

ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE RESERVATÓRIOS CIRCULARES DE BETÃO ARMADO PRÉ-ESFORÇADO

ANTÓNIO MANUEL GONÇALVES FERREIRA

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

Orientador: Professor Doutor António Abel Ribeiro Henriques

JUNHO DE 2009

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2008/2009

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 - 2008/2009 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008.*

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.

AGRADECIMENTOS

Deseja o autor expressar o seu profundo agradecimento a todos os que, de algum modo, contribuíram para a concretização do presente trabalho, em especial:

- Ao Prof. Abel Henriques, orientador desta tese, pela inextinguível disponibilidade e paciência, assim como por todo o interesse que sempre demonstrou durante a elaboração da mesma;
- Ao Prof. Rui Carneiro de Barros, pela forma galvanizante com que soube transmitir os seus conhecimentos e por ser um exemplo a seguir;
- Ao Prof. Miguel Castro, pela simpatia e disponibilidade que sempre demonstrou para atender qualquer tipo de questão, transmitindo o ânimo necessário;
- Ao Prof. José Sena Cruz, pela sua efectiva colaboração aquando do surgimento de algumas dúvidas;
- Aos colegas de curso, José Miguel, Valdir, Fábio, Giesta, Pedro Gomes, Hélder Xavier e Albano, por toda a amizade e partilha de conhecimento;
- Aos seus Pais, irmãos José e João, e namorada Carla, por todo o importante apoio que souberam sempre transmitir.

RESUMO

Neste trabalho investigam-se métodos de análise e dimensionamento de reservatórios circulares de betão armado pré-esforçado, tendo em conta as pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas do líquido armazenado e o efeito das deformações resultantes da retracção do betão.

Procuram-se apresentar três diferentes metodologias de análise de reservatórios: a primeira baseada numa análise simplificada com base em elementos de barra; uma outra recorrendo ao método dos elementos finitos; e a última assente num cálculo analítico. Este estudo permite assim avaliar a aplicabilidade de ferramentas de cálculo simples e definir recomendações para o dimensionamento mais expedito deste tipo de estruturas.

Estabelecem-se recomendações gerais para a garantia da durabilidade, definindo-se as causas e o controlo da fendilhação em reservatórios. Aborda-se o dimensionamento do pré-esforço, bem como a sua contribuição no dimensionamento da parede, onde se salienta uma atenção especial dada ao controlo da fendilhação.

É igualmente analisado o dimensionamento da laje de fundo e indicados os desenhos de execução das armaduras necessárias quer na parede, quer na laje de fundo do reservatório.

Efectua-se uma avaliação simplificada da acção sísmica sobre reservatórios cilíndricos.

Finalmente, enunciam-se algumas conclusões de carácter geral decorrentes do trabalho desenvolvido.

PALAVRAS-CHAVE: Reservatórios Circulares, Dimensionamento de Betão Armado Pré-Esforçado, Fendilhação, Retracção, Método dos Elementos Finitos, Resposta Sísmica de Reservatórios.

ABSTRACT

This work deals with the analysis and design methods of circular prestressed concrete reservoirs, considering the hydrostatic and hydrodynamic pressures of the stored liquid and the effect of deformations due to concrete shrinkage.

It is presented three different methodologies to analyse reservoirs: an analysis based on bar elements; another one based on the finite element method; and a last one by carrying out an analytical calculation. This revision shows the applicability of simple calculation tools and the definition of easier ways to design this kind of structures.

General recommendations are established to guarantee durability, while the cracking origin and how it is controlled in tanks are defined. The prestress design is explained, as well as its contribution to the tank wall design, where special attention is given to the cracking control.

Design aspects of the bottom slab are also analysed and it is detailed the design of the necessary reinforcement bars in the wall and bottom slab of the tank.

A simple evaluation for seismic analysis of circular storage tanks is established.

Finally, general conclusions about the work developed are put forward.

KEYWORDS: Circular Storage Tanks, Design of Prestressed Concrete, Cracking, Shrinkage, Finite Element Method, Seismic Response of Tanks.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. IMPORTÂNCIA DO ESTUDO DE RESERVATÓRIOS	1
1.2. CLASSIFICAÇÃO DE RESERVATÓRIOS	1
1.3. MÉTODOS DE PRÉ-ESFORÇO EM RESERVATÓRIOS	4
1.3.1. MÉTODO DE PRÉ-ESFORÇO DE LAÇADAS (“LOOPS”) CONTÍNUAS	4
1.3.2. MECANISMO DE ANCORAGENS DE EXTREMIDADE	5
1.4. ÂMBITO DO TRABALHO	8
2. MODELOS DE CÁLCULO PARA ANÁLISE DE RESERVATÓRIOS DE BETÃO ARMADO PRÉ-ESFORÇADO	9
2.1. ANÁLISE DOS ESFORÇOS NA PAREDE RECORRENDO A UM PROGRAMA DE PÓRTICOS PLANOS	11
2.1.1. UNIÃO MONOLÍTICA OU CONTÍNUA	17
2.1.2. UNIÃO ARTICULADA OU RÓTULA FIXA	21
2.2. ANÁLISE DOS ESFORÇOS NA PAREDE COM PROGRAMA DE ELEMENTOS FINITOS	25
2.2.1. UNIÃO MONOLÍTICA OU CONTÍNUA	26
2.2.2. UNIÃO ARTICULADA OU RÓTULA FIXA	31
2.3. ANÁLISE DOS ESFORÇOS NA PAREDE ATRAVÉS DE UM MODELO ANALÍTICO	35
2.3.1. UNIÃO MONOLÍTICA OU CONTÍNUA	36
2.3.1.1. Cálculo simplificado dos esforços de flexão	36
2.3.1.2. Cálculo dos esforços adimensionais	36
2.3.1.3. Cálculo dos esforços de flexão	37
2.3.1.4. Comportamento estrutural da parede devido à pressão hidrostática	38
2.3.2. UNIÃO ARTICULADA OU RÓTULA FIXA	41
2.4. CONCLUSÃO	42

3. DURABILIDADE DE RESERVATÓRIOS DE BETÃO ARMADO PRÉ-ESFORÇADO – DIMENSIONAMENTO DA PAREDE	45
3.1. RECOMENDAÇÕES GERAIS PARA A GARANTIA DE DURABILIDADE	45
3.2. CAUSAS E CONTROLO DA FENDILHAÇÃO	46
3.3. DIMENSIONAMENTO DO PRÉ-ESFORÇO NA PAREDE DO RESERVATÓRIO	47
3.3.1. ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO.....	48
3.3.2. LIMITAÇÃO DE TENSÕES	50
3.3.2.1. Limitação da tensão no betão	50
3.3.2.2. Limitação da tensão no pré-esforço	53
3.3.3. ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE ESFORÇO CIRCUNFERENCIAL.....	54
3.3.4. POSICIONAMENTO VERTICAL DOS CORDÕES DE PRÉ-ESFORÇO	56
3.4. ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE FLEXÃO	57
3.5. ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE ESFORÇO TRANSVERSO	59
3.6. CÁLCULO DE ARMADURAS MÍNIMAS E ABERTURA DE FENDAS	61
3.6.1. ARMADURAS MÍNIMAS	61
3.6.2. ABERTURA DE FENDAS	61
3.6.2.1. Cálculo da armadura vertical para controlo de fendilhação	63
3.6.2.2. Cálculo da armadura circunferencial para controlo da fendilhação	65
4. DIMENSIONAMENTO DA LAJE DE FUNDO DO RESERVATÓRIO	67
4.1. MODELO ESTRUTURAL DA LAJE DE FUNDO DO RESERVATÓRIO	67
4.2. ESFORÇOS NA LAJE DE FUNDO DO RESERVATÓRIO	68
4.3. QUANTIFICAÇÃO DO NÚMERO E DISPOSIÇÃO DE ESTACAS	71
4.4. DIMENSIONAMENTO DE ARMADURAS	72
4.4.1. ARMADURAS CIRCUNFERENCIAIS.....	72
4.4.2. ARMADURAS RADIAIS	74
4.4.3. ARMADURAS DE ESFORÇO TRANSVERSO.....	74
4.5. CÁLCULO DE ARMADURAS MÍNIMAS E ABERTURA DE FENDAS	74
4.5.1. ARMADURAS MÍNIMAS	74
4.5.2. ABERTURA DE FENDAS	75
4.5.2.1. Cálculo da armadura radial para controlo de fendilhação.....	75

4.5.2.2. Cálculo da armadura circunferencial para controlo de fendilhação76

5. DESENHOS DE EXECUÇÃO DAS ARMADURAS77

6. AVALIAÇÃO DA ACÇÃO SÍSMICA SOBRE RESERVATÓRIOS CILÍNDRICOS83

6.1. INTRODUÇÃO83

6.2. MODELO DE ANÁLISE DINÂMICA84

6.3. PROCEDIMENTO SIMPLIFICADO PARA A ANÁLISE SÍSMICA85

6.3.1. PROPRIEDADES DO MODELO85

6.3.2. RESPOSTAS SÍSMICAS87

6.4. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA NA PAREDE90

6.4.1. ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE FLEXÃO90

6.4.2. ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE ESFORÇO TRANSVERSO91

7. CONSIDERAÇÕES FINAIS93

7.1. CONCLUSÕES93

7.2. SUGESTÕES PARA A CONTINUAÇÃO DO ESTUDO94

BIBLIOGRAFIA95

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1.1 – Reservatório parcialmente enterrado de Duas Igrejas, em Penafiel.	2
Fig. 1.2 – Exemplo de um reservatório metálico apoiado.	2
Fig. 1.3 – Reservatório elevado em Orebro, Suécia.	2
Fig. 1.4 – Exemplo de reservatórios de betão armado pré-esforçado.	3
Fig. 1.5 – Pré-esforço de um reservatório de betão armado.	3
Fig. 1.6 – Novelo mecânico rotativo, adaptado de <i>Chi e Biberstein (1963)</i>	4
Fig. 1.7 – “Máquina de fiação” do pré-esforço num reservatório, adaptado de <i>Chi e Biberstein (1963)</i>	5
Fig. 1.8 – Grampos para reter a tensão necessária, adaptado de <i>Chi e Biberstein (1963)</i>	5
Fig. 1.9 – Extremidade passiva em forma de cogumelo, adaptado de <i>Chi e Biberstein (1963)</i>	6
Fig. 1.10 – Extremidade passiva em bolbo de amarração.	6
Fig. 1.11 – Ancoragem de extremidade – sistema de Magnel, adaptado de <i>Chi e Biberstein (1963)</i>	7
Fig. 1.12 – Cone de Freyssinet, adaptado de <i>Chi e Biberstein (1963)</i>	7
Fig. 1.13 – Ancoragem com cunhas nervuradas, adaptado de <i>Chi e Biberstein (1963)</i>	7
Fig. 2.1 – Efeito da retracção na parede do reservatório.	11
Fig. 2.2 – Carga hidrostática sobre a parede do reservatório.	11
Fig. 2.3 – Secção normal ao eixo cilíndrico.	12
Fig. 2.4 – Comportamento de “viga sobre fundação elástica”.	12
Fig. 2.5 – Modelo estrutural baseado na união monolítica parede – laje de fundação.	13
Fig. 2.6 – Modelo estrutural baseado na união articulada parede – laje de fundação.	13
Fig. 2.7 – Esforço circunferencial, N_{θ} , e deflexão, w , gerados num tubo devido à pressão aplicada, p	13
Fig. 2.8 – Faixa representativa de um metro de parede.	14
Fig. 2.9 – Simulação da rigidez dos anéis através de molas e aplicação da pressão hidrostática.	16
Fig. 2.10 – Simulação da retracção do betão através de assentamentos de apoio.	16
Fig. 2.11 – Deformada da parede do reservatório com U.M. devido à P.H.	17
Fig. 2.12 – Diagrama de momentos flectores na parede com U.M. produzidos pela P.H.	17
Fig. 2.13 – Diagrama de esforços circunferenciais na parede com U.M. devidos à P.H.	18
Fig. 2.14 – Diagrama de esforços transversos na parede com U.M. devidos à P.H.	18
Fig. 2.15 – Deformada da parede do reservatório com U.M. devido à RET.	18
Fig. 2.16 – Diagrama de momentos flectores na parede com U.M. produzidos pela RET.	19
Fig. 2.17 – Diagrama de esforços circunferenciais na parede com U.M. devidos à RET.	19

Fig. 2.18 – Diagrama de esforços transversos na parede com U.M. devidos à RET.	19
Fig. 2.19 – Diagrama de momentos flectores totais (P.H. + RET), supondo uma U.M.	20
Fig. 2.20 – Diagrama de esforços circunferenciais totais (P.H. + RET), supondo uma U.M.	20
Fig. 2.21 – Diagrama de esforços transversos totais (P.H. + RET), supondo uma U.M.....	20
Fig. 2.22 – Deformada da parede do reservatório com U.A. devido à P.H.....	21
Fig. 2.23 – Diagrama de momentos flectores na parede com U.A. produzidos pela P.H.....	21
Fig. 2.24 – Diagrama de esforços circunferenciais na parede com U.A. devidos à P.H.	22
Fig. 2.25 – Diagrama de esforços transversos na parede com U.A. devidos à P.H.....	22
Fig. 2.26 – Deformada da parede do reservatório com U.A. devido à RET.....	22
Fig. 2.27 – Diagrama de momentos flectores na parede com U.A. produzidos pela RET.	23
Fig. 2.28 – Diagrama de esforços circunferenciais na parede com U.A. devidos à RET.	23
Fig. 2.29 – Diagrama de esforços transversos na parede com U.A. devidos à RET.....	23
Fig. 2.30 – Diagrama de momentos flectores totais (P.H. + RET), supondo uma U.A.	24
Fig. 2.31 – Diagrama de esforços circunferenciais totais (P.H. + RET), supondo uma U.A.....	24
Fig. 2.32 – Diagrama de esforços transversos totais (P.H. + RET), supondo uma U.A.	24
Fig. 2.33 – Geometria do elemento PLANE82.	25
Fig. 2.34 – Modelação da parede do reservatório através de elementos finitos.....	26
Fig. 2.35 – Deformada da parede do reservatório com U.M. devido à P.H.	26
Fig. 2.36 – Diagrama de momentos flectores na parede com U.M. produzidos pela P.H.	27
Fig. 2.37 – Diagrama de esforços circunferenciais na parede com U.M. devidos à P.H.....	27
Fig. 2.38 – Diagrama de esforços transversos na parede com U.M. devidos à P.H.	27
Fig. 2.39 – Deformada da parede do reservatório com U.M. produzida pela RET.....	28
Fig. 2.40 – Diagrama de momentos flectores na parede com U.M. produzidos pela RET.....	28
Fig. 2.41 – Diagrama de esforços circunferenciais na parede com U.M. devidos à RET.....	29
Fig. 2.42 – Diagrama de esforços transversos na parede com U.M. devidos à RET.....	29
Fig. 2.43 – Diagrama de momentos flectores totais (P.H. + RET), supondo uma U.M.	29
Fig. 2.44 – Diagrama de esforços circunferenciais totais (P.H. + RET), supondo uma U.M.	30
Fig. 2.45 – Diagrama de esforços transversos totais (P.H. + RET), supondo uma U.M.....	30
Fig. 2.46 – Deformada da parede do reservatório com U.A. devido à P.H.....	31
Fig. 2.47 – Diagrama de momentos flectores na parede com U.A. produzidos pela P.H.....	31
Fig. 2.48 – Diagrama de esforços circunferenciais na parede com U.A. devidos à P.H.	32
Fig. 2.49 – Diagrama de esforços transversos na parede com U.A. devidos à P.H.....	32
Fig. 2.50 – Deformada da parede do reservatório com U.A. produzida pela RET.	32

Fig. 2.51 – Diagrama de momentos flectores na parede com U.A. produzidos pela RET.	33
Fig. 2.52 – Diagrama de esforços circunferenciais na parede com U.A. devidos à RET.	33
Fig. 2.53 – Diagrama de esforços transversos na parede com U.A. devidos à RET.	33
Fig. 2.54 – Diagrama de momentos flectores totais (P.H. + RET), supondo uma U.A.	34
Fig. 2.55 – Diagrama de esforços circunferenciais totais (P.H. + RET), supondo uma U.A.	34
Fig. 2.56 – Diagrama de esforços transversos totais (P.H. + RET), supondo uma U.A.	34
Fig. 2.57 – Critérios de simbologia adoptados.	35
Fig. 2.58 – Diagrama de momentos flectores na parede com U.M. produzidos pela P.H.	40
Fig. 2.59 – Diagrama de esforços circunferenciais na parede com U.M. devidos à P.H.	40
Fig. 2.60 – Diagrama de esforços transversos na parede com U.M. devidos à P.H.	40
Fig. 2.61 – Diagrama de momentos flectores na parede com U.A. produzidos pela P.H.	41
Fig. 2.62 – Diagrama de esforços circunferenciais na parede com U.A. devidos à P.H.	42
Fig. 2.60 – Diagrama de esforços transversos na parede com U.A. devidos à P.H.	42
Fig. 3.1 – Cordão de pré-esforço	48
Fig. 3.2 – Resistência média relativa do betão à compressão quando sujeito a cargas elevadas, admitindo uma idade de carregamento de 14 dias.	52
Fig. 3.3 – Disposição dos monocordões ao longo da parede do reservatório.	56
Fig. 3.4 – Representação do Estado Limite Último de Flexão segundo uma distribuição rectangular de tensões.	57
Fig. 3.5 – Diagrama de extensões na rotura segundo um diagrama rectangular de tensões.	58
Fig. 3.6 – Representação da área da secção efectiva de betão traccionado que envolve as armaduras no caso de flexão.	64
Fig. 3.7 – Representação da área da secção efectiva de betão traccionado que envolve as armaduras no caso de tracção simples.	65
Fig. 4.1 – Pressão aplicada sobre uma fundação e respectivo deslocamento do solo.	67
Fig. 4.2 – Modelo proposto por Winkler.	68
Fig. 4.3 – Modelo estrutural do reservatório.	69
Fig. 4.4 – Deformada da laje de fundo do reservatório.	70
Fig. 4.5 – Diagrama de momentos flectores na laje de fundo do reservatório.	70
Fig. 4.6 – Diagrama de esforços circunferenciais na laje de fundo do reservatório.	70
Fig. 4.7 – Diagrama de esforços transversos na laje de fundo do reservatório.	71
Fig. 4.8 – Disposição em planta dos anéis de estacas.	72
Fig. 5.1 – Corte representativo da disposição das armaduras existentes na parede do reservatório.	79

Fig. 5.2 – Corte A-A representativo da disposição das armaduras existentes na laje de fundo do reservatório.	80
Fig. 5.3 – Armadura inferior da laje de fundo (representação por metro de faixa de laje).....	81
Fig. 5.4 – Armadura superior da laje de fundo (representação por metro de faixa de laje).....	82
Fig. 6.1 – Reservatório contendo um líquido modelado pelos sistemas generalizados de um grau de liberdade.	84
Fig. 6.2 – Espectro de resposta elástica de cálculo para amortecimentos de 0,5% e 2%.	87
Fig. 6.3 – Esforço transversal actuante na parede devido à acção hidrodinâmica.	91

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Características principais do reservatório.....	9
Quadro 2.2 – Erro introduzido na tensão adoptando uma tensão uniforme média.	10
Quadro 2.3 – Intervalos de validade do modelo proposto no caso da união monolítica.	35
Quadro 2.4 – Esforços adimensionais de flexão.....	37
Quadro 2.5 – Sistema definidor do comportamento da parede devido à pressão hidrostática.	39
Quadro 3.1 – Cordões de pré-esforço disponíveis.	47
Quadro 3.2 – Características dos cordões de aço de alta resistência utilizados em armaduras de pré-esforço.	48
Quadro 3.3 – Armaduras de pré-esforço a dispor na parede do reservatório.	50
Quadro 3.4 – Tensões médias nas armaduras de pré-esforço.	53
Quadro 3.5 – Armaduras ordinárias circunferenciais a dispor na parede do reservatório.	55
Quadro 3.6 – Armaduras ordinárias verticais a dispor na parede do reservatório.	59
Quadro 3.7 – Armaduras de esforço transverso a dispor na parede do reservatório.....	61
Quadro 3.8 – Dimensionamento de armaduras verticais de controlo de fendilhação.	64
Quadro 3.9 – Dimensionamento de armaduras circunferenciais de controlo de fendilhação.	65
Quadro 4.1 – Número de estacas em cada anel.	71
Quadro 4.2 – Armaduras ordinárias circunferenciais a dispor na parede do reservatório.	73
Quadro 4.3 – Armaduras ordinárias radiais a dispor na laje de fundo do reservatório.	74
Quadro 4.4 – Armaduras de esforço transverso a dispor na laje de fundo do reservatório.	74
Quadro 4.5 – Dimensionamento de armaduras radiais de controlo de fendilhação.....	75
Quadro 4.6 – Posição da armadura de controlo de fendilhação consoante a distância ao centro do reservatório.	75
Quadro 4.7 – Dimensionamento de armaduras circunferenciais de controlo de fendilhação.	76
Quadro 5 – Comprimentos de amarração das armaduras verticais da parede do reservatório.....	78
Quadro 6.1 – Coeficientes C_i e C_c para os períodos naturais, massas m_i e m_c e alturas h_i e h_c desde a base do ponto de aplicação da resultante da pressão hidrostática na parede, para as componentes impulsiva e convectiva.	86
Quadro 6.2 – Parâmetros para o cálculo da resposta sísmica.....	88
Quadro 6.3 – Armaduras de esforço transverso necessárias na parede do reservatório.	92

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

Letras minúsculas latinas

c – recobrimento das armaduras [mm]

f_{ck} – valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade [MPa]

f_{cm} – tensão média de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade [MPa]

$f_{cm}(t)$ – tensão média de rotura do betão à compressão à idade de t dias [MPa]

$f_{cm,sus}(t, t_0)$ – resistência média à compressão do betão à idade t , quando sujeito a compressões elevadas à idade $t_0 < t$ [MPa]

f_{cd} – valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão [MPa]

f_{ctd} – valor de cálculo da tensão de rotura do betão à tracção simples [MPa]

f_{ctm} – valor médio da tensão de rotura do betão à tracção simples [MPa]

$f_{p0,1k}$ – valor característico da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,1% à tracção do aço das armaduras de pré-esforço [MPa]

f_{pd} – valor de cálculo da tensão de rotura à tracção do aço das armaduras de pré-esforço [MPa]

f_{pk} – valor característico da tensão de rotura à tracção do aço das armaduras de pré-esforço [MPa]

f_{yd} – valor de cálculo da tensão de cedência à tracção do aço das armaduras de betão armado [MPa]

h – espessura da parede [m]

h_l – espessura da laje [m]

k_s – coeficiente de Winkler [MPa/m]

p – pressão interior aplicada sobre as paredes do reservatório [kN/m^2]

r – raio do reservatório [m]

s – espessura equivalente uniforme da parede do reservatório [m]

w – deflexão ou variação de raio [m]

w_k – largura de fendas [mm]

Letras maiúsculas latinas

A – área de cada mola [m^2]

A_p – área da secção transversal das armaduras de pré-esforço [m^2]

A_s – área da secção transversal das armaduras de betão armado [m^2]

A 500 – aço com uma tensão de cedência igual a 500 MPa.

API 650 – American Petroleum Institute

C 30/37 – betão cuja resistência característica, isto é, em que o valor com probabilidade de ser ultrapassado em 95% dos casos, é de 30 MPa em cilindros de 30 cm de altura e 15 cm de diâmetro, ou de 37 MPa em cubos de 15 cm de aresta, aos 28 dias de idade.

D – diâmetro do reservatório [m]

D/H_w – esbelteza da laje

E_c – módulo de elasticidade do betão [GPa]

E_s – módulo de elasticidade do aço [GPa]

EC2 – Eurocódigo 2

EC8 – Eurocódigo 8

H – altura do reservatório [m]

H_w – altura de água no reservatório [m]

IS 1893 – Indian Standard

K – rigidez da mola [kN/m]

L – comprimento de cada mola [m]

N_θ – esforço circunferencial [kN/m]

$P_{m\acute{a}x}$ – valor da força de pré-esforço máxima (inicial) [kN]

P_0 – valor da força de pré-esforço máxima deduzida das perdas instantâneas [kN]

P_∞ – valor da força de pré-esforço mínima (a tempo infinito) [kN]

P.H. – pressão hidrostática

RET. – retracção do betão

S – área da superfície da parede do reservatório [m²]

U.A. – união articulada parede – laje de fundação

U.M. – união monolítica parede – laje de fundação

V – volume do reservatório [m³]

$V_{Rd,c}$ – valor de cálculo do esforço transversal resistente [kN]

Letras minúsculas gregas

α^T – coeficiente de dilatação térmica [°C⁻¹]

β – coeficiente numérico

γ_w – peso volúmico da água [kN/m³]

ε_{cu3} – extensão última do betão à compressão correspondente ao diagrama de tensões rectangular

ε_{cs} – extensão total do betão devida à retracção

ε_r – extensão radial

ε_u – extensão do perímetro

λ – parâmetro definidor do comportamento da laje de fundo

ν – coeficiente de Poisson

ρ - massa volúmica do líquido [kg/m³]

σ_c – tensão no betão [MPa]

$\sigma_{p,máx}$ – tensão máxima aplicada à armadura de pré-esforço [MPa]

$\sigma_{p,0}$ – tensão na armadura imediatamente após a aplicação do pré-esforço [MPa]

ϕ – diâmetro de um varão de aço [mm]

INTRODUÇÃO

1.1. IMPORTÂNCIA DO ESTUDO DE RESERVATÓRIOS

Actualmente, os reservatórios assumem-se como estruturas cada vez mais habituais, devido ao papel importante que desempenham em diferentes situações como o armazenamento e o abastecimento de água potável às populações.

Ao longo da última década tem-se assistido a um aumento significativo do número de projectos e construções de reservatórios para o armazenamento de grandes volumes de líquidos. Segundo o Plano Nacional da Água, só em Portugal Continental existem actualmente cerca de 6250 reservatórios de água, o que dá conta da crescente importância do dimensionamento deste tipo de estruturas.

1.2. CLASSIFICAÇÃO DE RESERVATÓRIOS

Os reservatórios podem ser classificados consoante:

- A sua função – de distribuição ou equilíbrio, de regularização de bombagem, de reserva para combate a incêndio e de armazenamento de líquidos diversos;
- A sua implantação – enterrados, semi-enterrados (Fig. 1.1), apoiados (Fig. 1.2) e elevados ou torres de pressão (Fig. 1.3);
- A sua capacidade – pequenos ($V < 500 \text{ m}^3$), médios (entre 500 m^3 e 5000 m^3) e grandes ($V > 5000 \text{ m}^3$);
- A forma da sua secção – quadrados, rectangulares, circulares e de secção qualquer variável.
- A complexidade da construção – simples (não compartimentados), compartimentados, sobrepostos e sobrepostos e compartimentados;
- A natureza do líquido armazenado – de água, de vinho, cerveja, etc. e de hidrocarbonetos (petróleo, gasolina, etc.)
- O modo de encerramento – não cobertos e cobertos;
- O seu material constituinte – betão armado, betão armado pré-esforçado (Fig. 1.4 e Fig. 1.5) e aço (metálicos) (Fig. 1.2).



Fig. 1.1 – Reservatório parcialmente enterrado de Duas Igrejas, em Penafiel.



Fig. 1.2 – Exemplo de um reservatório metálico apoiado.



Fig. 1.3 – Reservatório elevado em Orebro, Suécia.

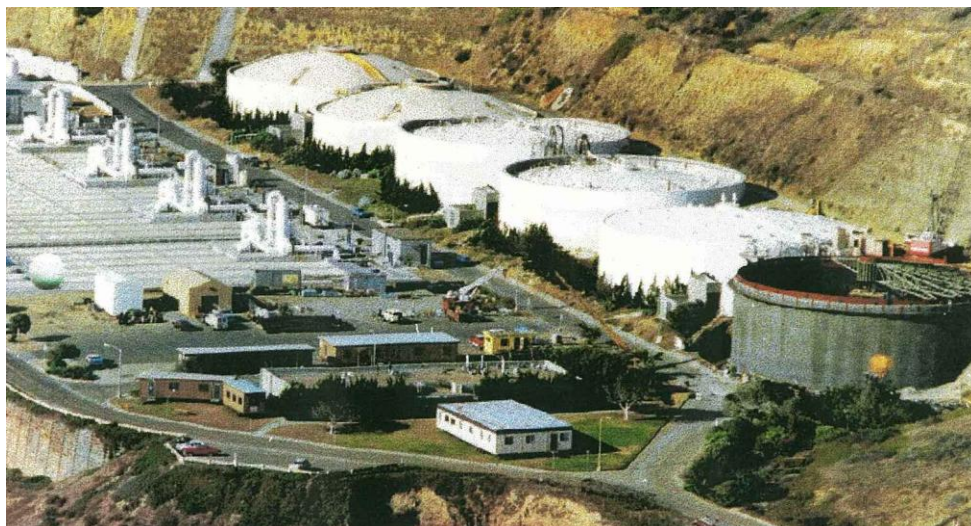


Fig. 1.4 – Exemplo de reservatórios de betão armado pré-esforçado.

