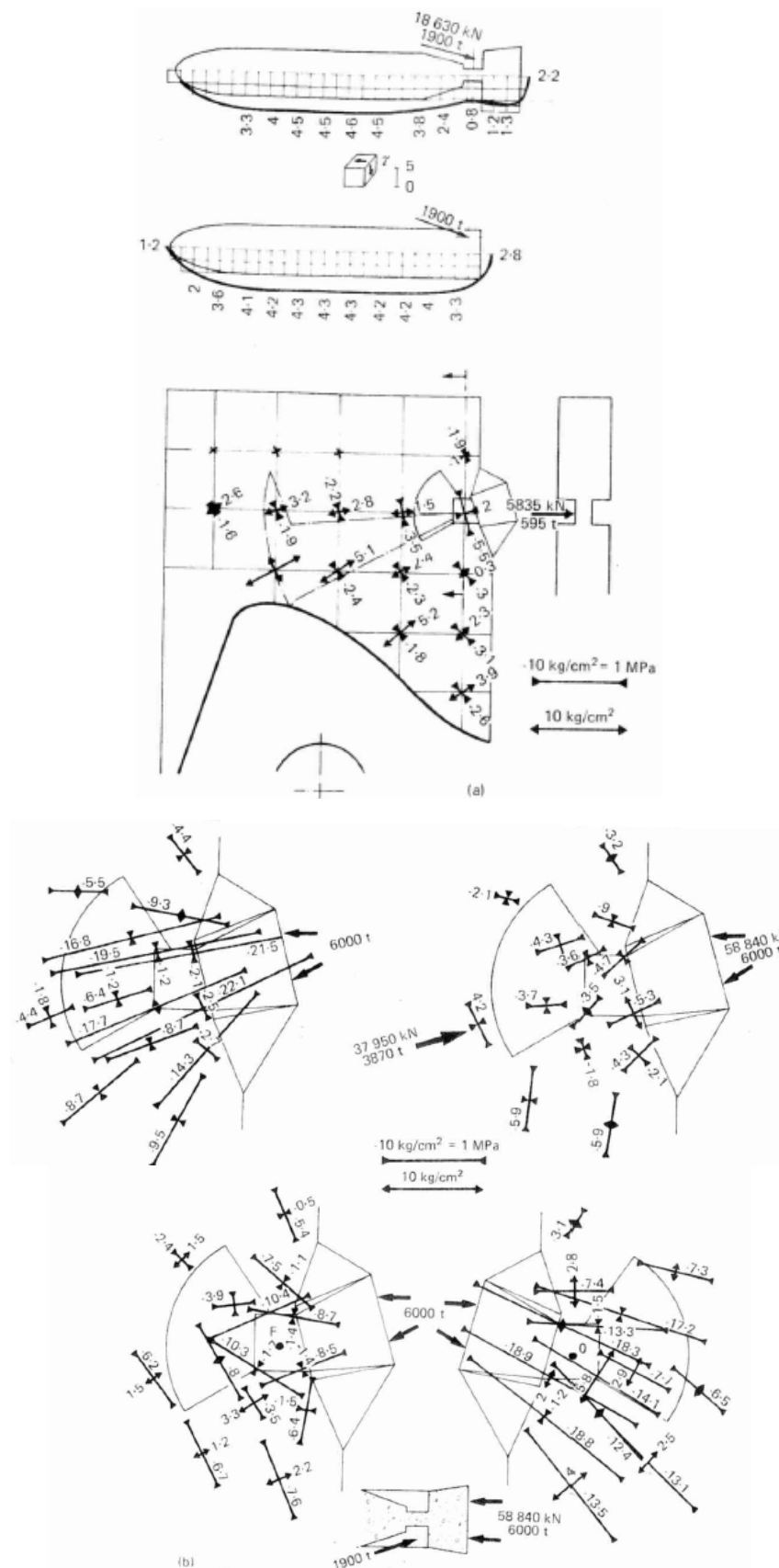


Figura 47 - Barragem da Régua: a) impulsos das comportas e ancoragens pré-esforçadas e b) campo de tensões. Adaptado de [37].

As ancoragens para as comportas do Pocinho, Valeira e Carrapateiro têm uma certa semelhança com o sistema utilizado na Régua. Em Carrapateiro (Fig. 48), uma grande viga metálica foi usada para suportar os munhões dos braços das comportas, enquanto que o Pocinho (Fig. 49) e a Valeira seguiram o sistema da Régua (em betão pré-esforçado triaxialmente). O estudo, execução e instalação de todas as comportas segmento metálicas foi realizado pela Sorefame, e é do tipo BBRV, e a concepção geral do sistema de ancoragem foi da responsabilidade da Electricidade de Portugal (EDP).

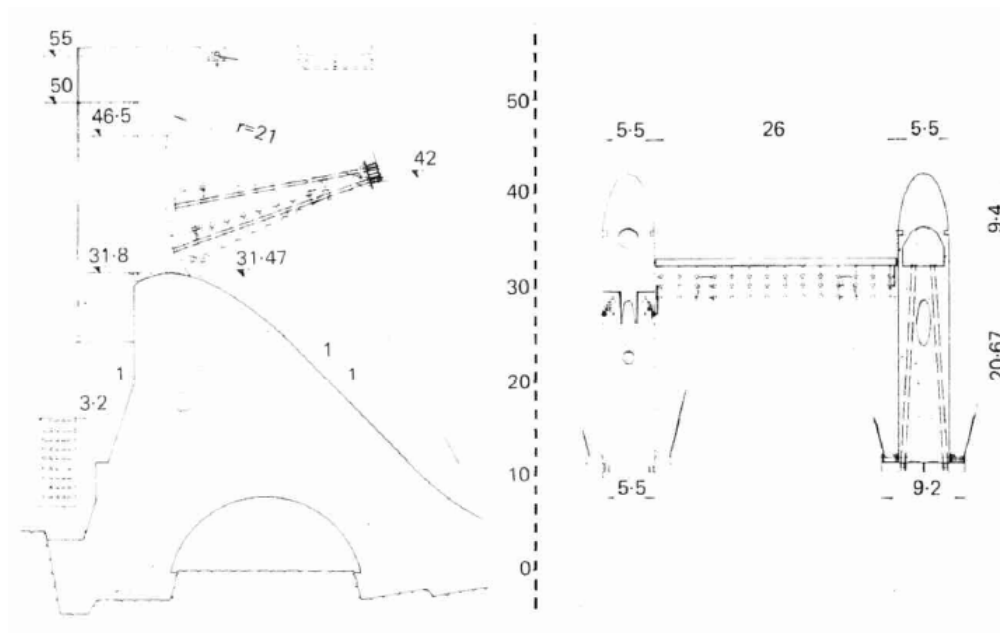


Figura 48 - Ancoragens das comportas da barragem do Carrapateiro. Adaptado de [37].

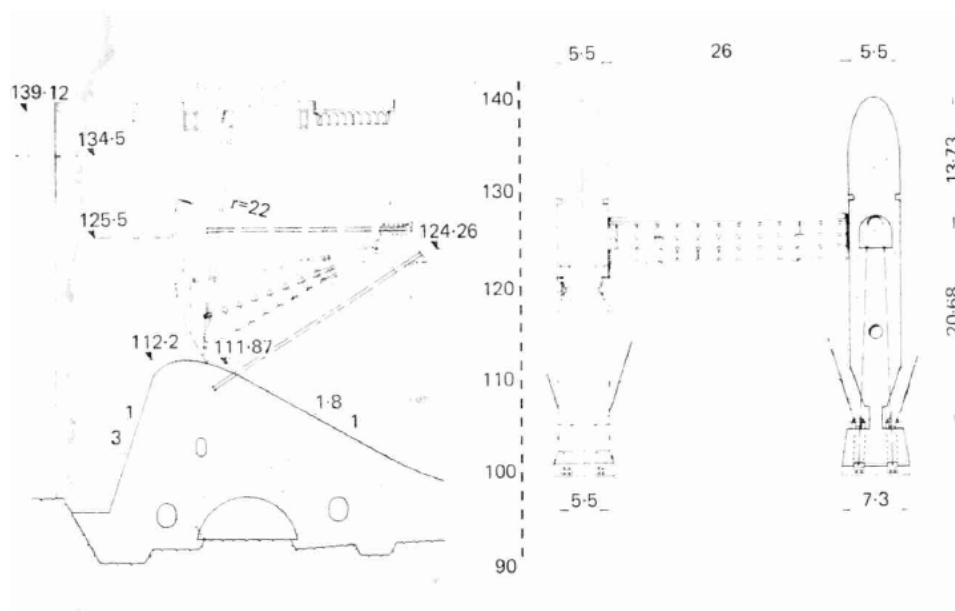


Figura 49 - Ancoragens das comportas da barragem do Pocinho. Adaptado de [37].

7.3.3. BARRAGEM DE WANAPUM

Nesta secção, realiza-se uma exposição de considerações, resultados, e conclusões obtidas em 1964, por Andrew Eberhardt e Jan A. Veltrop, no âmbito de um estudo sobre o sistema de fixação das comportas segmento da barragem de Wanapum [40].

O descarregador de cheias da barragem de Wanapum, no rio Colúmbia, tem 12 grandes comportas segmento (Fig. 50).



Figura 50- Barragem de Wanapum. Adaptado de [40].

Cada comporta tem 50 pés (15,24 m) de largura e 65 pés (19,82 m) de altura. A magnitude da carga de água contra a comporta é de 7560 kips (33627 kN). Através de um estudo, com o objectivo de procurar um meio económico de transmitir o impulso do munhão ao pilar, verificaram que um bloco de ancoragem em betão armado suportando a viga munhão e amarrado ao pilar era substancialmente menos caro que qualquer outro esquema considerado.

O bloco de ancoragem é amarrado por meio de 14 cabos em cada pilar intermédio e 8 cabos em cada pilar de extremidade. Cada cabo possui 90 fios paralelos (1/4-in.-diameter) de aço de alta resistência que cumprem os requisitos de ASTM A-421, garantindo uma resistência última de 240000 psi (1655MPa). A tensão de dimensionamento é 0,6 da resistência última ou 144000 psi (993 MPa). A esta tensão cada cabo exerce uma força de 635 kips (2825 kN) no bloco de ancoragem, e o total dos 14 cabos produz uma força de 8900 kips (39587 kN).

Os cabos são abertos no bloco de forma a assumir uma melhor distribuição de tensão por todo o pilar (Fig. 51 e 52).

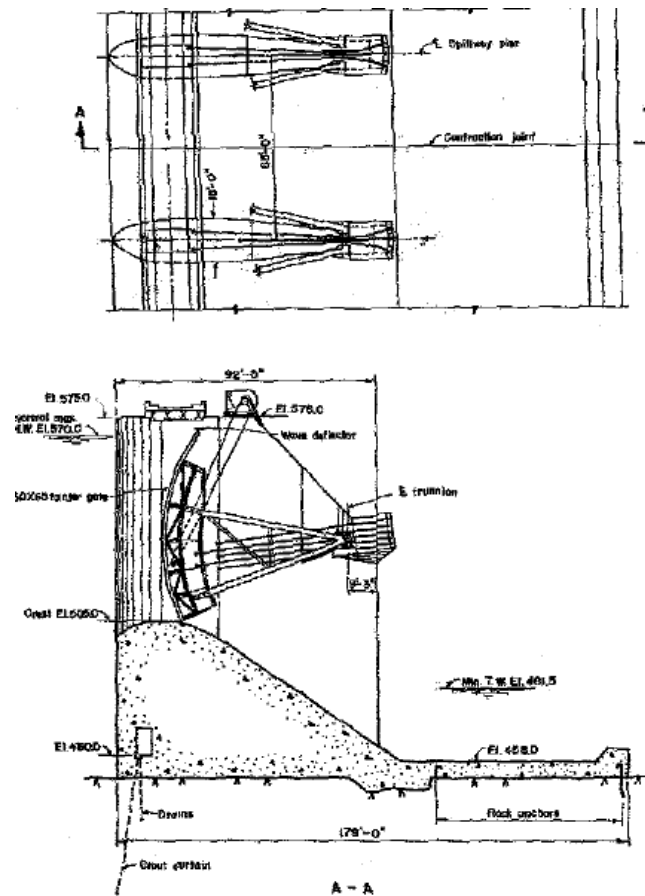


Figura 51- Arranjo dos cabos pós-tensionados dos pilares de Wanapum. Adaptado de [40].

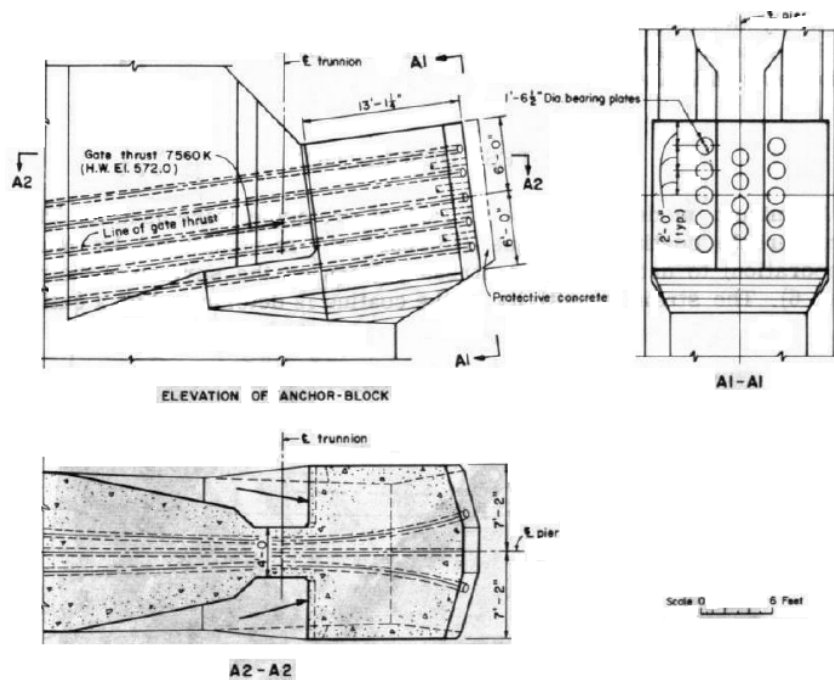


Figura 52 - Dimensões finais do bloco de ancoragem e localização dos cabos. Adaptado de [40].

Os cabos têm um comprimento de 54 pés (16,5 m) a partir da linha central dos munhões. Os cabos alternados são de 8 pés (2,5 m) mais pequenos para uma melhor distribuição de carga no pilar. As cabeças de ancoragem são da patente BBRV. A cabeça de ancoragem que acomoda os 90 fios de um único cabo tem 7,875 polegadas (20 cm) de diâmetro.

A cabeça apoia sobre uma placa com 18,5 polegadas (47,18 cm) de diâmetro e 2,5 polegadas (6,38 cm) de espessura. A tensão de apoio directamente por baixo da placa foi calculada para alcançar um valor médio de 2350 psi (16203 kN). Cada cabo é alojado dentro de um tubo em metal com 5,25 polegadas (13,65 cm) de diâmetro. O tubo é preenchido com calda depois do tensionamento do cabo. Armaduras em varões de aço são colocadas dentro do pilar em áreas debaixo das cabeças e ancoragem. O bloco de betão é densamente armado (Fig. 53).

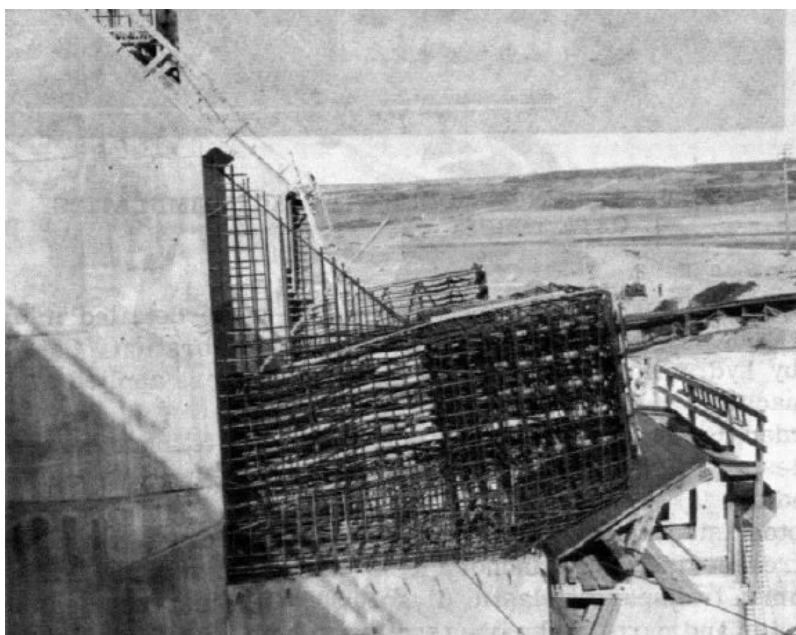


Figura 53 - Armação do bloco de ancoragem. Adaptado de [40].

O dimensionamento das ancoragens foi realizado com recurso a modelos estruturais. O objectivo dos modelos de testes foi de determinar as tensões no bloco de ancoragem e no pilar sob a carga do cabo e sob combinações de acções do cabo e das cargas da comporta, ambas com uma comporta fechada e com as comportas adjacentes fechadas. Esses testes foram também utilizados para determinar a quantidade, direcção e localização das cargas dos cabos. O programa de testes foi dividido em duas fases. Na primeira, fizeram-se testes em modelos de alumínio para determinar a forma do bloco de ancoragem, a direcção e o número de cabos. Na segunda, realizaram-se testes em modelos de plástico para determinar tensões por todo o bloco de ancoragem usando a forma final do bloco e do arranjo dos cabos.

7.3.3.1. Modelos em alumínio

Os modelos em alumínio foram realizados à escala 1:64 com o intuito de obter as tensões existentes na superfície dos modelos (Fig. 54).

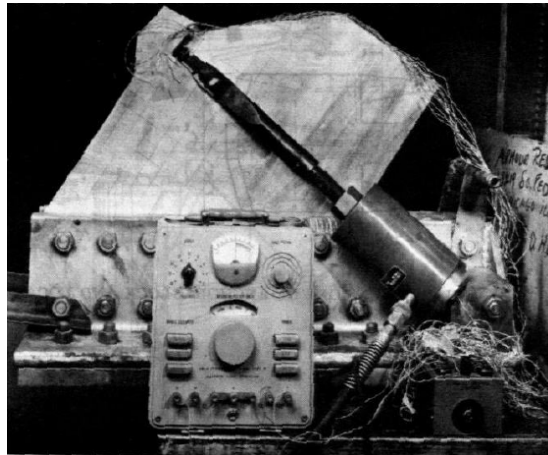


Figura 54 - Modelo em alumínio com macacos hidráulicos a simular o impulso da comporta. Adaptado de [40].

A fim de estudar os efeitos do cabo e das cargas da comporta separadamente, três conjuntos de testes foram realizados - um para as cargas de cabo unicamente, outro para as cargas de ambas as comportas e um terceiro para a carga de uma única comporta. Durante o ensaio, ficou evidente que existiam altas tensões de tracção na secção estreita de betão entre os dois munhões, logo a montante do bloco de ancoragem. Esta condição resultou de uma construção monolítica. A carga da comporta teve um efeito relativamente grande sobre a secção estreita. As tensões de tracção causadas pela carga das duas comportas foi mais elevada em cada ponto ao longo de IV-IV' que a mesma tensão provocada pela carga de uma única comporta (Fig. 55).

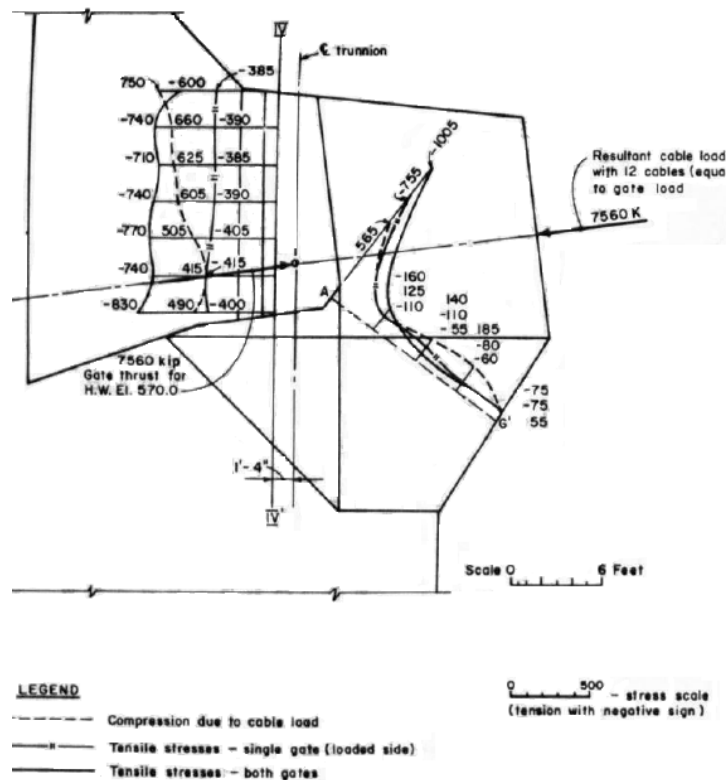


Figura 55- Modelo de alumínio B-1. Adaptado de [40].

Maior ênfase foi colocado sobre os testes do carregamento de duas comportas, porque o número de cabos necessários para este carregamento seria automaticamente adequado no caso do carregamento de uma única comporta.

A maioria da tensão de tracção uniforme originada pelo carregamento das duas comportas excedia a tensão de compressão causada pelo carregamento dos cabos. Contudo, a carga total do cabo era igual ao carregamento de duas comportas. A redução do excesso de tensão de tracção para zero sob estas condições conduziria ao aumento do número de cabos de 12 para 21 por pilar. Esse grande aumento foi considerado não económico, especialmente pelo facto de o efeito das tensões de tracção ser causado por uma desfavorável distribuição de tensões, uma vez que o carregamento total da comporta já se encontrava equilibrado.

Então, investigaram uma melhor posição efectiva dos cabos e verificaram o efeito da mudança da forma do bloco de ancoragem na distribuição da tensão na secção estreita do pilar.

Constataram que uma posição elevada dos cabos acima da linha de acção do impulso da comporta, geralmente aumentava a tensão de compressão no "pescoço" mas não dentro da sua parte interior onde existem maiores tensões de tracção sob as cargas combinadas do cabo e da comporta. Decidiram que qualquer localização da carga resultante do pré-esforço fora da linha de acção do impulso da comporta não seria desejável do ponto de vista estático.

Assim, concentraram o seu trabalho na exploração de efeitos da mudança do bloco de ancoragem, particularmente na sua ligação com o pilar. Foram estudadas várias alternativas (Fig. 56 e 57).

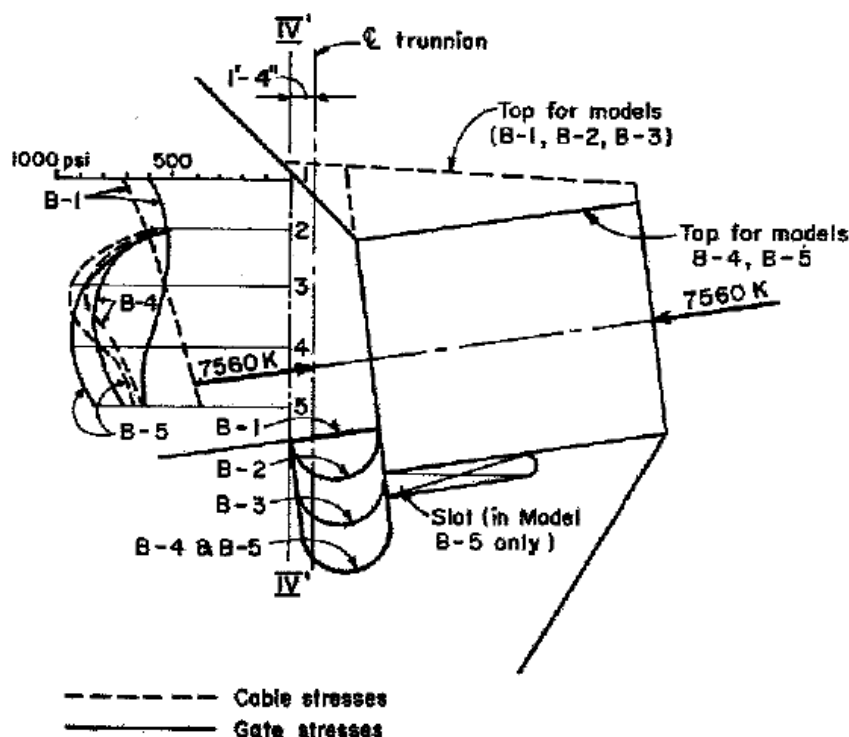


Figura 56- Alternativas B-1, B-2, B-3, B-4 e B-5. Adaptado de [40].

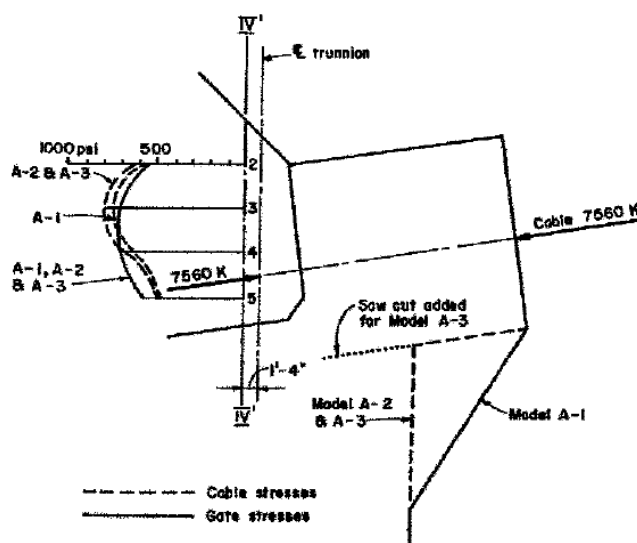


Figura 57 - Alternativas A-1, A-2 e A-3. Adaptado de [40].

Nestas alternativas analisou-se o efeito da retirada de massa do pilar. Na zona imediatamente abaixo do munhão, esculpindo um buraco redondo, com vista a libertar o bloco do pilar (alternativas B-2, B-3, B-4 e B-5); na zona superior ao bloco de ancoragem para reduzir o efeito de dissipação das cargas do cabo sobre uma maior área provocado pelo excesso de betão (alternativas B-4 e B-5). Verificaram que, a grande redução de tensões foi conseguida de B-3 para B-4, devido à remoção do excesso de betão no topo do bloco de ancoragem. A abertura quase horizontal, que foi cortada através do pilar, de forma a libertar o bloco de ancoragem (alternativa B-5) não originou uma descida adicional das tensões de tracção. Posteriormente, analisaram a retirada de massa de betão na zona inferior ao bloco de betão (alternativas A-1 e A-2). As leituras de tensão indicavam uma redução das tensões de tracção através do "pescoço" para apenas 75 psi (517,13 kPa). De forma a reduzir as tensão adicionais efectuaram um corte, como mostra a tentativa A-3, que se mostrou infrutífero. A complicação na construção do pilar e o enfraquecimento da rigidez lateral do bloco de ancoragem devidos ao corte introduzido no modelo A-3 não justifica a sua escolha face ao modelo A-2. Desta forma, seleccionaram o modelo A-2 como a melhor forma. Os resultados dos testes que obtiveram através dos modelos A e B estão resumidos na Quadro 5.

Quadro 5 - Resultados dos testes nos modelos A e B^a. Adaptado de [40].

Localização	Tipo de carga	Alternativas A			Alternativas B				
		A-1	A-2	A-3	B-1	B-2	B-3	B-4	B-5
1	Comporta Cabo	-	-	-	-600	-575	-595	-	-
					710	710	755		
2	Comporta Cabo	-520	-535 ^b	-535	-525	-540	-575	-460	-480
		575	620	620	610	615	665	560	590
3	Comporta Cabo	-680	-695 ^b	-695	-525	-560	-585	-820	-880
		740	795	795	525	560	595	880	940
4	Comporta Cabo	-690	-695 ^b	-695	-604	-635	-680	-815	-920
		620	650	650	450	500	520	740	805
5	Comporta	-605	-560 ^b	-560	-610	-590	-620	-720	-830
		470	485	485	380	425	455	620	670

^a Tensões, em psi, normais à linha IV'-IV

^b Cargas da comporta assumidas o mesmo do que A-3, devido à proximidade dos valores para as cargas dos cabos.

Nenhuma das formas geométricas se apresentou tão boa como a do modelo A-2. Contudo, os resultados das tensões para este modelo continuam a mostrar alguma tensão numa pequena área da secção mais estreita do pilar. Para o carregamento das duas comportas de 7560 kips, o máximo valor desta tensão foi de 560 menos 485 ou 75 psi. O número de cabos necessários para neutralizar esta tensão tem de ser $560/485 \times 12 = 14$. Este número foi adoptado no dimensionamento final, e a sua adequação foi avaliada nos modelos fotoelásticos. A força total de pré-esforço passou a ser 8900 kips (39587 kN).

O número de cabos (oito) para os pilares de extremidade foi determinado por comparação deste pilar com o pilar intermédio, dado que não efectuaram testes para os pilares de extremidade. Através dos resultados na medição de tensões com o carregamento de uma única comporta, consideraram necessário verificar as tensões do carregamento de uma única comporta para o modelo adoptado A-2. Contudo, utilizaram a forma do modelo A-3 porque tinha sido a última a ser utilizada (tinha os cortes de A-3). O resultado destes testes mostraram uma superfície de tensão de 130 psi (578,24 kPa) indicando que este facto era causado por efeitos de flexão e que as tensões iriam desaparecer rapidamente dentro do bloco. Consideraram esta tensão aceitável na face do bloco, devido à presença de armadura na face. Pensaram também que esta tensão de flexão seria diminuída com a eliminação do corte e com uma base mais larga do actual bloco de ancoragem que no modelo A-3. Similarmente, forneceram uma armadura para controlar uma concentração local de tensão de tracção no canto vertical da face superior do bloco (ponto A da Fig. 55).

A partir dos testes em modelos de alumínio chegaram às seguintes conclusões:

- o número de cabos pré-esforçados deve ser de 14 por pilar, colocados simetricamente no pilar e com a resultante directamente oposta ao impulso da comporta;
- a forma e dimensão do bloco de ancoragem deve ser como mostrado na Fig. 52;
- as tensões na superfície externa do bloco de ancoragem parecem ser negligenciáveis.

As conclusões dos testes em modelos de alumínio foram depois objecto de verificação com o modelo fotoelástico.

7.3.3.2. Modelos fotoelásticos

Estes testes tiveram como propósito o estudo do complexo estado de tensão dentro do bloco de ancoragem. Para isso foram definidas as fatias exibidas na Fig. 58.

Os resultados da determinação de tensões foi apresentado sob a forma de foto (Fig. 59) e as curvas de tensão são mostradas na Fig. 60 e 61.

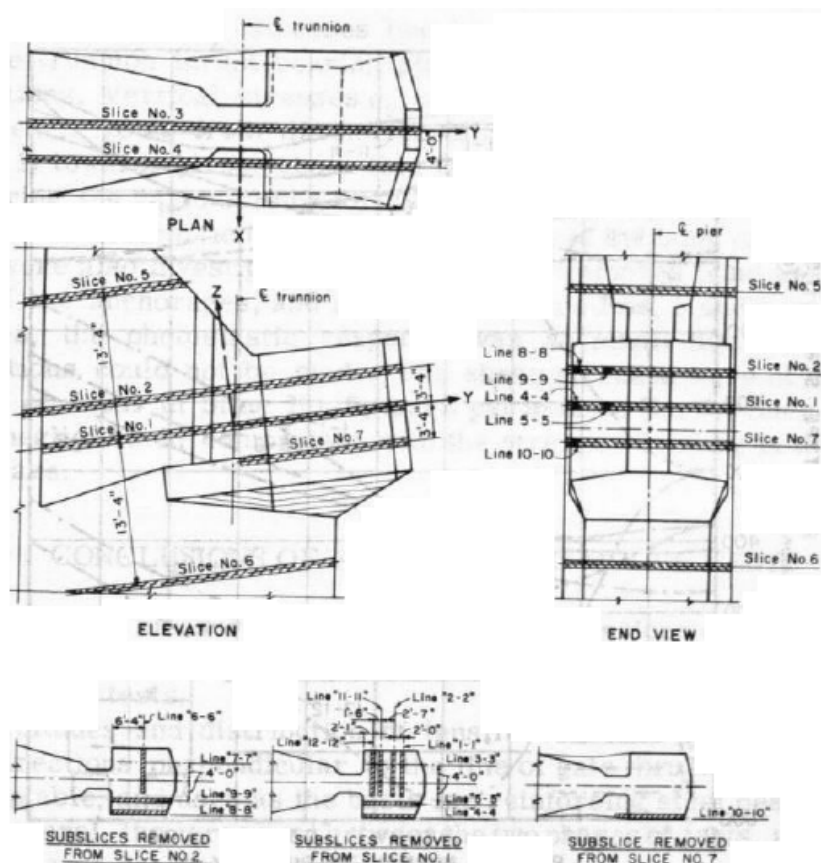


Figura 58 - Fatias e subfatias utilizadas para o estudo fotoelástico. Adaptado de [40].

As tensões foram determinadas em três direcções identificadas como x, y e z. As tensões obtidas na direcção do cabo são de compressão por todo o bloco de ancoragem.

Perto dos limites da secção onde $x/w=1,0$, as tensões de compressão eram pequenas (menores que 100 psi, aproximadamente 0,69 MPa), mas aumentavam rapidamente em direcção ao centro, onde atingiram um valor uniforme de 475 psi (3,28 MPa). As tensões máximas de compressão que foram medidas foram encontradas ao longo da linha 12-12 da fatia nº1, a uma pequena distância atrás das placas de apoio do munhão da comporta onde um valor de aproximadamente 775 psi (5,34 MPa) foi alcançado (ver Fig. 60). O aumento da tensão de compressão desde a extremidade de jusante do bloco até a placa de apoio do impulso da comporta é ilustrada ao longo das subfatias 4-4 e 5-5 da fatia nº1 da Fig. 61. A tensão de compressão ao longo das subfatias 8-8, 9-9 e 10-10 foram geralmente menores.

As tensões no "pescoço" sob cargas combinadas da comporta e ancoragem imediatamente a montante do bloco de ancoragem não puderam ser determinadas com precisão, uma vez que a resposta fotoelástica foi bastante pequena, verificando-se que a magnitude das tensões de corte foi de apenas 75 psi, o que representa um bom entendimento entre os resultados do modelo fotoelástico e do modelo de alumínio.

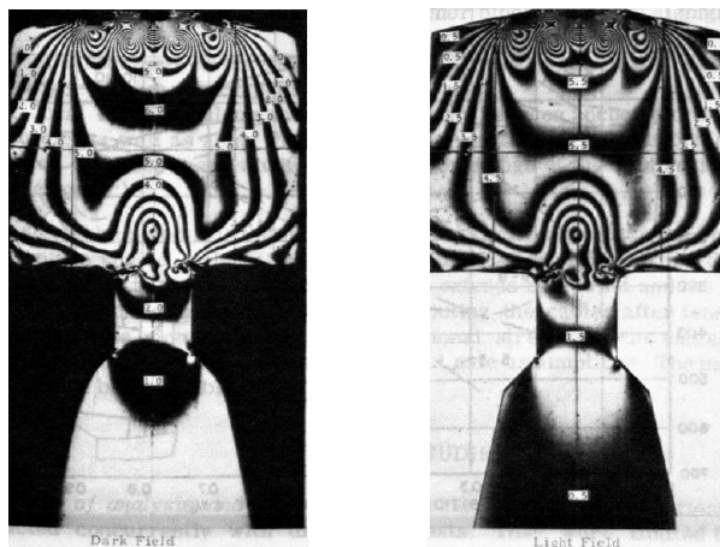


Figura 59 - Resultados para a fatia nº2. Adaptado de [40].

As tensões na direcção x e z mostraram a existência de extensas áreas de tensões de tracção. A sua magnitude, contudo, foi tal que uma quantidade razoável de armadura controlava todas as forças de tracção. As tensões na direcção x, que é perpendicular ao plano do pilar, foram predominantemente pequenas como mostrado ao longo das linhas 1-1, 2-2, 11-11 e 12-12 da fatia nº1, e linhas 6-6 da fatia nº2 na Fig. 60. Essas tensões foram geralmente inferiores a 100 psi (0,69 MPa), mas alcançaram um valor máximo de 165 psi (1,14 MPa) no centro do bloco ao longo da linha 2-2.

As tensões na direcção z são mostradas para as mesmas cinco linhas nas Fig. 60 e 61. Pode ser visto que as tensões de tracção na direcção z foram geralmente maiores do que as tensões de tracção da direcção x. As suas magnitudes médias foram geralmente da ordem de 150 psi e 200 psi (1,03 e 1,38 MPa), com valores máximos de 250 psi (1,72 MPa) no centro do bloco para a linha 2-2 e na superfície para as linhas 11-11 e 12-12 (Fig.61). Estas tensões, na direcção x e z, foram consideradas normais para um bloco de betão que está sujeito a um elevado carregamento de compressão na direcção y.

De forma a determinar a dimensão de tensões no corpo do pilar, foram investigadas tensões em dois planos identificados como fatia nº 5 e 6 na Fig.61. Em ambas as secções, a resposta fotoelástica foi tão pequena que determinações precisas de tensão não foram possíveis. As tensões de corte foram da ordem de 4 psi (27,58 kPa) na fatia nº 5, e de 8 psi (55,16 kPa) na fatia nº6, o que mostrou que os valores destas tensões eram negligenciáveis em comparação com as existentes na região de ancoragem.

A partir dos testes em modelos fotoelásticos chegaram às seguintes conclusões:

- as medições de tensão verificam as dimensões do bloco de ancoragem e a magnitude das cargas do cabo estabelecidas com base nos modelos de alumínio;
- a magnitude e a distribuição de tensões de tracção nas direcções horizontal e vertical, perpendiculares à linha de impulso da comporta, foram consideradas aceitáveis, e usadas como base de dimensionamento da armadura;
- em geral, a concordância entre as duas fases de testes, alumínio e fotoelástica, foi boa.

Os modelos fotoelásticos forneceram como informação suplementar, os valores das tensões de flexão na base do bloco de ancoragem causadas pelo carregamento de uma única comporta.

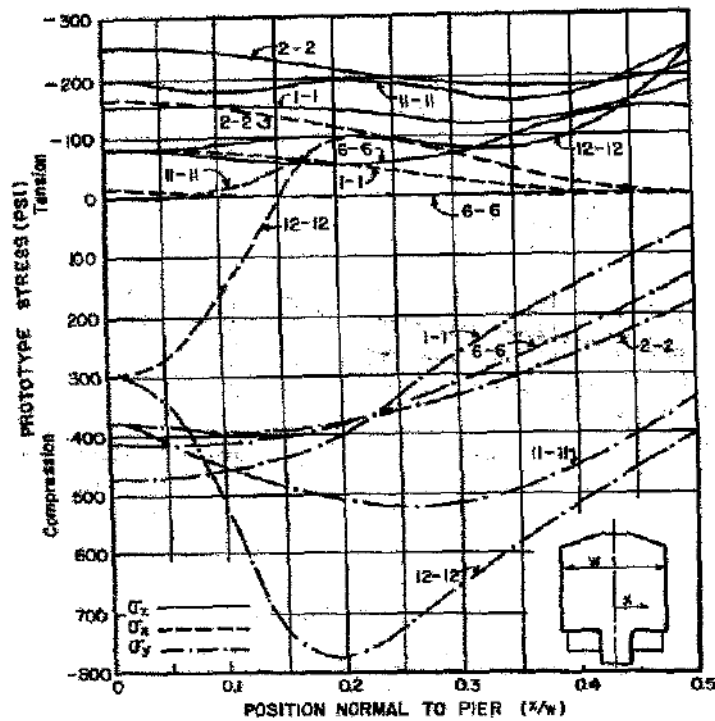


Figura 60- Tensões através do bloco de ancoragem. Adaptado de [40].

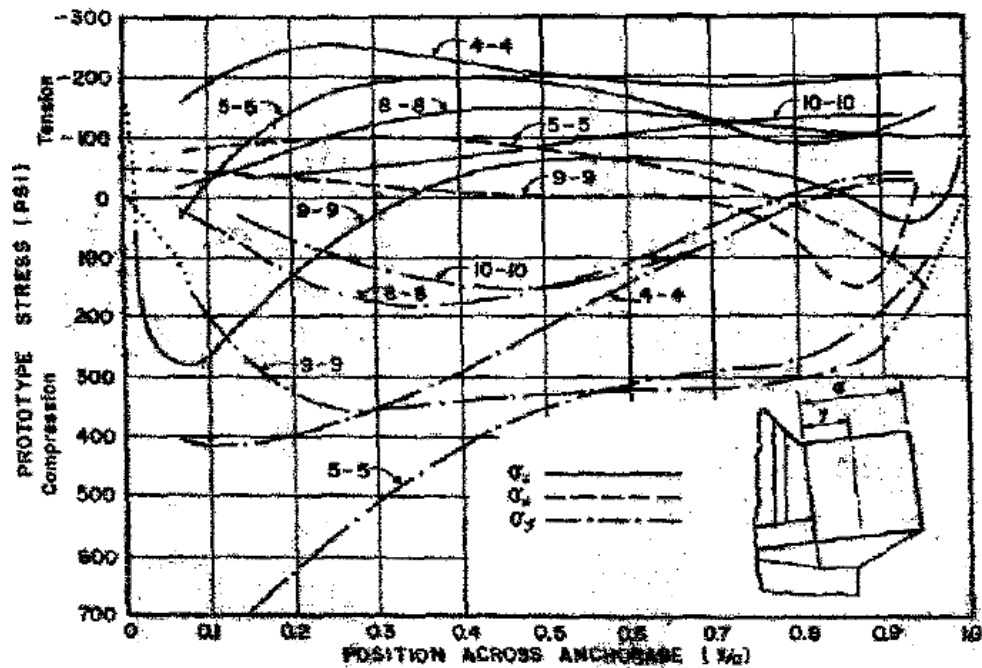


Figura 61 - Tensões ao longo do bloco de ancoragem. Adaptado de [40].

7.3.3.3. Estudos Analíticos

Os estudos analíticos foram limitados a análises a duas dimensões de uma secção paralela ao impulso da comporta. O propósito destas análises foi duplo: primeiro, para fornecer uma verificação no trabalho experimental, e em segundo, para fornecer alguma informação sobre a magnitude das tensões de tracção dentro do bloco de ancoragem antes de seleccionar o tamanho e a forma do bloco para o teste no modelo fotoelástico. Com este trabalho, ficaram definidas ferramentas analíticas que podem ser tidas em conta em outros projectos com diferentes carregamentos e/ou dimensões do bloco.

As investigações teóricas foram restringidas a blocos rectangulares e a combinações de carga da comporta e do cabo mostradas na Fig. 62. O caso 1 para as cargas do cabo unicamente, que representa a condição de construção bem como o caso de as duas comportas estarem abertas, e o caso 2 para o caso das cargas do cabo e das comportas.

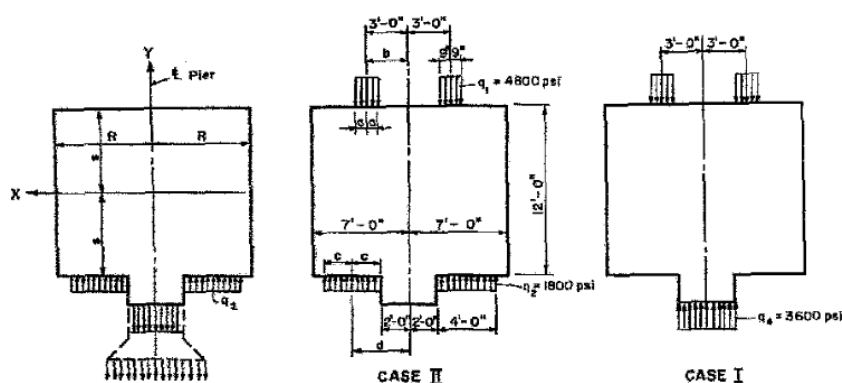


Figura 62- Secção através do bloco de ancoragem usada na análise. Adaptado de [40].

7.3.3.4. Dimensionamento de armadura

As quantidades de armadura requeridas nas várias secções por todo o bloco de ancoragem foram determinadas por integração dos padrões de tensões como determinado nos modelos. O aço foi assumido para aguentar toda a força de tracção onde a tensão de tracção era superior a 100 psi (0,69 MPa). Os cálculos do aço de reforço foram baseados numa tensão admissível do aço de 27 000 psi (186,2 MPa).

7.3.3.5. Construção

A resistência especificada do betão nos blocos de ancoragem foi de 5000 psi (34,48 Mpa) aos 28 dias, enquanto que no pilar de betão foi de 3000 psi (20,69 MPa). Após os blocos atingirem os 28 dias, os cabos foram tensionados e enchidos com calda. As cabeças expostas dos cabos foram cobertas por uma camada de betão, dando uma aparência lisa ao bloco acabado.

7.3.3.6. Tensionamento

A carga de dimensionamento dos cabos corresponde a 60 % da resistência última. As seguintes perdas de tensão foram estimadas: fluência do betão de 2,0%, retracção do betão de 3,6%, e fluência do aço de 1,0 %. Em vista destes resultados e outros disponíveis na literatura técnica, verificaram que a adopção de um valor de 10% para as perdas foi conservativo.



Figura 63 - Bloco de ancoragem da barragem de Wanapum. Adaptado de [41].

8

ESTUDO DE UM SISTEMA DE PRÉ-ESFORÇO PARA A FIXAÇÃO DAS COMPORTAS DA BARRAGEM DO BAIXO SABOR

8.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo, será concebido um sistema de fixação, por pré-esforço, das comportas da barragem do Baixo Sabor. Nas Fig. 64 e 65 encontram-se o modelo 3D e a planta geral do descarregador de cheias.

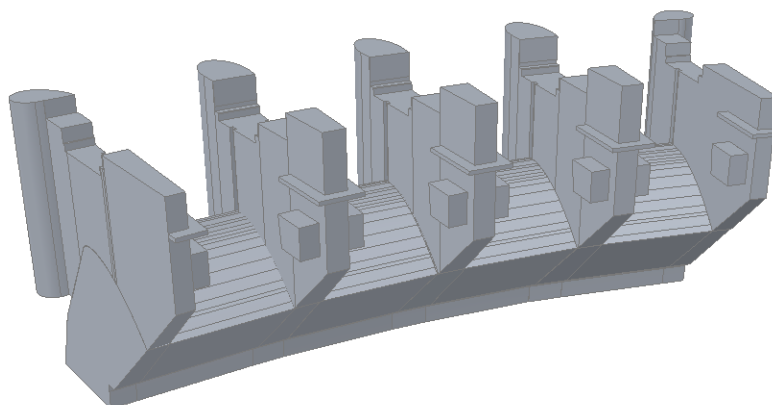


Figura 64 - Modelo 3D do descarregador de cheias.