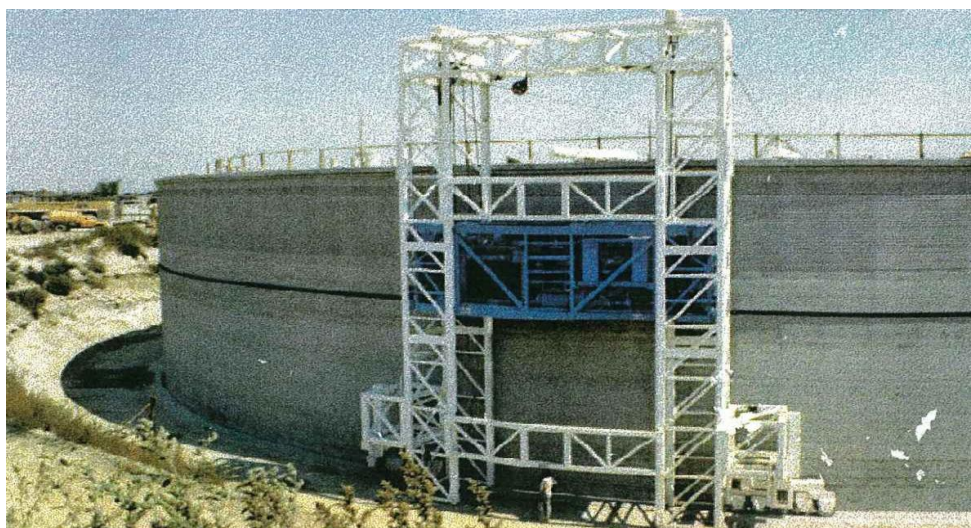


Fig. 1.5 – Pré-esforço de um reservatório de betão armado.

De notar que, aproximadamente 3500 dos cerca de 6250 reservatórios existentes em Portugal Continental, são do tipo apoiado, isto é, reservatórios que se encontram apoiados superficialmente sobre o terreno.

No que respeita à secção, as formas em planta dos reservatórios geralmente mais difundidas são as circulares e as rectangulares sendo que, do ponto de vista económico, os reservatórios com secção circular apresentam mais vantagens no armazenamento de grandes reservas líquidas, devido às simetrias de revolução proporcionada pela sua geometria. Por esta razão, este tipo de estruturas apresenta uma melhor distribuição de esforços do que os de secção rectangular, diminuindo a espessura da parede e consequentemente a quantidade de material usado na construção.

1.3. MÉTODOS DE PRÉ-ESFORÇO EM RESERVATÓRIOS

São apresentados, em seguida, os métodos mais comuns de aplicação de pré-esforço em reservatórios.

1.3.1. MÉTODO DE PRÉ-ESFORÇO DE LAÇADAS (“LOOPS”) CONTÍNUAS

Este método é utilizado para produzir uma dada tensão em fios pré-esforçados aplicados a estruturas no processo de trefilagem a frio. O fio que for pré-esforçado tem de ser circular e liso e possuir um diâmetro relativamente pequeno, na ordem dos 5 mm. Antes de se iniciar o pré-esforço, uma ponta do cabo é apontada radialmente para o interior do novelo ou meada de cabo (fornecido pelo fabricante) num comprimento de cerca de 30 cm. A extremidade do fio é então inserida numa amarração do novelo e puxada manualmente com a tensão necessária no novelo, o qual desliza sobre um eixo horizontal (técnica “come-along”) conforme representado na Fig. 1.6. O fio de pré-esforço é então colocado à volta da estrutura com uma força de pré-esforço prevista, sendo tudo realizado numa única operação.

No caso de grandes estruturas como reservatórios, a “máquina de fiação” do fio de pré-esforço em torno da estrutura (tanque) desloca-se à volta do reservatório durante a operação de tensionamento. Este sistema é também conhecido por carrossel para reservatórios (ver Fig. 1.7), sendo desenvolvido pela empresa norte-americana *Preload* (Chi e Biberstein, 1963).

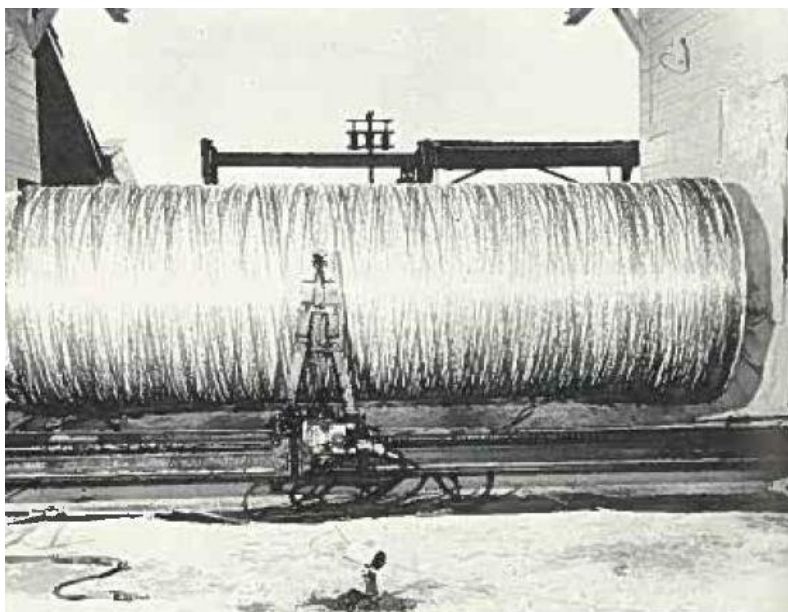


Fig. 1.6 – Novelo mecânico rotativo, adaptado de *Chi e Biberstein (1963)*.

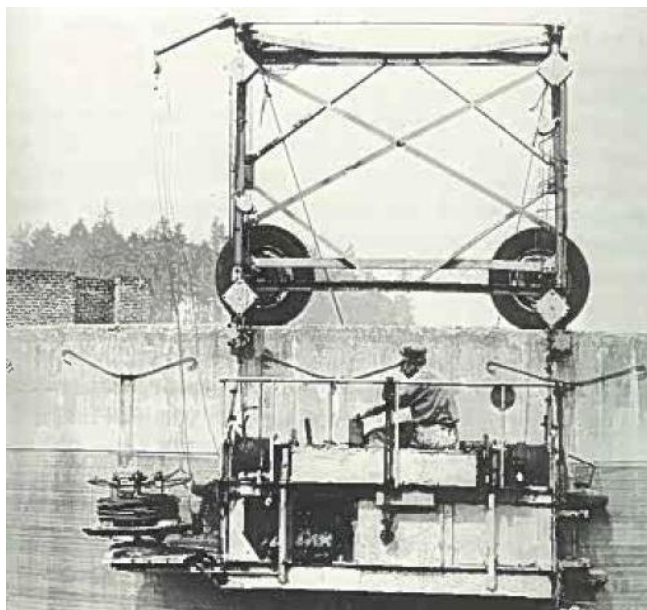


Fig. 1.7 – “Máquina de fiação” do pré-esforço num reservatório, adaptado de *Chi e Biberstein (1963)*.

1.3.2. MECANISMO DE ANCORAGENS DE EXTREMIDADE

Quando se pré-esforçam reservatórios de betão armado por pós-tensão onde são empregues enrolamentos contínuos de fio, a extremidade inicial dos enrolamentos necessita de ancoragem. Nestes casos, é habitual prender-se simplesmente o fio à volta de pontos de amarração pré-localizados no betão. A extremidade final do fio é ligada a algumas laçadas adjacentes por um grande número de grampos que retêm a tensão necessária, como se pode verificar pela análise da Fig. 1.8.

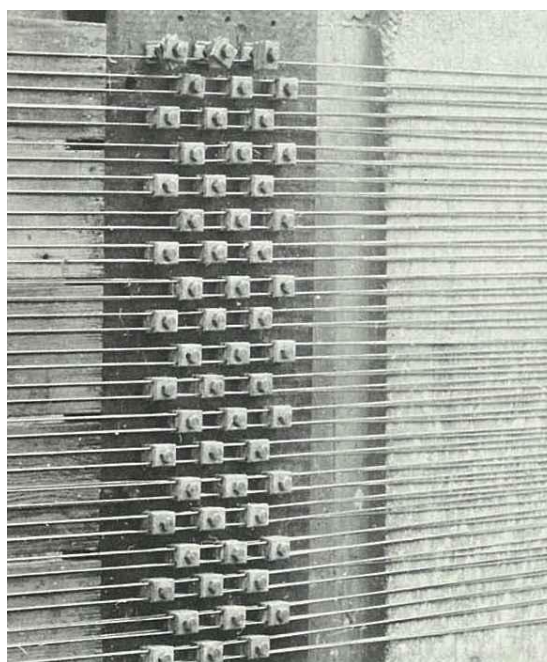


Fig. 1.8 – Grampos para reter a tensão necessária, adaptado de *Chi e Biberstein (1963)*.

A extremidade passiva de um membro pós-tensionado pode ser ancorada recorrendo a dispositivos relativamente simples. Se os cordões são colocados antes de se realizar a betonagem, a extremidade passiva pode ser simplesmente o próprio cordão disposto em forma de cogumelo com ganchos (ver Fig. 1.9) ou bolbos de amarração (Fig. 1.10).

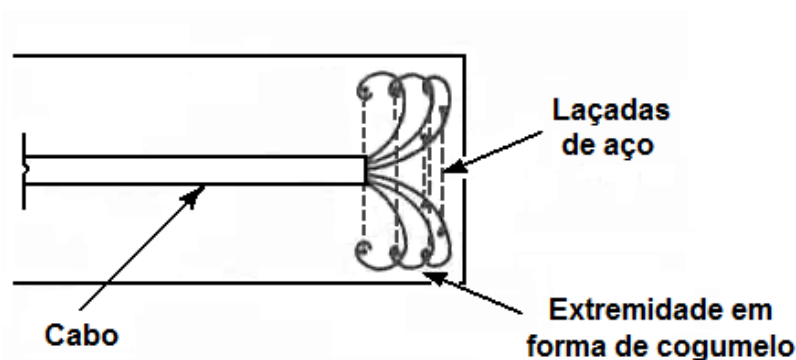


Fig. 1.9 – Extremidade passiva em forma de cogumelo, adaptado de *Chi e Biberstein (1963)*.

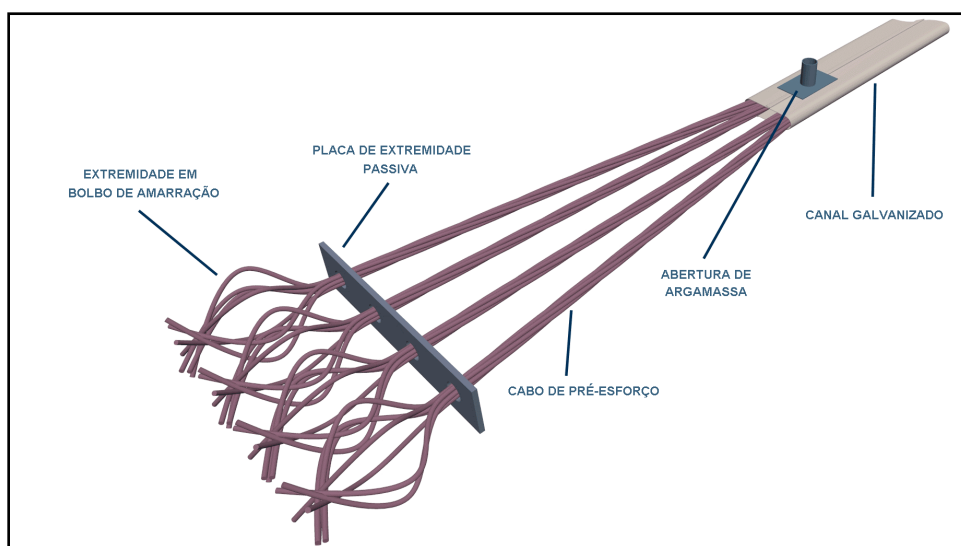


Fig. 1.10 – Extremidade passiva em bolbo de amarração.

Num reservatório, os mecanismos mais usualmente utilizados para ancorar os cordões de pré-esforço são as chamados cunhas.

As cunhas usadas para ancoragem baseiam-se principalmente na fricção existente entre elas e os próprios cordões de aço. A vantagem mecânica da acção das cunhas é a de aumentar a pressão normal nos cordões durante a colocação inicial das cunhas, bem como do subsequente puxar do cordão após a transferência do pré-esforço. O acréscimo da pressão entre o cordão e a cunha aumenta, por sua vez, a fricção entre estes. Uma condição de equilíbrio pode, eventualmente, ser atingida quando o cordão conseguir manter a sua tensão pré-determinada, sendo considerado como devidamente ancorado.

A cunha pode possuir várias formas, tais como uma placa plana (Fig. 1.11), cone, ou cone roscado (Fig. 1.12), dependendo da forma e natureza dos cordões de pré-esforço.

Em muitas circunstâncias, as superfícies das cunhas são também nervuradas de modo que os dentes se encaixem nos cordões para aumentar a fricção (ver Fig. 1.13).

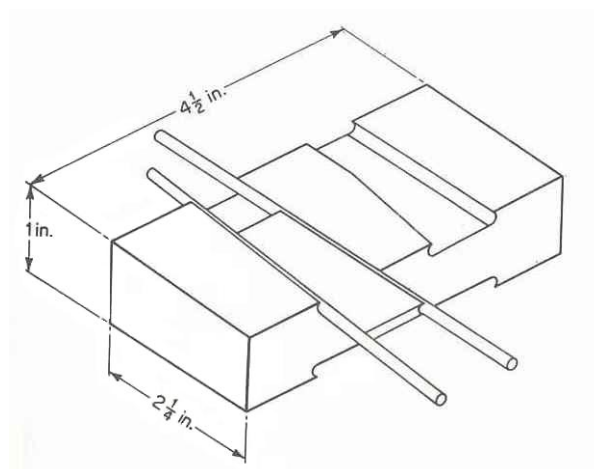


Fig. 1.11 – Ancoragem de extremidade – sistema de Magnel, adaptado de *Chi e Biberstein (1963)*.



Fig. 1.12 – Cone de Freyssinet, adaptado de *Chi e Biberstein (1963)*.

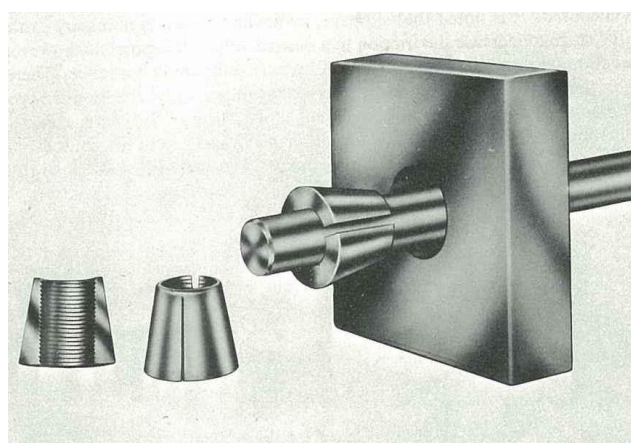


Fig. 1.13 – Ancoragem com cunhas nervuradas, adaptado de *Chi e Biberstein (1963)*.

1.4. ÂMBITO DO TRABALHO

Tendo em conta que os reservatórios circulares de betão armado pré-esforçado, apoiados na superfície do terreno são os mais correntemente utilizados, este trabalho presta uma atenção especial sobre este género de estruturas.

O escasso conhecimento na área de projecto de reservatórios em betão armado pré-esforçado, aliado à falta de normas e recomendações específicas para este tipo de estruturas, tem conduzido com frequência a concepções estruturais menos adequadas.

No Capítulo 2 procura-se colmatar esse conhecimento através do estudo e análise comparativa de diferentes modelos de cálculo que permitam obter os esforços internos na parede de um reservatório, quer por acção das cargas aplicadas directamente (pressões hidrostáticas), quer devido às deformações impostas (retração do betão). As potencialidades de cada modelo são evidenciadas recorrendo a um exemplo realístico, de modo a que se consigam corroborar mais facilmente os diversos métodos adoptados.

No Capítulo 3 aborda-se a temática da durabilidade de reservatórios, expondo-se algumas recomendações gerais para a garantia de durabilidade deste tipo de estruturas, bem como as causas e controlo da fendilhação do betão. É também efectuado o dimensionamento do pré-esforço, bem como o cálculo de armaduras ordinárias na parede necessárias para o estudo do controlo da fendilhação.

O dimensionamento da laje de fundo do reservatório em estudo é efectuado no Capítulo 4.

No Capítulo 5 são apresentados os desenhos de execução das armaduras na parede e laje do reservatório em estudo.

No Capítulo 6 é proposto um procedimento simplificado do cálculo sísmico de reservatórios cilíndricos apoiados, baseado no Eurocódigo 8.

Por fim, no Capítulo 7 enunciam-se algumas conclusões julgadas pertinentes, sugerindo-se igualmente estudos adicionais que poderão ser desenvolvidos em relação a esta temática.

2

MODELOS DE CÁLCULO PARA ANÁLISE DE RESERVATÓRIOS DE BETÃO ARMADO PRÉ-ESFORÇADO

Estudos recentes permitiram demonstrar que o comportamento estrutural da parede dum depósito de betão armado pré-esforçado, está fortemente dependente do tipo de ligação entre a parede e a laje de fundo.

Para se proceder ao cálculo de reservatórios existem três tipos de ligação entre a parede e a laje de fundo, em função da rigidez:

- União monolítica ou contínua – caracterizada por apresentar deslocamentos radiais e rotações meridionais iguais para a parede e para a laje de fundação. É usada habitualmente em reservatórios rectangulares e cilíndricos de betão armado e pré-esforçado de volume inferior a 10.000 m³;
- União articulada ou rótula fixa – definida pela descontinuidade em termos de rotações meridionais e continuidade nos deslocamentos radiais. De uso habitual e muito aconselhado em depósitos cilíndricos de betão pré-esforçado de mais de 10.000 m³;
- União deslizante – identificada por apresentar descontinuidade em termos quer de deslocamentos radiais quer de rotações meridionais, na união parede/laje de fundação. É um tipo de união presente em situações muito especiais, sendo pouco recorrente a sua utilização.

Considera-se o estudo de um reservatório circular descoberto e com espaço de armazenamento único, dotado das características indicadas no Quadro 2.1.

Quadro 2.1 – Características principais do reservatório.

D (m)	H (m)	h (m)	h_l (m)	Tipo de betão	Tipo de aço	ν
40	8	0,30	0,25	C 30/37	A 500	0,20

As paredes de reservatórios de betão armado são frequentemente concebidas como cascas cilíndricas. Uma casca é uma estrutura curva cuja espessura é pequena quando comparada com o seu raio de curvatura.

A parede de um reservatório é usualmente sujeita a uma pressão radial axissimétrica (simétrica relativamente a um eixo) que pode ser constante ou uniforme, variando com a altura total da casca.

Assumindo que a casca não é restringida (casca livre), esta pressão produz apenas tensões circunferenciais na casca, σ_θ , tal que:

$$\sigma_\theta = \frac{p \times r}{h} \quad (2.1)$$

Segundo Chi e Biberstein (1963), quando a espessura da parede, h , é pequena em comparação com o raio do reservatório, r , a flexão circunferencial na casca é desprezada, e σ_θ pode ser considerado uniforme como sugere a equação (2.1). No caso de h não ser reduzido, σ_θ pode ser admitido como a tensão média ao longo da espessura da casca; o erro introduzido assumindo uma tensão uniforme em tais casos é indicado no Quadro 2.2.

Quadro 2.2 – Erro introduzido na tensão adoptando uma tensão uniforme média.

h/r	0,01	0,05	0,1	0,2	0,3
Erro na tensão (%)	0,5	2,6	5,2	10,9	16,9

No caso em estudo,

$$\frac{h}{r} = \frac{0,30}{20} = 0,015 \quad (2.2)$$

O que comprova que a casca cilíndrica em análise é fina $h/r < 0,05$ e que o erro na tensão adoptando uma tensão uniforme média é aproximadamente igual a 0,5%.

Sabendo que o volume de um cilindro é dado por $\pi \times r^2 \times H$, obtém-se para o reservatório em análise um volume aproximado de 10.000 m³, o que comprova que se está perante um reservatório de grandes dimensões. De modo a simplificar a análise, os vários modelos serão testados tendo em conta apenas a união monolítica e a união articulada entre a parede e a laje de fundação do reservatório.

Admitindo que o reservatório armazena água, a sua parede vai estar sujeita, essencialmente, a dois tipos de esforços: uns devidos à pressão hidrostática e outros devidos a deformações impostas impedidas (retracção do betão).

Quanto à pressão hidrostática, a acção é facilmente quantificável, resultando do produto da altura de líquido (que se assume ser água) pelo respectivo peso volúmico. Sabendo que o peso volúmico da água, γ_w , é aproximadamente igual a 10 kN/m³ e que o reservatório se encontra cheio até ao seu topo, a pressão hidrostática na base da parede vale 80 kN/m².

A quantificação da retracção é realizada através da consideração de um encurtamento da parede. Admite-se que a betonagem é executada em quatro etapas, cada uma com 2 metros de altura. Considera-se também que o fundo do reservatório foi betonado antes da parede, pelo que, quando se procede à construção da parede o fundo já sofreu uma parcela substancial da retracção. Assim, em termos de cálculo interessa apenas admitir o encurtamento diferencial entre a base e o anel superior considerado.

O mesmo raciocínio deve ser adoptado nas seguintes etapas de betonagem, pois considera-se que quando se betonar um anel, o anterior já sofreu grande parte do seu encurtamento conferindo uma certa rigidez à base do anel seguinte, impedindo-a de se movimentar enquanto a outra extremidade do anel se encontrar livre.

Admite-se que um valor razoável a assumir é $\epsilon_{cs} = 0,2 \text{ ‰}$.

Esquemáticamente:

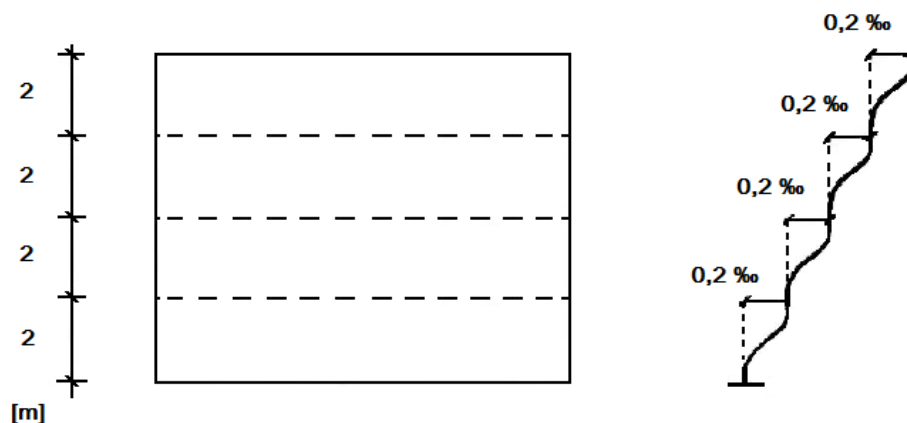


Fig. 2.1 - Efeito da retracção na parede do reservatório.

2.1. ANÁLISE DOS ESFORÇOS NA PAREDE RECORRENDO A UM PROGRAMA DE PÓRTICOS PLANOS

Esta análise é realizada recorrendo ao programa de pórticos planos *FTOOL* (2008).

Na Fig. 2.2 é apresentado um modelo equivalente para análise do reservatório em estudo:

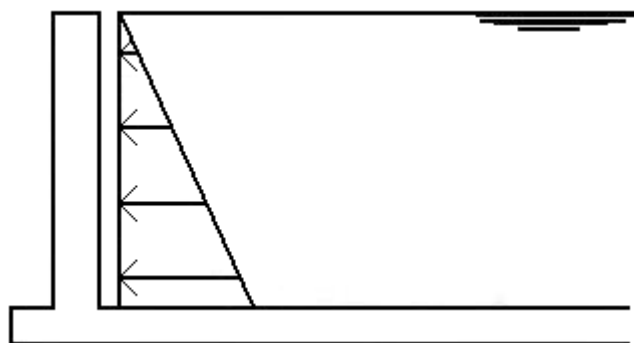


Fig. 2.2 - Carga hidrostática sobre a parede do reservatório.

Como é possível entender, por efeito das pressões hidrostáticas, um qualquer ponto da parede do reservatório sofre um dado deslocamento y .

Surgem então forças N_{θ} , que tendem a “puxar” o ponto de volta para a sua posição inicial, como está representado na Fig. 2.3.

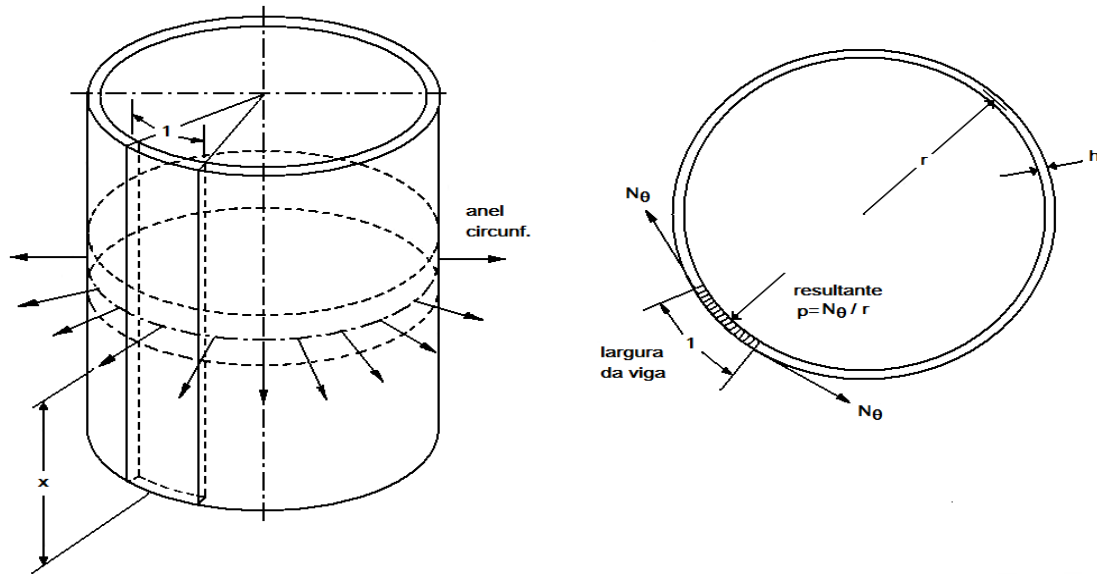


Fig. 2.3 – Secção normal ao eixo cilíndrico.

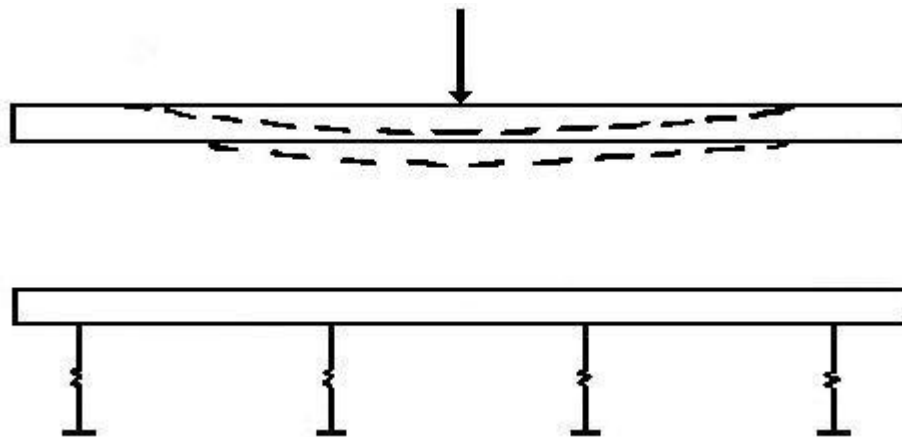


Fig. 2.4 – Comportamento de “viga sobre fundação elástica”.

Pode-se fazer uma analogia entre este comportamento e o comportamento da chamada “viga sobre fundação elástica”, esquematizado na Fig. 2.4.