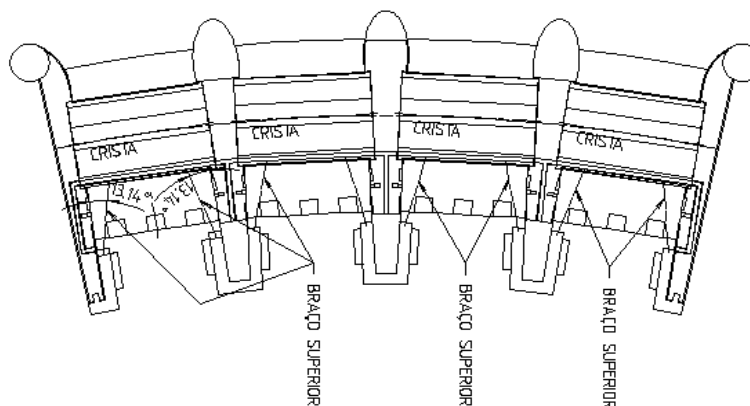


Figura 65 - Planta geral do descarregador de cheias.

As comportas transmitem os impulsos, por intermédio de braços inclinados, às consolas curtas e estas, por sua vez, transmitem-nos ao pilar. O pilar será comprimido, numa extensão suficiente por longas ancoragens, compostas por aço de alta resistência, que serão devidamente pré-esforçadas de modo a não permitir tensões de tracção no betão. Será igualmente dado ao pilar, na zona das consolas curtas, um pré-esforço transversal, normal ao eixo de impulsão, de forma a que aquelas cargas concentradas não provoquem tensões de tracção transversais.

Para a realização do pré-esforço serão estudadas duas soluções. Numa está prevista a utilização de uma câmara já existente no pilar, com acesso por poço a partir do coroamento, através da qual será possível a fixação de ancoragens activas a montante. Na outra, as ancoragens de montante ficarão embebidas no betão por meio de ancoragens passivas.

É de salientar, que os apoios das comportas do descarregador de cheias do Baixo Sabor foram concebidos através de uma solução em betão armado. Desta forma, a concepção do sistema de fixação através de pré-esforço adaptado a esta geometria, não será porventura ser a mais adequada (Fig. 66).

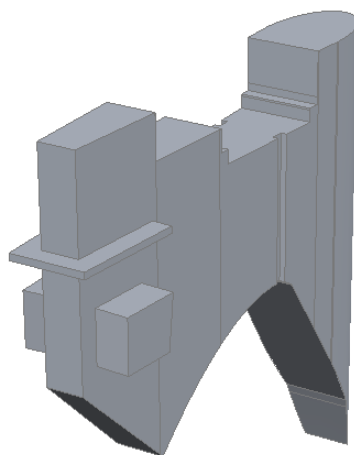


Figura 66 - Representação 3D do pilar central do descarregador de cheias.

8.2. QUANTIFICAÇÃO DE ACÇÕES

O munhão e a ancoragem são elementos críticos no dimensionamento de comportas segmento, uma vez que toda a carga que actua na comporta é transferida para estes elementos.

Os esforços transferidos para o munhão e para a ancoragem devem considerar as cargas associadas aos dispositivos de elevação, e as cargas hidrostáticas e hidrodinâmicas [31].

8.2.1. IMPULSOS HIDROSTÁTICOS NA COMPORTA

A pressão hidrostática que actua na comporta pode ser decomposta em duas componentes, uma vertical e outra horizontal. Estas componentes são calculadas tendo em conta as cotas do topo e do fundo da comporta, a geometria da face de montante da comporta, o peso volúmico da água e a largura da comporta.

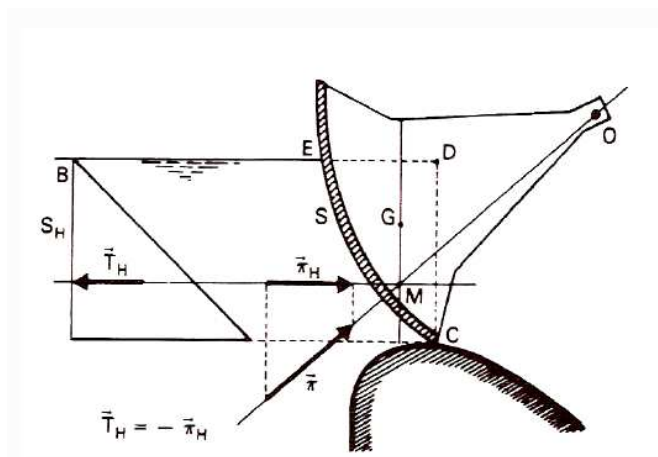


Figura 67 - Impulso hidrostático que actua numa comporta.

As cotas 234,89 e 222,638 correspondem às cotas do topo e do fundo da comporta, respectivamente. Considerou-se um peso volúmico da água de 10 kN/m^3 e uma largura da comporta de 17 m. Na Fig. 68 encontra-se esquematizado o impulso horizontal que actua na comporta.

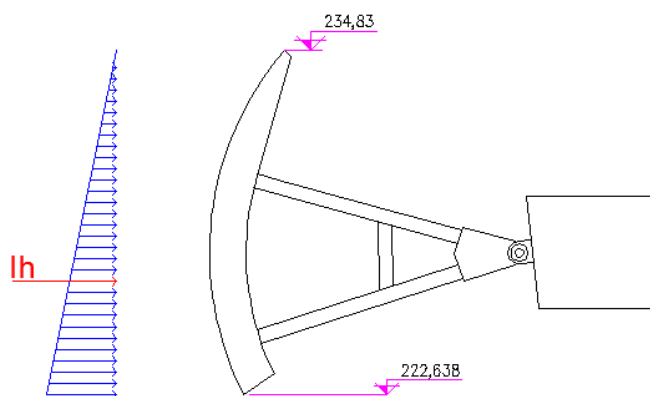


Figura 68 - Impulso hidrostático horizontal.

O impulso horizontal foi determinado do seguinte modo:

$$I_h = \gamma \times l_{vão} \times H \times \frac{H}{2} = 10 \times 17 \times 12,252 \times \frac{12,252}{2} \cong 12760 \text{ kN} (\rightarrow) \quad (5)$$

O impulso vertical foi determinado a partir da resultante das duas componentes verticais, inferior e superior, que actuam na face de montante, como o mostrado na Fig. 69. O impulso vertical superior tem sentido descendente, enquanto que o impulso vertical inferior possui sentido ascendente.

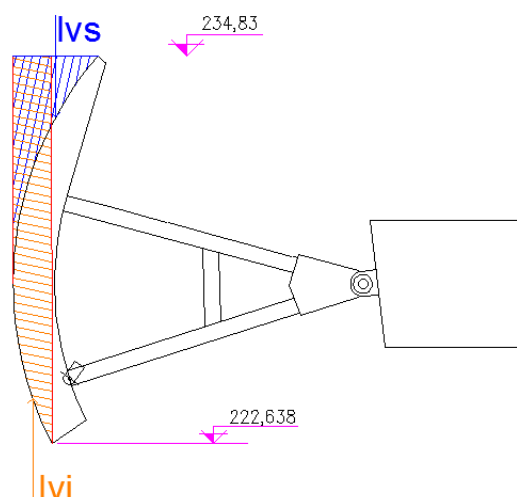


Figura 69 - Impulsos hidrostáticos verticais.

O valor do impulso vertical resulta da diferença entre as áreas esquematizadas na Figura 69. A área azul corresponde ao impulso vertical superior e a área laranja diz respeito ao impulso vertical inferior, conduzindo a um impulso vertical total de:

$$I_v = \gamma B (A_{inf} - A_{sup}) = 10 \times 17 \times (12,884 - 6,090) \cong 1155 \text{ kN (T)} \quad (6)$$

8.2.2. FORÇAS HIDRODINÂMICAS E DE ELEVAÇÃO DA COMPORTA

Como regra geral, a carga hidrostática é aumentada em 20% para ter em conta as forças de elevação e o efeito das acções hidrodinâmicas [31].

8.2.3. PESO PRÓPRIO DO PILAR

O peso próprio do pilar em estudo foi determinado tendo em conta um peso volúmico do betão de 24,5 kN/m³.

8.3. CARGAS ACTUANTES EM CADA MUNHÃO

No Quadro 6 encontram-se quantificadas as acções que actuam nos munhões das comportas.

Quadro 6 - Acções nos munhões.

Carga hidrostática na comporta		Carga hidrostática na comporta + Forças de elevação + Carga hidrodinâmica		Acções em cada munhão		
Impulso horizontal (kN)	Impulso vertical (kN)	Carga horizontal (kN)	Carga vertical (kN)	Acção Normal (kN)	Acção Perpendicular (kN)	Acção horizontal (kN)
12759,48	1155,06	15311,37	1386,08	7655,69	693,04	1800,00

Contudo, para o dimensionamento do sistema de ancoragem, foram adoptados os valores determinados pela empresa fornecedora dos equipamentos, que são ligeiramente superiores (ver Fig.70). A acção horizontal no munhão, perpendicular ao impulso hidrostático, resulta do arranjo em planta dos braços da comporta.

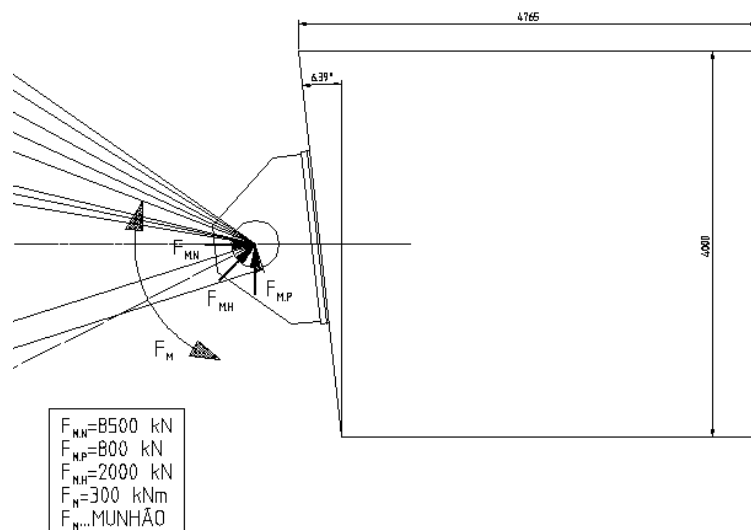


Figura 70 - Acções actuantes no munhão determinadas pela empresa fornecedora dos equipamentos.

8.4. COMBINAÇÕES DE ACÇÕES

As combinações de acções tiveram por base o estudo de tensões no bloco de ancoragem das comportas da Barragem do Fratel, envolvendo apenas duas combinações de acções. Na primeira, ambas as comportas encontravam-se fechadas para o máximo nível de água (carga simétrica máxima). Na segunda, apenas uma comporta estava fechada para o nível máximo de água (máxima impulsão assimétrica) [36].

Em geral, a quantidade máxima de aço de ancoragem requerida é controlada pelo estado limite de serviço. Os grupos de ancoragem devem ser dimensionados de tal forma que a longo prazo a força efectiva de ancoragem evite a formação de tensões de tracção no pilar e nos elementos de apoio da comporta, enquanto o sistema é sujeito à reacção máxima do munhão devido às cargas de serviço. Adicionalmente, o grupo de ancoragem deve ter uma resistência última maior que a requerida pelas cargas de serviço[23].

O estado limite de serviço serve para restringir tensões, deformações e fendilhação que prejudiquem o desempenho sob condições de carregamento típicas ou normais em fases específicas de utilização [23].

A pior condição de carregamento geralmente ocorre com a comporta ligeiramente aberta em relação à posição totalmente fechada [23]. Ou seja, a máxima carga ocorre quando uma comporta é levantada apenas fora da soleira e a comporta adjacente (se aplicável) está descarregada [31].

As combinações de acções para o estado limite de serviço podem ser obtidas assumindo um factor de carga uniforme de 1,0 aplicado a cada uma das acções [23].

Desta forma, foram consideradas duas combinações de acções para o estado limite de serviço, com vista ao dimensionamento dos sistemas de pré-esforço.

Combinação 1 - Carregamento máximo simétrico (ambas as comportas carregadas):

- $1,0 \times \text{peso próprio} + 1,00 \times (\text{acções em ambos os munhões})$.

Combinação 2- Carregamento máximo assimétrico (só uma comporta carregada):

- $1,0 \times \text{peso próprio} + 1,00 \times (\text{acções num único munhão})$.

8.5. ESTRUTURA DO PILAR DISCRETIZADA POR ELEMENTOS FINITOS VOLUMÉTRICOS

Procurou-se desenvolver um modelo de cálculo que apresentasse uma geometria representativa do pilar central do descarregador de cheias do Baixo Sabor, por meio de elementos de volume de oito nós com 0,5 m de aresta que perfazem um volume de $0,125 \text{ m}^3$. No pilar foi considerado um poço com 12 m de profundidade, cujo acesso se efectua a partir do coroamento do pilar, conforme se evidencia na Fig. 71.

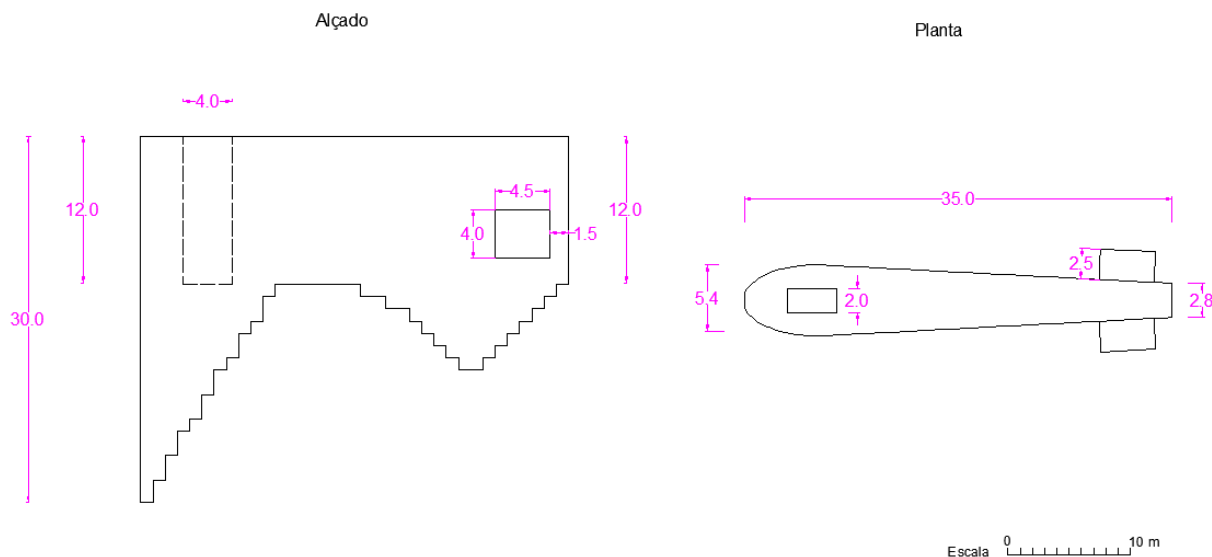


Figura 71 - Geometria simplificada do pilar central do descarregador de cheias.

O pilar possui 35,00 m de comprimento, 30,00 m de altura e uma espessura que varia entre 2,8 e 5,8 m. Considerou-se um encastramento do pilar ao longo do desenvolvimento da crista do descarregador.

No projecto considerou-se o betão da classe C20/25, visto ter sido a adoptada para o dimensionamento em betão armado dos elementos de apoio das comportas. Esta classe de resistência é similar às consideradas nos projectos de ancoragem das comportas da barragem de Wanapum e do Fratel, embora nas zonas de ancoragem se adopte um betão com classe superior, para resistir às compressões provocadas pela actuação das cargas de pré-esforço. Neste trabalho esse aspecto foi simplificado, admitindo-se uma classe de betão constante em toda a estrutura.

De forma a controlar a dimensão da malha de elementos finitos tornou-se necessário garantir dimensões adequadas do modelo, assegurando um modelo bastante fiel à estrutura real. Assim, dividiu-se a estrutura em painéis com largura de 0,5 m de largura, originando blocos verticais, que por sua vez, também foram sujeitos a divisões de 0,5 m em altura. Este facto, condicionou a liberdade do programa de análise estrutural *Autodesk Structural Robot* na geração da malha de elementos finitos. A escolha por elementos volumétricos com 0,5 m de aresta prendeu-se com o facto de os elementos com

1,0 m de aresta conduzirem a um modelo dissemelhante da estrutura real, e os elementos de 0,25 m de aresta originarem uma malha muito exigente do ponto de vista do processamento computacional. Desta forma, a dimensão adoptada para os elementos volumétricos conduziu a um modelo equilibrado. Na Fig. 72 encontra-se representada a geometria auxiliar, importada do programa de desenho Autocad, que constituiu a base para a modelação no programa Robot.

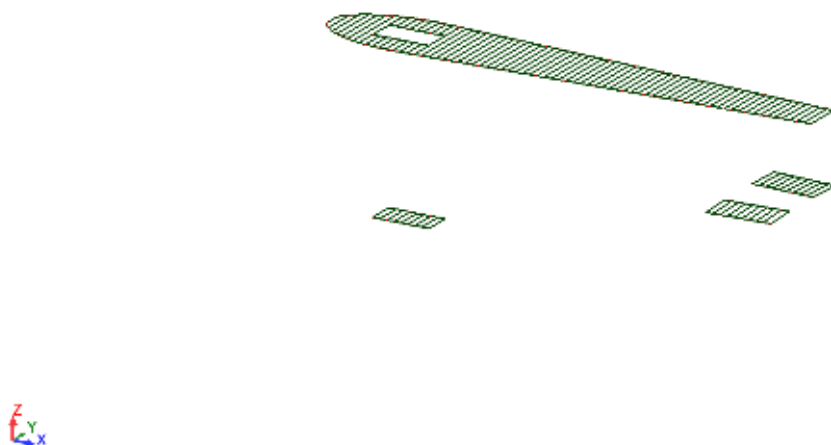


Figura 72 - Geometria auxiliar importada do programa de desenho Autocad.

A partir da geometria auxiliar procedeu-se à restante modelação através de funções geométricas disponíveis no "Robot". Inicialmente utilizou-se o comando Polyline-Contour na formação de painéis sobre a geometria auxiliar. Posteriormente, com recurso ao comando Extrude esses painéis deram origem a sólidos. Após a conclusão do processo de formação de sólidos obteve-se o modelo apresentado na Fig.73.

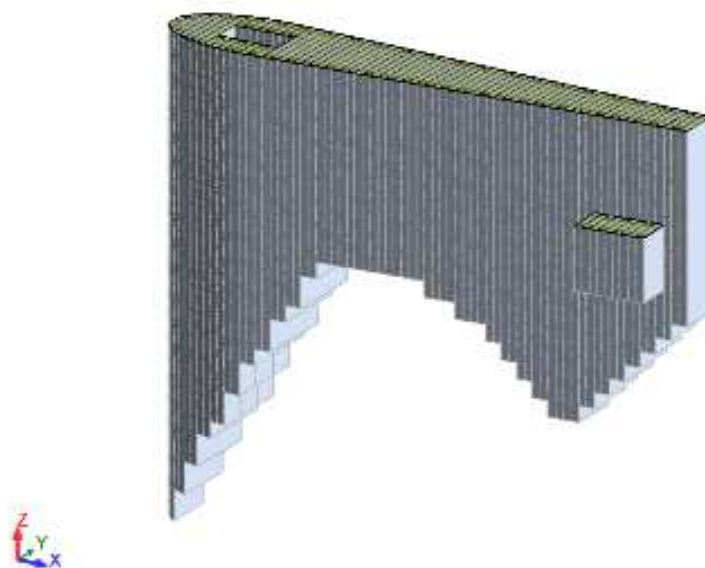


Figura 73 - Conclusão do processo de formação de sólidos .

Seguidamente, procedeu-se a geração de elementos de volume de oito nós através do comando Meshing. Após esta etapa, o grupo de sólidos foi agrupado num único sólido através do comando Solid, finalizando-se a construção do modelo (Fig. 74).

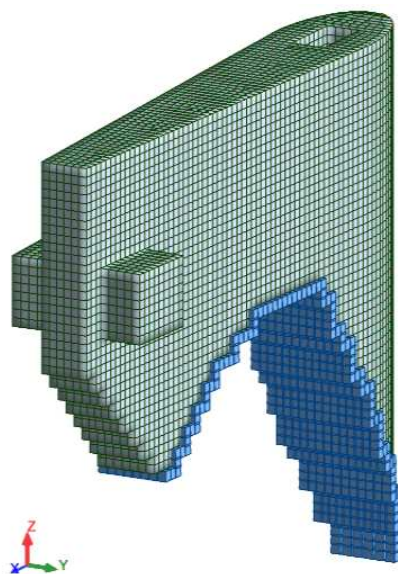


Figura 74 - Modelo de cálculo constituído por elementos de volume de oitos nós.

A Fig.75 esquematiza a convenção de sinais das tensões em elementos finitos volumétricos adoptada no Autodesk Structural Robot (as tensões indicadas possuem sinais positivos).

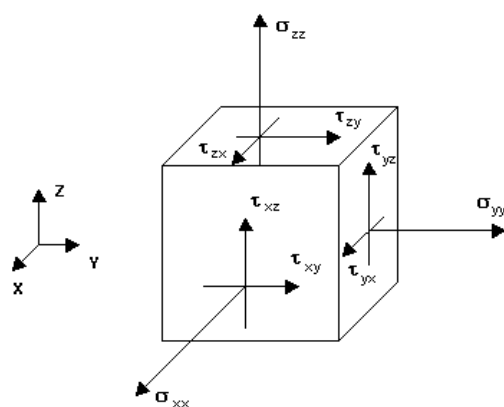


Figura 75 - Convenção de sinais de tensões em elementos finitos volumétricos. Adaptado de [42].

8.6. DETERMINAÇÃO DA FORÇA DE PRÉ-ESFORÇO ÚTIL ATRAVÉS DO MODELO DE CÁLCULO

No dimensionamento das ancoragens pré-esforçadas, foi antecipado que o complexo estado tri-dimensional de tensão no bloco de ancoragem teria de ser determinado por testes em modelos de elementos finitos. O objectivo destes estudos é determinar as tensões no bloco de ancoragem e no pilar

sob a carga do pré-esforço e das cargas das comportas, considerando uma comporta fechada e com a comporta contígua fechada ou aberta. Este processo serve igualmente para determinar a intensidade, direcção e localização das cargas de pré-esforço.

A fim de estudar os efeitos dos cabos e das cargas da comporta separadamente, foram realizados três conjuntos de estudos - um para as cargas de ambas as comportas; um para a carga de uma única comporta e outro para as cargas de pré-esforço (simuladas através de cargas concentradas).

8.6.1. RESULTADOS PARA O CARREGAMENTO MÁXIMO SIMÉTRICO (COMBINAÇÃO 1)

As estruturas de apoio dos munhões das comportas estão solicitadas pelas acções correspondentes à combinação 1 (Fig.76), na qual ambas as comportas se encontram fechadas.

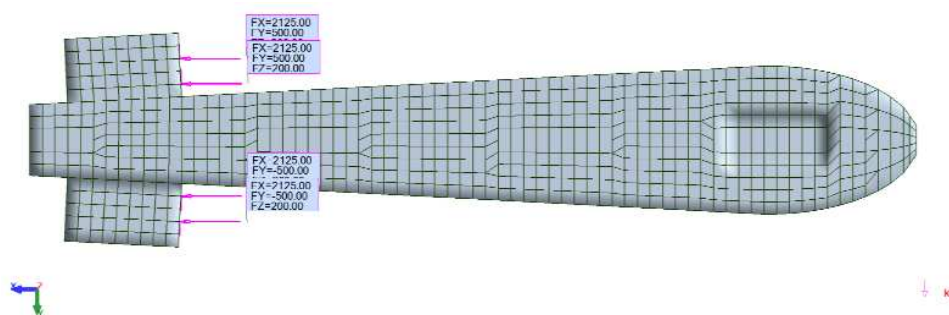


Figura 76 - Acções correspondentes à Comb. 1.

A deformada da estrutura para a combinação 1 (carregamento máximo simétrico) está representada na Fig. 77. Detona-se alguma influência do peso próprio do pilar na deformada da estrutura, sendo este efeito agravado pelas acções sobre as consolas curtas.

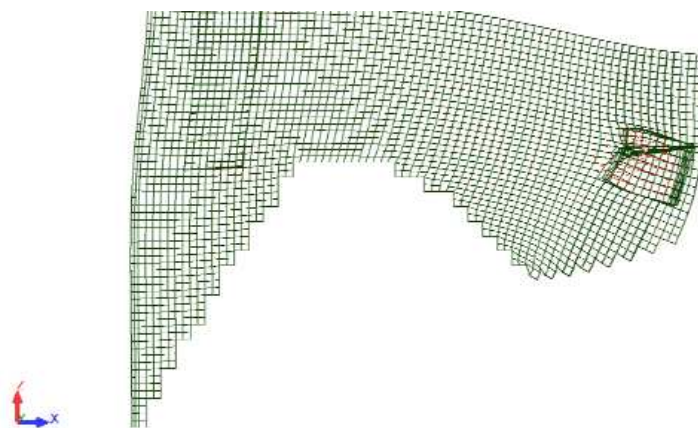


Figura 77 - Deformada da estrutura sob a combinação 1.

Através do mapa de tensões σ_{xx} verifica-se uma concentração de tensões de tracção na zona imediatamente a montante das consolas curtas (Fig. 78). Estas tensões de tracção dissipam-se

progressivamente em direcção a montante. A consola curta apresenta compressões consideráveis devidas às acções do munhão da comporta. Na zona jusante às consolas curtas apenas se verificam compressões.

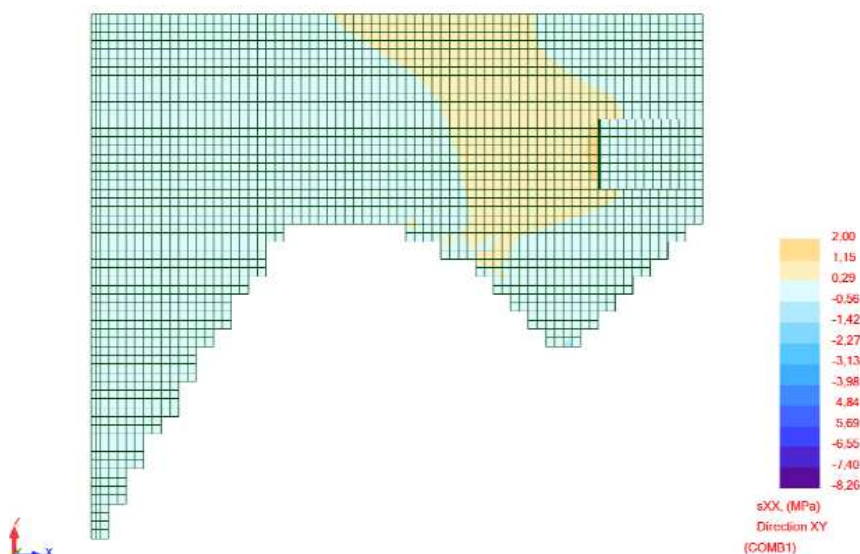


Figura 78 - Mapa de tensão σ_{xx} (Comb.1) - vista longitudinal.

Através de uma análise pormenorizada regista-se uma tensão máxima de tracção de 2,00 MPa na zona a montante da consola curta, enquanto o valor máximo para tensões de compressão é de -8,26 MPa (Fig. 79).

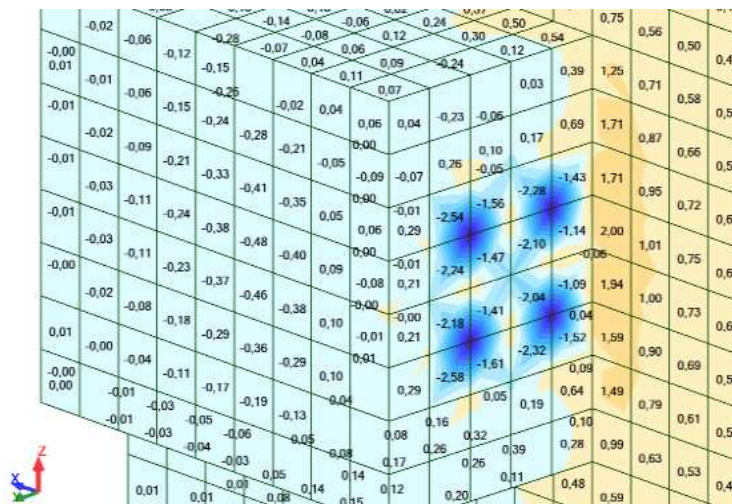


Figura 79 - Mapa de tensão σ_{xx} (Comb. 1) - consola curta.

Para as tensões σ_{yy} , o pilar apresenta quase na sua totalidade tensões de compressão ou tensões de tracção de valor reduzido, exceptuando-se a zona de ligação das consolas curtas ao pilar (Fig. 80).

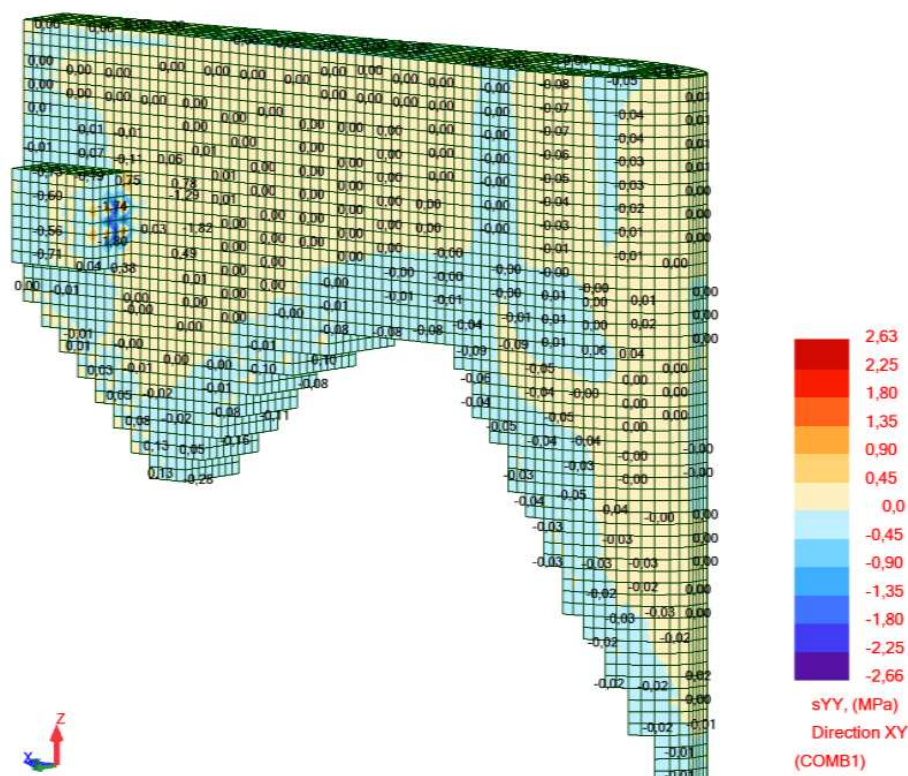


Figura 80 - Mapa de tensão σ_{yy} (Comb. 1) - perspectiva.

Registam-se tensões compressivas em quase todo o pilar para σ_{zz} , exceptuando a zona a jusante das estruturas de apoio das comportas (Fig. 81). Estas tensões de compressão são explicadas pela contribuição do peso próprio do pilar nesta direcção.

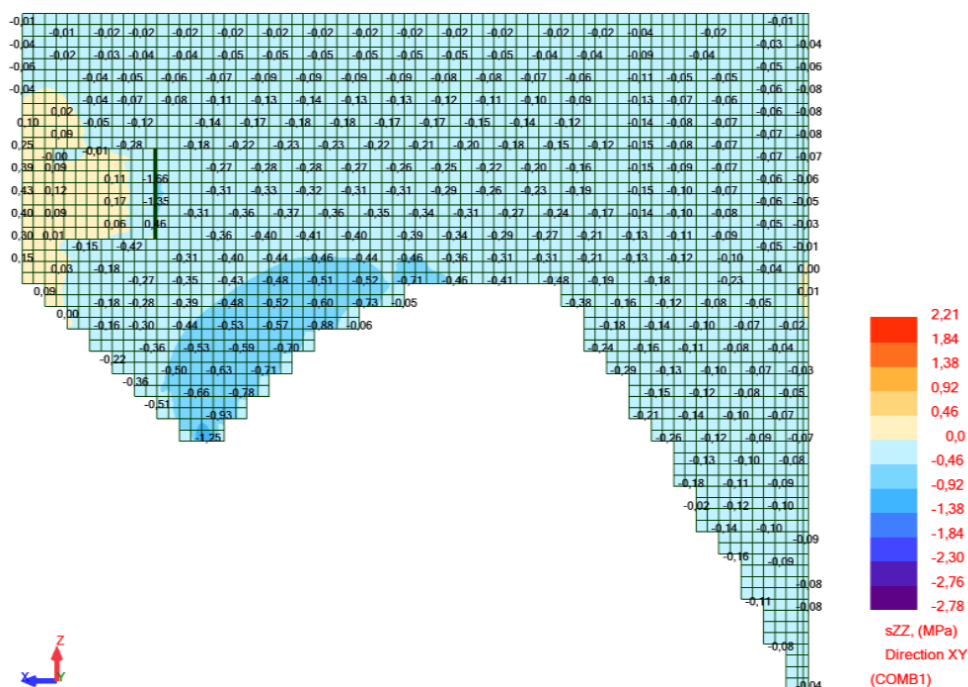


Figura 81 - Mapa de tensão σ_{zz} (Comb. 1) - vista longitudinal.

8.6.2. RESULTADOS PARA O CARREGAMENTO MÁXIMO ASSIMÉTRICO (COMBINAÇÃO 2)

Neste caso as estruturas de apoio dos munhões das comportas estão solicitadas pelas acções correspondentes à combinação 2 (Fig.82), em que apenas uma das comportas se encontra fechada, o que conduz a um carregamento assimétrico do pilar.

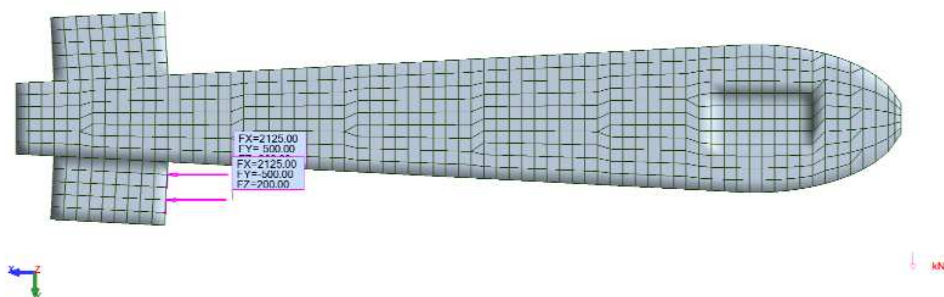


Figura 82 - Acções correspondentes à Comb. 2.

A deformada do pilar para esta combinação evidencia um esforço de torção no plano horizontal em torno do eixo z (Fig. 83). Este efeito era esperado, uma vez que apenas uma das consolas se encontra carregada.

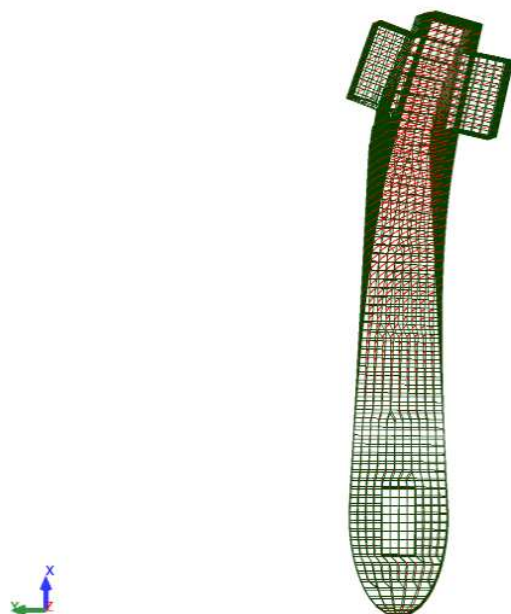


Figura 83- Deformada para a combinação 2- vista de topo.

Como o carregamento não é simétrico torna-se necessário analisar ambas as faces do pilar. Os mapas de tensões σ_{xx} estão representados na Fig. 84 para as duas faces do pilar.

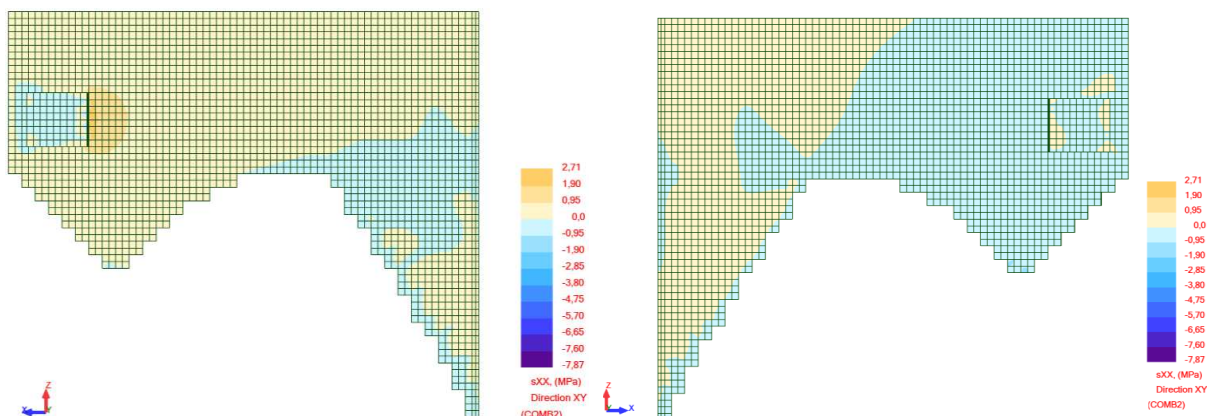


Figura 84 - Mapas de tensão σ_{xx} (Comb. 2): à esq. a face esq. do pilar e à dir. a face dir. do pilar.

A partir de uma análise dos elementos de apoio depara-se com um valor máximo para tensões de tracção de 2,69 MPa (Fig.85).

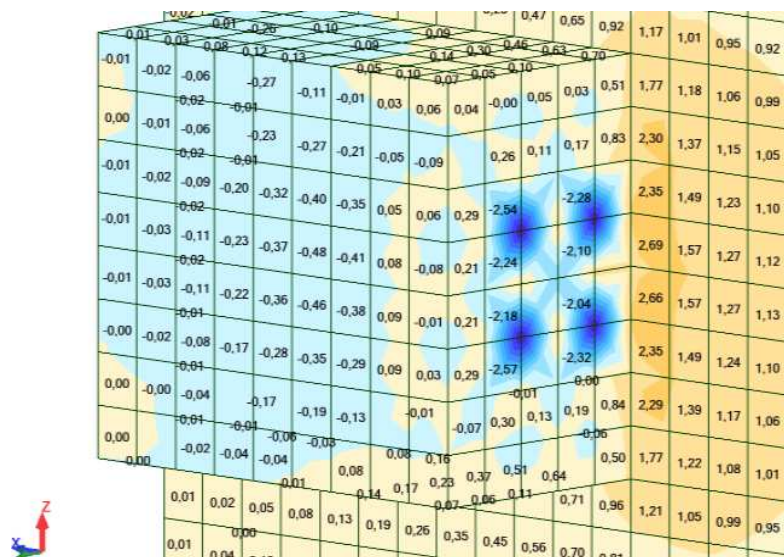


Figura 85- Mapa de tensão σ_{xx} (Comb. 2) - consola curta esquerda.

Para as tensões σ_{yy} , o pilar apresenta tensões de compressão, exceptuando a consola curta da face esquerda do pilar, na qual actuam as acções referentes à Comb. 2 (Fig.86).

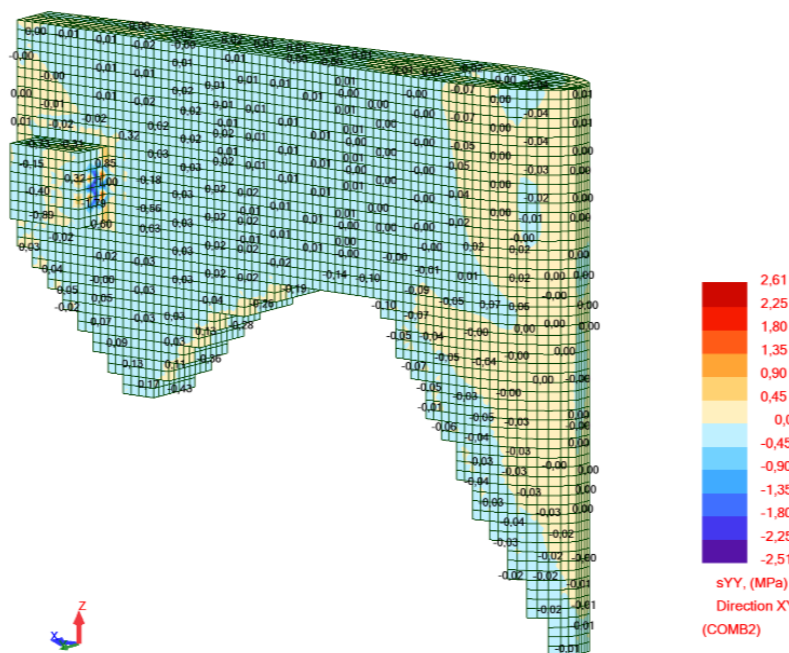


Figura 86 - Mapa de tensão σ_{yy} (Comb. 2) - perspectiva sobre o munhão esquerda.

A observação dos mapas de tensão σ_{zz} , indica tensões de compressão em quase todo o pilar (Fig.87). Estas tensões de compressão são explicadas pela contribuição do peso próprio do pilar nesta direcção. Contudo, a região a jusante da consola curta da face direita do pilar apresenta tensões de tracção (Fig.87).

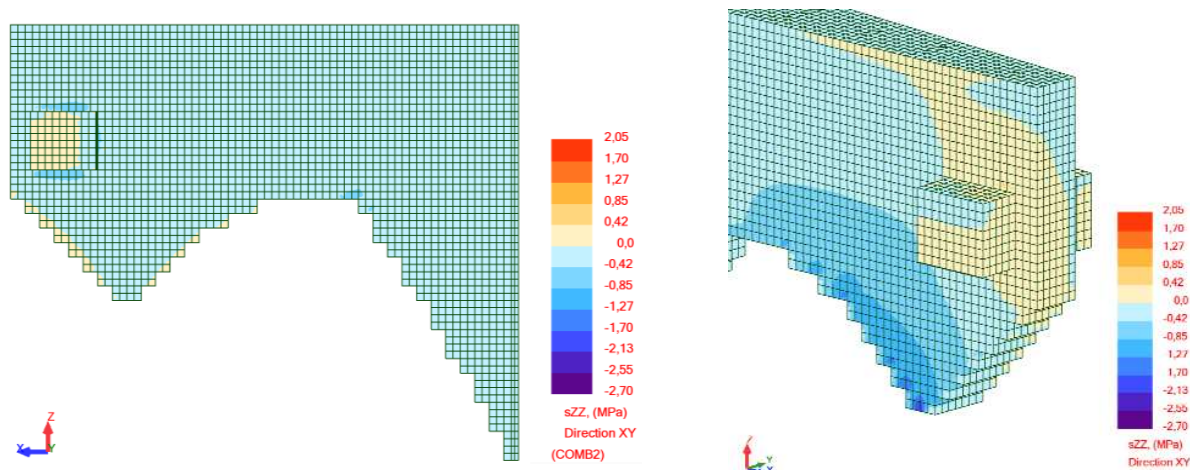


Figura 87 - Mapa de tensão σ_{zz} (Comb. 2): à esq. a vista longitudinal da face esq. a do pilar e à dir. a perspectiva sobre a face dir. do pilar.

8.6.3. MAPAS DE TENSÕES AO LONGO DE CORTES NO PILAR

Através dos resultados obtidos nos pontos 8.6.1 e 8.6.2 rapidamente se verificou que os valores máximos das tensões de tracção se verificavam imediatamente a montante das consolas. Assim sendo, realizaram-se os cortes horizontais e verticais definidos na Fig. 88, para os quais foram analisadas as tensões no interior da estrutura, segundo tensões σ_{xx} e σ_{yy} , com vista à determinação numa fase

posterior da quantidade e da direcção dos cabos de pré-esforço. Os cortes A'-A e C'-C são verticais, e o corte B'-B é horizontal. Os cortes A'-A e B'-B serão utilizados para a determinação da força de pré-esforço principal, e o corte C'-C na definição do pré-esforço transversal.

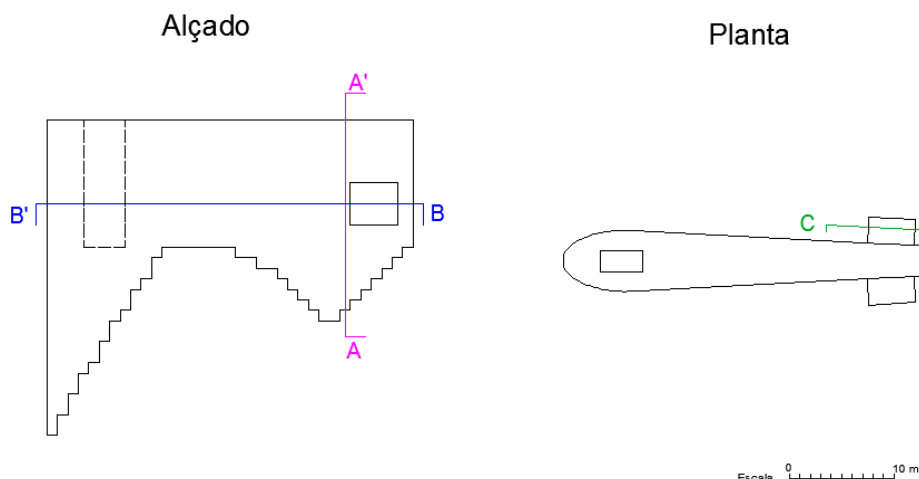


Figura 88 - Cortes realizados na estrutura para determinação de tensões no interior da estrutura.

A Fig. 89 mostra os mapas de tensões σ_{xx} e σ_{yy} para a Combinação 1, segundo o corte horizontal B'-B. Relativamente às tensões σ_{xx} , verifica-se que as tensões de tracção se situam na zona a montante das consolas, enquanto que a zona de jusante encontra-se comprimida. As tensões σ_{yy} de tracção estão situadas nas consolas curtas a jusante da área de aplicação das acções dos munhões. Registam-se valores máximos de tracção para σ_{xx} e σ_{yy} de 1,78 MPa e 0,40 MPa, respectivamente.