Torna-se então possível definir dois tipos de disposição estrutural. A primeira baseada numa união monolítica parede – laje de fundação, representada por um encastramento perfeito, e uma outra tendo em conta uma união articulada dos dois elementos estruturais, simbolizada através de um apoio duplo.

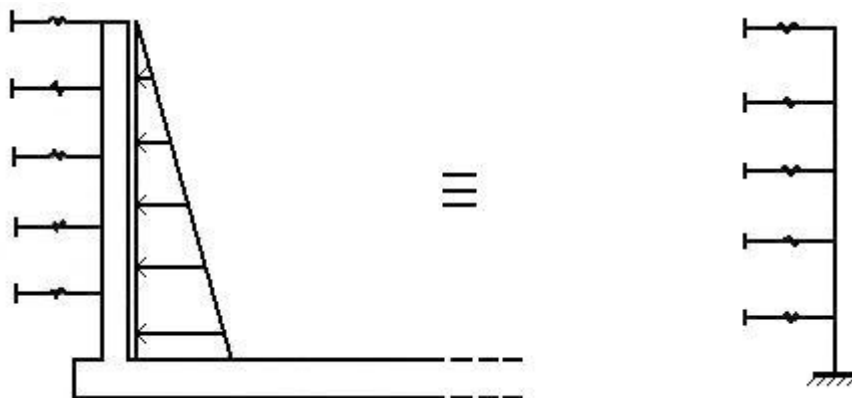


Fig. 2.5 – Modelo estrutural baseado na união monolítica parede – laje de fundação.

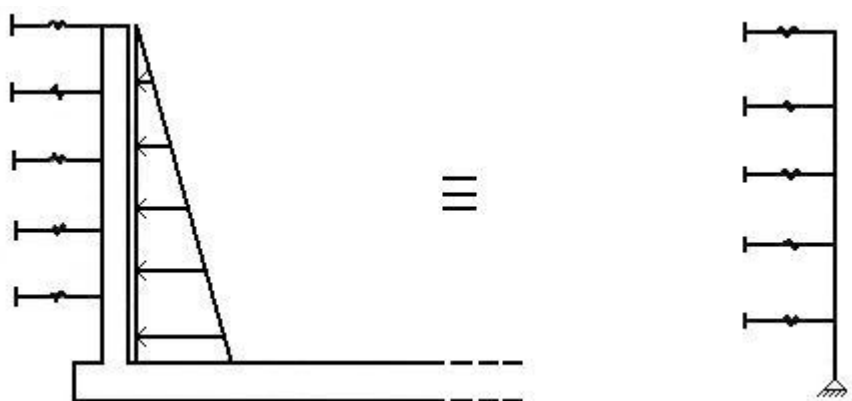


Fig. 2.6 – Modelo estrutural baseado na união articulada parede – laje de fundação.

Idealizados os sistemas estruturais segundo o qual o reservatório irá ser modelado, torna-se necessário calcular a rigidez, K , de cada uma das molas a usar no modelo de cálculo, bem como a respectiva área de influência.

Atente-se agora na Fig. 2.7:

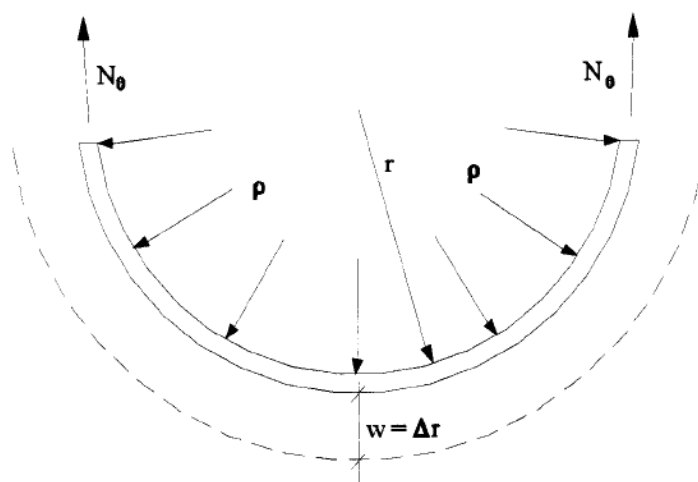


Fig. 2.7 – Esforço circunferencial, N_θ , e deflexão, w , gerados num tubo devido à pressão aplicada, p .

Pela chamada fórmula dos tubos vem:

$$N_{\theta} = p \times r \Leftrightarrow p = \frac{N_{\theta}}{r} \quad (2.1)$$

onde p representa a pressão aplicada por m^2 de área de parede e r é o raio do reservatório em metros. A rigidez de cada mola, K , para um dado deslocamento y da parede, pode ser obtida por:

$$K = \frac{p \text{ (kN/m)}}{y} = \frac{p \text{ (kN/m}^2) \times 1 \text{ m de faixa}}{y} = \frac{N_{\theta}}{r \times y} \quad (2.2)$$

Por outro lado:

$$N_{\theta} = \sigma \times S = \varepsilon_u \times E \times S \quad (2.3)$$

Sabe-se que quando um dado ponto da parede sofre um deslocamento y , as extensões radiais ε_r e de perímetro ε_u , são dadas pelas expressões:

$$\varepsilon_r = \frac{y}{r}; \quad \varepsilon_u = \frac{y}{r} \quad (2.4)$$

O que voltando à equação (2.3) resulta em:

$$N_{\theta} = E \times S \times \frac{y}{r} = E \times h \times \frac{y}{r} \quad (2.5)$$

Considerando o estudo da parede apenas numa faixa de um metro com espessura h , ou seja, a secção em análise, S , fica igual a $1 \times h$.

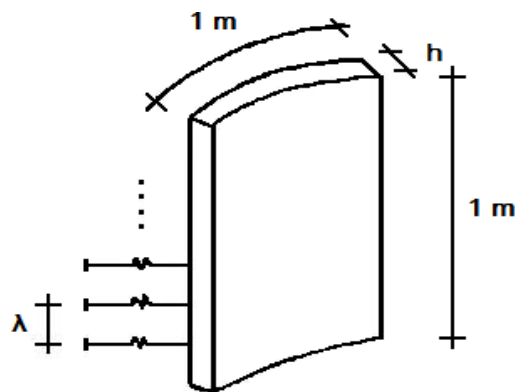


Fig. 2.8 – Faixa representativa de um metro de parede.

Substituindo a equação (2.5) na equação (2.2), tem-se:

$$K = \frac{E \times h \times \frac{y}{r}}{r \times y} = \frac{h \times E}{r^2} \quad [\text{kN} / \text{m} / (1 \text{ m altura} \times 1 \text{ m de faixa de parede})] \quad (2.6)$$

Analisando a rigidez das molas:

$$\Delta L = \frac{N \times L}{E \times A} \Leftrightarrow \frac{N}{\Delta L} = \frac{E \times A}{L} \therefore K = \frac{E \times A}{L} \quad (2.7)$$

Igualando as expressões (2.6) e (2.7), vem:

$$\frac{h \times E}{r^2} = \frac{E \times A}{L} \Leftrightarrow A = \frac{h \times L}{r^2} \quad (2.8)$$

A equação geral da área de cada uma das molas fica então definida:

$$A \text{ (m}^2\text{)} = \frac{h \times L}{r^2} \times \lambda \quad (2.9)$$

onde λ representa o espaçamento entre as barras.

Assumindo que o reservatório a analisar possui molas de 0,5 metros de comprimento espaçadas de 0,25 metros, como está explícito na Fig. 2.9, a área de cada barra fica então igual a:

$$A = \frac{0,3 \times 0,5}{20^2} \times 0,25 = 9,375 \times 10^{-5} \text{ m}^2 \quad (a = 2,5 \text{ m}; b = 3,75 \times 10^{-5} \text{ m}) \quad (2.10)$$

Sabendo que o módulo de elasticidade médio de um betão C30/37 é 33 GPa, a rigidez de cada mola fica então definida:

$$K = \frac{E \times A}{L} = \frac{33 \times 10^6 \times 9,375 \times 10^{-5}}{0,5} = 6187,5 \text{ kN/m} \quad (2.11)$$

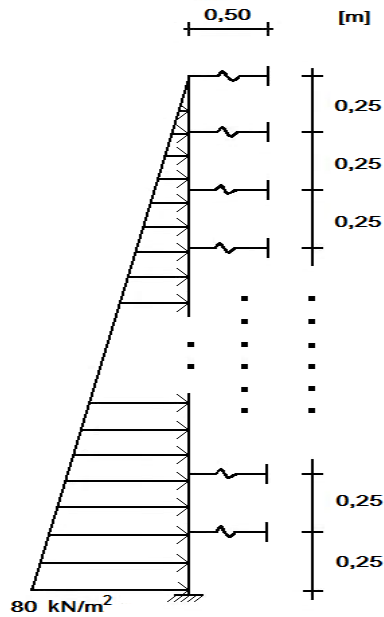


Fig. 2.9 – Simulação da rigidez dos anéis através de molas e aplicação da pressão hidrostática.

Tal como exposto anteriormente, a betonagem é feita em quatro etapas consecutivas em que o diferencial da extensão considerado em cada anel é de 0,2‰. A retracção do betão é então simulada no programa de cálculo, através da imposição de assentamentos nas molas.

$$\varepsilon = \frac{\Delta r}{20} \Leftrightarrow 0,2\text{‰} = \frac{\Delta r}{20} \Leftrightarrow \Delta r = 4 \text{ mm} \quad (2.12)$$

Desta forma, tem-se até aos 2 m um assentamento de 4 mm, dos 2 aos 4 m um assentamento de 8 mm, dos 4 aos 6 m um assentamento de 12 mm e dos 6 aos 8 m um assentamento de 16 mm, como se pode observar na Fig. 2.10.

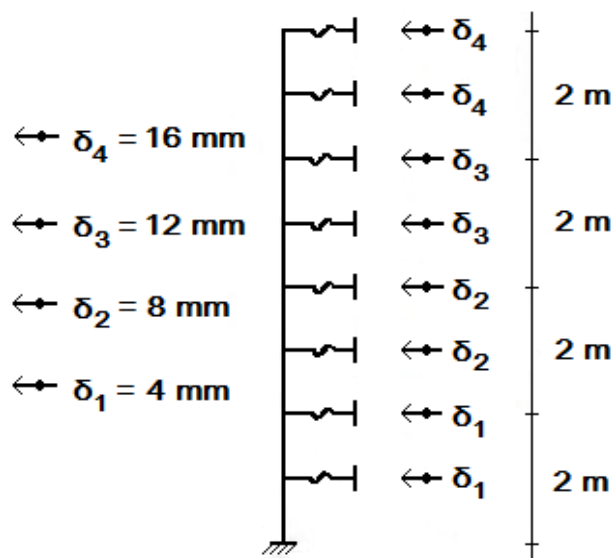


Fig. 2.10 – Simulação da retracção do betão através de assentamentos de apoio.

Apresentam-se, de seguida, os diagramas de momentos flectores, esforços circunferenciais e esforços transversos, obtidos tendo em conta uma ligação monolítica (encastrada) e uma ligação articulada (simplesmente apoiada) entre a parede e a laje de fundação. Abordam-se assim as duas situações mais extremas, encontrando-se a situação real exacta algures entre as duas.

A obtenção dos esforços circunferenciais, N_θ , ao longo da parede do reservatório está dependente da aplicação da expressão (2.3), pelo que é necessário obter-se a extensão radial ϵ_r em cada ponto da parede.

2.1.1. UNIÃO MONOLÍTICA OU CONTÍNUA

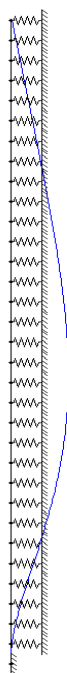


Fig. 2.11 – Deformada da parede do reservatório com U.M. devido à P.H.

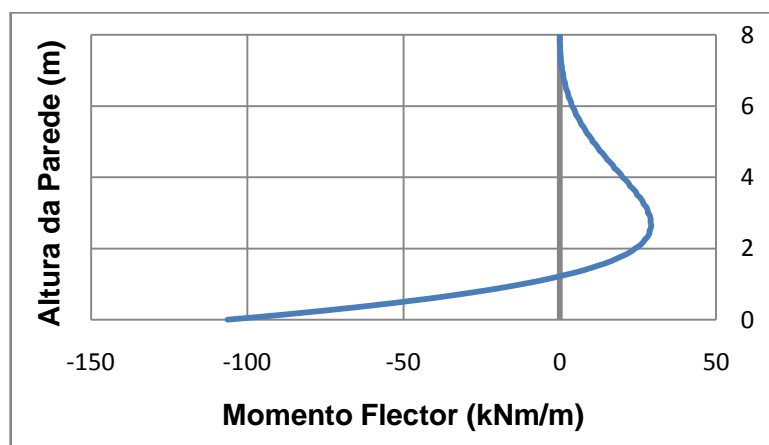


Fig. 2.12 – Diagrama de momentos flectores na parede com U.M. produzidos pela P.H.

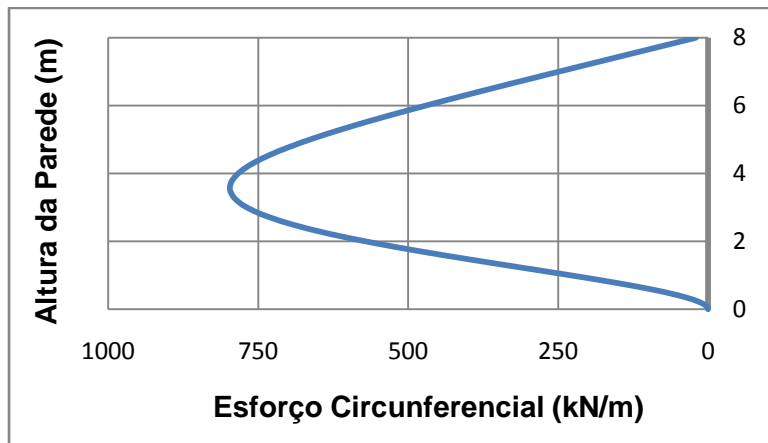


Fig. 2.13 – Diagrama de esforços circunferenciais na parede com U.M. devidos à P.H.

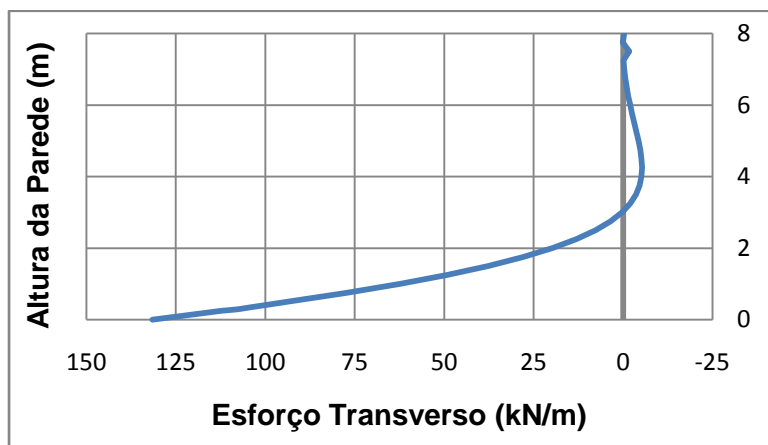


Fig. 2.14 – Diagrama de esforços transversos na parede com U.M. devidos à P.H.

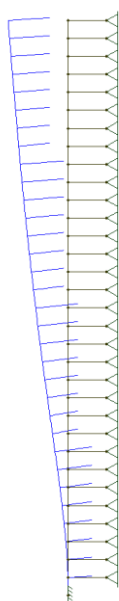


Fig. 2.15 – Deformada da parede do reservatório com U.M. devido à RET.

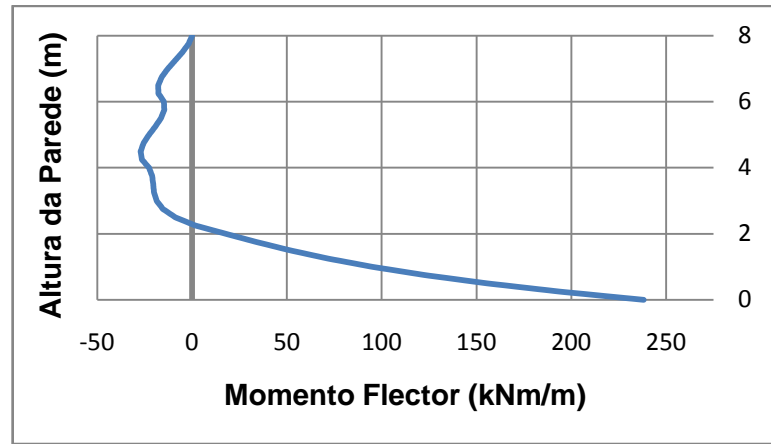


Fig. 2.16 – Diagrama de momentos flectores na parede com U.M. produzidos pela RET.

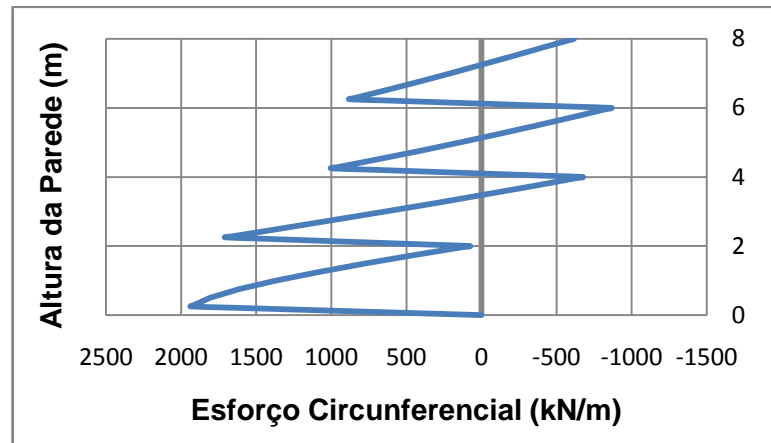


Fig. 2.17 – Diagrama de esforços circunferenciais na parede com U.M. devidos à RET.

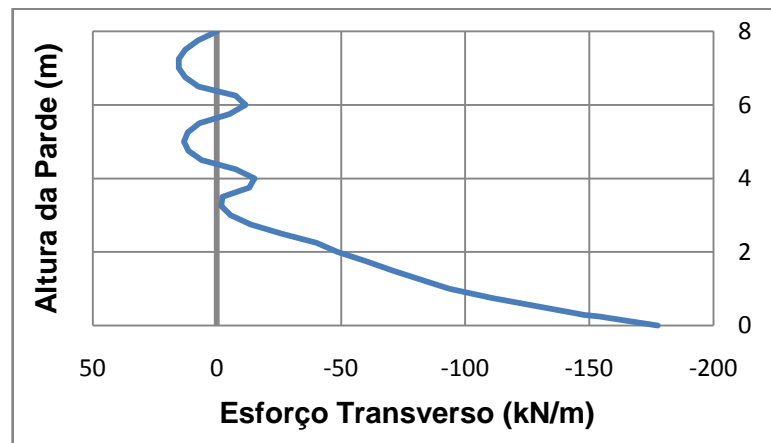


Fig. 2.18 – Diagrama de esforços transversos na parede com U.M. devidos à RET.

Os diagramas de esforços totais ficam então definidos do seguinte modo:

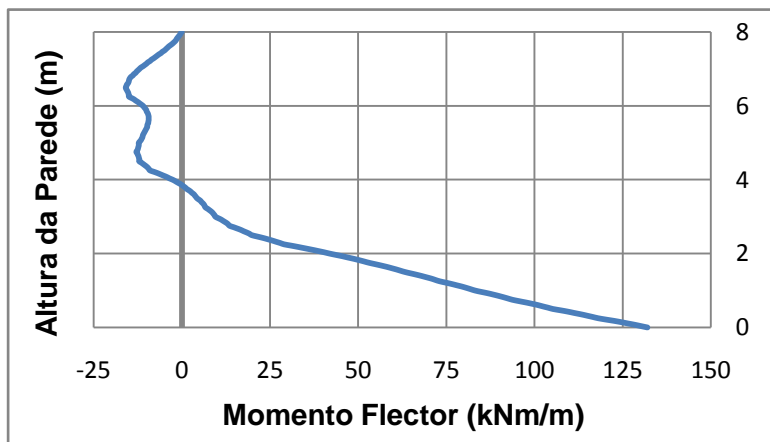


Fig. 2.19 – Diagrama de momentos flectores totais (P.H. + RET), supondo uma U.M.

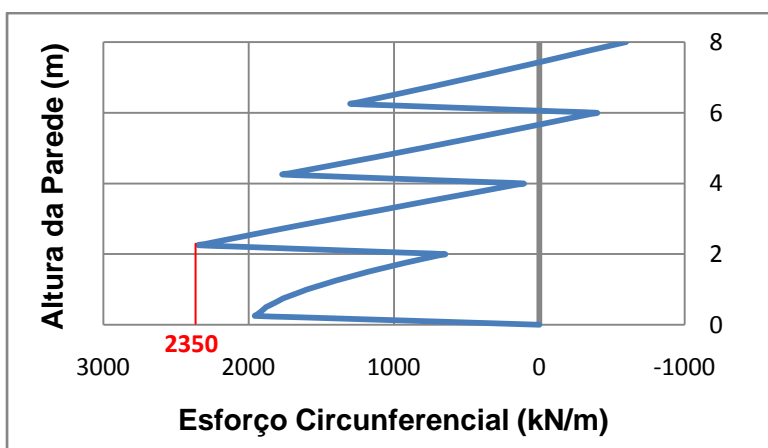


Fig. 2.20 – Diagrama de esforços circunferenciais totais (P.H. + RET), supondo uma U.M.

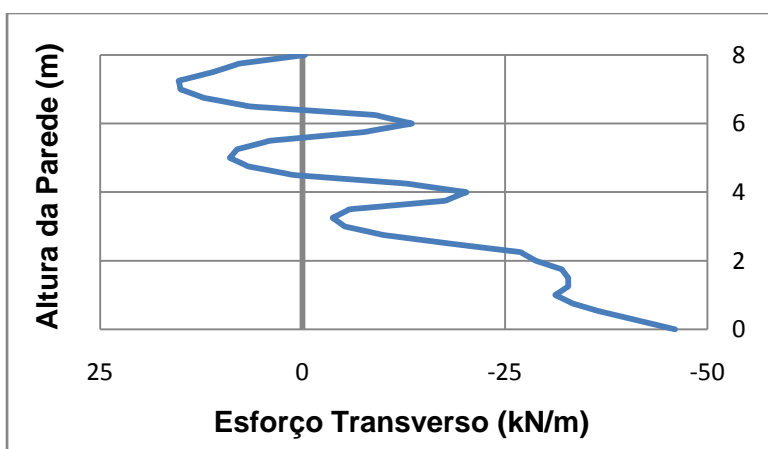


Fig. 2.21 – Diagrama de esforços transversos totais (P.H. + RET), supondo uma U.M.

2.1.2. UNIÃO ARTICULADA OU RÓTULA FIXA

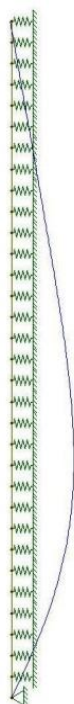


Fig. 2.22 – Deformada da parede do reservatório com U.A. devido à P.H.

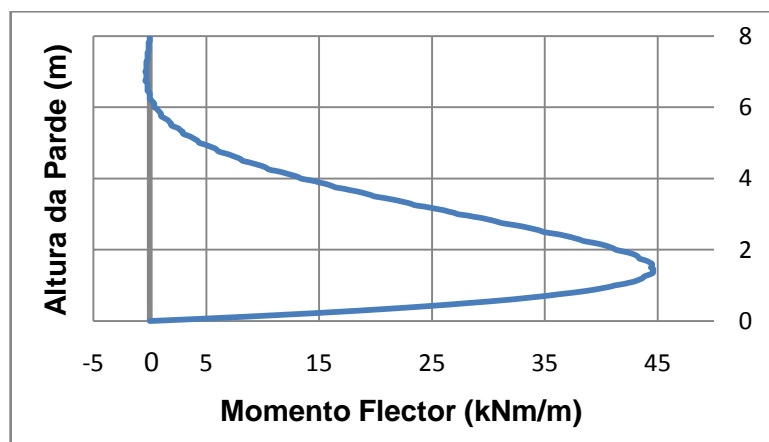


Fig. 2.23 – Diagrama de momentos flectores na parede com U.A. produzidos pela P.H.

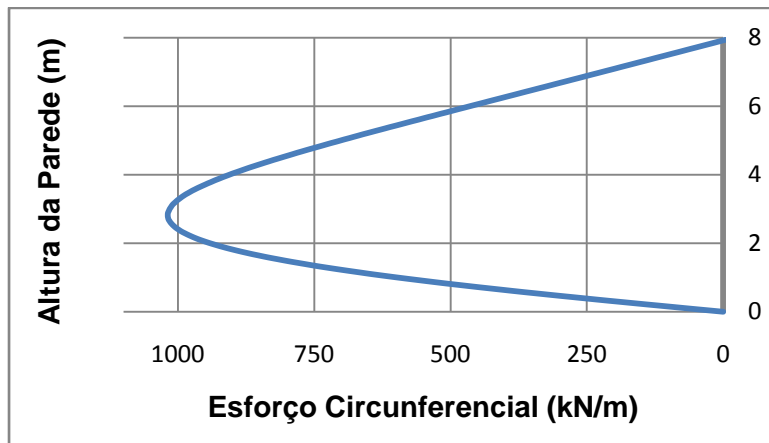


Fig. 2.24 – Diagrama de esforços circunferenciais na parede com U.A. devidos à P.H.

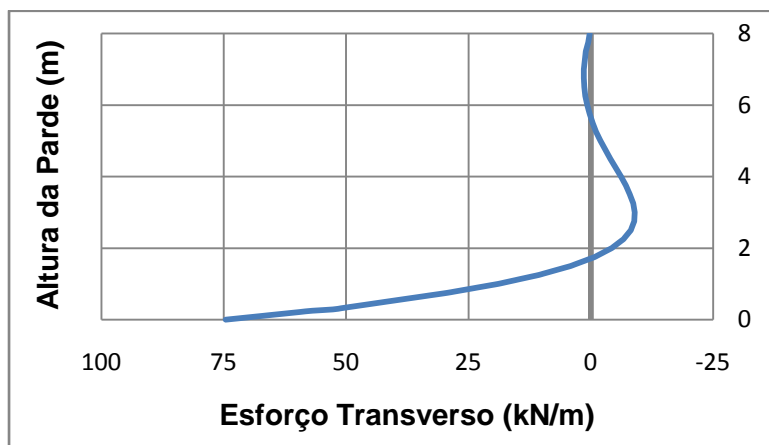


Fig. 2.25 – Diagrama de esforços transversos na parede com U.A. devidos à P.H.

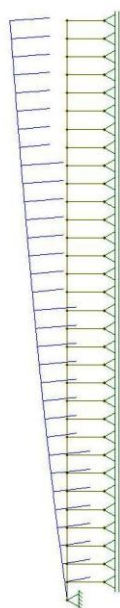


Fig. 2.26 – Deformada da parede do reservatório com U.A. devido à RET.

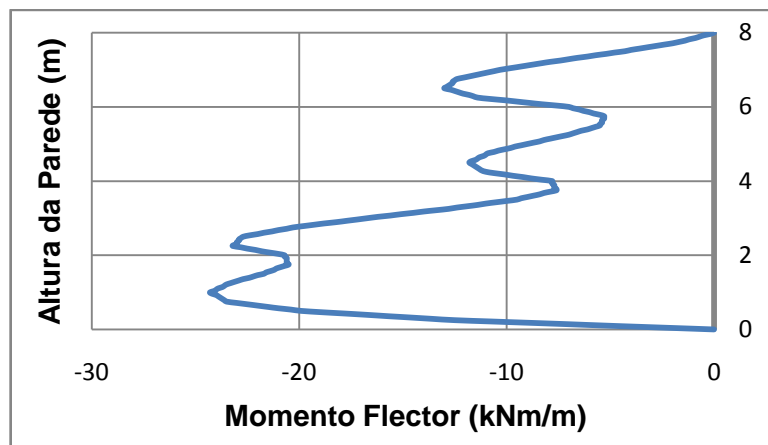


Fig. 2.27 – Diagrama de momentos flectores na parede com U.A. produzidos pela RET.