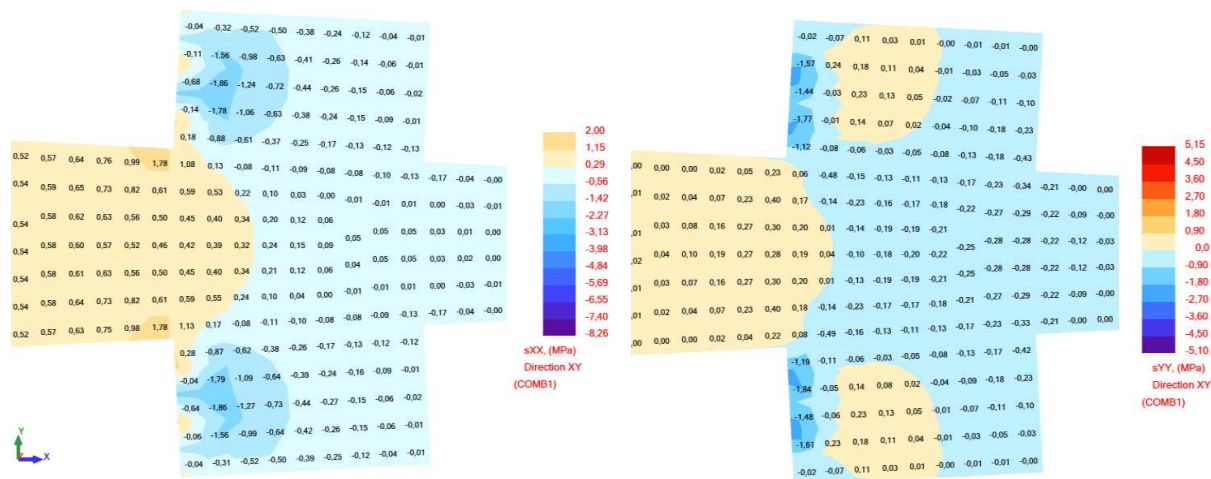


Figura 89 - Mapas de tensão sob a Comb. 1 ao longo do corte B'-B: à esq. para σ_{xx} e à dir. para σ_{yy} .

Na Fig. 90 representam-se as tensões σ_{xx} e σ_{yy} ao longo do corte B'-B. Estes mapas evidenciam um aumento de tensões de tracção σ_{xx} na face do pilar coincidente com a consola carregada, alcançando o valor máximo de 2,32 MPa.

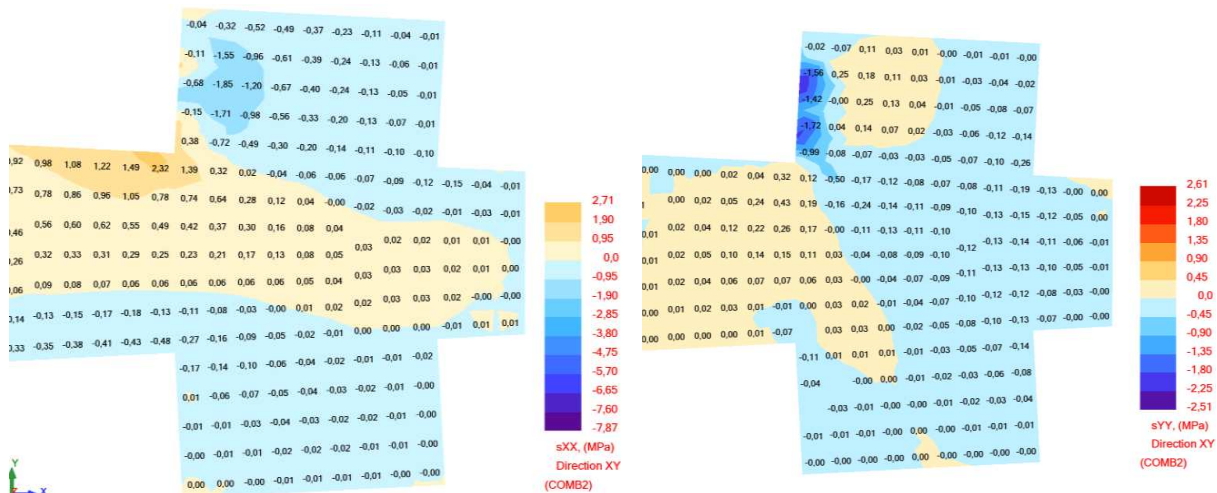


Figura 90 - Mapa de tensões para a Comb. 2 ao longo do corte B'-B: à esq. σ_{xx} e à dir. σ_{yy} .

As tensões σ_{xx} para as Combinações 1 e 2 ao longo do corte A'-A são apresentadas na Fig. 91. Denota-se uma concentração dos valores máximos das tensões de tracção próximo das faces do pilar, com valores máximos para as Combinações 1 e 2 de 1,31 MPa e 1,86 MPa, respectivamente.

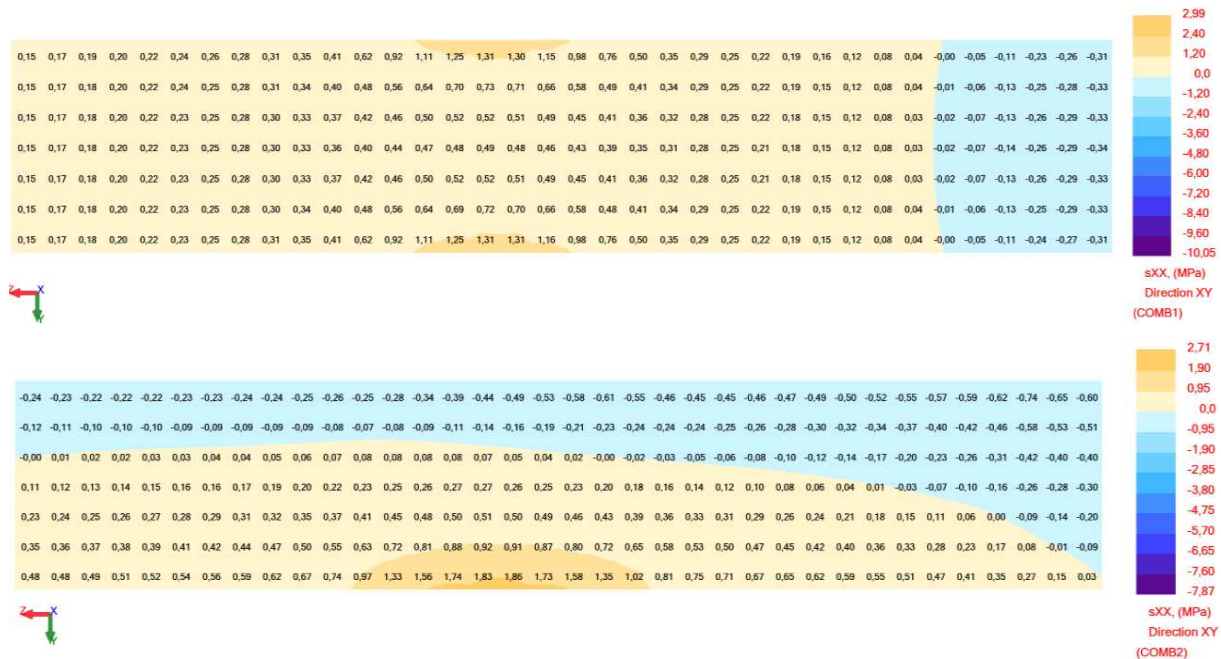


Figura 91 - Mapas de tensão σ_{xx} para as Combinação 1 e 2 ao longo do corte A'-A.

As tensões de tracção σ_{yy} na consola são exibidas na Fig. 92. Registaram-se valores máximos muito próximos entre as duas combinações, embora a combinação 2 apresente numa maior área maiores tensões de tracção.

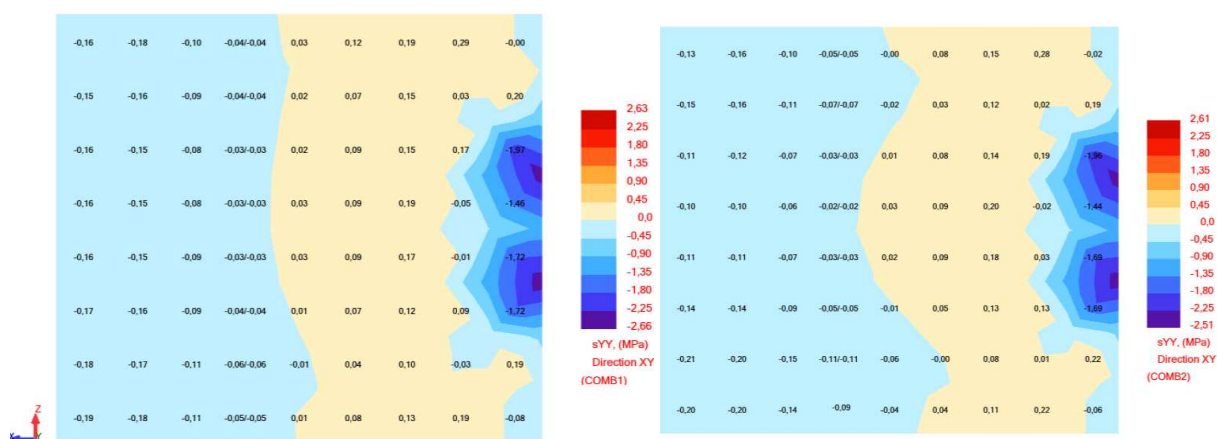


Figura 92 - Mapas de tensão σ_{yy} para as Combinações 1 e 2 ao longo do corte C'-C.

8.6.4. FORÇA DE PRÉ-ESFORÇO ÚTIL PARA OS CABOS LONGITUDINAIS

O pré-dimensionamento da força de pré-esforço tem em conta o equilíbrio das forças externas, obtendo-se uma força útil de pré-esforço de 17076 kN (com inclinação de $5,3767^\circ$) capaz de equilibrar a totalidade das cargas para a situação de carregamento máximo simétrico (ambas as comportas fechadas).

Neste ponto são estudadas duas opções: na primeira (Fig. 93), os cabos de pré-esforço amarram a montante através de ancoragens activas instaladas no poço, enquanto que na segunda opção (Fig. 94), os cabos são amarrados por meio de ancoragens passivas, embebidas no betão. Na segunda solução, as ancoragens passivas localizam-se num plano coincidente com o da face cilíndrica da comporta, a uma distância de 11,0 metros do munhão da comporta.

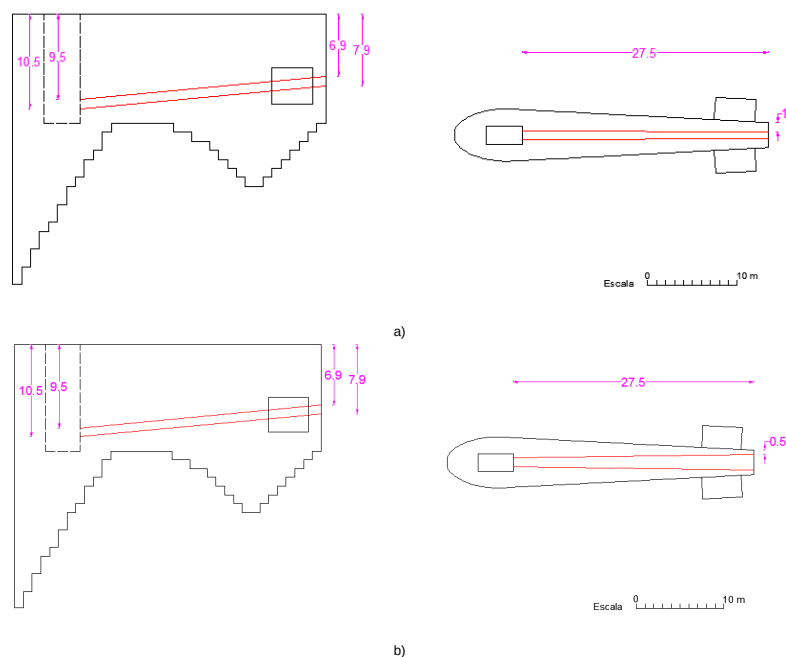


Figura 93 - Solução 1: Traçado dos cabos de pré-esforço longitudinal.

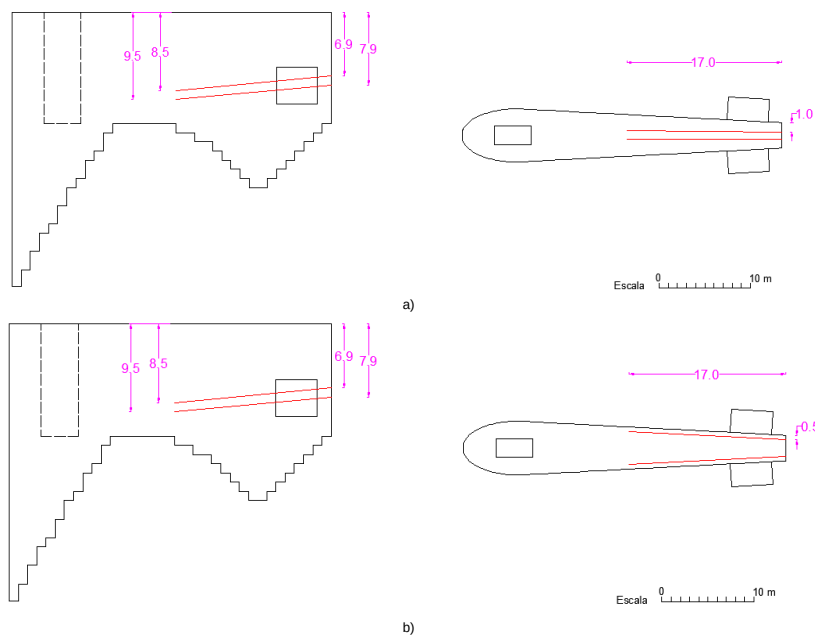


Figura 94 - Solução 2: Traçado dos cabos de pré-esforço longitudinal.

Tendo em consideração as soluções 1 e 2 e as combinações 1 e 2 analisaram-se as tensões σ_{xx} (MPa) normais às linhas: I-I' (coincidente com a face do pilar), II-II' (no corte B-B') e III-III' (ao longo do corte A-A').

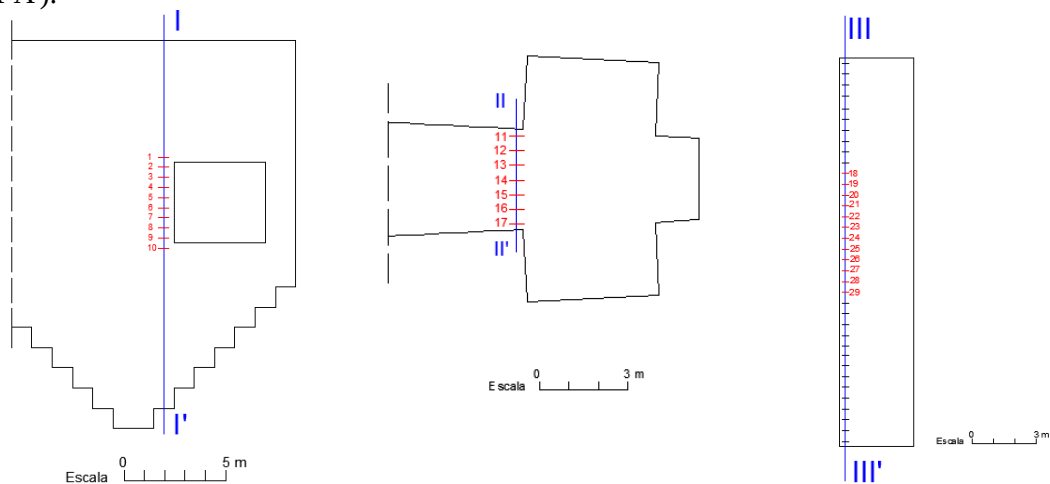


Figura 95 - Linhas I-I', II-II e III-III'.

Os resultados provocados isoladamente pelo pré-esforço pré-dimensionado e pelas combinações 1 e 2 para as tensões σ_{xx} segundo as linhas I-I', II-II' e III-III' encontram-se resumidos no Quadro 7.

Quadro 7 - Tensões σ_{xx} ao longo das linhas I-I', II-II' e III-III'.

Linha	Local	Solução 1		Solução 2		Comb. 1	Comb. 2	Comb. 1/ Sol 1 a)	Comb. 2/ Sol 1 a)	Comb. 1/ Sol 2 a)	Comb. 2/ Sol 2 a)
		a)	b)	a)	b)						
I-I'	1	-0,57	-0,61	-0,59	-0,57	0,75	1,17	1,32	2,05	1,27	1,98
	2	-0,80	-0,82	-0,82	-0,80	1,25	1,77	1,56	2,21	1,52	2,16
	3	-0,87	-0,89	-0,90	-0,87	1,71	2,30	1,97	2,64	1,90	2,56
	4	-0,87	-0,87	-0,90	-0,87	1,71	2,35	1,97	2,70	1,90	2,61
	5	-0,87	-0,86	-0,90	-0,87	2,00	2,69	2,30	3,09	2,22	2,99
	6	-0,87	-0,84	-0,90	-0,86	1,94	2,66	2,23	3,06	2,16	2,96
	7	-0,86	-0,82	-0,89	-0,86	1,59	2,35	1,85	2,73	1,79	2,64
	8	-0,86	-0,80	-0,89	-0,85	1,49	2,29	1,73	2,66	1,67	2,57
	9	-0,79	-0,73	-0,81	-0,79	0,99	1,77	1,25	2,24	1,22	2,19
	10	-0,56	-0,51	-0,57	-0,55	0,59	1,21	1,05	2,16	1,04	2,12
II-II'	11	-0,74	-0,73	-0,77	-0,74	1,78	2,3	2,41	3,14	2,31	3,01
	12	-0,50	-0,49	-0,51	-0,50	0,61	0,78	1,22	1,56	1,20	1,53
	13	-0,48	-0,48	-0,50	-0,49	0,50	0,49	1,04	1,02	1,00	0,98
	14	-0,47	-0,47	-0,49	-0,48	0,46	0,25	0,98	0,53	0,94	0,51
	15	-0,48	-0,48	-0,50	-0,49	0,50	0,06	1,04	0,13	1,00	0,12
	16	-0,50	-0,49	-0,51	-0,50	0,61	-0,13	1,22	-	1,20	-
	17	-0,74	-0,72	-0,77	-0,74	1,78	-0,48	2,41	-	2,31	-
III-III'	18	-0,40	-0,44	-0,40	-0,40	0,41	0,74	1,00	1,85	1,03	1,85
	19	-0,49	-0,52	-0,51	-0,49	0,62	0,97	1,27	1,98	1,22	1,90
	20	-0,62	-0,64	-0,63	-0,62	0,92	1,33	1,48	2,15	1,46	2,11
	21	-0,67	-0,68	-0,69	-0,67	1,11	1,56	1,66	2,33	1,61	2,26
	22	-0,68	-0,68	-0,70	-0,68	1,25	1,74	1,84	2,56	1,79	2,49
	23	-0,68	-0,67	-0,71	-0,68	1,31	1,83	1,96	2,69	1,85	2,58
	24	-0,68	-0,66	-0,70	-0,67	1,31	1,86	1,96	2,74	1,87	2,66
	25	-0,67	-0,64	-0,69	-0,66	1,16	1,73	1,73	2,58	1,68	2,51
	26	-0,66	-0,62	-0,68	-0,65	0,98	1,58	1,49	2,39	1,44	2,32
	27	-0,61	-0,57	-0,63	-0,61	0,76	1,35	1,25	2,21	1,21	2,14
	28	-0,48	-0,44	-0,49	-0,48	0,50	1,02	1,04	2,13	1,02	2,08
	29	-0,37	-0,33	-0,38	-0,37	0,35	0,81	0,95	2,19	0,92	2,13

A partir do Quadro 7 calcula-se o incremento necessário à força de pré-esforço pré-dimensionada (com base no equilíbrio das forças externas), através do coeficiente carregamento/pré-esforço pré-dimensionado, para a eliminação das tensões de tracção originadas pelas combinações 1 e 2. As soluções 1 b) e 2 b) são preteridas em relação às soluções 1 a) e 2 a), visto que originam menores valores para as tensões compressivas. Consta-se que a combinação 2 é a mais exigente e que, para esta, a solução 2 a) é a mais económica, dado que conduz a um menor coeficiente carregamento/pré-esforço. Contudo, verifica-se que esta solução conduz a um coeficiente de 2,66, o que contabiliza uma força de pré-esforço útil total de $2,66 \times 17076 = 45422$ kN, aplicada segundo a direcção da resultante do carregamento máximo simétrico (ambas as comportas fechadas). Os coeficientes superiores a 2,66, registados segundo a linha I-I', foram ignorados porque correspondem a valores de pico obtidos à face

do pilar, que rapidamente diminuem em direcção ao interior do pilar, como se pode ver através das Fig. 87, 88 e 89. Estes picos devem ser absorvidos através de armadura passiva à face do pilar.

Considerou-se adequado efectuar uma quantificação das tensões σ_{yy} segundo a linha II-II', com o objectivo de analisar o efeito das configurações dos cabos e das combinações de acções.

Quadro 8 - Tensões σ_{yy} (MPa) ao longo da linha II-II'.							
Linha	Local	Solução 1		Solução 2		Comb. 1	Comb. 2
		a)	b)	a)	b)		
II-II'	11	-0,13	-0,12	-0,13	-0,12	0,23	0,32
	12	-0,11	-0,10	-0,11	-0,10	0,40	0,43
	13	-0,09	-0,08	-0,09	-0,09	0,30	0,26
	14	-0,08	-0,08	-0,09	-0,08	0,28	0,15
	15	-0,09	-0,08	-0,09	-0,09	0,30	0,07
	16	-0,11	-0,10	-0,11	-0,10	0,40	0,01
	17	-0,13	-0,12	-0,13	-0,12	0,22	0,07

O Quadro 8 evidencia que para a solução 2 a) o coeficiente carregamento/pré-esforço necessário para equilibrar as tensões de tracção σ_{xx} cumpre quase a totalidade dos locais segundo a linha II-II'.

Contudo, anota-se que nos Quadros 7 e 8 a comparação é feita com base nas componentes do tensor das tensões σ_{xx} e σ_{yy} . Nos pontos em que estas tensões tenham direcções diferentes das tensões principais as conclusões seriam mais seguras se fossem apoiadas em tensões principais ou em critérios de resistência que incorporem o tensor completo, pelo que não se pode garantir que não existam locais situados fora dos cortes analisados mais penalizantes que os apresentados, eventualmente nos planos de ligação das peças.

8.6.5. FORÇA DE PRÉ-ESFORÇO ÚTIL PARA OS CABOS TRANSVERSAIS

Nesta secção estuda-se o efeito provocado por um pré-esforço transversal de 1000 kN, aplicado perpendicularmente à linha de acção do impulso hidrostático, ao nível das tensões σ_{yy} do pilar.

A solução a) é composta por quatro cabos (4×250 kN) e a solução b) por dois (2×500 kN). Procedeu-se à localização dos cabos transversais na zona que regista maiores valores para as tensões de tracção σ_{yy} ao longo do corte C'-C (ver Fig.92).

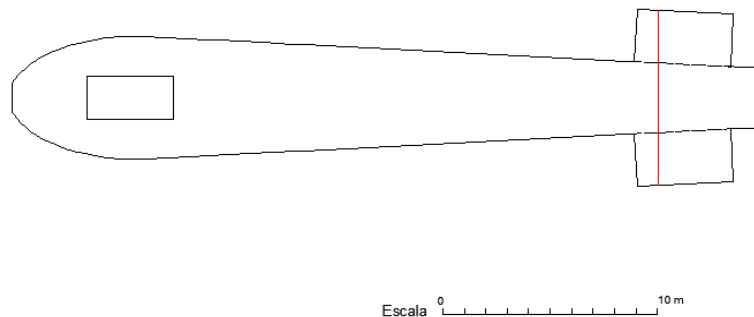


Figura 96 - Traçado dos cabos de pré-esforço transversal.

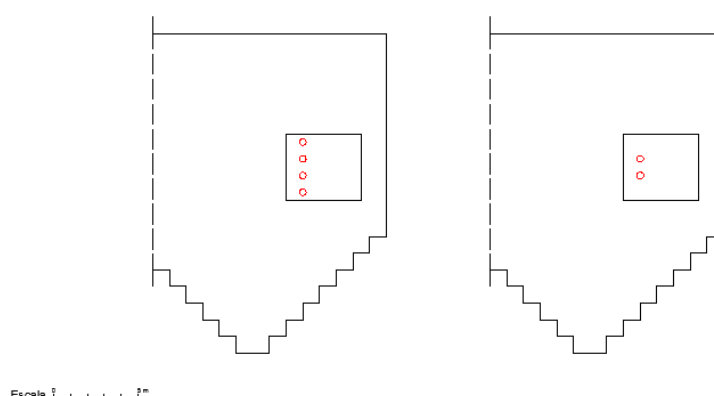


Figura 97 - Localização dos cabos de pré-esforço transversal: à esq. a solução a) e à dir. a solução b).

Para as soluções a) e b) foram analisadas as tensões σ_{yy} segundo a linha IV-IV' (coincidente com o corte C-C'). O resumo das tensões σ_{yy} ao longo da linha IV-IV' encontram-se no Quadro 9. Neste quadro calcula-se o incremento necessário à força de pré-esforço transversal adoptada, através do coeficiente carregamento/pré-esforço pré-dimensionado, para a eliminação das tensões de tracção transversais originadas pelas combinações 1 e 2.

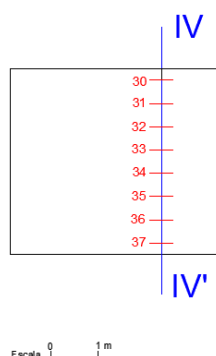


Figura 98 - Linha IV-IV'.

Quadro 9 - Tensões σ_{yy} (MPa) ao longo da linha IV-IV'.

Alinham.	Local	Solução a)	Solução b)	Comb 1	Comb 2	Comb 1/ Sol.	Comb 2/ Sol. a)	Comb 1/ Sol. b)	Comb 2/ Sol. b)
IV-IV'	30	-0,12	-0,05	0,19	0,15	1,58	1,25	3,80	3,00
	31	-0,11	-0,09	0,15	0,12	1,36	1,09	1,67	1,33
	32	-0,12	-0,14	0,15	0,14	1,25	1,17	1,07	1,00
	33	-0,11	-0,17	0,19	0,20	1,73	1,82	1,12	1,18
	34	-0,11	-0,17	0,17	0,18	1,55	1,64	1,00	1,06
	35	-0,12	-0,14	0,12	0,13	1,00	1,08	0,86	0,93
	36	-0,11	-0,09	0,10	0,08	0,91	0,73	1,11	0,89
	37	-0,12	-0,05	0,13	0,11	1,08	0,92	2,60	2,20

O Quadro 9 demonstra que a solução a) consegue uma melhor distribuição da força de pré-esforço pela secção, e que é necessária a aplicação de um pré-esforço transversal total de $1,82 \times 1000 \text{ kN} = 1820 \text{ kN}$, de modo a anular as tensões de tracção nesta direcção.

8.6.6. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS

Mediante os resultados obtidos nos pontos 8.6.4 e 8.6.5 chegou-se a valores úteis para o pré-esforço longitudinal e transversal de 45422 kN e 1820 kN, respectivamente. Todavia, estes valores (que não contabilizam as perdas de pré-esforço) consideram-se demasiadamente elevados face a projectos que empregam o mesmo sistema para a fixação das comportas, e que foram anteriormente expostos.

A interpretação dos resultados atrás referidos, incentiva a alteração da geometria do pilar numa tentativa de melhorar a distribuição do pré-esforço nas zonas mais desfavoráveis.

8.7. SOLUÇÃO VARIANTE DO PILAR

Neste ponto, propõe-se uma solução variante, semelhante à utilizada na barragem de Wanapum, cuja concepção se apresentou na secção 7.3.3. Contudo, a geometria do bloco de ancoragem foi ligeiramente simplificada com o intuito de facilitar a modelação no programa de análise estrutural (Fig. 99). Desta forma, a simplificação introduzida conduziu a uma solução semelhante à adoptada na barragem de Caruachi, na Venezuela, que se encontra exibida na Fig. 100. O bloco de ancoragem foi propositadamente inclinado segundo a resultante do carregamento máximo simétrico, a que corresponde uma ângulo de $5,3767^\circ$.

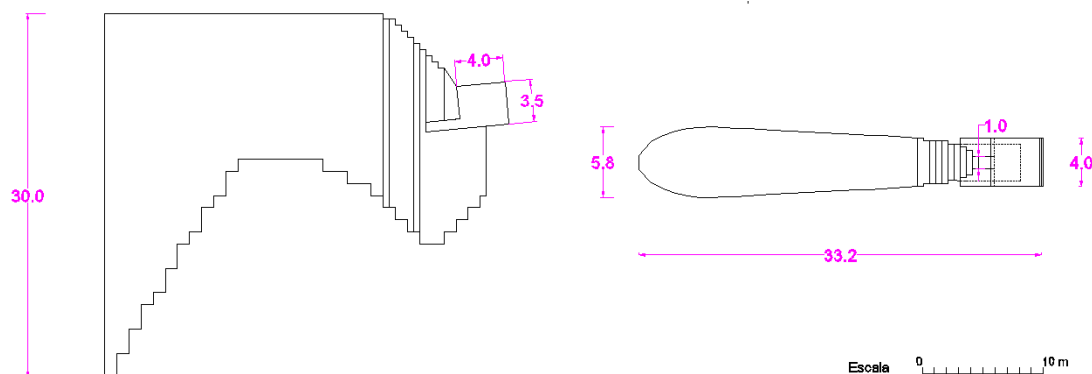


Figura 99 - Geometria alternativa.

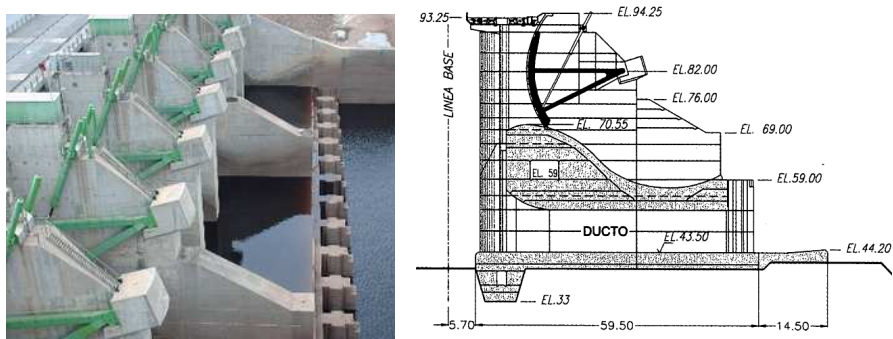


Figura 100- Bloco de ancoragem da barragem de Caruachi: à esq. a vista sobre os bloco de ancoragem [43] e à dir. o perfil da barragem [44].

A geometria variante foi modelada no programa de análise estrutural Autodesk Structural Robot (Fig. 101), por meio de elementos finitos volumétricos de oito nós com 0,5 m de aresta, através do processo de modelação anteriormente utilizado.

Ao modelo do pilar atribuiu-se o material de betão da classe C20/25. Esta classe de resistência vêm de acordo com o adoptado nos projectos da barragem de Wanapum e do Fratel, embora que nas zonas de ancoragem se adopte um betão com classe de resistência superior, para resistir às compressões originadas pela actuação das cargas de pré-esforço. Neste estudo esse aspecto foi simplificado, admitindo-se uma classe de betão constante em toda a estrutura.

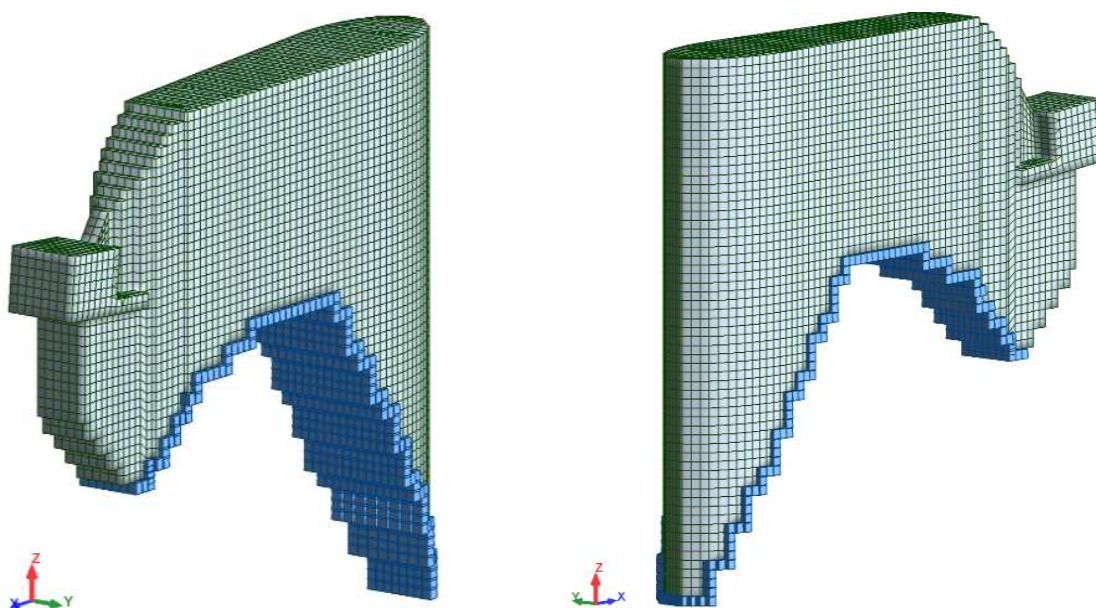


Figura 101- Modelo de cálculo da geometria variante: à esq. perspectiva da frente e à dir. perspectiva de trás.

De modo semelhante ao efectuado em 8.6., os efeitos dos cabos de pré-esforço e das cargas da comporta foram analisados separadamente, para as seguintes três situações - uma para as cargas nas duas comportas; outra para a carga numa única comporta e outra para as cargas de pré-esforço (simuladas através de forças concentradas).

8.7.1. RESULTADOS PARA O CARREGAMENTO MÁXIMO SIMÉTRICO (COMBINAÇÃO 1)

As estruturas de apoio dos munhões das comportas estão solicitadas pelas acções correspondentes à combinação 1 (Fig.102), na qual ambas as comportas se encontram fechadas.

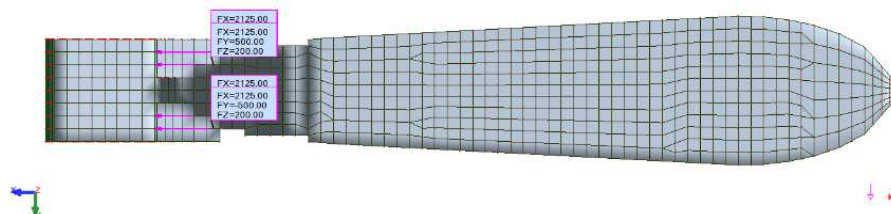


Figura 102 - Geometria variante sob as acções correspondentes à combinação 1.

A deformada da estrutura para a combinação 1 (carregamento máximo simétrico) está representada na Fig. 103. Torna-se evidente uma influência do peso próprio do pilar na deformada da estrutura, sendo esse efeito agravado pelas acções sobre as consolas curtas.

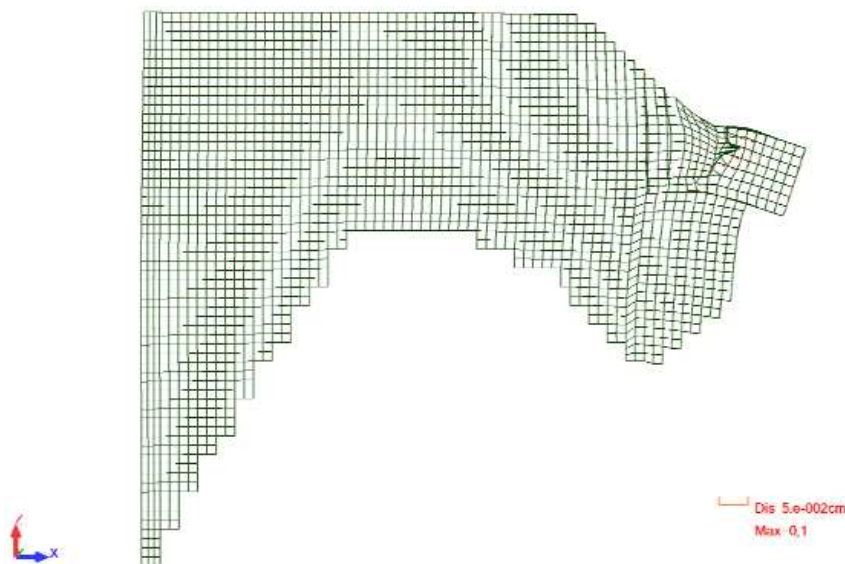


Figura 103 - Deformada da geometria variante sob a combinação 1.

O mapa de tensões σ_{xx} representa-se na Fig.104. Através deste mapa verifica-se uma concentração de tensões de tracção no "pescoço" do bloco de ancoragem provocadas pela acção do carregamento máximo simétrico e pelo efeito do peso próprio (revelado no comportamento em consola da zona jusante do pilar). Estas tensões de tracção dissipam-se progressivamente em direcção a montante.

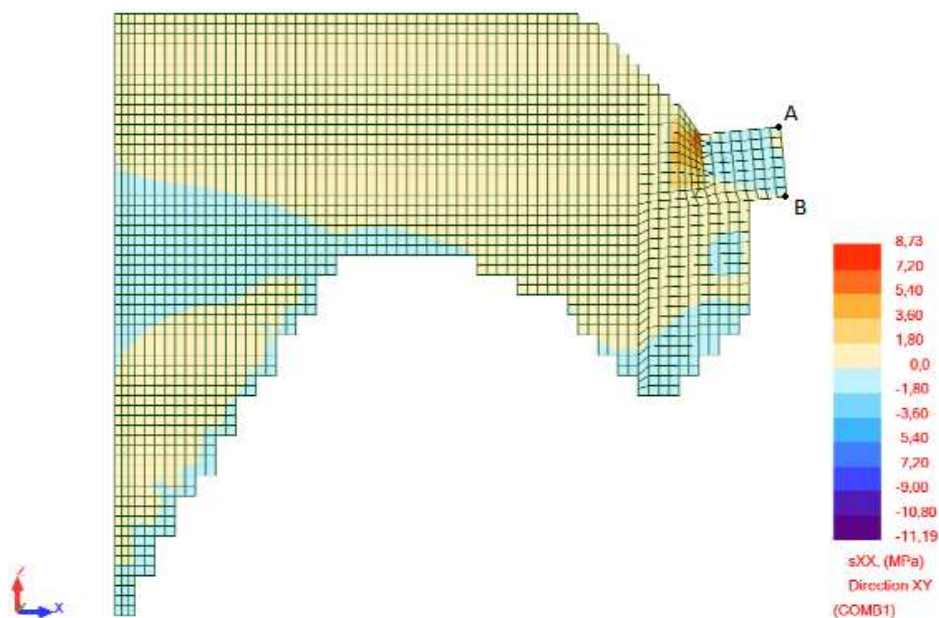


Figura 104- Mapa de tensão σ_{xx} (Comb.1) da geometria variante - vista longitudinal.

A análise do bloco de ancoragem verifica uma tensão de tracção máxima de 8,73 MPa no "pescoço" do bloco (Fig. 105).

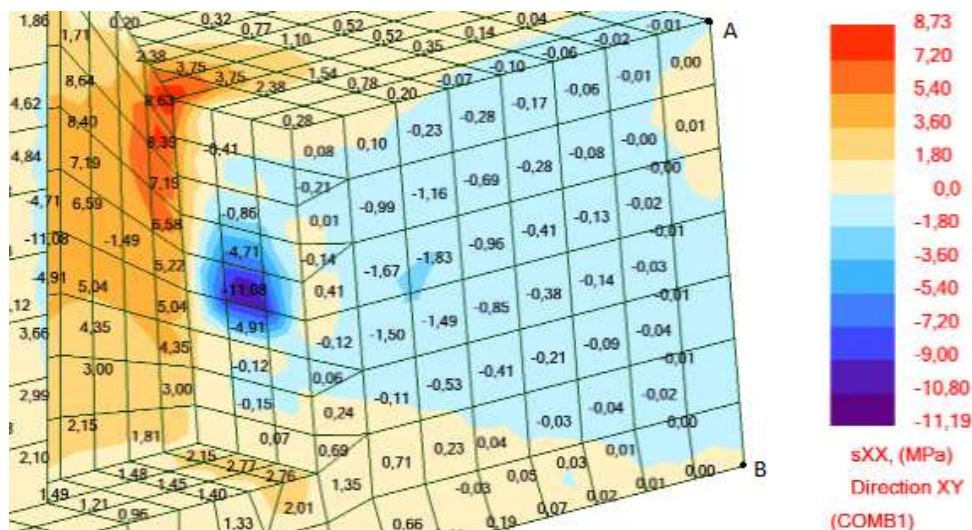


Figura 105 - Mapa de tensão σ_{xx} (Comb. 1) - bloco de ancoragem da geometria variante.

O mapa de tensões σ_{yy} divulga tensões de compressão em quase a totalidade do pilar, com excepção das zonas localizadas do bloco de ancoragem (Fig.106).

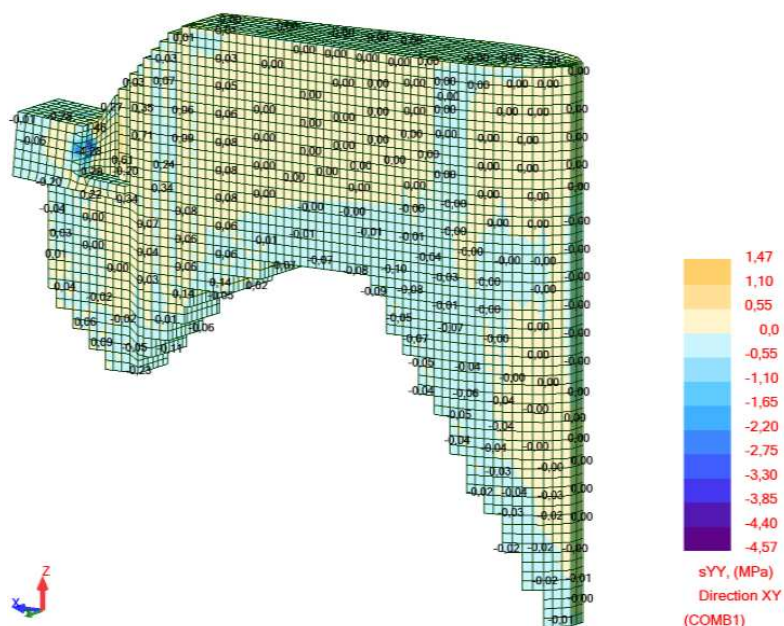


Figura 106 - Mapa de tensão σ_{yy} (Comb. 1) da geometria variante - perspectiva.

Para σ_{zz} ocorrem compressões em quase todo o pilar, exceptuando o "pescoço" do bloco de ancoragem (Fig. 107). As tensões de compressão são explicadas pela contribuição do peso próprio do pilar nesta direcção, enquanto que as tensões de tracção σ_{zz} no "pescoço" são agravadas pela acção do peso próprio nesta direcção e pelo comportamento em consola da zona jusante do pilar.

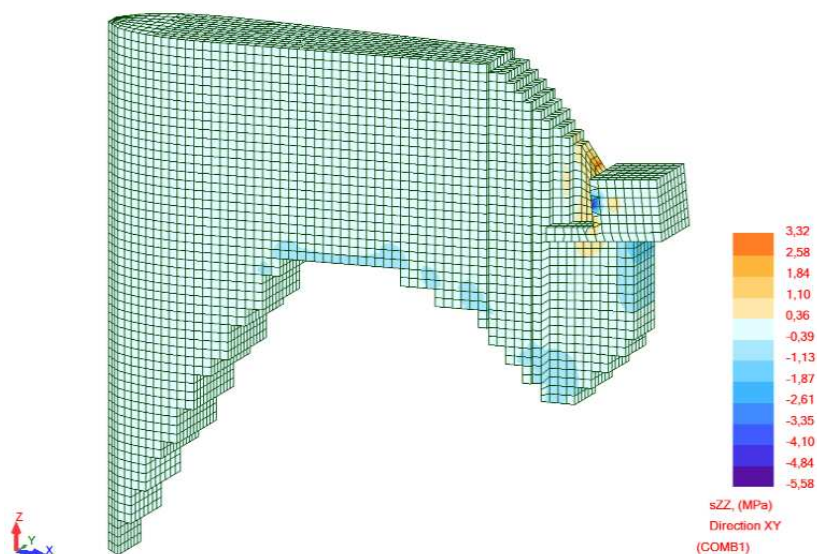


Figura 107 - Mapa de tensão σ_{zz} (Comb. 1) da geometria variante - perspectiva.

8.7.2. RESULTADOS PARA O CARREGAMENTO MÁXIMO ASSIMÉTRICO (COMBINAÇÃO 2)

Nesta secção o bloco de ancoragem é submetido às acções correspondentes à combinação 2 (Fig.108). Nesta combinação apenas uma das comportas se encontra fechada, o que conduz a um carregamento assimétrico do pilar.

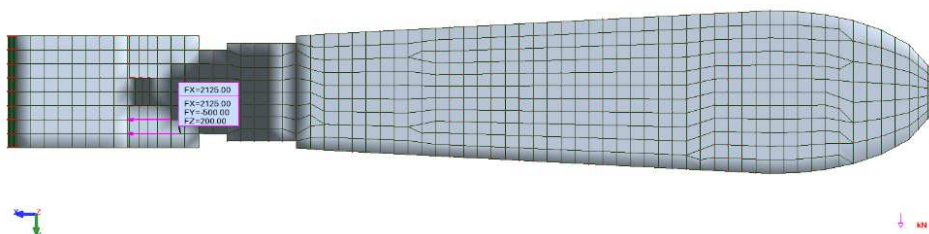


Figura 108 - Solução variante sob as acções correspondentes à combinação 2.

A deformada do pilar para esta combinação torna evidente um esforço de torção no plano horizontal, em torno do eixo z (Fig. 109).

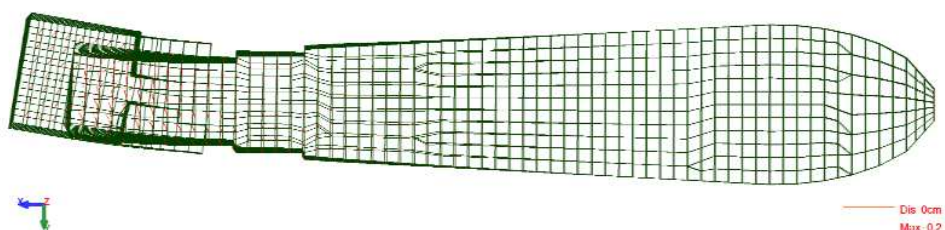


Figura 109- Deformada para a combinação 2- vista de topo.