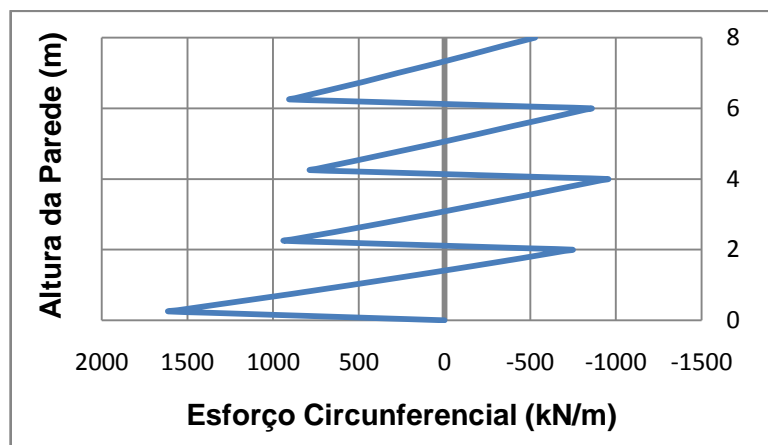


Fig. 2.28 – Diagrama de esforços circunferenciais na parede com U.A. devidos à RET.

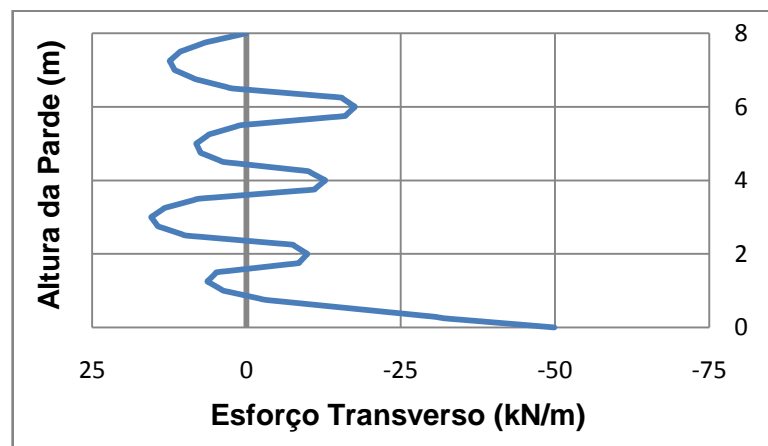


Fig. 2.29 – Diagrama de esforços transversos na parede com U.A. devidos à RET.

Os diagramas de esforços totais ficam então definidos do seguinte modo:

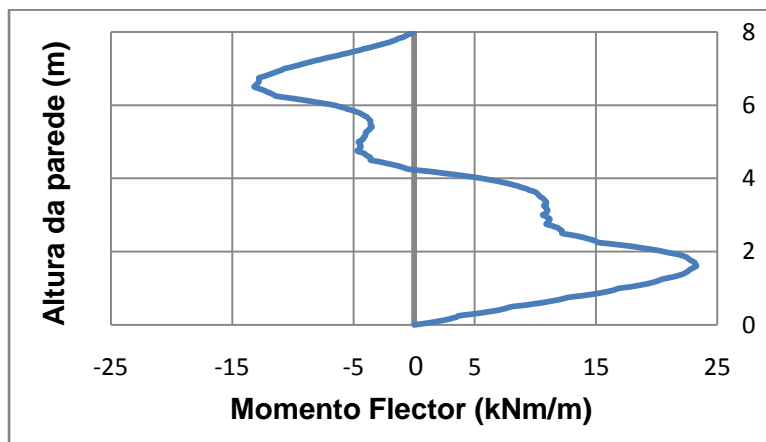


Fig. 2.30 – Diagrama de momentos flectores totais (P.H. + RET), supondo uma U.A.

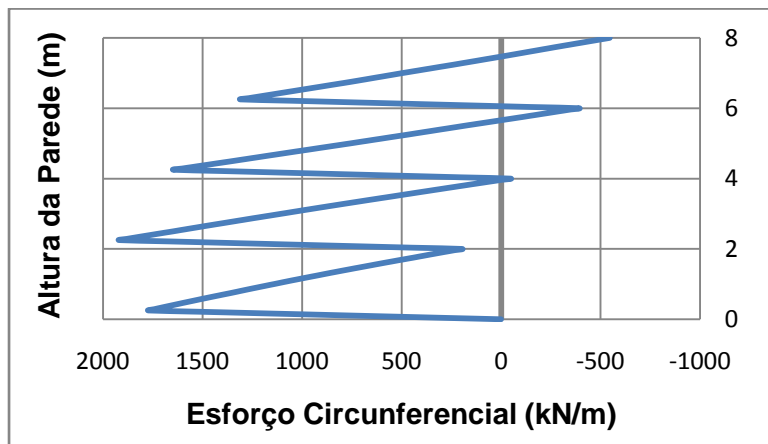


Fig. 2.31 – Diagrama de esforços circunferenciais totais (P.H. + RET), supondo uma U.A.

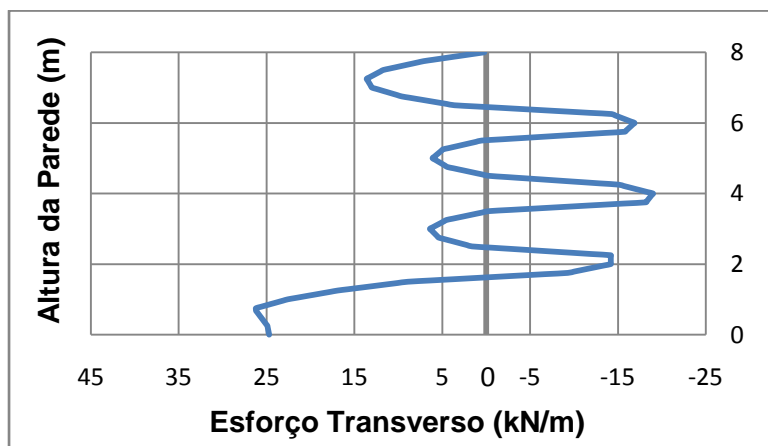


Fig. 2.32 – Diagrama de esforços transversos totais (P.H. + RET), supondo uma U.A.

2.2. ANÁLISE DOS ESFORÇOS NA PAREDE COM PROGRAMA DE ELEMENTOS FINITOS

Esta análise é realizada recorrendo ao programa de elementos finitos ANSYS® (2007).

A técnica numérica a ser empregue na resolução de problemas estruturais utilizando programas de elementos finitos admite resumidamente as seguintes etapas:

- Definição do tipo de elemento a ser usado;
- Definição das propriedades mecânicas do material;
- Geração da malha;
- Aplicação das forças actuantes na estrutura;
- Imposição das condições de apoio;
- Definição do tipo de cálculo a ser efectuado (estático, dinâmico, etc);
- Saída e análise dos resultados.

De seguida, são expostos alguns dados referentes ao modelo:

- Estudo axissimétrico;
- Tipo de elemento: “PLANE82” – elemento plano elástico de 8 nós.

O elemento “PLANE82”, representado na Fig. 2.33, possui dois graus de liberdade em cada nó, ou seja, translações nas direcções nodais x e y, sendo usado como um elemento axissimétrico.

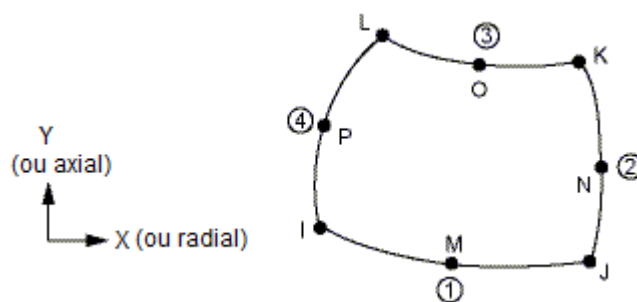


Fig. 2.33 – Geometria do elemento PLANE82.

Relativamente à acção da retracção do betão, esta é simulada através de uma variação de temperatura nos elementos. Admitindo novamente um diferencial de extensão no betão igual a 0,2‰ e um coeficiente de dilatação térmica, α^T , igual a 1×10^{-5} , tem-se:

$$\varepsilon = \alpha^T \times \Delta T \Leftrightarrow \Delta T = -\frac{0,00002}{1 \times 10^{-5}} = -20^\circ\text{C} \quad (2.13)$$

Assim para os elementos da primeira betonagem ($0 \leq H \leq 2 \text{ m}$) é adoptada uma variação de temperatura de -20°C , nos da segunda betonagem ($2 \leq H \leq 4 \text{ m}$) -40°C , nos da terceira ($4 \leq H \leq 6 \text{ m}$) -60°C e nos da quarta betonagem ($6 \leq H \leq 8 \text{ m}$) -80°C .

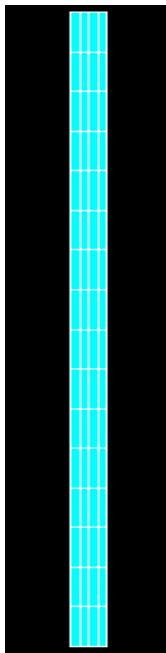


Fig. 2.34 – Modelação da parede do reservatório através de elementos finitos.

2.2.1. UNIÃO MONOLÍTICA OU CONTÍNUA

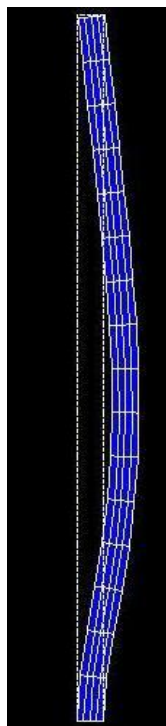


Fig. 2.35 – Deformada da parede do reservatório com U.M. devido à P.H.

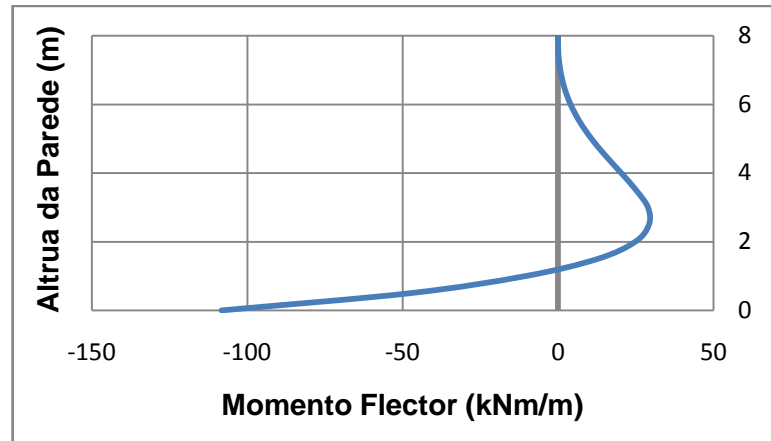


Fig. 2.36 – Diagrama de momentos flectores na parede com U.M. produzidos pela P.H.

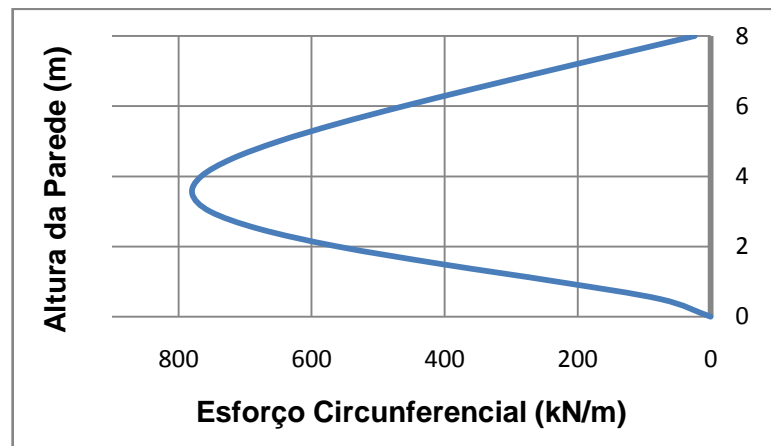


Fig. 2.37 – Diagrama de esforços circunferenciais na parede com U.M. devidos à P.H.

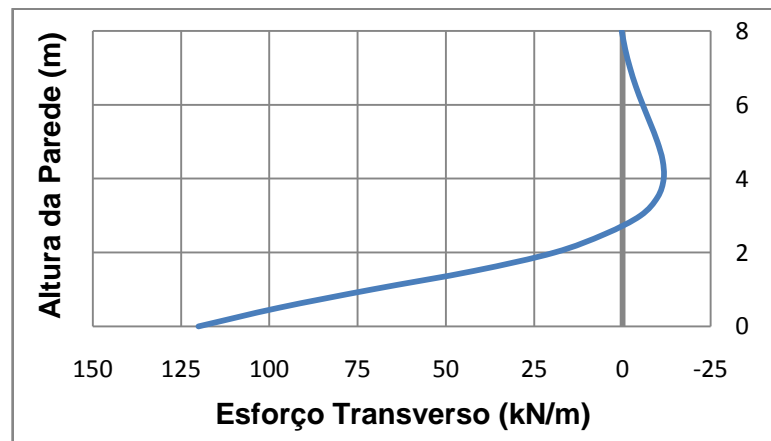


Fig. 2.38 – Diagrama de esforços transversos na parede com U.M. devidos à P.H.

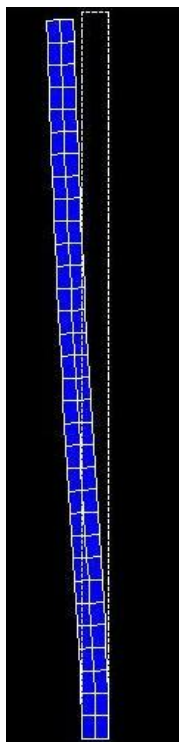


Fig. 2.39 – Deformada da parede do reservatório com U.M. produzida pela RET.

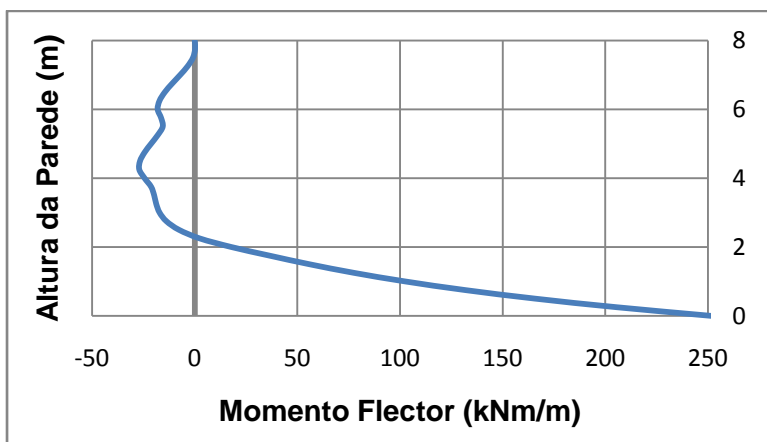


Fig. 2.40 – Diagrama de momentos flectores na parede com U.M. produzidos pela RET.

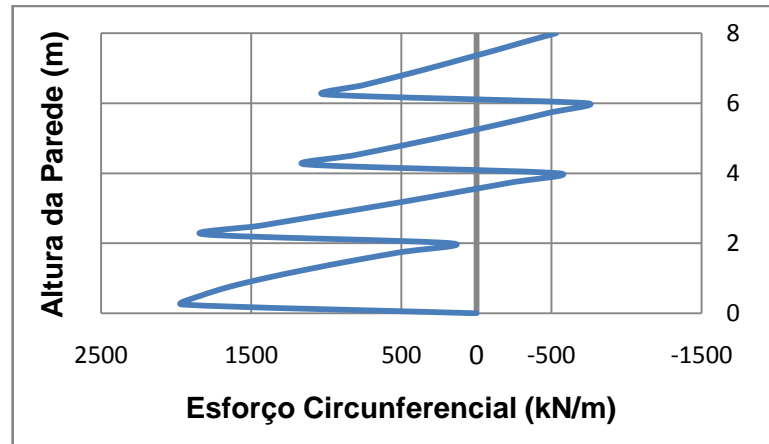


Fig. 2.41 – Diagrama de esforços circunferenciais na parede com U.M. devidos à RET.

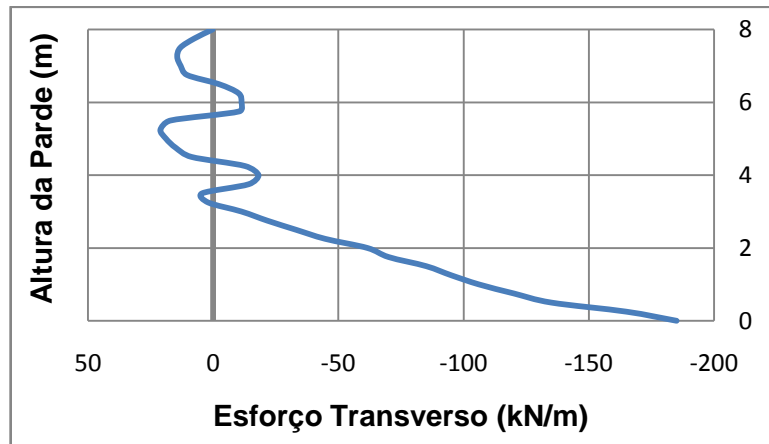


Fig. 2.42 – Diagrama de esforços transversos na parede com U.M. devidos à RET.

Os diagramas de esforços totais ficam então definidos do seguinte modo:

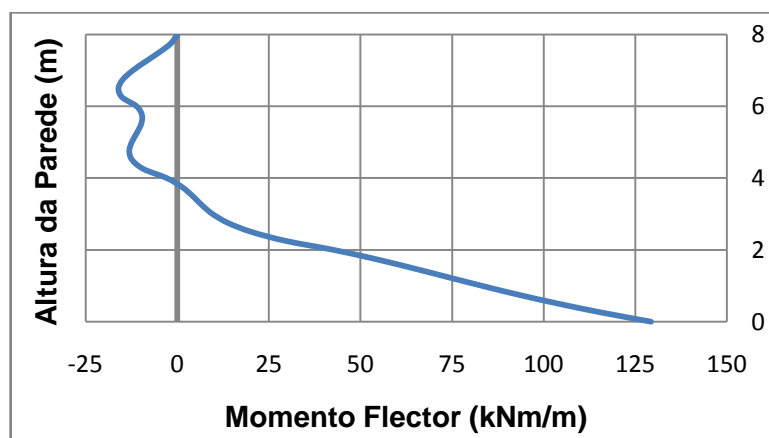


Fig. 2.43 – Diagrama de momentos flectores totais (P.H. + RET), supondo uma U.M.

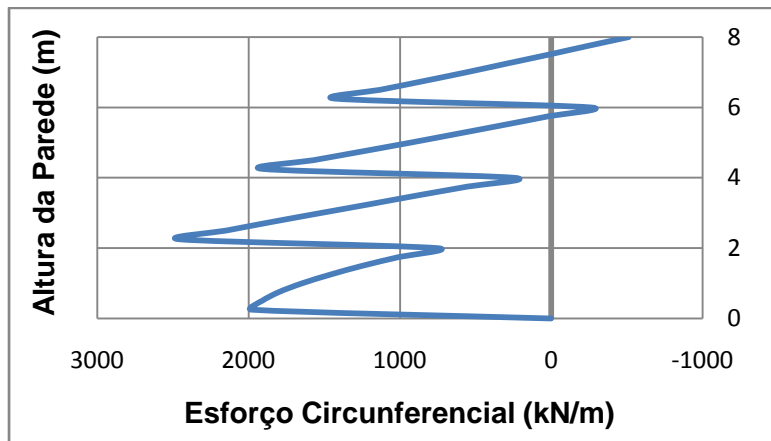


Fig. 2.44 – Diagrama de esforços circunferenciais totais (P.H. + RET), supondo uma U.M.

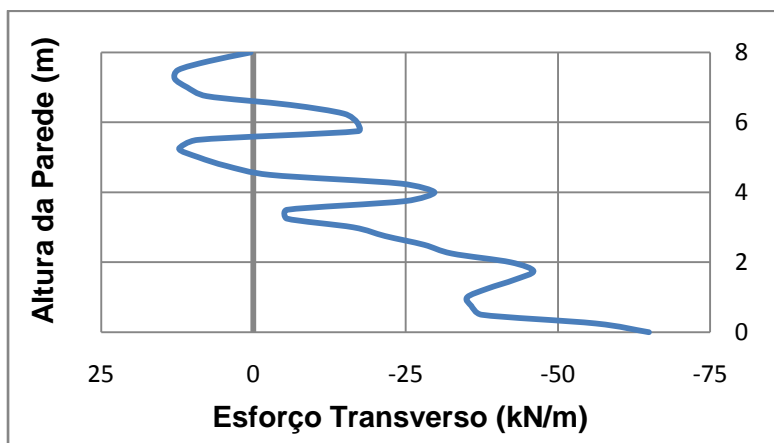


Fig. 2.45 – Diagrama de esforços transversos totais (P.H. + RET), supondo uma U.M.

2.2.2. UNIÃO ARTICULADA OU RÓTULA FIXA

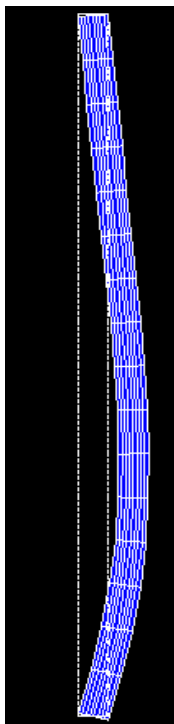


Fig. 2.46 – Deformada da parede do reservatório com U.A. devido à P.H.

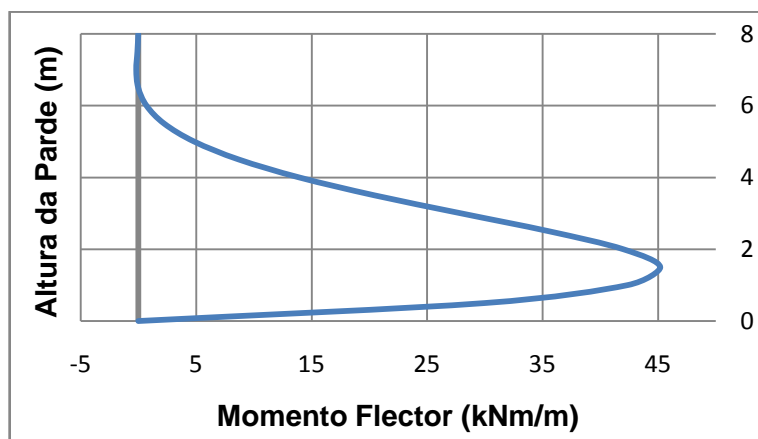


Fig. 2.47 – Diagrama de momentos flectores na parede com U.A. produzidos pela P.H.

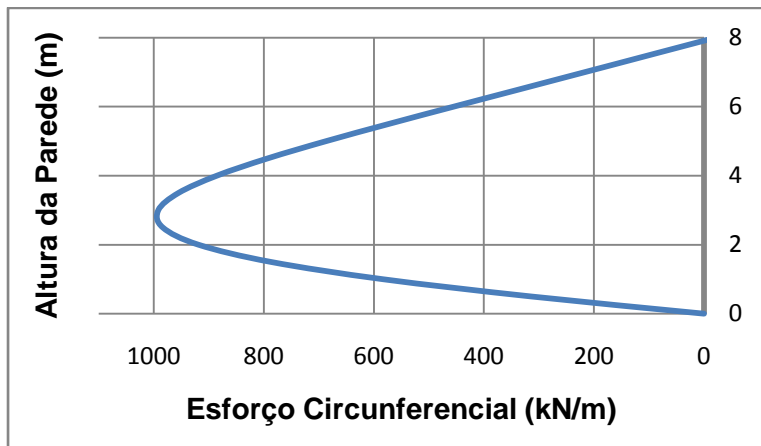


Fig. 2.48 – Diagrama de esforços circunferenciais na parede com U.A. devidos à P.H.

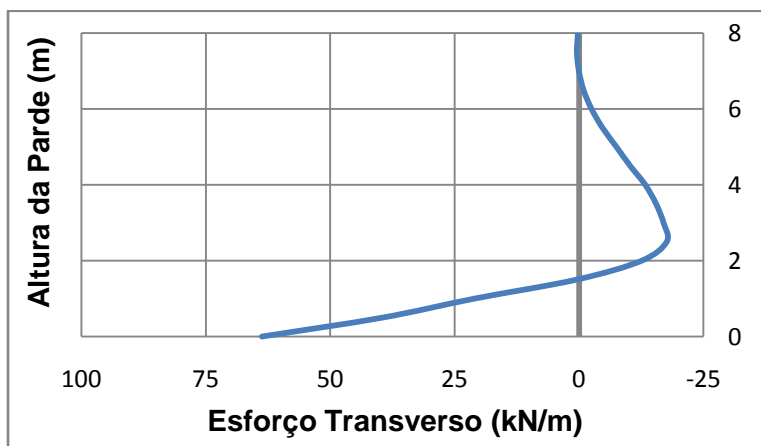


Fig. 2.49 – Diagrama de esforços transversos na parede com U.A. devidos à P.H.

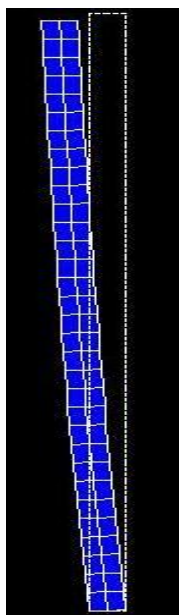


Fig. 2.50 – Deformada da parede do reservatório com U.A. produzida pela RET.

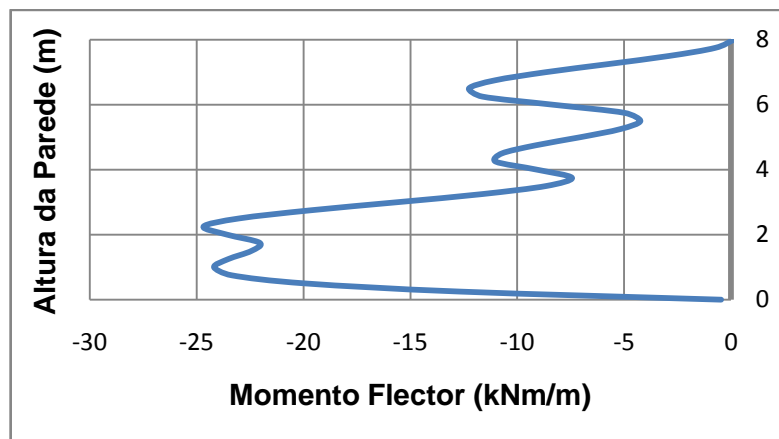


Fig. 2.51 – Diagrama de momentos flectores na parede com U.A. produzidos pela RET.

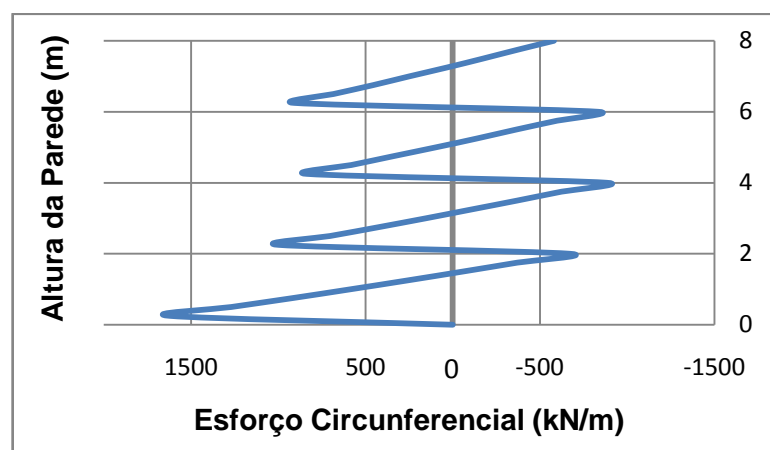


Fig. 2.52 – Diagrama de esforços circunferenciais na parede com U.A. devidos à RET.

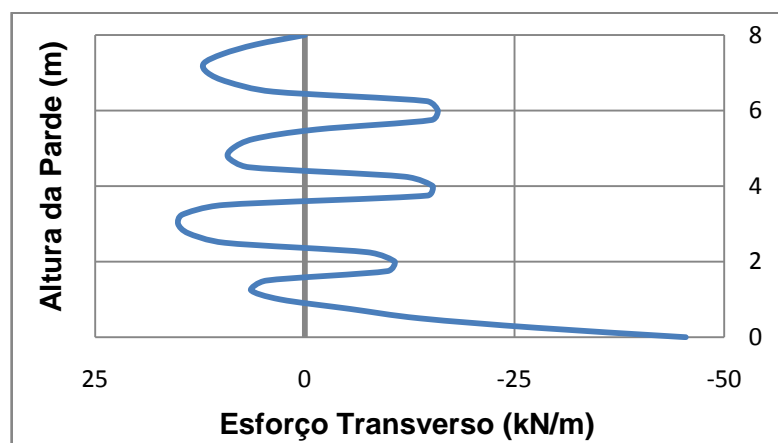


Fig. 2.53 – Diagrama de esforços transversos na parede com U.A. devidos à RET.

Os diagramas de esforços totais ficam então definidos do seguinte modo:

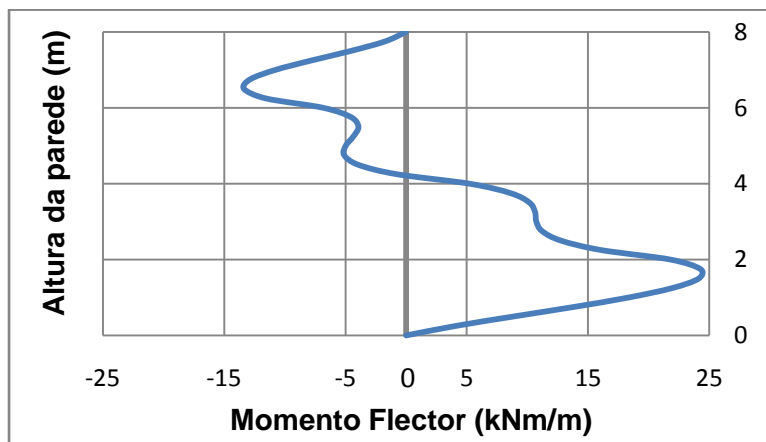


Fig. 2.54 – Diagrama de momentos flectores totais (P.H. + RET), supondo uma U.A.

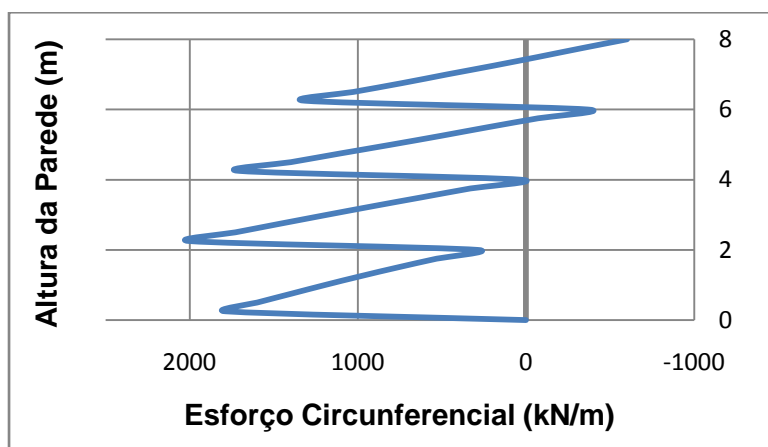


Fig. 2.55 – Diagrama de esforços circunferenciais totais (P.H. + RET), supondo uma U.A.

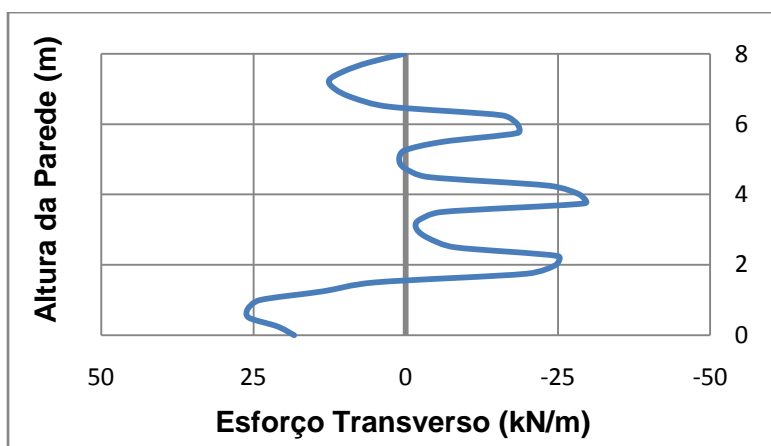


Fig. 2.56 – Diagrama de esforços transversos totais (P.H. + RET), supondo uma U.A.

2.3. ANÁLISE DOS ESFORÇOS NA PAREDE ATRAVÉS DE UM MODELO ANALÍTICO

O presente modelo baseia-se numa formulação analítica derivada da teoria geral de cascas cilíndricas de revolução.

No caso de depósitos com união monolítica o modelo está estruturado em quatro etapas de cálculo:

- Obtenção dos esforços de flexão na base da parede (M_b e V_b), através de métodos simplificados;
- Obtenção de esforços adimensionais que relacionam a flexão na base da parede, a partir de estudos paramétricos realizados com um modelo de análise de interacção solo/estrutura;
- Obtenção dos esforços de flexão na base da parede considerando a interacção solo/estrutura, resultantes da multiplicação dos esforços obtidos na 1ª etapa pelos obtidos na 2ª etapa;
- Determinação do comportamento estrutural da parede do depósito, uma vez conhecida a lei de cargas actuante sobre a parede e os esforços de flexão na base da parede obtidos na etapa anterior.

Segundo estudos levados a cabo por Vilardell (1994), os depósitos de união monolítica, devem apresentar dimensões referidas no Quadro 2.3.

Quadro 2.3 – Intervalos de validade do modelo proposto no caso da união monolítica.

V (m ³)	D/H_w	h (m)	h_l (m)
de 5000 a 40000	de 4 a 6	de 0,2 a 0,4	de 0,15 a 0,40

Como já anteriormente referido, o reservatório em análise apresenta um volume aproximado de 10.000 m³ com parede de 0,30 metros de espessura. Considerando uma altura de água no reservatório de 8 metros, a esbelteza D/H_w é igual a 5. Assim, comprova-se que este modelo está em condições de ser aplicado ao reservatório em estudo.

As convenções e critérios de simbologia estão expostos na Fig. 2.57.

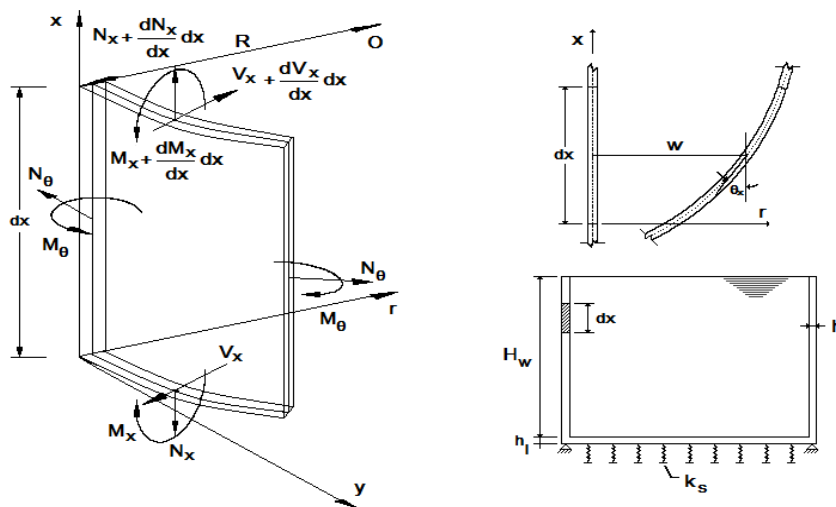


Fig. 2.57 – Critérios de simbologia adoptados.

2.3.1. UNIÃO MONOLÍTICA OU CONTÍNUA

2.3.1.1. Cálculo simplificado dos esforços de flexão

Nesta fase os esforços de flexão são calculados através de um método simplificado tendo em conta o impulso hidrostático, que resulta de se admitir na base da parede um encastramento perfeito.

Assim, para o impulso hidrostático, os esforços de flexão na base da parede são dados pelas expressões (2.14) e (2.15).

Momento flector:

$$M_b^{P.H.} = \frac{\gamma_w \times H_w}{2 \times \beta^2} \times \left(1 - \frac{1}{\beta \times H_w} \right) \quad (2.14)$$

Força de corte:

$$V_b^{P.H.} = \frac{\gamma_w \times H_w}{2 \times \beta^2} \times \left(2 \times \beta - \frac{1}{H_w} \right) \quad (2.15)$$

sabendo que o coeficiente numérico β é definido por:

$$\beta^4 = \frac{3 \times (1 - \nu^2)}{r^2 \times h^2} \quad (2.16)$$

2.3.1.2. Cálculo dos esforços adimensionais

Este cálculo é concretizado recorrendo às expressões indicadas no Quadro 2.3. As expressões do referido quadro são função da espessura da parede, h , expressa em metros, da espessura da laje, h_l , expressa em centímetros, e do coeficiente de Winkler, k_s , definido em MPa/m.

Quadro 2.4 – Esforços adimensionais de flexão.

Acção	Esforço	Parâmetro
Pressão Hidrostática	Momento flector adimensional $\bar{M}_b^{P.H.}$	$A_m^{P.H.} = \frac{1+2,27 \times e^{-0,04139 \times k_s^{0,48}}}{0,97-3,3043 \times h^{1,99}}$ (2.17)
		$B_m^{P.H.} = -(0,0355 + 0,0438 \times h_l)^{-1}$ (2.18)
		$C_m^{P.H.} = -3,08 + 3,159 \times h^{0,34}$ (2.19)
	Esforço transverso adimensional $\bar{V}_b^{P.H.}$	$A_q^{P.H.} = \frac{1+12,58 \times e^{-2,3492 \times k_s^{0,21}}}{0,52+0,4798 \times h^{0,19}}$ (2.20)
		$B_q^{P.H.} = -(0,15 + 0,0451 \times h_l)^{-1}$ (2.21)
		$C_q^{P.H.} = -2,33 + 1,7411 \times h^{0,18}$ (2.22)

sendo:

$$\bar{M}_b^{P.H.} = A_m^{P.H.} \times \exp \left(B_m^{P.H.} \times (h_l)^{C_m^{P.H.}} \right) \quad (2.23)$$

e

$$\bar{V}_b^{P.H.} = A_q^{P.H.} \times \exp \left(B_q^{P.H.} \times (h_l)^{C_q^{P.H.}} \right) \quad (2.24)$$

2.3.1.3. Cálculo dos esforços de flexão

Para obter os esforços de flexão basta então multiplicar os esforços obtidos nas duas etapas anteriores. Assim:

$$M_{b,e}^{P.H.} = \bar{M}_b^{P.H.} \times M_b^{P.H.} \quad (2.25)$$

e

$$V_{b,e}^{P.H.} = \bar{V}_b^{P.H.} \times V_b^{P.H.} \quad (2.26)$$

2.3.1.4. Comportamento estrutural da parede devido à pressão hidrostática

As equações que definem o comportamento estrutural da parede são resumidas em seguida:

- Equação fundamental das cascas cilíndricas para as solicitações simétricas. Trata-se de uma equação diferencial de quarta ordem que rege o fenómeno:

$$\frac{d^4 w(x)}{dx^4} + 4 \times \beta^4 \times w(x) = \frac{z(x)}{d} \quad (2.27)$$

onde,

$$d = \frac{E_c \times h^3}{12 \times (1 - \nu^2)} \quad (2.28)$$

e $z(x)$ representa a lei de carregamento triangular ou rectangular.

- Lei dos deslocamentos radiais, ou seja, a solução geral da equação (2.27):

$$w(x) = e^{\beta \cdot x} (c_1 \times \cos \beta x + c_2 \times \sen \beta x) + e^{-\beta \cdot x} (c_3 \times \cos \beta x + c_4 \times \sen \beta x) + f(x) \quad (2.29)$$

em que a solução particular desta lei é dada por:

$$f(x) = \begin{cases} \frac{z(x) \times r^2}{E_c \times h} & (1) \\ 0 & (2) \end{cases} \quad (2.30)$$

onde (1) se refere à aplicação de uma carga uniformemente distribuída ou triangular e (2) indica a acção de uma carga pontual.

- Lei das rotações:

$$\theta_x(x) = \frac{dw(x)}{dx} \quad (2.31)$$

em que,

$$\frac{dw(x)}{dx} = c_1 \times e^{\beta \cdot x} \times \beta \times (\cos \beta x - \sen \beta x) + c_2 \times e^{-\beta \cdot x} \times \beta \times (\cos \beta x + \sen \beta x) - c_3 \times e^{-\beta \cdot x} \times \beta \times (\cos \beta x + \sen \beta x) - c_4 \times e^{-\beta \cdot x} \times \beta \times (-\cos \beta x + \sen \beta x) \quad (2.32)$$

- Lei dos esforços (admitindo ser desprezável a componente N_x das forças de membrana):

$$N_\theta(x) = \frac{E_c \times h \times w(x)}{r} \quad (2.33)$$

$$M_x(x) = -d \times \frac{d^2 w(x)}{dx^2} \quad (2.34)$$

onde,

$$\frac{d^2 w(x)}{dx^2} = -c_1 \times e^{\beta \cdot x} \times 2 \times \beta^2 \times \text{sen}\beta x + c_2 \times e^{\beta \cdot x} \times 2 \times \beta^2 \times \text{cos}\beta x + c_3 \times e^{-\beta \cdot x} \times 2 \times \beta^2 \times \text{sen}\beta x - c_4 \times e^{-\beta \cdot x} \times 2 \times \beta^2 \times \text{cos}\beta x \quad (2.35)$$

$$M_\theta(x) = v \times M_x(x) \quad (2.36)$$

$$V_x(x) = -d \times \frac{d^3 w(x)}{dx^3} \quad (2.37)$$

em que,

$$\frac{d^3 w(x)}{dx^3} = c_1 \times e^{\beta \cdot x} \times 2 \times \beta^3 \times (-\text{cos}\beta x - \text{sen}\beta x) + c_2 \times e^{\beta \cdot x} \times 2 \times \beta^3 \times (\text{cos}\beta x - \text{sen}\beta x) + c_3 \times e^{-\beta \cdot x} \times 2 \times \beta^3 \times (\text{cos}\beta x - \text{sen}\beta x) + c_4 \times e^{-\beta \cdot x} \times 2 \times \beta^3 \times (\text{cos}\beta x + \text{sen}\beta x) \quad (2.38)$$

É ainda necessário resolver um sistema que permita encontrar as quatro constantes de integração (c_1 , c_2 , c_3 , c_4) que definem as leis de comportamento da parede, de acordo com as expressões (2.39), (2.40) e (2.41).

Quadro 2.5 – Sistema definidor do comportamento da parede devido à pressão hidrostática.

$$A \times c = b \quad (2.39)$$

em que:

$$A = \begin{bmatrix} -\text{sen}(\beta') \times e^{\beta'} & \text{cos}(\beta') \times e^{\beta'} & \text{sen}(\beta') \times e^{-\beta'} & -\text{cos}(\beta') \times e^{-\beta'} \\ -(\text{cos}\beta' + \text{sen}\beta') \times e^{\beta'} & (\text{cos}\beta' - \text{sen}\beta') \times e^{\beta'} & (\text{cos}\beta' - \text{sen}\beta') \times e^{-\beta'} & (\text{cos}\beta' + \text{sen}\beta') \times e^{-\beta'} \\ 0 & -1 & 0 & 1 \\ -1 & 1 & 1 & 1 \end{bmatrix} \quad (2.40)$$

$$c = \{c_1 \ c_2 \ c_3 \ c_4\}^T \quad b = \{0 \ 0 \ b_3 \ b_4\}^T \quad b_3 = \frac{M_b(k_s)}{2\beta^2 d} \quad b_4 = -\frac{Q_b(k_s)}{2\beta^3 d} \quad \beta' = \beta \times H_w \quad (2.41)$$

Procedendo ao cálculo dos vários parâmetros e considerando para o coeficiente de Winkler, k_s , o valor de 20 MPa/m, obtêm-se os seguintes diagramas de esforços:

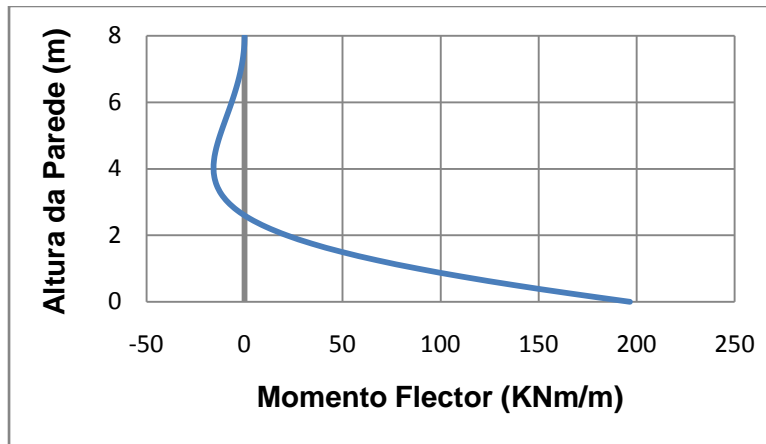


Fig. 2.58 – Diagrama de momentos flectores na parede com U.M. produzidos pela P.H.

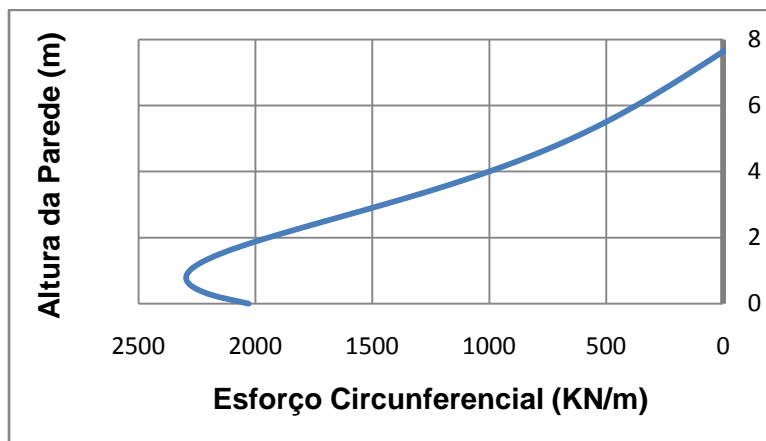


Fig. 2.59 – Diagrama de esforços circunferenciais na parede com U.M. devidos à P.H.

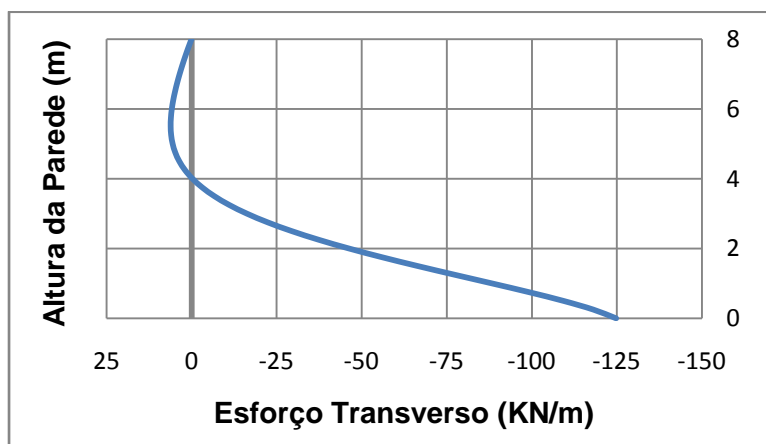


Fig. 2.60 – Diagrama de esforços transversos na parede com U.M. devidos à P.H.

2.3.2. UNIÃO ARTICULADA OU RÓTULA FIXA

Neste tipo de união as características da laje de fundo e do terreno não influenciam o comportamento estrutural da parede de modo a que estas sejam tidas em conta. Assim, o estudo a realizar simplifica-se de um modo significativo. Recorre-se, então, à teoria geral das cascas cilíndricas com simetria de revolução.

Sendo o momento flector nulo na base da parede, o esforço de corte na base da parede é dado por:

$$V_b^{P.H.} = \frac{\gamma_w \times H_w}{2 \times \beta} \quad (2.42)$$

Para a definição da lei dos deslocamentos radiais que permitem descrever o comportamento estrutural é necessário determinar as constantes de integração c_1 , c_2 , c_3 e c_4 , através da resolução do sistema de equações (2.39) em que:

$$b_3 = 0 \text{ e } b_4 = -\frac{\gamma_w \times H_w}{4 \times \beta^4 \times d} \quad (2.43)$$

Considerando novamente o coeficiente de Winkler, k_s , igual a 20 MPa/m, e as leis de esforços definidas em 2.3.1.4., obtêm-se os seguintes diagramas de esforços:

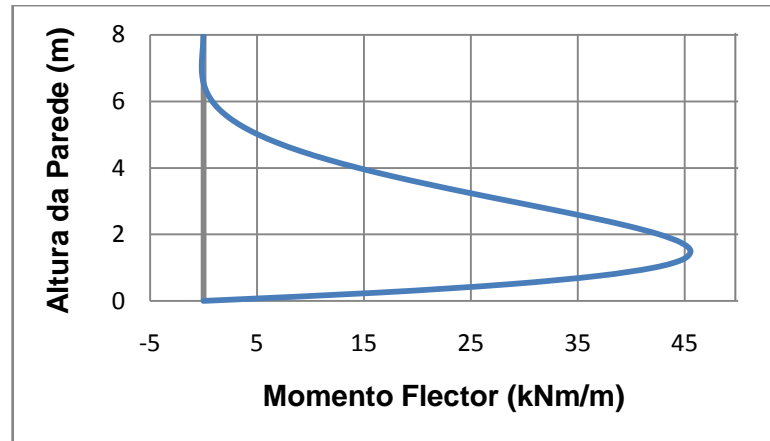


Fig. 2.61 – Diagrama de momentos flectores na parede com U.A. produzidos pela P.H.

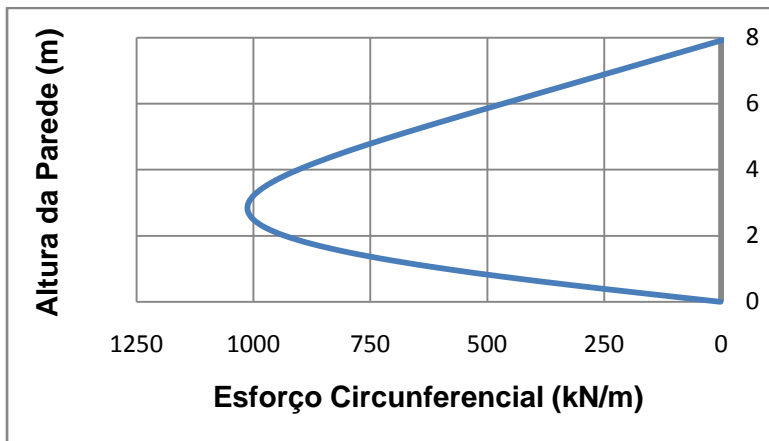


Fig. 2.62 – Diagrama de esforços circunferenciais na parede com U.A. devidos à P.H.

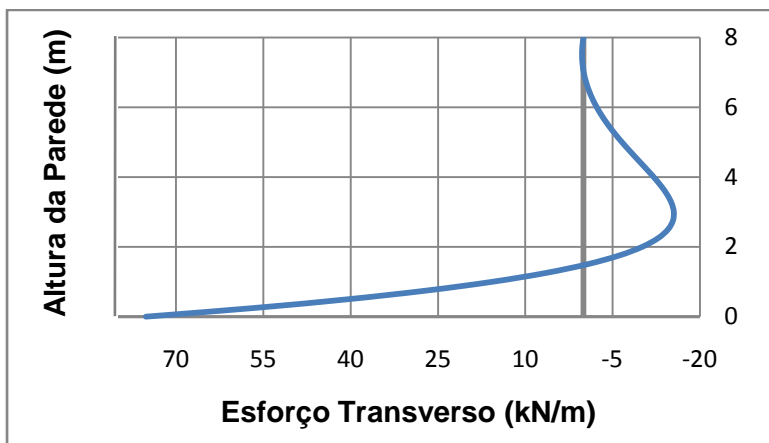


Fig. 2.63 – Diagrama de esforços transversos na parede com U.A. devidos à P.H.

2.4. CONCLUSÃO

Analisando os gráficos, verifica-se que os resultados obtidos através do programa de pórticos e do programa de elementos finitos são muito similares. Assim, conclui-se que ao utilizar um programa de pórticos planos não se cometem grandes erros no estudo do problema, estando, por isso, verificada a aplicabilidade deste tipo de análise.

Verifica-se que os esforços devidos ao carregamento hidrostático são menores que os introduzidos pela retracção. Este facto é particularmente relevante no caso dos esforços circunferenciais, onde estes são muito mais elevados junto à zona de ligação da parede com a laje de fundo, resultante da restrição por esta introduzida. Quando as duas acções actuam simultaneamente, os esforços não sofrem grandes alterações em relação aos obtidos devido à retracção, o que evidencia a importância da retracção relativamente à pressão hidrostática.

O modelo analítico apresentado revela-se como uma boa ferramenta de cálculo no caso de uma ligação articulada parede – laje de fundação, fornecendo resultados muito satisfatórios neste tipo de ligação. Apesar disto, os resultados obtidos para a união monolítica ficaram aquém do esperado, diferindo bastante dos obtidos através dos outros meios, pelo que não se conseguiu corroborar a eficácia deste modelo relativamente a este tipo específico de ligação parede – laje de fundação. Uma possível explicação para esta diferença pode-se dever ao facto da formulação numérica apresentada por Vilar dell ter por base algumas aproximações relacionadas com a influência da laje de fundo e do terreno na parede, o que no caso da união monolítica influenciou decisivamente os resultados finais.

Embora este seja um método que permite efectuar estudos paramétricos, este apresenta ainda um importante inconveniente. Este está relacionado com o facto de este modelo não ter em conta o importante efeito da retracção do betão, estando apenas desenvolvido para a obtenção dos esforços na parede do reservatório sob a acção da pressão hidrostática.

3

DURABILIDADE DE RESERVATÓRIOS DE BETÃO ARMADO PRÉ-ESFORÇADO – DIMENSIONAMENTO DA PAREDE

3.1. RECOMENDAÇÕES GERAIS PARA A GARANTIA DE DURABILIDADE

O tempo de vida de um reservatório depende da durabilidade dos seus componentes. Se a estrutura for dimensionada convenientemente e executada com materiais de qualidade, por mão-de-obra especializada, deverá desempenhar eficientemente as funções para que foi projectada durante 40 a 60 anos. De notar que alguns elementos como as juntas de dilatação poderão ter que ser substituídos ou reparados durante esse período de tempo.

No que respeita à manutenção, a estrutura deve ser inspeccionada regularmente. O projectista deve fornecer ao utente da obra um documento em que estão listados os itens que devem ser examinados durante as observações e a frequência com que tais observações serão realizadas (“check-list”). Deste modo, deve ser observado o estado do betão, verificando se existe fendilhação, orifícios ou deterioração das paredes ou do fundo. O aparecimento de manchas de ferrugem será motivo de alerta, pois geralmente indicia corrosão das armaduras.

Um factor de garantia de durabilidade de um reservatório é a utilização de betão de baixa permeabilidade. Além de ser necessário para a realização de uma estrutura estanque, permite que sejam aumentadas as resistências aos ataques químicos e à erosão das paredes, possibilitando uma melhor protecção das armaduras. A obtenção de um betão com estas características revela-se de vital importância e passa pela escolha do tipo de cimento, da relação água/cimento, da granulometria dos inertes, pela aplicação de aditivos e pelo controle das condições de cofragem e cura. É também muito importante a realização de uma boa compactação, evitando a segregação.

Por outro lado, a resistência à compressão não é por si só uma medida completa da durabilidade do betão, dado que esta depende principalmente das propriedades das camadas superficiais. A cofragem e a cura, pelo contrário, assumem uma influência decisiva sobre a permeabilidade destas camadas.

Tendo em conta a função e a natureza da estrutura em causa, deve impor-se um valor limite para a largura de fendas, w_k , de 0,15 mm, inferior ao valor limite máximo estipulado no EC2 igual a 0,20 mm. O aparecimento de fendas cuja abertura ultrapasse o limite de 0,15 mm poderá requerer grandes investimentos de reparação ou mesmo inviabilizar o uso da obra para os fins previstos. Para além

disto, ao estabelecer um limite máximo de 0,15 mm, garante-se que o betão é auto-colmatável, impedindo por completo a passagem da água.

Relativamente ao recobrimento das armaduras, c , o valor mínimo a adoptar deve ser de 40 mm. Devem ser usados recobrimentos superiores em situações especiais, como por exemplo, em faces de elementos que estão em contacto com solos agressivos, ou sujeitos à erosão e desgaste. No entanto, quando a espessura do recobrimento é aumentada, também a largura de fendas aumentará, especialmente em secções com menos de 300 mm de espessura, quando sujeitas a tensões devidas à flexão. Nas situações em que não é possível obter recobrimentos de 40 mm, devem ser consideradas outras soluções, nomeadamente, aumentar a quantidade de cimento ou usar disposições especiais de armadura.

3.2. CAUSAS E CONTROLO DA FENDILHAÇÃO

Tal como o EC2 preconiza, a fendilhação é usual em estruturas de betão armado sujeitas a flexão, esforço transversal, torção ou tracção, resultantes da aplicação quer de cargas externas, quer de deformações impostas. Entre as deformações impostas mais comuns, salienta-se a variação do gradiente térmico devido à radiação solar, a diferença de temperaturas entre a face que está em contacto com o líquido e a face exterior, a retracção do betão e os assentamentos diferenciais.