Como o carregamento não é simétrico torna-se necessário analisar ambas as faces do pilar. Os mapas de tensões σ_{xx} representam-se na Fig. 110 para ambas as faces do pilar.

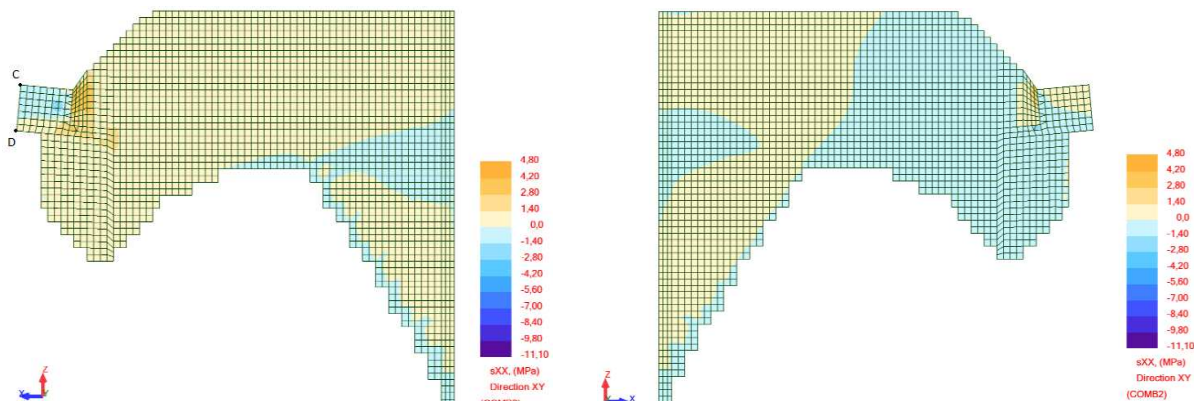


Figura 110 - Mapa de tensão σ_{xx} (Comb. 2) para a solução variante: à esq. a face esquerda do pilar e à dir. a face direita do pilar.

A partir de uma análise do bloco de ancoragem depara-se com um valor máximo para tensões de tracção de 4,80 MPa (Fig.111).

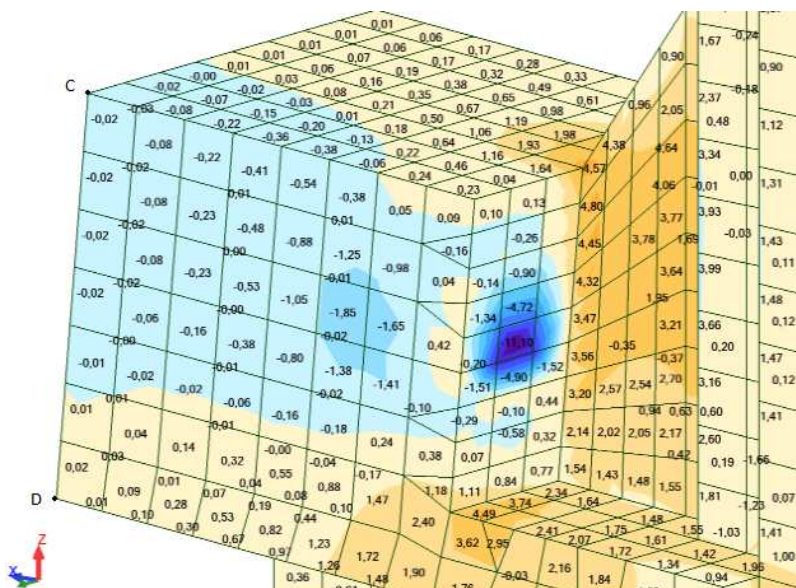


Figura 111 - Mapa de tensão σ_{xx} (Comb. 2) - bloco de ancoragem da solução variante.

A Fig. 112 exhibe os mapas de tensão σ_{yy} para as faces esquerda e direita do pilar, quando este se encontra sujeito às acções relativas à combinação 2.

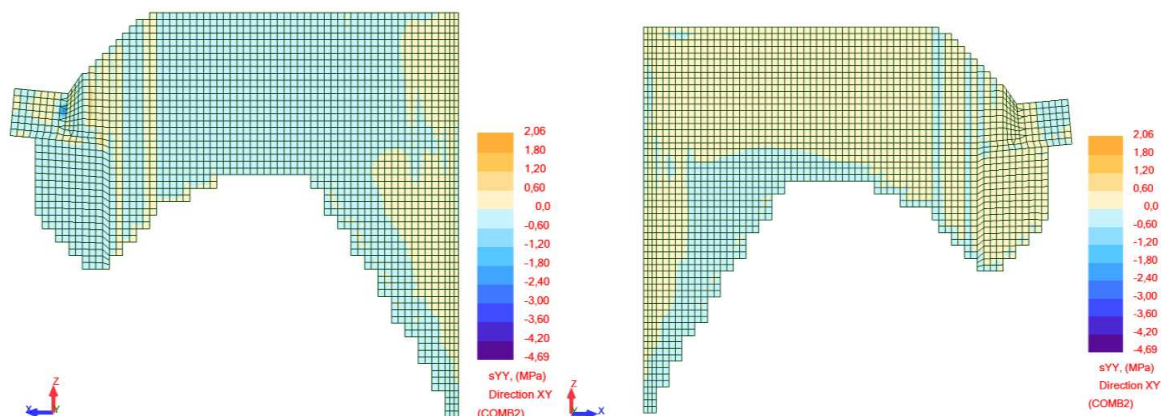


Figura 112 - Mapa de tensão σ_{yy} (Comb. 2) para a solução variante: à esq. a face esquerda do pilar e à dir. a face direita do pilar.

A observação dos mapas de tensão σ_{zz} põe em evidência tensões de compressão em quase todo o pilar (Fig.113). Estas tensões de compressão são explicadas pela forte contribuição do peso próprio do pilar nesta direcção.

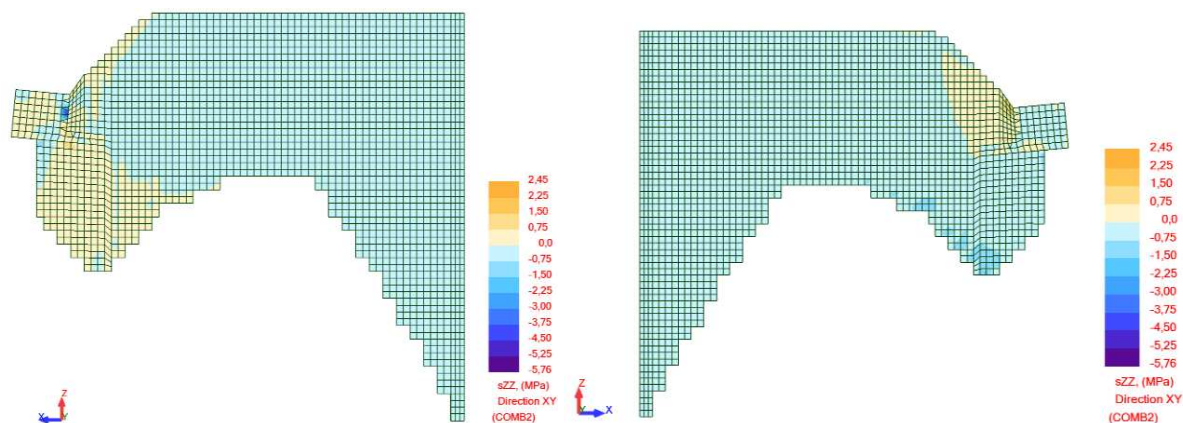


Figura 113 - Mapa de tensões σ_{zz} (Comb. 2) para a solução variante: à esq. a face esq. do pilar e à dir. a face dir. do pilar.

8.7.3. FORÇA DE PRÉ-ESFORÇO ÚTIL DOS CABOS PARA A SOLUÇÃO VARIANTE

O pré-dimensionamento da força de pré-esforço útil tem como base o equilíbrio das forças externas. Portanto, obtém-se uma força útil de pré-esforço de 17076 kN (com inclinação de 5,3767°) capaz de equilibrar a totalidade das cargas para a situação de carregamento máximo simétrico.

Nesta secção propõe-se uma solução, na qual as ancoragens de montante são passivas e localizam-se num plano coincidente com o da face cilíndrica da comporta, a uma distância aproximada de 11,0 m dos munhões da comporta (Fig. 114).

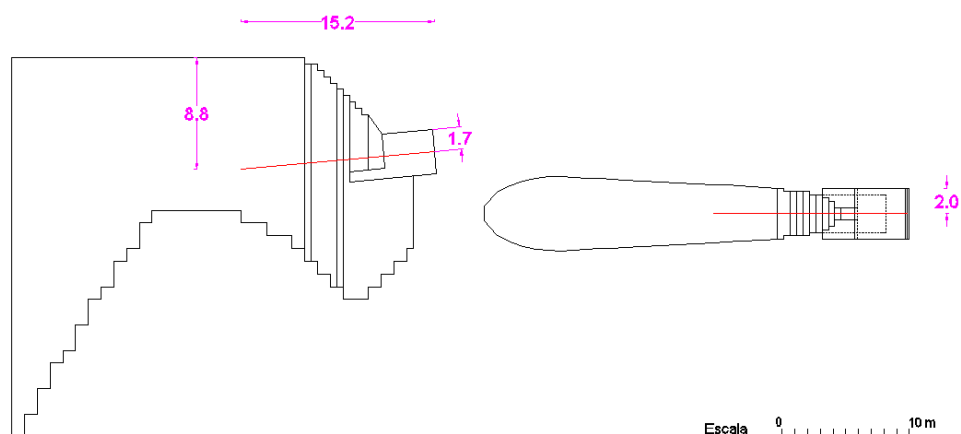


Figura 114 - Traçado equivalente dos cabos de pré-esforço para a solução variante.

Ao longo das secções 8.7.1 e 8.7.2 foram evidentes as altas tensões de tracção na secção estreita, imediatamente a montante do bloco de ancoragem. As acções relativas às combinações 1 e 2 têm um efeito relativamente grande sobre esta secção. Assim, pretende-se efectuar uma análise detalhada das tensões σ_{xx} na face do pilar ao longo da linha V-V' (Fig.115) originadas pelas combinações 1 e 2 e pela força de pré-esforço útil de 17076 kN. Estas tensões σ_{xx} resumem-se no Quadro 10.

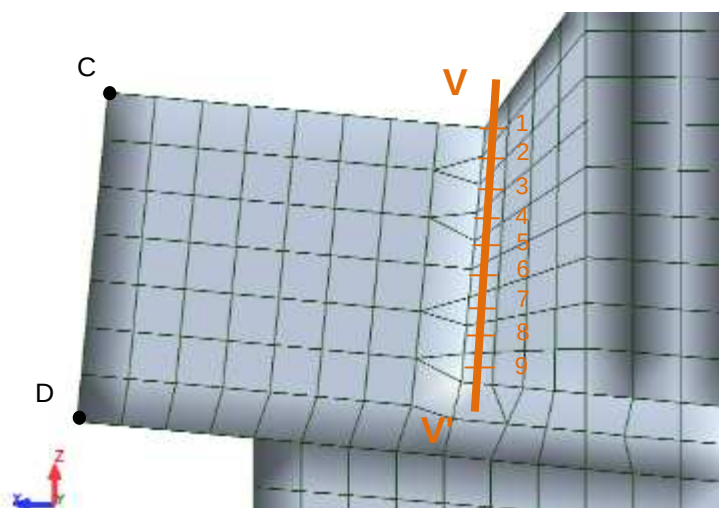


Figura 115 - Linha V-V' (coincidente com a face do pilar).

Quadro 10 - Tensões σ_{xx} (MPa) da solução alternativa ao longo da linha V-V'.

Linha	Local	Carga dos cabos	Comb. 1	Comb. 2	Comb. 1/ Cabos	Comb 2/ Cabos
V-V'	1	-7,42	8,64	4,57	1,16	0,62
	2	-7,02	8,40	4,80	1,20	0,68
	3	-5,52	7,19	4,45	1,30	0,81
	4	-4,80	6,59	4,32	1,37	0,90
	5	-4,12	5,22	3,47	1,27	0,60
	6	-3,67	5,04	3,56	1,37	0,97
	7	-3,14	4,35	3,20	1,39	1,02
	8	-2,65	3,00	2,14	1,13	0,81
	9	-2,08	2,09	1,54	1,00	0,74

As tensões de tracção originadas pelo carregamento de duas comportas foi mais elevada em cada ponto ao longo de V-V' que a mesma tensão provocada pela carga de uma única comporta (Quadro 10). Este facto contrapõe o obtido com a geometria original adoptada para o pilar do Baixo Sabor, mas concorda com os resultados obtidos no estudo do bloco de ancoragem da barragem de Wanapum.

De forma a anular essas tracções torna-se necessário a aplicação de uma força de pré-esforço útil de $1,4 \times 17076 = 23906,4$ kN. Com o propósito de averiguar se o valor de pré-esforço útil determinado é suficiente para anular as tensões σ_{xx} no interior da secção estreita efectuou-se um estudo de tensões segundo os cortes D-D' e E-E' (Fig. 116), obtendo-se os mapas de tensão σ_{xx} representados nas Fig. 117, 118, 119 e 120.

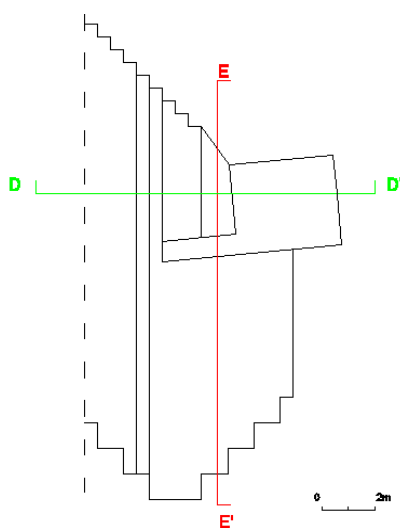


Figura 116 - Cortes D-D' e E-E'.

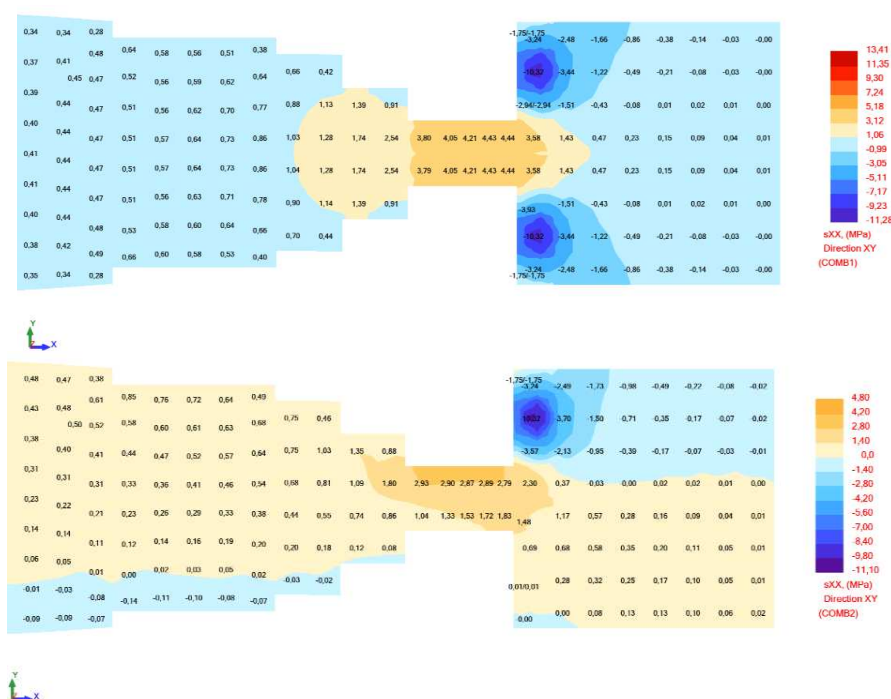


Figura 117 - Mapa de tensões σ_{xx} ao longo do corte D-D': em cima Comb. 1 e em baixo Comb. 2.

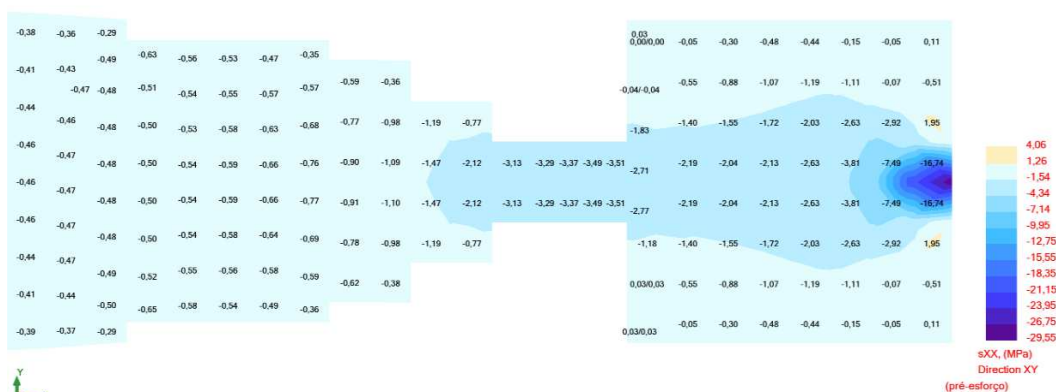


Figura 118 - Mapa de tensões σ_{xx} ao longo do corte D-D' devido à aplicação de uma força de pré-esforço útil de 17076 kN.

Pela análise das Fig. 117 e 118 verificam-se valores máximos para as tensões de tracção σ_{xx} na secção estreita para as combinações 1 e 2 de 4,44 MPa e 3,93MPa, respectivamente. Constata-se que a aplicação de um pré-esforço útil de $1,27 (4,43/3,49) \times 17076$ kN anula as tensões de tracção na secção estreita originadas pelas combinações 1 e 2.

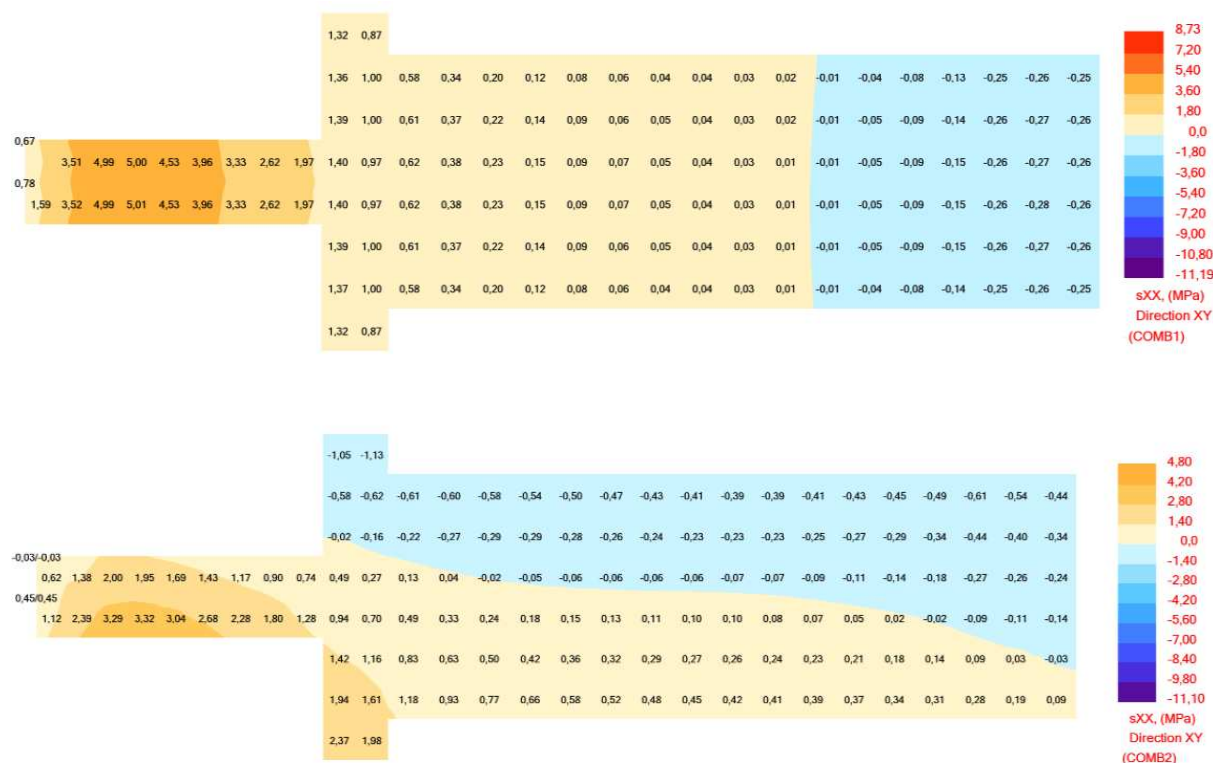


Figura 119 - Mapa de tensões σ_{xx} ao longo do corte E-E': em cima Comb. 1 e em baixo Comb. 2.

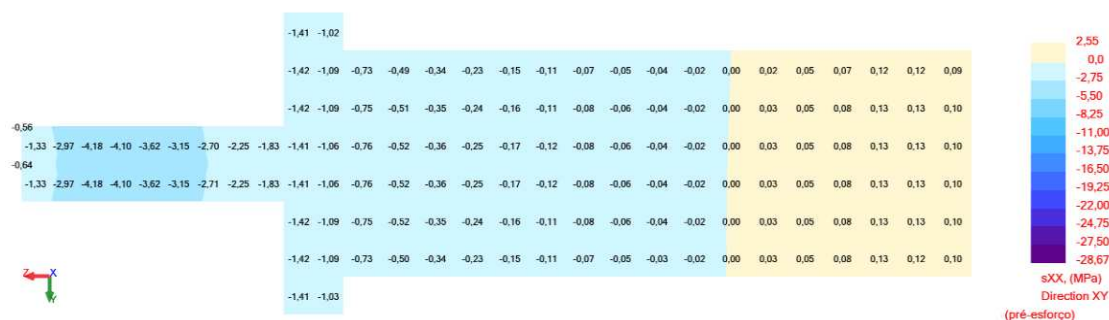


Figura 120 - Mapa de tensões σ_{xx} ao longo do corte E-E' devido à aplicação de uma força de pré-esforço útil de 17076 kN.

Pela análise das Fig. 119 e 120 verificam-se valores máximos para as tensões de tracção σ_{xx} na secção estreita para as combinações 1 e 2 de 5,01 MPa e 3,32 MPa, respectivamente. Constata-se que a aplicação de um pré-esforço de $1,26 (3,96/3,15) \times 17076$ kN anula as tensões de tracção na secção estreita originadas pelas combinações 1 e 2. A Fig. 120 realça o facto de a aplicação do pré-esforço originar o aparecimento de tensões de tracção na zona inferior do pilar.

A partir dos resultados anteriormente obtidos considerou-se apropriado aplicar uma força de pré-esforço útil 23906,4 kN, da qual resulta um coeficiente pré-esforço útil/impulso máximo simétrico de 1,4.

8.7.4. ANÁLISE DE TENSÕES PARA A GEOMETRIA VARIANTE SOB AS COMBINAÇÕES 3 E 4

Nesta secção procede-se à análise das tensões na face do pilar com o objectivo de averiguar se a carga de pré-esforço a instalar no pilar é suficiente para anular as tensões de tracção. Para tal, foram definidas as seguintes combinações de acções para o estado limite de serviço:

- Comb. 3: $1,0 \times$ peso próprio + $1,0 \times$ carregamento máximo simétrico + $1,0 \times$ carga de pré-esforço;
- Comb. 4 : $1,0 \times$ peso próprio + $1,0 \times$ carregamento máximo assimétrico + $1,0 \times$ carga de pré-esforço.