Segundo Santos e Sarmiento (1999), quando o betão está sujeito a variações de temperatura e humidade surge no interior da sua secção certas zonas que se opõem às deformações, criando tensões que podem originar a fendilhação. Quanto mais rígida for a estrutura e as suas ligações para o deslocamento imposto, maiores serão as tensões e mais abertas serão as fendas. Durante a hidratação do betão, o calor assume um papel importante, na medida em que, a temperatura do betão aumenta por uns dias após a sua colocação, seguida por um arrefecimento até atingir a temperatura ambiente. Nesta fase pode ocorrer fendilhação, enquanto o betão possui uma baixa resistência. Posteriores temperaturas ambiente mais baixas e perda de humidade, a que o betão está sujeito quando maduro, poderão abrir essas fendas.

É importante considerar quer a quebra de temperatura devida ao calor de hidratação, quer a devida à secagem, sendo por vezes necessário proteger as estruturas dos efeitos climáticos. O aparecimento de fendas devidas à temperatura pode ser controlado através da colocação de armaduras ordinárias, aplicação de pré-esforço, colocação de juntas de dilatação, ou a combinação destes métodos.

De forma a minimizar e controlar a fendilhação resultante da variação de temperatura é desejável limitar-se os seguintes factores:

- A máxima temperatura e a variação de humidade durante a construção:
 - a) usando inertes com baixo ou médio coeficiente de dilatação térmica e evitando o uso de inertes que encolham;
 - b) utilizando a quantidade mínima de cimento necessária para satisfazer os requisitos de durabilidade;
 - c) recorrendo a cimentos de baixo calor de hidratação;
 - d) mantendo o betão protegido a fim de evitar a secagem antes da estrutura estar completa ou cofrada;
 - e) evitando choques térmicos ou arrefecimento rápido da face do betão.
- A expansão e contracção recorrendo ao uso de juntas;
- Fendilhação localizada entre movimentos de juntas utilizando armaduras ordinárias ou pré-esforço;

- Atingir o nível máximo de líquido no primeiro enchimento;

Relativamente à armadura necessária para o controlo da fendilhação devida à retracção e à variação de temperatura, ela deve ser disposta em todos os panos (laje de fundo, paredes e cobertura) o mais próximo possível da superfície obedecendo obrigatoriamente aos requisitos de recobrimento definidos em 3.1.

3.3. DIMENSIONAMENTO DO PRÉ-ESFORÇO NA PAREDE DO RESERVATÓRIO

O pré-esforço consiste na aplicação de uma força de compressão a um elemento de betão armado, com o objectivo de reduzir ou eliminar as tensões de tracção instaladas em funcionamento. Este efeito de pré-compressão das secções transversais do elemento é obtido à custa da utilização de um cabo de aço de alta resistência, ancorado a uma das extremidades do elemento e tensionado na outra.

Por outro lado, o pré-esforço permite alcançar uma redução da área de armaduras, dado que com a utilização de aços de alta resistência, a força de tracção necessária para garantir a resistência última é materializada através de uma área de aço aproximadamente quatro vezes menor, beneficiando as condições de betonagem.

Relativamente ao sistema de pré-esforço a ser empregue, no caso em estudo, opta-se pela utilização de pré-esforço por pós-tensão, não aderente, interno e circunferencial. Neste tipo de metodologia, o cabo de pré-esforço é tensionado após o endurecimento do betão, ou seja, após este ter adquirido a resistência necessária. O cabo é colocado dentro de uma bainha metálica, destinada a protegê-lo da corrosão, evitando o seu deslocamento na aplicação da tensão e posicionando-o na peça.

A transferência de pré-esforço é então realizada quer nas extremidades, através de dispositivos mecânicos de fixação das armaduras (ancoragens), quer ao longo das armaduras.

O pré-esforço não aderente apresenta como principais vantagens o facto de não necessitar de injeção, permite reduzir o valor das perdas por atrito e possui uma dupla protecção contra a corrosão (bainha de polietileno e massa de protecção e lubrificação). Tem como principais desvantagens não mobilizar, no Estado Limite Último, a resistência máxima do aço de pré-esforço, bem como não mobilizar a aderência com o betão, o que em caso de rotura local implica a desactivação total do monocórdão.

Assim, quanto às armaduras de pré-esforço, far-se-á uso de cordões de 0,6'' compostos por sete fios (ver Fig. 3.1), dotados das características presentes no Quadro 3.1. Estes cabos de pré-esforço não aderentes são então cabos monocórdão, envolvidos por uma bainha que os protege da corrosão. Possuem desenvolvimento de 360° e são esticados nas duas extremidades.

Quadro 3.1 – Cordões de pré-esforço disponíveis.

Designação	Secção nominal [cm ²]	Diâmetro [mm]
0,5''	0,987	12,7
0,6''	1,4	15,2
0,7''	1,5	15,7

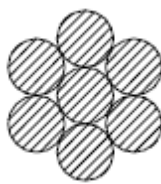


Fig. 3.1 – Cordão de pré-esforço.

Quadro 3.2 – Características dos cordões de aço de alta resistência utilizados em armaduras de pré-esforço.

$f_{p0,1k}$ [MPa]	f_{pk} [MPa]	E_p [GPa]
1680	1860	195

Admite-se também a utilização de aço de muito baixa relaxação com as características indicadas no Quadro 3.2.

Visto que a utilização do programa de cálculo de pórticos não comprometeu a fiabilidade do dimensionamento, faz-se agora uso dos diagramas de esforços circunferenciais então obtidos, de forma a dimensionar o pré-esforço. De realçar que este estudo é realizado apenas para o caso da união monolítica parede – laje de fundação, devido ao facto de os esforços serem mais gravosos neste caso e para simplificar a análise.

3.3.1. ESTADO LIMITE DE FENDILHAÇÃO

Tendo então em conta a Fig. 2.20, efectua-se a análise do anel com um metro de altura mais solicitado, procedendo-se ao cálculo do pré-esforço necessário para atenuar um esforço circunferencial máximo, por metro de faixa de parede e por metro de altura, de aproximadamente 2350 kN/m/m.

O esforço circunferencial resultante fica então definido por:

$$N_{res} = N_{\theta} - P_{\infty} = 2350 - P_{\infty} \quad (3.1)$$

Para cumprir o estado limite de fendilhação definido pelo EC2 considera-se que:

$$\sigma_c \leq f_{ctm} \quad (3.2)$$

Assim,

$$\sigma_c = \frac{N_{res}}{1 \times h} \leq f_{ctd} \Leftrightarrow \frac{2350 - P_{\infty}}{1 \times 0,3} \leq \frac{2,9 \times 10^3}{1,5} \Leftrightarrow P_{\infty} \geq 1770 \text{ kN/m/m} \quad (3.3)$$

Tendo em conta a expressão (3.1), pode-se então calcular o esforço circunferencial resultante em serviço para o anel mais esforçado:

$$N_{rés}^{serv} = N_{\theta} - P_{\infty} = 2350 - 1770 = 580 \text{ kN/m/m} \quad (3.4)$$

Dado que não está no âmbito deste trabalho e de modo a simplificar o dimensionamento, considera-se um valor de 12,5% tanto para as perdas instantâneas como para as perdas diferidas de pré-esforço. Assim:

$$P_{\infty} = 0,875 \times P_0 \Leftrightarrow P_0 = \frac{1950}{0,875} \simeq 2023 \text{ kN/m/m} \quad (3.5)$$

Sendo que o valor máximo do pré-esforço para o qual este é dimensionado fica então igual a:

$$P_{máx} = \frac{2229}{0,875} \simeq 2312 \text{ kN/m/m} \quad (3.6)$$

De acordo com a cláusula 5.10.2.1 do EC2, a força máxima aplicada à armadura de pré-esforço, $P_{máx}$, não deve exceder o seguinte valor:

$$P_{máx} = A_p \times \sigma_{p,máx} \quad (3.7)$$

onde:

$$\sigma_{p,máx} = \min \begin{cases} 0,8 \times f_{pk} = 0,8 \times 1860 = 1488 \text{ MPa} \\ 0,9 \times f_{p0,1k} = 0,9 \times 1680 = 1512 \text{ MPa} \end{cases} \quad (3.8)$$

A área de pré-esforço máxima necessária, materializada em número de monocordões por metro de altura, vem então:

$$A_{p,máx} = \frac{2312}{1488 \times 10^3} \simeq 15,54 \text{ cm}^2/\text{m} \Rightarrow \frac{15,54}{1,40} \simeq 11,10 \rightarrow 12 \text{ monocordões/m} \quad (3.9)$$

$$A_{p,máx} = 12 \times 1,4 = 16,80 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (3.10)$$

Tendo ainda em conta a cláusula 5.10.3 do EC2 relativa à força de pré-esforço, P_0 , tem-se que:

$$P_0 = A_p \times \sigma_{p,0} \Leftrightarrow A_p = \frac{2023}{1395 \times 10^3} = 14,50 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (3.11)$$

onde:

$$\sigma_{p,0} = \min \begin{cases} 0,75 \times f_{pk} = 0,75 \times 1860 = 1395 \text{ MPa} \\ 0,85 \times f_{p0,1k} = 0,85 \times 1680 = 1428 \text{ MPa} \end{cases} \quad (3.12)$$

Considera-se, portanto, uma área de pré-esforço igual a 16,80 cm²/m, correspondente à utilização de 12 monocordões por metro de altura de parede.

No Quadro 3.3, encontra-se indicada a restante armadura de pré-esforço mínima a adoptar em toda a altura da parede.

Quadro 3.3 – Armaduras de pré-esforço a dispor na parede do reservatório.

Altura dos anéis [m]	N_θ , máx [kN/m/m]	P_∞ [kN/m/m]	$P_{máx}$ [kN/m/m]	A_p necessária [cm ² /m]	A_p a utilizar [monocordões/m de altura]
0 – 1	1956	1376	1798	12,08	9
1 – 2	1600	1020	1333	8,96	7
2 – 3	2350	1770	2312	15,54	12
3 – 4	1409	829	1083	7,28	6
4 – 5	1764	1184	1547	10,40	8
5 – 6	808	228	298	2,00	2
6 – 7	1297	717	937	6,30	5
7 – 8	457	-123	-161	-1,08	0

De notar, que apesar da relativa variabilidade do número de monocordões em altura, acredita-se ter encontrado uma boa solução tendo em conta a distribuição dos esforços ao longo da parede.

3.3.2. LIMITAÇÃO DAS TENSÕES

3.3.2.1. Limitação da tensão no betão

A aplicação do pré-esforço a uma estrutura deve ser efectuada progressivamente, sendo apenas permitida quando a resistência do betão cumprir os requisitos do EC2, e for superior ou igual à resistência mínima exigida pelo sistema de pré-esforço.

Segundo a cláusula 5.10.2.2 (5) do EC2, a tensão de compressão no betão da estrutura, resultante da força de pré-esforço e de outras acções que actuam no momento da aplicação do pré-esforço ou da libertação das armaduras de pré-esforço, deve ser limitada a:

$$\sigma_c \leq 0,6 \times f_{ck}(t) \quad (3.13)$$

em que $f_{ck}(t)$ é o valor característico da resistência à compressão do betão na idade t de aplicação do pré-esforço.

Por outro lado, para a combinação quase-permanente de acções, de modo a que a fluência possua um comportamento linear, a seguinte condição terá de ser satisfeita:

$$\sigma_c \leq 0,45 \times f_{ck}(t) \quad (3.14)$$

Dado que esta condição deve ser verificada para tempo infinito, esta expressão não se revela condicionante devido ao efeito equilibrador que a pressão hidrostática exerce face ao pré-esforço neste período. Admite-se então que no caso da condição presente em (3.13) se verificar, a condição em (3.14) será automática satisfeita.

Considerando que o pré-esforço é aplicado 14 dias após cada etapa de betonagem, torna-se necessário especificar a tensão de rotura do betão à compressão nessa data, isto é, $f_{ck}(t = 14)$. Para isso, recorre-se à cláusula 3.1.2 (5 e 6) do EC2 onde, admitindo uma temperatura média de 20°C e uma cura de acordo com a EN 12390, a tensão de rotura do betão à compressão em várias idades, $f_{ck}(t)$, pode ser estimada pelas seguintes expressões:

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \times f_{cm} \quad (3.15)$$

$$\beta_{cc}(t) = e^{s \times \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}}\right)} \quad (3.16)$$

$$f_{ck}(t) = \begin{cases} f_{cm}(t) - 8 \text{ (MPa)}, & 3 < t < 28 \text{ dias} \\ f_{ck} & , t \geq 28 \text{ dias} \end{cases} \quad (3.17)$$

onde f_{cm} é igual a 38 MPa para um betão C30/37, t é a idade do betão em dias e s é um coeficiente que depende do tipo de cimento:

- igual a 0,20 para cimento das classes de resistência CEM 42,5 R, CEM 52,5 N e CEM 52,5 R (classe R)
- igual a 0,25 para cimento das classes de resistência CEM 32,5 R e CEM 42,5 N (classe N);
- igual a 0,38 para cimento das classes de resistência CEM 32,5 N (classe S).

Para o betão adopta-se um cimento da classe de resistência CEM 42,5 R, devido ao facto de este apresentar um desenvolvimento rápido de resistências, boa trabalhabilidade e baixo calor de hidratação, o que o torna num produto especialmente adaptado para betão pré-esforçado.

A resistência à compressão do betão também depende do período de tempo durante o qual é exercida uma tensão constante. A actuação de tensões elevadas leva a que o processo de micro-fendilhação prossiga podendo, eventualmente, conduzir à rotura após determinado período de actuação.

A tensão máxima que o betão resiste por um período longo é designada de resistência para cargas de longa duração, sendo definida no Model Code 90. O seu valor é condicionado igualmente pela idade de carregamento devido aos dois efeitos interligados:

- efeito da redução da resistência com a carga de longa duração;
- efeito de aumento da resistência com a idade.

O período de tempo, contado a partir da data de carregamento, em que o betão atinge o valor mínimo da resistência é designado de período crítico.

O Model Code 90 define então, do seguinte modo, a resistência média à compressão do betão à idade t , quando sujeito a compressões elevadas à idade $t_0 < t$:

$$f_{cm,sus}(t, t_0) = \beta_{cc}(t) \times f_{cm} \times \beta_{c,sus}(t, t_0) \quad (3.18)$$

onde t é a idade do betão em dias, t_0 é a idade em que o betão é posto em carga (ou seja, 14 dias), $\beta_{cc}(t)$ é um coeficiente já definido em (3.16) e $\beta_{c,sus}(t, t_0)$ é um coeficiente dependente da duração da carga ($t - t_0$) que descreve a diminuição da resistência com o tempo, sendo $(t - t_0) \geq 0,015$ dias.

$$\beta_{c,sus}(t, t_0) = 0,96 - 0,12 \times \{\ln[0,72 \times (t - t_0)]\}^{1/4} \quad (3.19)$$

Através das expressões (3.18) e (3.19) é então possível definir qual o valor mínimo da resistência do betão e quando é que este ocorre, supondo um carregamento aos 14 dias.

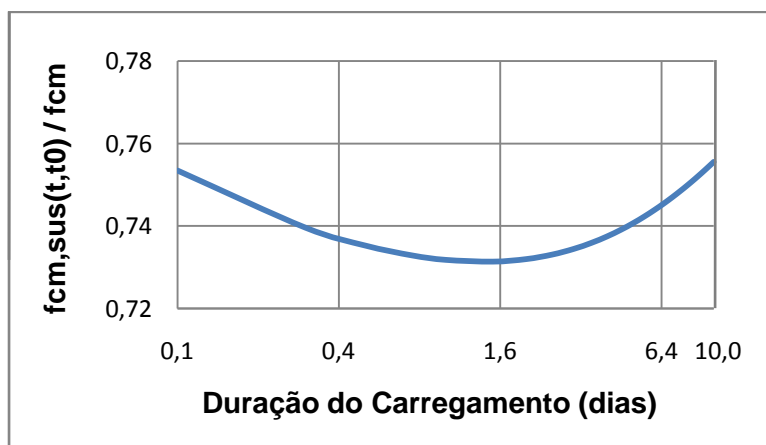


Fig. 3.2 – Resistência média relativa do betão à compressão quando sujeito a cargas elevadas, admitindo uma idade de carregamento de 14 dias.

Pela análise da Fig.3.2, conclui-se que um betão com cimento CEM 42,5 R carregado aos 14 dias, apresenta uma $f_{cm,sus,mínima} \cong 0,73 \times f_{cm}$, o que corresponde a um período crítico aproximado de 1,5 dias.

Através das expressões (3.16), (3.17), (3.18) e (3.19), calcula-se então o valor característico da resistência mínima à compressão do betão aos 1,5 dias após a aplicação do pré-esforço:

$$f_{ck}(t = 15,5 d) = (0,73 \times 38) - 8 = 19,74 \text{ MPa} \quad (3.20)$$

A máxima tensão de compressão exercida sobre o betão da parede resulta da força máxima de pré-esforço, $P_{m\acute{a}x}$, aplicada inicialmente (sem perdas) e ainda sem a presença da carga hidrostática. Assim, e de acordo com a expressão (3.14), tem-se que:

$$\sigma_{c,m\acute{a}x} = \frac{2312}{1 \times 0,3} \leq 0,45 \times 19,74 \Leftrightarrow 7,7 \text{ MPa} < 8,9 \text{ MPa} \text{ (OK!)} \quad (3.21)$$

O que obviamente também satisfará a condição apresentada na expressão (3.13), estando assim assegurado que se evitará o esmagamento ou o fendimento local do betão na extremidade dos elementos pós tensionados.

3.3.2.2. Limitação da tensão no pré-esforço

Segundo o EC2, na sua cláusula 7.2 (5), o valor médio da tensão nas armaduras de pré-esforço não deve exceder $0,75 f_{pk}$, isto é, 1395 MPa no caso em estudo. No Quadro 3.4, indicam-se os valores médios das tensões no pré-esforço para cada anel unitário.

Quadro 3.4 – Tensões médias nas armaduras de pré-esforço.

Altura dos anéis [m]	P_{∞} [kN/m/m]	$P_{m\acute{a}x}$ [kN/m/m]	$P_{m\acute{e}dio}$ [kN/m/m]	A_p a utilizar [cm ² /m de altura]	$\sigma_{p,m\acute{e}dio}$ [MPa]
0 – 1	1376	1798	1587	12,6	1260
1 – 2	1020	1333	1177	9,8	1201
2 – 3	1770	2312	2041	16,8	1215
3 – 4	829	1083	956	8,4	1138
4 – 5	1184	1547	1366	11,2	1220
5 – 6	228	298	263	2,8	939
6 – 7	717	937	827	7	1181
7 – 8	-123	-161	-142	0	0

Assim, pela análise da tensão média no pré-esforço, conclui-se que a condição disposta no EC2 é cumprida.

3.3.3. ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE ESFORÇO CIRCUNFERENCIAL

Para fazer face a este estado limite último, é necessário verificar o possível uso de armadura ordinária circunferencial, a dispor ao longo da altura da parede. Considerando então o pré-esforço do lado da acção tem-se:

$$\begin{cases} N_{sd} = 1,35 \times N_{\theta} - P_{\infty} \\ N_{rd} = \Delta\sigma_{pd} \times A_p + f_{yd} \times A_s \end{cases} \quad (3.22)$$

Relativamente aos efeitos do pré-esforço no estado limite último, o EC2 postula na cláusula 5.10.8, que para elementos pré-esforçados com armaduras não aderentes de modo permanente, é em geral necessário considerar a deformação de todo o elemento quando se calcula o acréscimo de tensão no aço de pré-esforço. Não sendo realizado nenhum cálculo pormenorizado, pode-se considerar que o acréscimo de tensão do pré-esforço efectivo para a tensão no estado limite último é igual a 100 MPa. Assim fica que $\Delta\sigma_{pd} = 100 \text{ MPa}$.

A segurança ao estado limite último de esforço circunferencial é verificada por:

$$N_{rd} \geq N_{sd} \quad (3.23)$$

Tendo em conta as expressões definidas em (3.22) e (3.23), determina-se a armadura ordinária circunferencial a dispor no anel unitário mais esforçado:

$$100 \times 10^3 \times 16,80 \times 10^{-4} + \frac{500 \times 10^3}{1,15} \times A_s \geq 1,35 \times 2350 - 1770$$

$$\Leftrightarrow A_s \geq 28,40 \text{ cm}^2/\text{m} \Leftrightarrow A_s \geq 14,20 \text{ cm}^2/\text{m}/\text{face} \quad (3.24)$$

ou seja, seria necessário colocar $\phi 16 // .125 / \text{face}$ ($16,08 \text{ cm}^2/\text{m}/\text{face}$) ao longo desse metro de altura de parede.

No Quadro 3.5, encontra-se indicada a armadura ordinária circunferencial a adoptar na parede do reservatório.

Quadro 3.5 – Armaduras ordinárias circunferenciais a dispor na parede do reservatório.

<i>Altura dos anéis [m]</i>	$N_{\theta, \text{máx}}$ [kN/m/m]	P_{∞} [kN/m/m]	A_p [cm ² /m]	A_s necessária [cm ² /m/face]	A_s a utilizar por face
0 – 1	1956	1376	12,6	13,09	ϕ 16 // 0,15
1 – 2	1600	1020	9,8	12,00	ϕ 16 // 0,15
2 – 3	2350	1770	16,8	14,20	ϕ 16 // 0,125
3 – 4	1409	829	8,4	11,38	ϕ 16 // 0,175
4 – 5	1764	1184	11,2	12,48	ϕ 16 // 0,15
5 – 6	808	228	2,8	9,60	ϕ 16 // 0,20
6 – 7	1297	717	7	11,09	ϕ 16 // 0,175
7 – 8	457	-123	0	8,51	ϕ 16 // 0,20

O esforço circunferencial máximo resultante na rotura pode ser calculado recorrendo à expressão (3.1), sendo:

$$N_{res}^{rot} = 1,35 \times N_{\theta} - P_{\infty} = 1,35 \times 2350 - 1770 = 1402,5 \text{ kN/m} \quad (3.25)$$

3.3.4. POSICIONAMENTO VERTICAL DOS CORDÕES DE PRÉ-ESFORÇO

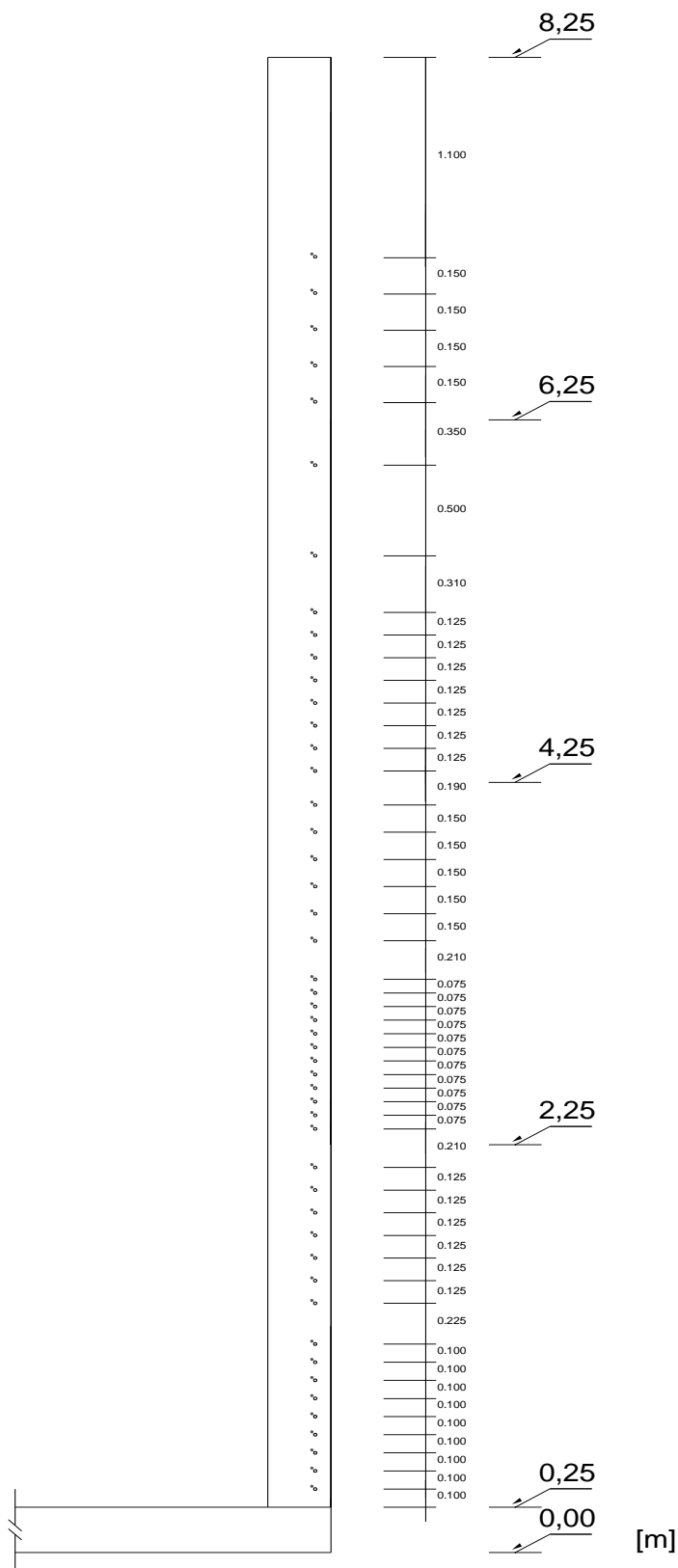


Fig. 3.3 – Disposição dos monocordões ao longo da parede do reservatório.

3.4. ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE FLEXÃO

Para fazer face ao estado limite último de flexão, é necessário verificar o possível uso de armadura ordinária vertical, a dispor ao longo da parede. Para demonstrar o cálculo a efectuar, considera-se o anel de um metro de altura mais solicitado, ou seja, o primeiro anel, com um momento flector máximo aplicado na base de aproximadamente 132 kNm/m, de acordo com a Fig. 2.19.

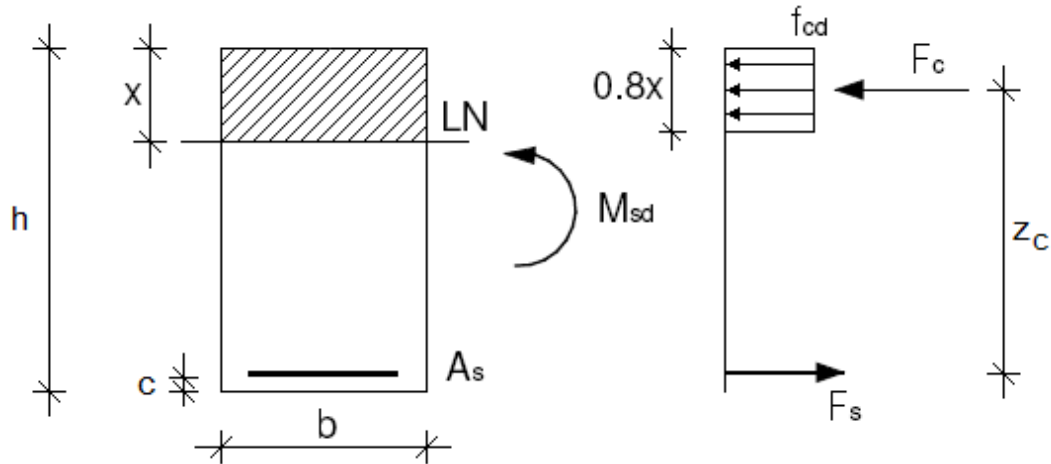


Fig. 3.4 – Representação do Estado Limite Último de Flexão segundo uma distribuição rectangular de tensões.

onde:

$$\begin{cases} M_{sd} = 1,35 \times M_G \\ M_{rd} = F_c \times z_c \end{cases} \quad (3.26)$$

$$z_c = h - c - \frac{\phi_{var\tilde{a}o}}{2} - \frac{0,8x}{2} \quad (3.27)$$

$$F_c = f_{cd} \times 0,8x \times b \quad (3.28)$$

Admitindo as armaduras de aço em cedência, tem-se:

$$F_s = A_s \times f_{yd} \quad (3.29)$$

Através da equação de equilíbrio de momentos (3.30), e admitindo um recobrimento, c , de 50 mm para as armaduras e varões de 16 mm de diâmetro, é então possível determinar a posição do eixo neutro, x :

$$M_{rd} = M_{sd} \Leftrightarrow \frac{30 \times 10^3}{1,5} \times 0,8 \times x \times 1 \times \left(0,3 - 0,05 - \frac{16 \times 10^{-3}}{2} - \frac{0,8x}{2}\right) = 1,35 \times 132 \Leftrightarrow x \approx 0,05 \text{ m} \quad (3.30)$$

Para calcular a quantidade de armadura necessária basta resolver a equação (3.31) relativa ao equilíbrio de forças:

$$\Sigma F = 0 \Leftrightarrow F_c = F_s \Leftrightarrow \frac{30 \times 10^3}{1,5} \times 0,8 \times 0,05 = \frac{500 \times 10^3}{1,15} \times A_s \Leftrightarrow A_s \geq 18,40 \text{ cm}^2 \quad (3.31)$$

Donde se conclui serem necessários 10 ϕ 16 ($20,11 \text{ cm}^2$) ao longo de cada metro de faixa de parede do primeiro anel unitário, isto é, ϕ 16 // 0.1 / metro de faixa ($20,11 \text{ cm}^2/\text{m}$).

Segundo a cláusula 6.1 (3)P do EC2, relativa ao estado limite último de flexão, a extensão de compressão no betão deve ser limitada a ϵ_{cu3} , no caso de se utilizar um diagrama rectangular de tensões. Assumindo então que o betão atinge a rotura, ou seja, uma extensão de 3,5‰ para um C30/37, calcula-se o valor da extensão no aço das armaduras, recorrendo a uma semelhança de triângulos, tendo como base a Fig.3.5.

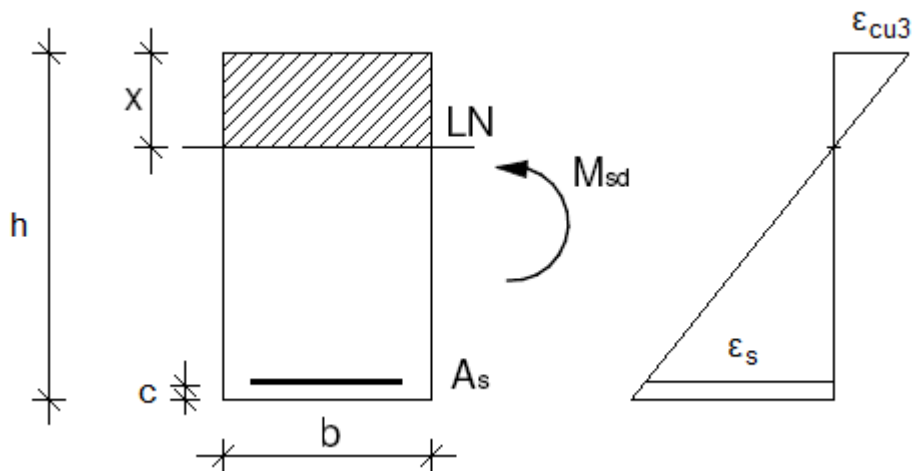


Fig. 3.5 – Diagrama de extensões na rotura segundo um diagrama rectangular de tensões.

$$\epsilon_s = \frac{3,5 \times 10^{-3} \times 0,192}{0,05} = 13,44 \text{ ‰} > \epsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{500 \times 10^3}{200 \times 10^6} \cong 2,17 \text{ ‰} \quad (3.32)$$

Conclui-se então que as armaduras estão em cedência quando o betão atinge a rotura por compressão.

No Quadro 3.6, encontra-se resumido o cálculo da totalidade da armadura ordinária vertical a adoptar na parede do reservatório.

Quadro 3.6 – Armaduras ordinárias verticais a dispor na parede do reservatório.

Altura dos anéis [m]	$M_{m\acute{a}x}$ [kNm/m]	Posição do Eixo Neutro, x [m]	A_s necessária [cm ² por metro de faixa]	A_s a utilizar por metro de faixa	ϵ_s [‰]	
0 - 1	132,0	0,050	18,40	ϕ 16 // 0,10	13,44	OK
1 - 2	83,1	0,030	11,04	ϕ 16 // 0,15	24,73	OK
2 - 3	41,9	0,015	5,52	ϕ 12 // 0,175	53,43	OK
3 - 4	9,5	0,003	1,10	ϕ 12 // 0,25	281,17	OK
4 - 5	-12,9	0,004	1,47	ϕ 12 // 0,25	210	OK
5 - 6	-12,2	0,004	1,47	ϕ 12 // 0,25	210	OK
6 - 7	-15,9	0,005	1,84	ϕ 12 // 0,25	167,30	OK
7 - 8	-12,0	0,004	1,47	ϕ 12 // 0,25	210	OK

3.5. ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE ESFORÇO TRANSVERSO

Na verificação do estado limite último de esforço transversal recorre-se ao capítulo 6.2 do EC2. Primeiramente, é necessário determinar qual o valor de cálculo do esforço transversal resistente, $V_{Rd,c}$, da parede sem armadura de esforço transversal, definido na cláusula 6.2.2.

$$V_{Rd,c} = \left[0,12 \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0,15 \times \sigma_{cp} \right] \times b_w \times d \geq (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d \quad (3.33)$$

em que:

- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$ com d em mm;
- d é a altura útil da secção, ou seja, $d = h_{secção} - c - \frac{\phi_{varão}}{2}$
- $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \times d} \leq 0,02$;
- A_{sl} é a área da armadura de tracção;
- b_w é a menor largura da secção transversal na área traccionada [mm];
- f_{ck} é em MPa;
- $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 \times f_{cd}$ [MPa];
- N_{Ed} é o esforço normal na secção devido às acções aplicadas ou ao pré-esforço [em N] ($N_{Ed} > 0$) para compressão;
- A_c é a área da secção transversal de betão;
- $v_{min} = 0,035 \times k^{\frac{3}{2}} \times f_{ck}^{\frac{1}{2}}$.

Tendo em conta que será analisada a secção horizontal por metro de faixa de parede, onde cada anel unitário apresenta um maior esforço transversal, tem-se que $\sigma_{cp} = 0 \text{ MPa}$, dado que o pré-esforço aplicado é horizontal, ou seja, não se traduz num esforço normal na secção.

Recorrendo agora à cláusula 6.2.3 do EC2, relativa a elementos para os quais é exigida armadura de esforço transversal, é possível determinar o valor de cálculo do esforço transversal resistente, V_{Rd} , como sendo o menor dos valores:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \times z \times f_{ywd} \times \cot\theta \quad (3.34)$$

$$V_{Rd,máx} = \alpha_{cw} \times b_w \times z \times v_1 \times f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta) \quad (3.35)$$

em que:

- A_{sw} é a área da secção transversal das armaduras de esforço transversal;
- s é o espaçamento dos estribos;
- $z = z_c$;
- f_{ywd} é o valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transversal;
- α_{cw} é um coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido;
- v_1 é um coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal;
- θ é o ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da parede;
- $1 \leq \cot\theta \leq 2,5$.

Como a parede não é pré-esforçada na direcção vertical (normal à secção em estudo), $\alpha_{cw} = 1$. v_1 toma o valor de v , definido na expressão (3.36).

$$v = 0,6 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (3.36)$$

O estado limite ultimo de esforço transversal é então cumprido sempre que:

$$V_{sd} \leq V_{Rd,s} \quad (3.37)$$

Tendo em conta a Fig. (2.20), são apresentadas, no Quadro 3.7, as armaduras de esforço transversal que é necessário dispor ao longo da altura da parede, dimensionadas para o valor de $V_{sd} - V_{Rd,c}$ e assumindo $\cot\theta = 2$.

Quadro 3.7 – Armaduras de esforço transverso a dispor na parede do reservatório.

<i>Altura dos anéis [m]</i>	$ V_{sd} $ [kN/m]	$V_{rd,c}$ [kN/m]	$ V_{sd} - V_{rd,c}$ [kN/m]	A_{sw} necessária [cm ² por metro de altura]
0 - 1	46,0	162,0	-116,0	-
1 - 2	32,8	141,5	-108,7	-
2 - 3	28,8	123,5	-94,7	-
3 - 4	19,8	123,5	-103,7	-
4 - 5	20,2	123,5	-103,3	-
5 - 6	12,6	123,5	-101,9	-
6 - 7	14,7	123,5	-108,8	-
7 - 8	15,3	123,5	-108,2	-

Conclui-se então que não é necessária qualquer armadura de esforço transverso, dado que o betão da parede do reservatório resiste, por si só, a esta acção de corte.

3.6. CÁLCULO DE ARMADURAS MÍNIMAS E ABERTURA DE FENDAS

3.6.1. ARMADURAS MÍNIMAS

Analisando a cláusula 9.6.2 do EC2 relativas às armaduras em paredes, verifica-se a necessidade de que a área das armaduras verticais deva estar compreendida entre $0,002 \times A_c$ e $0,04 \times A_c$, isto é, entre 6 e 120 cm² por metro de faixa, respectivamente. Daqui resulta a necessidade de se encurtar o espaçamento dos varões verticais dimensionados para os 5 últimos anéis unitários, de acordo com o Quadro 3.6. Assim, os varões de 12 mm de diâmetro espaçados de 25 cm, passam a estar espaçados de 17,5 cm, ou seja, totaliza-se uma área de armaduras verticais de 6,46 cm² por metro de faixa.

Para além disto, segundo a cláusula 9.6.3, devem dispor-se armaduras horizontais (circunferenciais), paralelas aos paramentos da parede (e aos bordos livres), em cada face, de modo a que área dessas armaduras não seja inferior a 25% da armadura vertical ou $0,001A_c$, se este valor for maior.

$$0,25 \times 6 = 1,5 \text{ cm}^2/\text{m}; 0,001 \times 0,3 = 3 \text{ cm}^2/\text{m} \Rightarrow A_{s,hmin} = 3 \text{ cm}^2/\text{m}/\text{face} \quad (3.38)$$

Pela análise do Quadro 3.5, verifica-se que se utilizam sempre mais que 3 cm² por metro de altura e por face, pelo que esta condição se encontra verificada.

3.6.2. ABERTURA DE FENDAS

Tendo em conta a natureza dos esforços a que a parede do reservatório estará sujeita, tenderão a surgir fendas verticais e horizontais. Enquanto a fendilhação horizontal está relacionada com a aplicação dos momentos flectores (flexão da parede), a fendilhação vertical advém dos esforços circunferenciais de tracção que se desenvolvem devido à pressão hidrostática e à retracção.

A geração de fendilhação vertical e horizontal vai implicar naturalmente a necessidade de uma certa quantidade de armadura vertical e circunferencial, de modo a que as fendas sejam controladas a 0,15 mm para assegurar a estanqueidade desejada.

O EC2 define, na sua cláusula 7.3.2, uma quantidade mínima de armaduras aderentes para limitar a fendilhação nas zonas em que se prevejam tensões de tracção. Esta armadura, que se assume como controladora de fendilhação devida a deformações impostas impedidas, é dada por:

$$A_{s,min} = k_c \times k \times f_{ct,eff} \times \frac{A_{ct}}{\sigma_s} \quad (3.39)$$

em que:

- A_{ct} é a área de betão traccionado em estado elástico. Ou seja, no caso de tracção simples é igual a $h_p \times 1m$ e para flexão equivale a $\frac{h_p}{2} \times 1m$.
- σ_s é o valor absoluto da tensão máxima admissível na armadura imediatamente depois da formação da primeira fenda.
- $f_{ct,eff}$ é o valor médio da resistência do betão à tracção à data em que se prevê que se possam formar as primeiras fendas:

$f_{ct,eff} = f_{ctm}$ admitindo-se que a fendilhação se começa a processar aos 28 dias, isto é, $f_{ctm} = 2,9$ MPa para um betão C30/37;

- k é um coeficiente que considera o efeito das tensões não uniformes auto-equilibradas, de que resulta uma redução dos esforços de coacção. É igual a 1,0 para almas com alturas \leq a 300 mm ou para banzos com larguras inferiores a 300 mm;
- k_c é um coeficiente que tem em conta a distribuição de tensões na secção, imediatamente antes da fendilhação e da variação do braço do binário.

Para tracção simples $k_c = 1,0$;

Para flexão considera-se $k_c = 0,8$.

Recorrendo à cláusula 7.3.4 do EC2 é possível calcular a largura de fendas, W_k :

$$W_k = S_{r,m\acute{a}x} \times (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (3.40)$$

onde $S_{r,m\acute{a}x}$ é a distância máxima final entre fendas que pode ser calculada por:

$$S_{r,m\acute{a}x} = 3,4 \times c + k_1 \times k_2 \times 0,425 \times \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} \quad (3.41)$$

em que:

- c é o recobrimento das armaduras longitudinais em mm;
- k_1 é um coeficiente que tem em conta as propriedades de aderência das armaduras aderentes, tomando o valor de 0,8 para varões de alta aderência;
- k_2 é um coeficiente que tem em conta a distribuição das extensões, sendo igual a 0,5 para a flexão e igual a 1,0 para a tracção simples;
- ϕ representa o diâmetro dos varões em mm;
- $\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}}$, onde $A_{c,eff}$ representa a área da secção efectiva de betão traccionado que envolve as armaduras para betão armado com uma altura $h_{c,ef}$, que se admite igual a $2,5 \times (h_p - d)$ (ver Fig. 3.5 e Fig. 3.6).

e $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$ é a diferença entre a extensão média da armadura para a combinação de acções considerada e a extensão média no betão entre fendas, dada por:

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{\sigma_s - k_t \times \frac{f_{ctm}}{\rho_{p,eff}} \times (1 + \alpha_e \times \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \times \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (3.42)$$

onde α_e é a relação E_s/E_c e k_t é um coeficiente função da duração do carregamento (= 0,4 para acções de longa duração)

3.6.2.1. Cálculo da armadura vertical para controlo da fendilhação

Como foi anteriormente exposto, a fendilhação horizontal resulta da flexão que é imposta à parede do reservatório. Assim, é necessário dimensionar armadura vertical que seja capaz de controlar estas fendas e limitar a sua abertura a 0,15 mm. Partindo então do pressuposto que se utilizam varões de 16 mm espaçados de 10 cm por cada metro de faixa de parede, tal como obtido anteriormente no Quadro 3.6, procede-se ao cálculo da largura de fendas. Este cálculo é apresentado no Quadro 3.8.

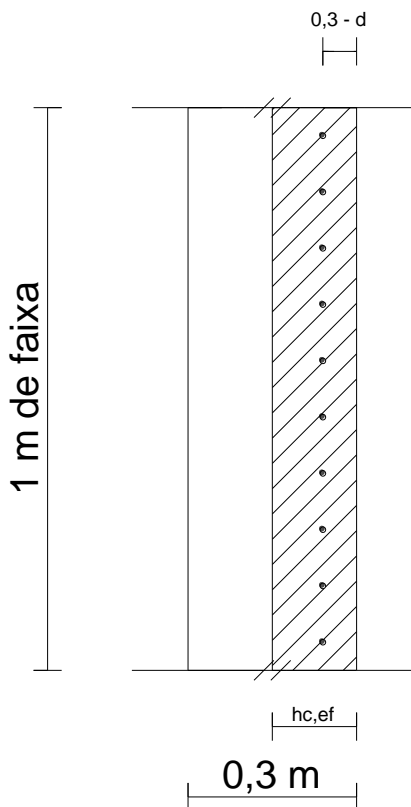


Fig. 3.6 – Representação da área da secção efectiva de betão traccionado que envolve as armaduras no caso de flexão.

Quadro 3.8 – Dimensionamento de armaduras verticais de controlo de fendilhação.

A_s por metro de faixa	A_s [cm^2/m de faixa]	σ_s [MPa]	$A_{c,eff}$ [cm^2]	$\rho_{p,eff}$	$S_{r,m\acute{a}x}$ [mm]	$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$ [%]	Largura de fendas [mm]	
ϕ 16 // 0,10	20,11	173,05	1450	0,0139	365,68	0,52	0,19	KO
ϕ 20 // 0,125	25,13	138,48	1500	0,0168	372,38	0,42	0,16	KO
ϕ 20 // 0,10	31,42	110,76	1500	0,0209	332,68	0,33	0,11	OK

Verifica-se então que são necessários varões de 20 mm de diâmetro espaçados de 10 cm ao longo de cada metro de faixa de parede, de modo a que a largura das fendas horizontais não ultrapasse os 0,15 mm.

De notar que esta armadura não será obviamente disposta sempre na mesma face da parede. Com efeito, e lembrando a Fig. 2.19, nos primeiros 4 metros a contar a partir da base do reservatório, a armadura será disposta na face externa da parede, sendo que nos últimos 4 metros será disposta na face interna, ou seja, colocada sempre do lado das tracções.

3.6.2.2. Cálculo da armadura circunferencial para controlo da fendilhação

Relativamente à fendilhação vertical, esta resulta do esforço de tracção circunferencial que é imposto à parede do reservatório. Assim, é necessário dimensionar armadura circunferencial que seja capaz de controlar estas fendas e limitar a sua abertura a 0,15 mm. Partindo então do pressuposto que se utilizam varões de 16 mm espaçados de 12,5 cm por face e por cada metro de altura de parede, tal como obtido anteriormente no Quadro 3.5, procede-se ao cálculo da largura de fendas. Este cálculo é apresentado no Quadro 3.9.

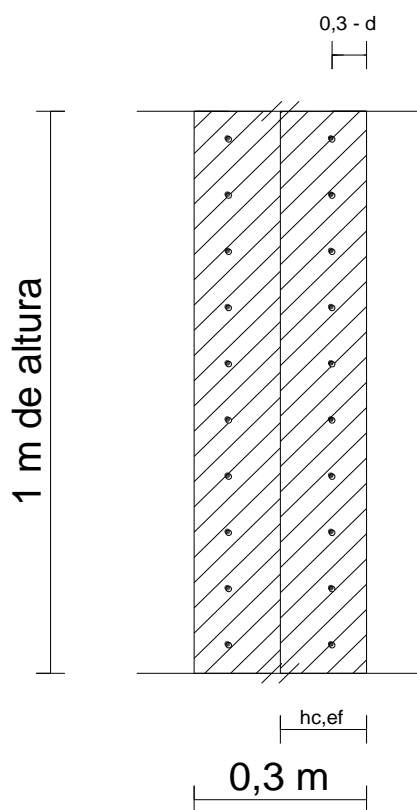


Fig. 3.7 – Representação da área da secção efectiva de betão traccionado que envolve as armaduras no caso de tracção simples.

Quadro 3.9 – Dimensionamento de armaduras circunferenciais de controlo de fendilhação.

A_s / face / metro de altura	A_s [cm^2/m de altura]	σ_s [MPa]	$A_{c,eff}$ [cm^2]	$\rho_{p,eff}$	$S_{r,m\acute{a}x}$ [mm]	$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$ [%]	Largura de fendas [mm]	
ϕ 16 // 0,125	32,17	270,44	2900	0,0111	660,09	0,81	0,54	KO
ϕ 20 // 0,15	41,89	207,69	3000	0,0140	655,71	0,62	0,41	KO
ϕ 25 // 0,125	78,54	110,77	3125	0,0251	508,65	0,33	0,17	KO
ϕ 25 // 0,10	98,17	88,62	3125	0,0314	440,70	0,27	0,12	OK

Para que a largura das fendas verticais não ultrapasse os 0,15 mm, é então necessário dispor varões de 25 mm de diâmetro espaçados de 10 cm em cada face, ao longo de cada metro de altura de parede.

4

DIMENSIONAMENTO DA LAJE DE FUNDO DO RESERVATÓRIO

4.1. MODELO ESTRUTURAL DA LAJE DE FUNDO DO RESERVATÓRIO

Para obter os diagramas de esforços actuantes na laje de fundo do reservatório é necessário, primeiramente, conceber um modelo estrutural que se aproxime o mais possível da realidade.

Tendo já admitido que o reservatório em estudo está apoiado sobre a superfície do terreno, considera-se que este será fundado em estacas. As estacas podem ser simuladas através do impedimento dos deslocamentos verticais no local onde estão situadas. Atendendo a critérios de repartição das cargas, são constituídos três anéis de estacas, estando estas localizadas debaixo da parede e a cerca de 10 e 1,5 metros do centro do reservatório (ver Fig. 4.3).

A análise do problema de interacção solo – laje de fundo é realizada recorrendo ao conceito do coeficiente de reacção originalmente proposto por Winkler em 1867. Neste modelo o solo é assimilado por uma série de molas independentes com comportamento elástico e linear. A rigidez dessas molas é assim caracterizada por uma constante de proporcionalidade entre a pressão aplicada (p) e o deslocamento do solo (s), constante essa designada por coeficiente de Winkler, k_s (ver Fig. 4.1). O coeficiente k_s é então definido como sendo a pressão necessária para provocar um deslocamento unitário sendo, portanto, expresso em MPa/m.

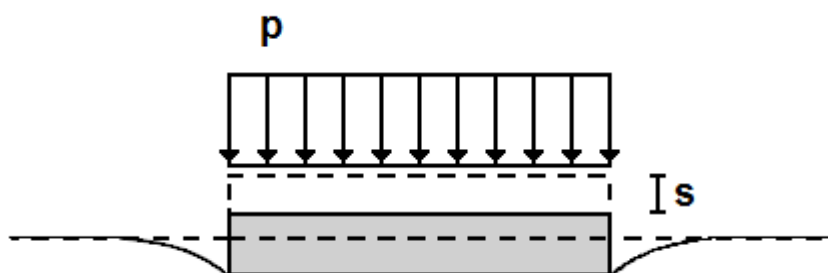


Fig. 4.1 – Pressão aplicada sobre uma fundação e respectivo deslocamento do solo.

O modelo de cálculo consiste assim em assimilar a laje de fundo a uma peça linear (viga) apoiada num meio elástico “discreto” constituído por molas infinitamente próximas, mas sem ligação entre elas, como está esquematizado na Fig. 4.2.

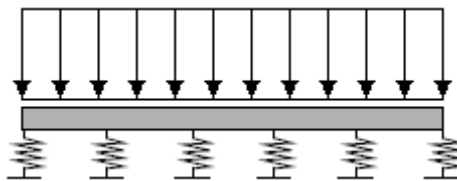


Fig. 4.2 – Modelo proposto por Winkler.

O problema fundamental neste modelo revela-se assim em determinar a rigidez das molas elásticas usadas para substituir o solo abaixo da laje de fundo. Como foi anteriormente exposto, o coeficiente de Winkler, k_s , é igual a:

$$k_s = \frac{p}{s} \quad (4.1)$$

onde o deslocamento do solo, s , vem dado por:

$$s = p \times B \times \frac{(1-\nu_s^2)}{E_s} \times I_s \quad (4.2)$$

sendo

- p , a pressão exercida sobre a laje de fundo;
- B , a largura da laje, no caso em estudo o diâmetro;
- E_s e ν_s , o módulo de deformabilidade e o coeficiente de Poisson do solo, respectivamente;
- I_s , um factor que depende da geometria e rigidez da sapata, assim como do ponto da mesma sob o qual se pretende o assentamento.

Na falta de mais dados referentes ao solo de fundação, e dado que não é do âmbito deste trabalho aprofundar este aspecto de natureza geotécnica, admite-se o valor de 20 MPa/m para o coeficiente de Winkler, como se tinha já considerado no capítulo 2.3.1. As molas a usar no modelo apresentarão então uma rigidez condizente com este valor de k_s , sendo que se admite que estarão espaçadas de 1 metro.

Para caracterizar a rigidez relativa solo – laje de fundo utiliza-se o parâmetro λ , dado por:

$$\lambda = \left(\frac{k_s}{4 \times EI} \right)^{0,25} = \left(\frac{20 \times 12}{4 \times 33 \times 10^3 \times 40 \times 0,25^3} \right)^{0,25} \cong 0,23 \quad (4.3)$$

O produto de λ pelo comprimento L da laje de fundo define uma grandeza adimensional que permite classificar a fundação quanto ao seu comportamento. Assim tem-se que λL é aproximadamente igual a 9.

Sabendo que,

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda L \leq 0,8 (\approx 1) \rightarrow \textit{rígida} \\ 0,8 (\approx 1) < \lambda L < 3,0 \rightarrow \textit{semi-rígida} \\ \lambda L > 3,0 \rightarrow \textit{flexível} \end{array} \right. \quad (4.4)$$

Conclui-se que a laje de fundo apresenta um comportamento flexível, moldando-se à estrutura do solo e estando, por isso, bem assente na sua superfície.

O modelo estrutural a seguir para o cálculo dos esforços na laje de fundo do reservatório será então o exposto na Fig. 4.3.

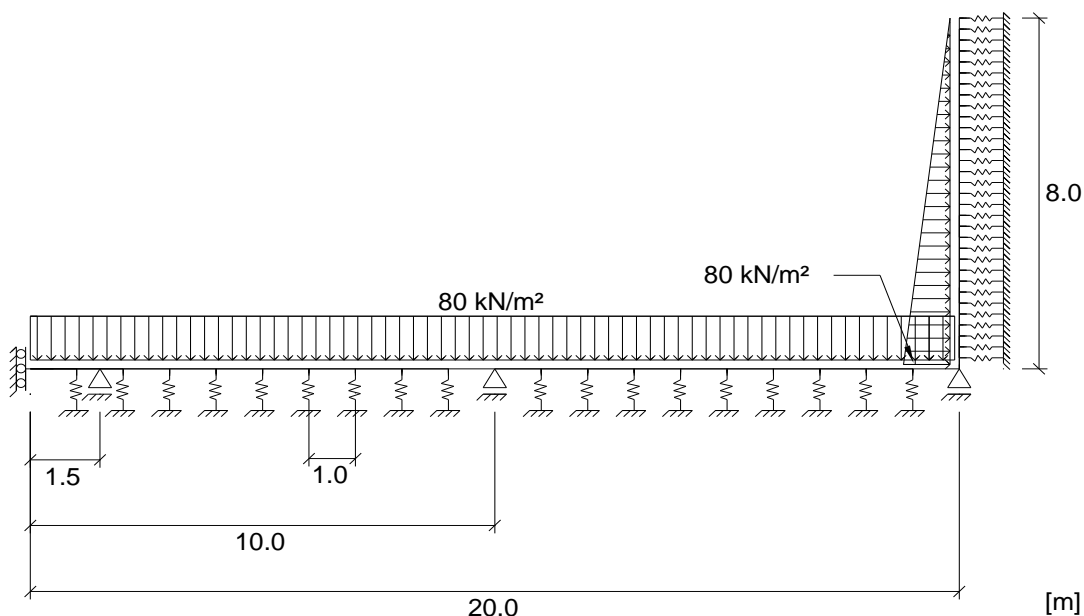


Fig. 4.3 – Modelo estrutural do reservatório.

4.2. ESFORÇOS NA LAJE DE FUNDO DO RESERVATÓRIO

Tendo então como base o modelo estrutural definido na Fig. 4.3, recorre-se ao programa de pórticos planos *FTOOL* para obter os diagramas de esforços na laje de fundo do reservatório. Estes diagramas, bem como a deformada, são relativos a metade da estrutura, sendo apresentados nas figuras seguintes.

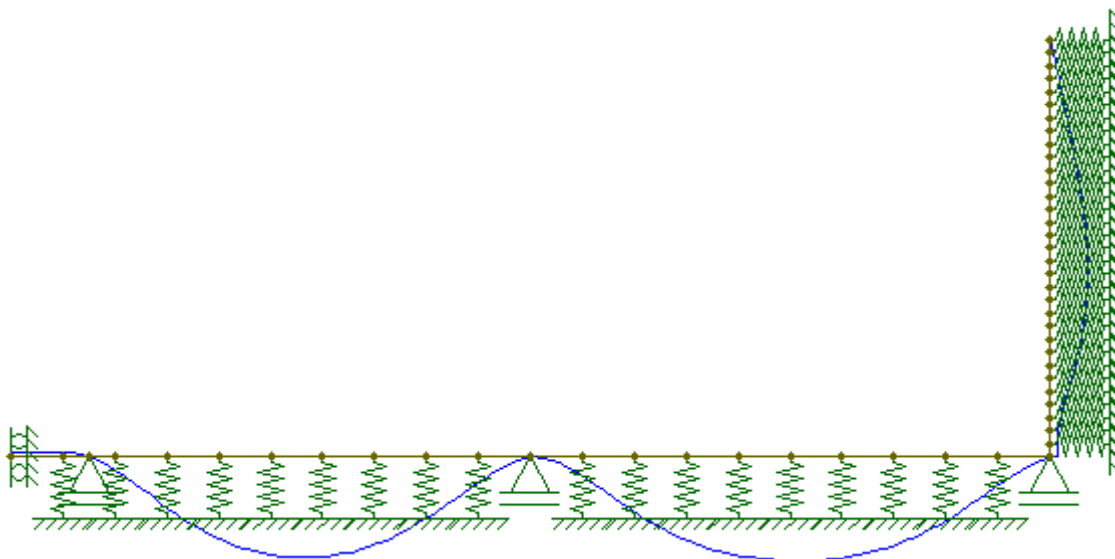


Fig. 4.4 – Deformada da laje de fundo do reservatório.