Mediante a Fig. 121, na qual se representa o mapa de tensão σ_{xx} sob a combinação 3, constata-se que tanto o bloco de ancoragem como o pilar se encontram comprimidos ou sujeitos a tracções de valor reduzido, com a excepção de pontos localizados.

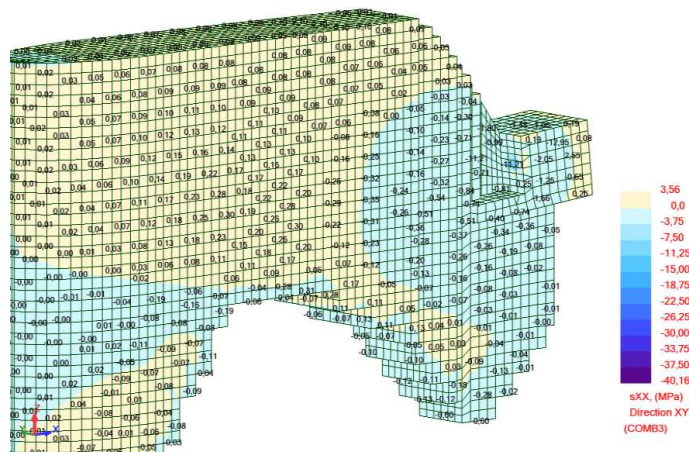


Figura 121 - Tensões σ_{xx} para a geometria variante (Comb. 3) - perspectiva sobre o pilar.

Os mapas de tensão σ_{yy} e σ_{zz} (Fig. 122) apresentam compressões ao longo do pilar e do bloco de ancoragem, ou tracções de valor pouco significativo. Porém, na zona jusante do bloco de ancoragem registam-se tracções para as tensões σ_{yy} , facilmente explicáveis pela presença das forças concentradas devidas ao pré-esforço.

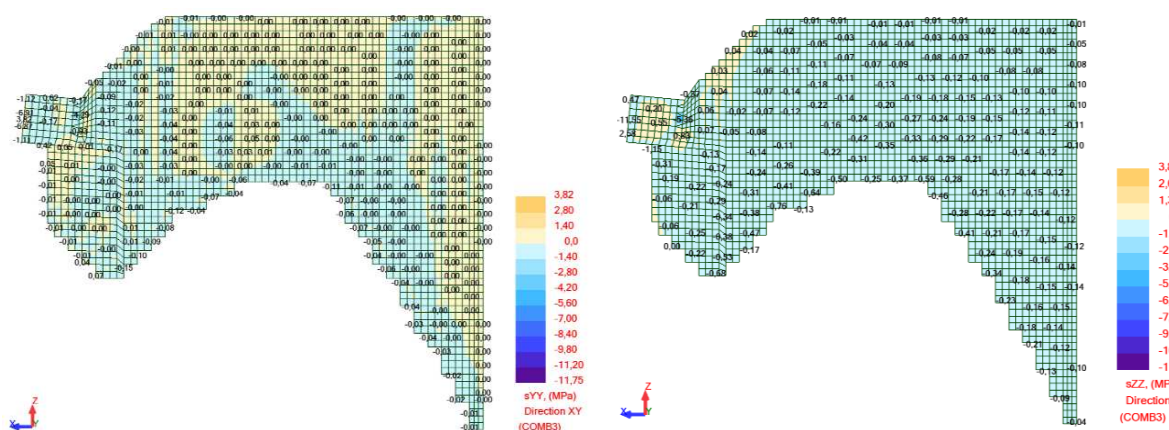


Figura 122 - Tensões σ_{yy} e σ_{zz} para a geometria variante (Comb. 3) - vista longitudinal do pilar.

Para a Combinação 4 surgem tensões σ_{xx} de tracção de valor considerável na zona inferior ao bloco de ancoragem para a face do pilar coincidente com o munhão solicitado pelo carregamento assimétrico (ver Fig. 123 e 124). Este resultado vem de acordo com o obtido para os blocos de ancoragem das barragens de Fratel e Wanapum, dado que o pré-esforço aplicado não conseguiu eliminar completamente as tensões de tracção na zona inferior ao bloco de ancoragem. Na secção 8.7.3. constatou-se que o pré-esforço provoca tensões de tracção nessa zona, pelo que essas tracções terão de ser resolvidas com recurso a armadura passiva.

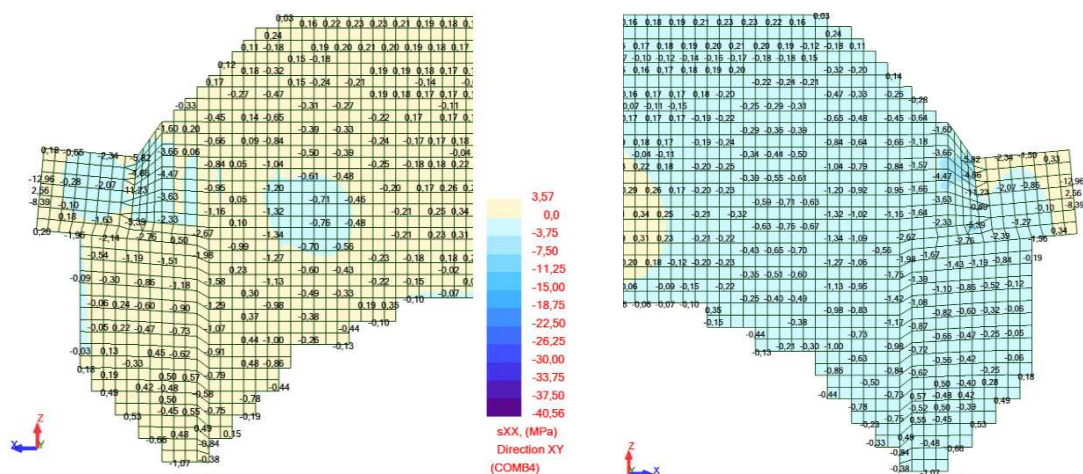


Figura 123 - Tensões σ_{xx} para a geometria variante (Comb. 4): à esq. a face esquerda do pilar e à dir. a face direita do pilar.

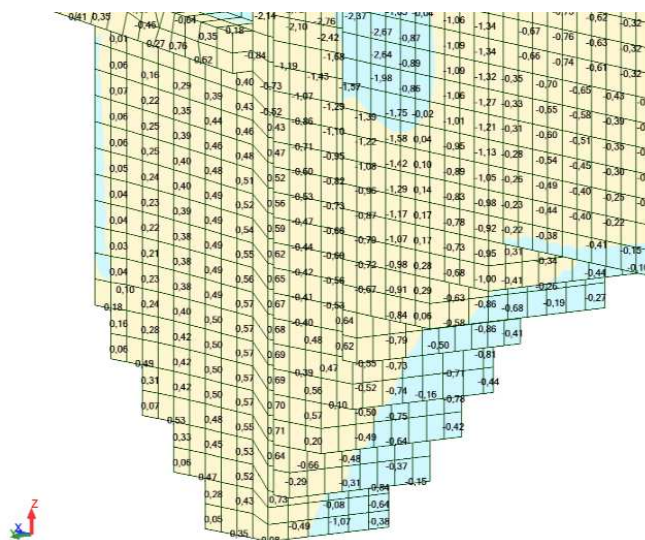


Figura 124 - Tensões σ_{xx} para a geometria variante (Comb. 4): zona inferior ao bloco de ancoragem para a face coincidente com o carregamento assimétrico.

A partir da análise da Fig. 124 verifica-se um valor máximo para as tensões de tracção σ_{xx} de 0,73 MPa. Considera-se esta tensão aceitável na face do pilar devido à presença de armadura de face normalmente adoptada.

As quantidades de armadura requeridas nas várias secções por todo o bloco de ancoragem e ao longo do pilar devem ser determinadas por integração dos padrões de tensões como determinado nos modelos. Contudo, essa tarefa não vai ser objecto de estudo neste trabalho, mas recomenda-se que a armadura passiva a colocar seja assumida para aguentar toda a força de tracção, onde se verificarem tensões de tracção superiores a 100 psi (0,69 MPa), tal como na barragem de Wanapum.

Nas Fig. 125 e 126 exibem-se os mapas de tensão σ_{yy} e σ_{zz} . Através destas figuras constata-se que o pilar se encontra comprimido ou sujeito a tracções de pequeno valor.

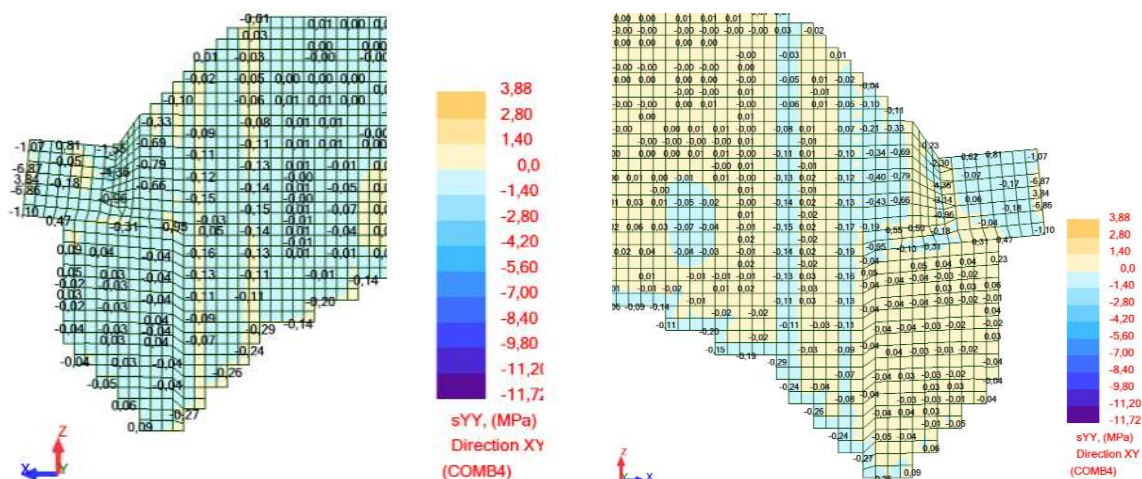


Figura 125 - Tensões σ_{yy} para a geometria variante (Comb. 4): à esq. a face esq. do pilar e à dir. a face dir. do pilar.

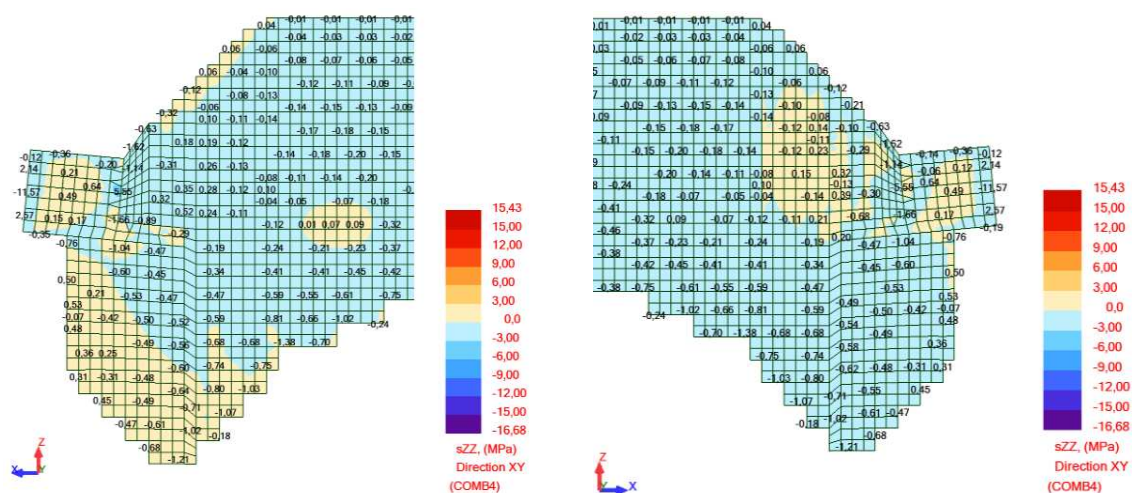


Figura 126 - Tensões σ_{zz} para a geometria variante (Comb. 4): à esq. a face esquerda do pilar e à dir. a face direita do pilar.

9

CONCLUSÃO

A fixação de comportas segmento em descarregadores de barragens de betão é geralmente realizada com recurso a três tipos de ancoragem. Dois destes tipos recorrem a sistemas de pré-esforço de pós-tensão, enquanto que o restante emprega uma viga de ancoragem embebida no pilar de betão. A utilização de sistemas de pré-esforço torna-se mais competitiva para comportas segmento com dimensões superiores a 10×10 m.

Estudaram-se os sistemas realizados nas barragens de Fratel, Régua e Wanapum. Desta forma, alcançou-se o objectivo que pretendia a análise crítica de soluções deste tipo já adoptadas.

Todavia, realça-se a dificuldade na obtenção de publicações técnicas sobre o tema, e a antiguidade das existentes, pelo que, não contêm os recentes métodos de cálculo, como por exemplo, o método dos elementos finitos. Constata-se igualmente que no passado o desenvolvimento de projectos deste género se baseava em ensaios em modelo reduzido. Os exemplos de barragens anteriormente referidos, para os quais se analisaram os sistemas de fixação por meio de pré-esforço, são do tipo gravidade, uma vez que não se encontraram estudos sobre a aplicação destes sistemas a barragens do tipo abóbada. Contudo, os princípios básicos deste sistema são comuns aos dois tipos de barragens.

Neste trabalho, estudaram-se várias soluções para a fixação, por meio de sistemas de pré-esforço, das comportas segmento do descarregador de cheias da barragem do Baixo Sabor.

Inicialmente, procedeu-se à adaptação deste sistema à geometria do pilar central do descarregador de cheias desta barragem, que possui as estruturas de apoio das comportas em betão armado como solução original. Para esta geometria a solução 2 a) manifestou-se a melhor solução, mas conduziu a valores úteis para o pré-esforço longitudinal e transversal de 45422 kN e 1820 kN, respectivamente. A combinação 2, para a qual apenas uma das comportas se encontra fechada revelou-se a mais desfavorável, originando os valores mais elevados para as tensões de tracção. Contudo, esta solução foi considerada pouco económica, visto que estes valores (ainda sem contabilizar perdas de pré-esforço) são demasiadamente elevados face a projectos similares. Recorde-se que esta solução conduziu a um coeficiente pré-esforço principal útil/impulso de 2,66. Nos casos de Wanapum e Fratel, onde o impulso hidrostático é aproximadamente o dobro, obtiveram-se rácios pré-esforço principal /impulso de 1,18 e 1,98, respectivamente. Em relação aos aproveitamentos do Douro nacional, obtêm-se valores de 1,55 e 2,2 para as barragens da Régua e Carrapatelo, respectivamente.

Desta forma, propôs-se uma geometria variante para o pilar, que conduziu a uma redução das suas dimensões e a um valor inferior para a força de pré-esforço útil. Esta solução apresenta dimensões semelhantes às do bloco de ancoragem da barragem de Wanapum, que utiliza um sistema de

ancoragem do tipo 3. Assim, adoptou-se um sistema de ancoragem por meio de pré-esforço de pós-tensão e um bloco de ancoragem em betão armado. O pilar é estreito para um "pescoço fino" que permite que a carga da comporta esteja localizada perto da linha central do pilar. Este facto, reduz o momento da carga sobre o pilar, que é crítico especialmente quando apenas uma das duas comportas adjacentes se encontra aberta. Neste caso, a combinação 1 revelou-se a mais desfavorável na produção de tensões de tracção, facto que contrapõe o obtido pela solução inicial.

Esta solução alternativa conduziu a uma força de pré-esforço útil 23906,4 kN, da qual resulta um rácio pré-esforço útil/impulso de 1,4. Porém, não consegue anular completamente as tensão de tracção no bloco e no pilar, pelo que, em pontos localizados essas tracções têm de ser resolvidas com recurso a armadura passiva. Este aspecto torna-se evidente na zona inferior ao bloco de ancoragem quando o pilar está solicitado pelo carregamento assimétrico.

Assinala-se também, que esta solução variante conduz a uma significativa redução do volume do pilar do descarregador (cerca de 15 %).

Apesar do âmbito limitado do presente trabalho, é possível concluir que o recurso a sistemas de pré-esforço se afigura uma solução competitiva para absorver os impulsos transmitidos por comportas segmento a pilares de descarregadores de cheias.

BIBLIOGRAFIA

- [1] United Nations. [Em linha]. Disponível em <http://www.un.org/waterforlifedecade/background.html>. [Consultado em 12/03/2010].
- [2] World Meteorological Organization. [Em linha]. Disponível em http://www.wmo.int/pages/themes/climate/elements_climate_change.php. [Consultado em 14/03/2110].
- [3] Energias Renováveis. [Em linha]. Disponível em <http://www.energiasrenovaveis.com/index.asp>. [Consultado em 14/03/2010].
- [4] Almodovar, M. (2010). Programa nacional de barragens com elevado potencial hidroeléctrico. [Em linha]. Disponível em <http://www.amria.pt/website/EHEEP/4PNBEPH.pdf>. [Consultado em 8/03/2010].
- [5] Quintela, A. (1990). Estruturas Hidráulicas. [Em linha]. Disponível em https://dspace.ist.utl.pt/bitstream/2295/185728/1/Folhas_barragens_equipamentos.PDF. [Consultado em 25/03/2010].
- [6] *Regulamento de Segurança em Barragens*. Decreto-Lei nº 344/2007 do Diário da República 1.ª série - N.º 198 -15 de Outubro de 2007.
- [7] Oliveira Pedro, J. A *Engenharia das Barragens de Betão em Portugal. Estruturas mais importantes e alguns estudos*. Conferência ibero-americana sobre aproveitamentos hidráulicos, 1987, Lisboa, pp. 13-21, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- [8] *Aproveitamento Hidráulico do Douro*. Electricidade de Portugal, 1986.
- [9] Barragens de Portugal. [Em linha] Disponível em http://cnpgb.inag.pt/gr_barragens/gbportugal/Lista.htm.
- [10] Disponível em http://www.a-nossa-energia.edp.pt/images/photos/cph_crestumalever_foto_04.jpg.
- [11] Disponível em http://www.a-nossa-energia.edp.pt/images/photos/cph_stluzia_foto_01.jpg.
- [12] Disponível em http://www.a-nossa-energia.edp.pt/images/photos/cph_cabril_foto_08.jpg.
- [13] Disponível em <http://www.edp.pt/pt/media/bancodeimagens/Pages/BancodeImagens.aspx?ImageSubCategoryTitle=Hidroel%C3%A9ctricas>
- [14] *Large Dams in Portugal*. Portuguese National Committee on Large Dams. Lisboa, 1992.
- [15] Disponível em http://www.a-nossa-energia.edp.pt/images/photos/cph_altolindoso_foto_08.jpg.
- [16] Disponível em http://www.a-nossa-energia.edp.pt/images/photos/cph_aguiera_foto_09.jpg.
- [17] Oliveira Lemos, F. *Estruturas Hidráulicas . Experiência Portuguesa*. Conferência Ibero-Americana sobre aproveitamentos hidráulicos, 1987, Lisboa, pp. 102-105, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- [18] Disponível em http://3.bp.blogspot.com/_di6n2sCeCnE/Szvmrrs33ZI/AAAAAAAAAOE/MNUadv2Kdik/s1600-h/DSCF0456.JPG
- [19] Disponível em http://www.canalfoto.org/galerias/06/12/2487_06_343_21_48_06.jpg.
- [20] Disponível em http://www.epoch-suite.com/images/casestudies/cahora_01.JPG.

- [21] Erbisti, Paulo. *Design of Hydraulic Gates*. Taylor & Francis, 2004.
- [22] Disponível em <http://www.freepatentsonline.com/0344879.pdf>.
- [23] U.S. Army Corps of Engineers. *Design of Spillway Tainter Gates - Engineer Manual 1110-2-2702*. Department of the U.S. Army, Washington DC, 2000.
- [24] Proença, F. *Apontamentos da disciplina de Aproveitamentos Hidráulicos e Obras Fluviais II. Equipamentos Hidromecânicos*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto - FEUP, Porto, 2009.
- [25] Lopes dos Santos, L. *O Aproveitamento do Baixo Sabor*. Conferência Internacional de Aproveitamentos Hidroelétricos em Portugal - CIAHP, 2010, FEUP, Porto.
- [26] Disponível em http://www.a-nossa-energia.edp.pt/centros_produtores/info_tecnica.php?item_id=1&cp_type=§ion_type=info_tecnica
- [27] Gomes, Alexandre. *Metodologias de Análise e Dimensionamento de Estruturas de Apoio de Comportas de Barragens*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto - FEUP, 2009.
- [28] Figueiras, J. A. *Curso de Formação. Dimensionamento de Estruturas de Betão Pré-esforçado*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto - FEUP. Porto, 1993.
- [29] Appleton, J., Marchão, C. *Folhas de Apoio às Aulas de Estruturas de Betão II. Módulo 1- Pré-esforço*. Instituto Superior Técnico - IST, Lisboa, 2007.
- [30] Eurocódigo 2 (EC2). Norma Europeia EN 1992-1-1:2004.
- [31] Sehgal, C. K. *Design Guidelines for Spillway Gates*. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 122, No. 3, March, 1996, American Society of Civil Engineers.
- [32] Kenigsberg, A. H. *Anchorage for Large Tainter Gates*. Journal of the Waterways and Harbors Division, December, Vol. 82, No. 5, 1956, Proceedings of the American Society of Civil Engineers.
- [33] Fratel. *Equipamento Hidro-Mecânico. Nota Técnica*. Sorefame - Sociedades Reunidas de Fabricações Metálicas. Amadora, Fevereiro de 1969.
- [34] Disponível em http://www.a-nossa-energia.edp.pt/images/photos/cph_fratel_foto_02.jpg.
- [35] *Barragem de Fratel. Ancoragem das Comportas. Ensaio Reduzido*. Hidro-Elétrica do Zêzere / Sorefame. EMPEC - Empresa de Estudos e Construções, LDA. Março de 1969.
- [36] *Barragem de Fratel. Ancoragem das Comportas. Anexo ao estudo experimental*. Hidro-Elétrica do Zêzere / Sorefame. EMPEC - Empresa de Estudos e Construções, LDA. Março de 1969.
- [37] Ribeiro, A. A. *Concrete pillars and triaxially prestressed anchorages for large radial gates*. International Water Power & Dam Construction, Vol. 39, No. 8, pp. 21-24, 1987.
- [38] Juvandes, L. *Resistência de Materiais II: Tensões Tangenciais em Flexão e Torção*. FEUP, Porto, 2002.
- [39] Allen, D. *Relaxation Methods*. Mc Graw Hill Co., 1954.
- [40] Eberhardt, A., Veltrop, J. *Prestressed Anchorages for Large Tainter Gates*. Journal of the Structural Division, Vol. 90, No. 6, December, 1964, Proceedings of the American Society of Civil Engineers.

- [41]Disponível em
<http://commondatastorage.googleapis.com/static.panoramio.com/photos/original/22721464.jpg>.
- [42] Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010.
- [43]Disponível em
http://album.universia.edu.ve/albums/userpics/10001/normal_15908006_caruachi.JPG
- [44] Sánchez-Juny, M., Pomares, J. *Presa de Caruachi. Estudio del comportamiento hidráulico de las compuertas de los conductos de desvío*. Revista de Obras Públicas, No. 3423, Julio-Agosto, 2002. Disponível em http://ropdigital.ciccp.es/pdf/publico/2002/2002_julio_agosto_3423_02.pdf.