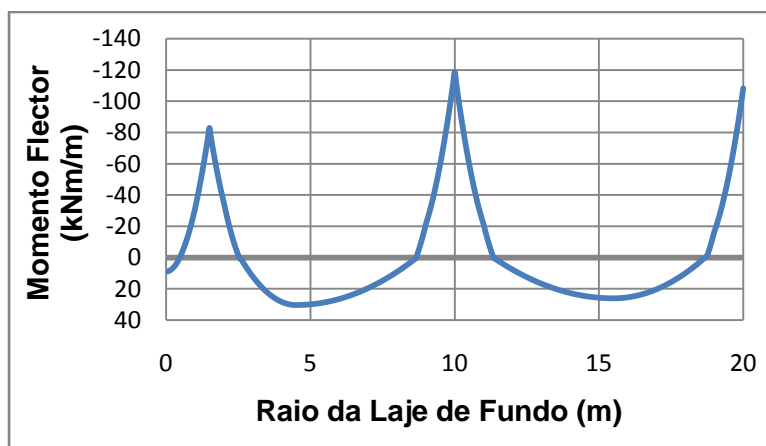


Fig. 4.5 – Diagrama de momentos flectores na laje de fundo do reservatório.

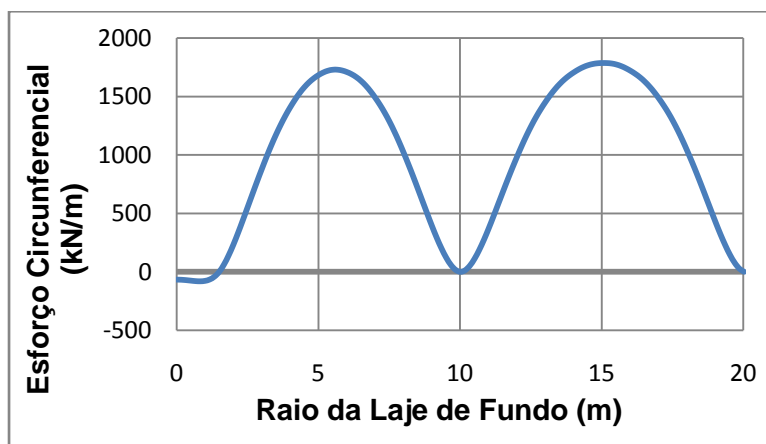


Fig. 4.6 – Diagrama de esforços circunferenciais na laje de fundo do reservatório.

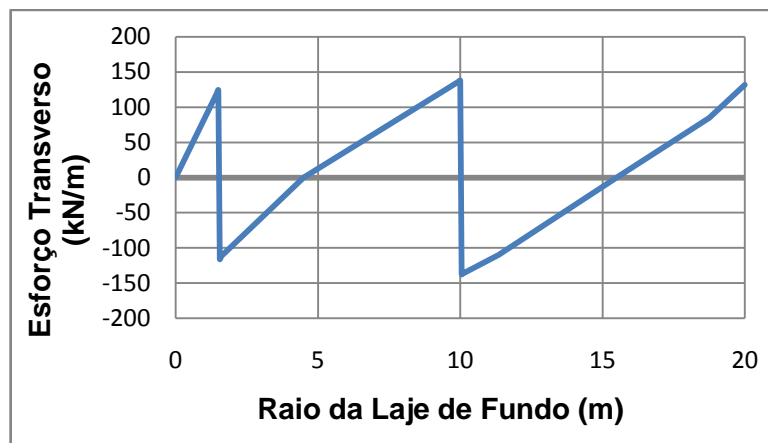


Fig. 4.7 – Diagrama de esforços transversos na laje de fundo do reservatório.

4.3. QUANTIFICAÇÃO DO NÚMERO E DISPOSIÇÃO DE ESTACAS

Através do valor de referência da resistência do betão em serviço é possível quantificar o esforço axial resistente de cada estaca, $N_{r,e}$. O dimensionamento do número de estacas é então realizado tomando uma resistência do betão em serviço na ordem dos 5 MPa, valor a que normalmente se limita a tensão nas estacas.

Para simular os anéis estacas são então colocados apoios que impedem os deslocamentos verticais, como está explícito na Fig. 4.3. Fazendo o somatório das reacções em cada anel de estacas, obtém-se a repartição das cargas ($\sum N_e$) em cada um dos anéis.

Considerando então estacas com diâmetros de 600 mm para os anéis tem-se:

$$N_{r,e} = \sigma \times A_e = 5 \times 10^3 \times \frac{\pi}{4} \times 0,6^2 \cong 1413 \text{ kN/estaca} \quad (4.5)$$

Quadro 4.1 – Número de estacas em cada anel.

Distância ao Centro [m]	$\sum N_e$ [kN]	$\sum N_e/N_{r,e}$	Nº de Estacas
1,5	30096	21,3	22
10	34507	24,4	25
20	16525	11,7	12

Dado a que o valor encontrado para o número de estacas no anel a 1,5 metros do centro é demasiado elevado para o espaço circunferencial disponível, procede-se a um aumento do diâmetro de cada estaca neste anel para 1200 mm, o que equivale ao seguinte esforço axial resistente em cada estaca:

$$N_{r,e} = \sigma \times A_e = 5 \times 10^3 \times \frac{\pi}{4} \times 1,2^2 \cong 5655 \text{ kN/estaca} \quad (4.6)$$

Logo, exige-se apenas a necessidade de seis estacas no anel a 1,5 metros do centro do reservatório. A Fig. 4.8 apresenta a disposição em planta dos vários anéis de estacas.

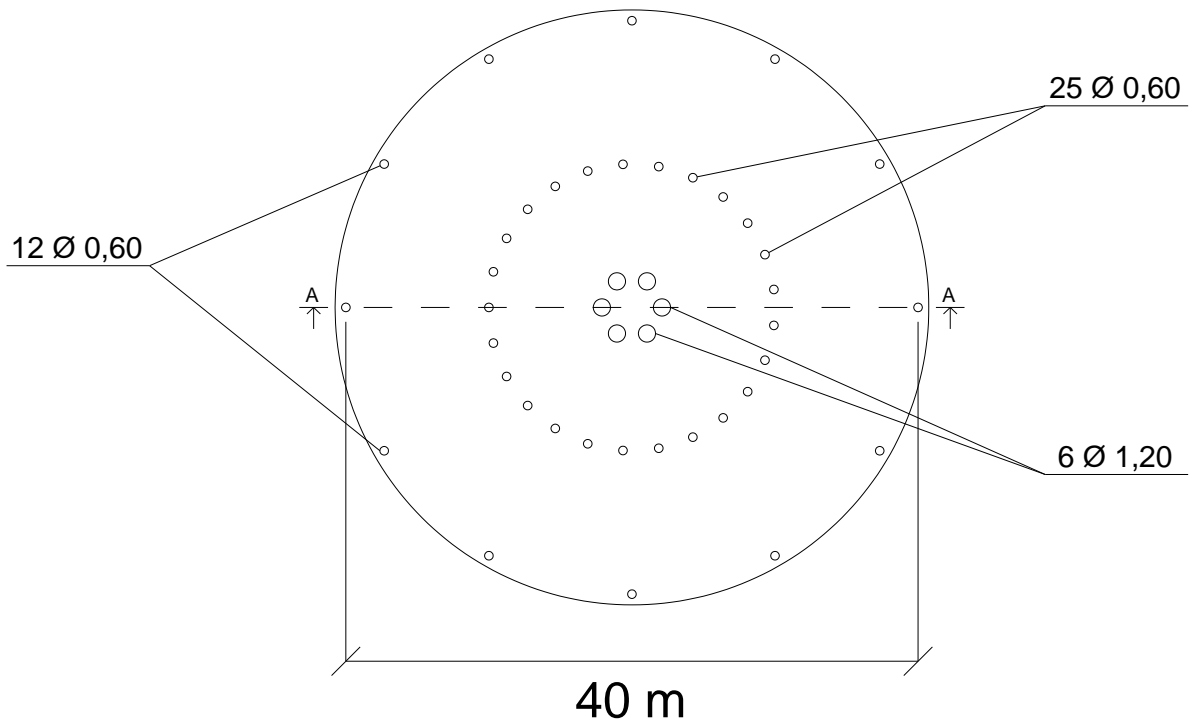


Fig. 4.8 – Disposição em planta dos anéis de estacas.

4.4. DIMENSIONAMENTO DE ARMADURAS

4.4.1. ARMADURAS CIRCUNFERENCIAIS

Para fazer face ao estado limite último de esforço circunferencial, é necessário verificar o uso de armadura ordinária circunferencial, a dispor ao longo da laje de fundo.

Assim, tem-se:

$$\begin{cases} N_{sd} = 1,35 \times N_{\theta} \\ N_{rd} = f_{yd} \times A_s \end{cases} \quad (4.7)$$

A segurança ao estado limite último de esforço circunferencial é verificada por:

$$N_{rd} \geq N_{sd} \quad (4.8)$$

Tendo em conta as expressões definidas em (4.7) e (4.8), determina-se a armadura ordinária horizontal circunferencial a dispor no anel de um metro de raio mais esforçado (ver Fig. 4.6):

$$\frac{500 \times 10^3}{1,15} \times A_s \geq 1,35 \times 1786 \Leftrightarrow A_s \geq 55,46 \text{ cm}^2/\text{m} \Leftrightarrow A_s \geq 27,73 \text{ cm}^2/\text{m}/\text{face} \quad (4.9)$$

ou seja, seria necessário colocar $\phi 20//.10/\text{face}$ ($31,42 \text{ cm}^2/\text{m}/\text{face}$) ao longo desse metro de raio de laje.

O esforço circunferencial máximo resultante na rotura pode ser calculado recorrendo à expressão (4.10), sendo:

$$N_{res}^{rot} = 1,35 \times N_{\theta} = 1,35 \times 1786 = 2411 \text{ kN/m} \quad (4.10)$$

No Quadro 4.2, encontra-se indicada a totalidade da armadura ordinária circunferencial a adoptar na laje de fundo do reservatório.

Quadro 4.2 – Armaduras ordinárias circunferenciais a dispor na parede do reservatório.

Raio dos anéis [m]	$N_{\theta, \text{máx}}$ [kN/m/m]	A_s necessária [$\text{cm}^2/\text{m}/\text{face}$]	A_s a utilizar por metro de raio e por face
0 – 1	81	1,26	$\phi 10 // 0,20$
1 – 2	233	3,62	$\phi 10 // 0,20$
2 – 3	879	13,65	$\phi 16 // 0,125$
3 – 4	1406	21,83	$\phi 20 // 0,125$
4 – 5	1683	26,13	$\phi 20 // 0,10$
5 – 6	1729	26,84	$\phi 20 // 0,10$
6 – 7	1709	26,53	$\phi 20 // 0,10$
7 – 8	1488	23,10	$\phi 20 // 0,125$
8 – 9	1019	15,82	$\phi 16 // 0,125$
9 – 10	391	6,07	$\phi 10 // 0,125$
10 – 11	374	5,81	$\phi 10 // 0,125$
11 – 12	988	15,34	$\phi 16 // 0,125$
12 – 13	1455	22,59	$\phi 20 // 0,125$
13 – 14	1707	26,50	$\phi 20 // 0,10$
14 – 15	1786	27,72	$\phi 20 // 0,10$
15 – 16	1782	27,67	$\phi 20 // 0,10$
16 – 17	1719	26,69	$\phi 20 // 0,10$
17 – 18	1481	23,00	$\phi 20 // 0,125$
18 – 19	1031	16,01	$\phi 16 // 0,125$
19 – 20	420	6,52	$\phi 10 // 0,10$

4.4.2. ARMADURAS RADIAIS

O dimensionamento das armaduras radiais a dispor ao longo da laje de fundo é realizado em estado limite último de flexão. Assim, e como anteriormente exposto no capítulo 3.4, admite-se um recobrimento das armaduras de 50 mm e varões de 16 mm de diâmetro, realizando o cálculo das armaduras recorrendo às expressões definidas de (3.26) a (3.32).

No Quadro 4.3, encontra-se resumido o cálculo da totalidade da armadura ordinária radial a adoptar na laje de fundo do reservatório, para as secções de momento flector máximo, de acordo com a Fig. 4.5.

Quadro 4.3 – Armaduras ordinárias radiais a dispor na laje de fundo do reservatório.

Distância ao Centro [m]	$M_{m\acute{a}x}$ [kNm/m]	Posição do Eixo Neutro, x [m]	A_s necessária [cm ² por metro de faixa]	A_s a utilizar por metro de faixa	ϵ_s [‰]	
1,5	-83	0,040	14,72	ϕ 16 // 0,125	13,30	OK
4,5	30,3	0,014	5,15	ϕ 16 // 0,175	44,50	OK
10	-118,7	0,060	22,08	ϕ 20 // 0,125	7,58	OK
15,5	26	0,012	4,42	ϕ 12 // 0,175	53,08	OK
20	-108,3	0,054	19,87	ϕ 16 // 0,10	8,90	OK

4.4.3. ARMADURAS DE ESFORÇO TRANSVERSO

Para dimensionar eventuais armaduras de esforço transversal na laje de fundo, recorre-se novamente ao capítulo 6.2 do EC2, relativo à verificação do estado limite último de esforço transversal. Assim, tendo em conta as expressões definidas no capítulo 3.5 e o diagrama da Fig. 4.7, são apresentadas, no Quadro 4.4, as armaduras de esforço transversal que é necessário dispor ao longo da laje de fundo.

Quadro 4.4 – Armaduras de esforço transversal a dispor na laje de fundo do reservatório.

Distância ao Centro [m]	$ V_{sd} $ [kN/m]	$V_{rd,c}$ [kN/m]	$ V_{sd} - V_{rd,c}$ [kN/m]	A_{sw} necessária [cm ² por metro de faixa]	A_{sw} a utilizar por metro de faixa
1,5	239,5	132,9	106,6	7,0	ϕ 10 // 0,10
10	274,6	155,4	119,2	8,3	ϕ 12 // 0,125
20	131,5	145,5	-14	-	-

4.5. CÁLCULO DE ARMADURAS MÍNIMAS E ABERTURA DE FENDAS

4.5.1. ARMADURAS MÍNIMAS

Analisando a cláusula 9.2.1.1 (1) do EC2 relativa às armaduras em lajes, verifica-se a necessidade de que a área da armadura longitudinal de tracção não deva ser inferior a $A_{s,min}$, definida da seguinte maneira:

$$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_t \times d \geq 0,0013 \times b_t \times d \quad (4.11)$$

O que equivale a dizer que são necessários pelo menos $2,9 \text{ cm}^2$ de armadura por metro de faixa de parede. Assim, e tendo então em conta o Quadro 4.3, verifica-se que esta disposição se encontra satisfeita.

Por outro lado, segundo a cláusula 9.2.1.1 (3) do mesmo regulamento, a área das secções da armadura de tracção não deve ser superior a $0,04 \times A_c$, ou seja, cerca de 100 cm^2 , o que também se encontra verificado.

4.5.2. ABERTURA DE FENDAS

Tendo por base os mesmos propósitos e expressões apresentados anteriormente no capítulo 3.6.2, procede-se ao cálculo da armadura necessária para limitar a abertura de fendas na laje de fundo a 0,15 mm.

4.5.2.1. Cálculo da armadura radial para controlo da fendilhação

A fendilhação horizontal nas faces da laje de fundo resulta da flexão que lhe é imposta. Assim, é necessário dimensionar armadura radial que seja capaz de controlar estas fendas e limitar a sua abertura a 0,15 mm. Partindo então do pressuposto que se utilizam varões de 16 mm espaçados de 10 cm por cada metro de faixa de parede, como obtido anteriormente no Quadro 4.3, procede-se ao cálculo da largura de fendas. Este cálculo é apresentado no Quadro 4.5.

Quadro 4.5 – Dimensionamento de armaduras radiais de controlo de fendilhação.

A_s por metro de faixa	A_s [cm^2/m de faixa]	σ_s [MPa]	$A_{c,eff}$ [cm^2]	$\rho_{p,eff}$	$S_{r,m\acute{a}x}$ [mm]	$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$ [‰]	Largura de fendas [mm]	
ϕ 16 // 0,10	20,11	144,21	1450	0,0139	365,68	0,43	0,16	KO
ϕ 20 // 0,15	20,94	138,49	1500	0,0140	412,86	0,42	0,17	KO
ϕ 20 // 0,125	25,13	115,40	1500	0,0168	372,38	0,35	0,13	OK

De notar que os varões de 20 mm espaçados de 12,5 cm não serão obviamente dispostos sempre na mesma face da laje de fundo. A disposição da armadura variará obviamente conforme o diagrama de momentos flectores presente na Fig. 4.5. Essa disposição segundo a face da laje encontra-se definida, em seguida, no Quadro 4.6.

Quadro 4.6 – Posição da armadura de controlo de fendilhação consoante a distância ao centro do reservatório.

Distância ao centro [m]	Posição da armadura
0 a 0,50	Inferior
0,50 a 2,55	Superior
2,55 a 8,65	Inferior
8,65 a 11,35	Superior
11,35 a 18,75	Inferior
18,75 a 20	Superior

4.5.2.2. Cálculo da armadura circunferencial para controlo da fendilhação

Relativamente à fendilhação vertical, esta resulta do esforço de tracção circunferencial que é imposto à parede do reservatório. Assim, é necessário dimensionar armadura circunferencial que seja capaz de controlar estas fendas e limitar a sua abertura a 0,15 mm. Partindo então do pressuposto que se utilizam varões de 20 mm espaçados de 12,5 cm por face e por cada metro de raio de laje de fundo, tal como obtido anteriormente no Quadro 4.2, procede-se ao cálculo da largura de fendas. Este cálculo é apresentado no Quadro 4.7.

Quadro 4.7 – Dimensionamento de armaduras circunferenciais de controlo de fendilhação.

A_s / face / metro de raio	A_s [cm^2/m de raio]	σ_s [MPa]	$A_{c,eff}$ [cm^2]	$\rho_{p,eff}$	$S_{r,m\acute{a}x}$ [mm]	$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$ [%]	Largura de fendas [mm]	
ϕ 20 // 0,125	50,27	144,22	1500	0,0335	372,99	0,51	0,19	KO
ϕ 20 // 0,10	62,83	115,37	1500	0,0419	332,29	0,40	0,13	OK

Para que a largura das fendas verticais não ultrapasse os 0,15 mm, é então necessário dispor varões de 20 mm de diâmetro espaçados de 10 cm em cada face, ao longo de cada metro de raio de laje de fundo.

5

DESENHOS DE EXECUÇÃO DAS ARMADURAS

No cálculo dos comprimentos de amarração necessários, indicado no Quadro 5, são tidas em conta as cláusulas 8.4.3 e 8.4.4 (1) do EC2. Segundo este regulamento, o comprimento de amarração de cálculo, l_{bd} , é dado por:

$$l_{bd} = \alpha_1 \times \alpha_2 \times \alpha_3 \times \alpha_4 \times \alpha_5 \times l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \quad (5.1)$$

em que α_1 , α_2 , α_3 , α_4 e α_5 são coeficientes que, por simplificação, se admitem iguais a 1 e $l_{b,rqd}$ e $l_{b,min}$ são comprimentos de amarração indicados em (5.2) e (5.3), respectivamente.

- $l_{b,rqd}$ representa o comprimento de amarração de referência necessário para amarrar a força $A_s \cdot \sigma_s$ instalada num varão recto, admitindo uma tensão de aderência igual a f_{bd} , sendo igual a:

$$l_{b,rqd} = \left(\frac{\phi}{4}\right) \times \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \quad (5.2)$$

onde ϕ é o diâmetro do varão em metros, σ_{sd} pode ser considerado igual a f_{yd} e f_{bd} é equivalente a $2,25 \times f_{ctd}$.

- $l_{b,min}$ é o comprimento de amarração mínimo se não existir nenhuma outra limitação:
- para amarrações de varões traccionados:

$$l_{b,min} > \text{máx} \{0,3 \times l_{b,rqd}; 10 \times \phi; 100 \text{ mm}\} \quad (5.3)$$

- para amarrações de varões comprimidos:

$$l_{b,min} > \text{máx} \{0,6 \times l_{b,rqd}; 10 \times \phi; 100 \text{ mm}\} \quad (5.4)$$

De realçar que se fará uso de varões de 10 mm de diâmetro espaçados de 10 cm de modo a dar continuidade à armadura vertical de tracção necessária ao longo da parede. Estes varões possuem uma área de secção de aço igual $7,85 \text{ cm}^2$, superior à área mínima determinada em 3.6.1.

No que respeita à laje de fundo são também utilizados varões de 10 mm de diâmetro espaçados de 25 cm de modo a dar continuidade à armadura radial de tracção. Estes varões possuem uma área de secção de aço igual $3,14 \text{ cm}^2$, superior à área mínima determinada em 4.5.1.

Quer os varões de continuidade usados na parede, como os indicados para a laje de fundo, definem-se, portanto, como uma armadura meramente construtiva.

Os comprimentos de amarração das armaduras verticais e radiais presentes na parede e laje de fundo, respectivamente, são indicados no Quadro 5.

Quadro 5 – Comprimentos de amarração das armaduras verticais da parede do reservatório.

Varões de aço	$l_{b,rqd}$ [m]	$l_{b,min}$ [m]	$l_{b,d}$ a usar [m]
ϕ 20 traccionados	0,73	0,22	0,73
ϕ 10 comprimidos	0,36	0,22	0,36

Deverão ainda ser dispostos na direcção circunferencial três varões de 12 mm de diâmetro tanto na base e topo da parede, como nos extremos da laje de fundo, para atender às disposições construtivas.

A Fig. 5.1 apresenta o desenho de execução das armaduras existentes na parede do reservatório.

Na Fig. 5.2 expõe-se o corte A-A (ver Fig. 4.8) representado para metade da laje e nas figuras 5.3 e 5.4 são indicadas as armaduras inferiores e superiores existentes na laje de fundo, respectivamente.

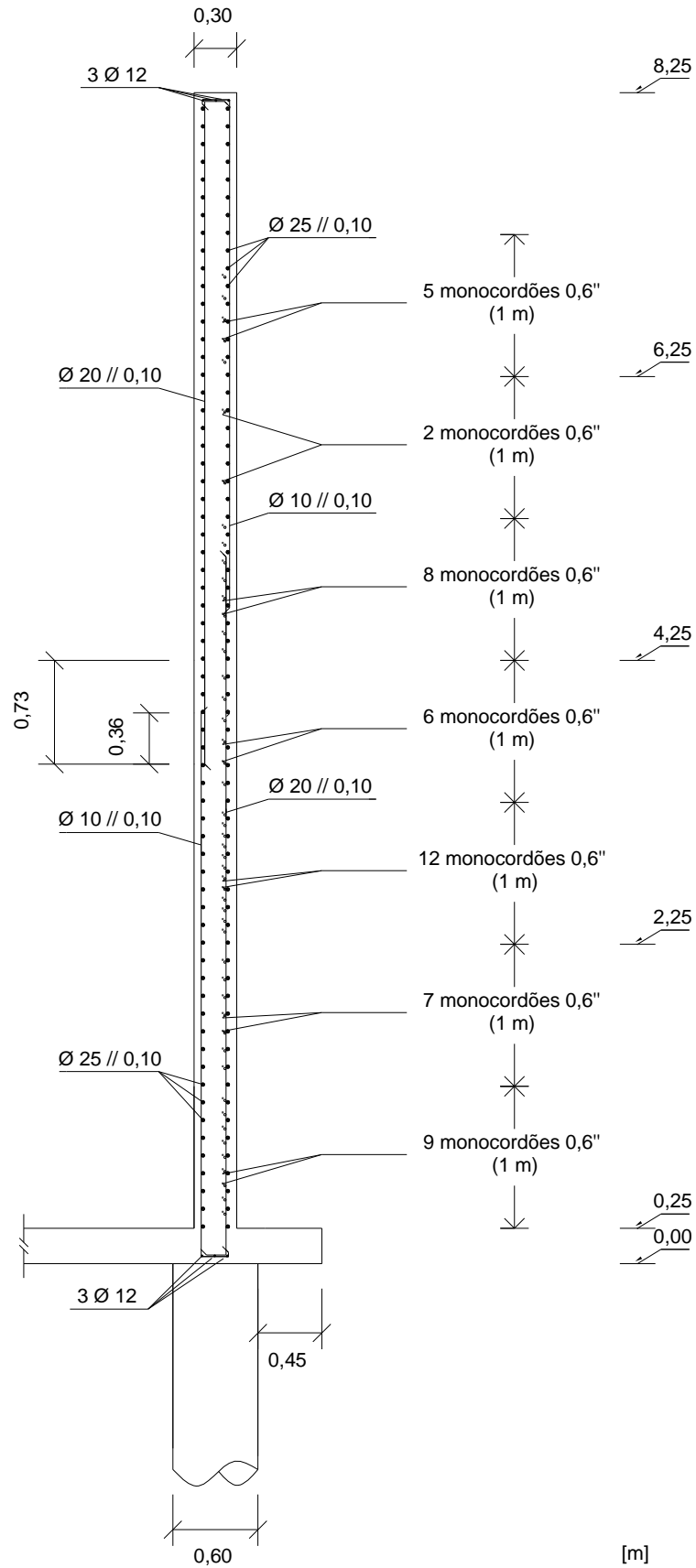


Fig. 5.1 – Corte representativo da disposição das armaduras existentes na parede do reservatório.

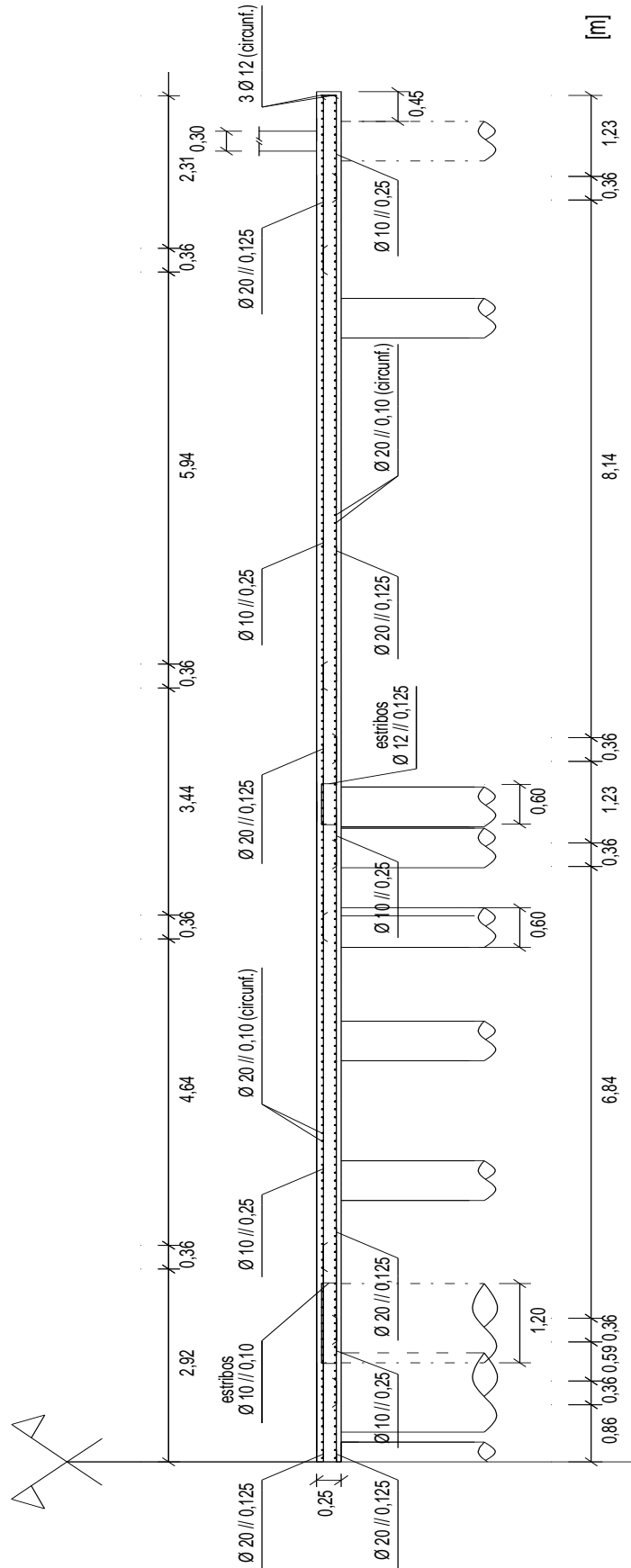


Fig. 5.2 – Corte A-A representativo da disposição das armaduras existentes na laje de fundo do reservatório.

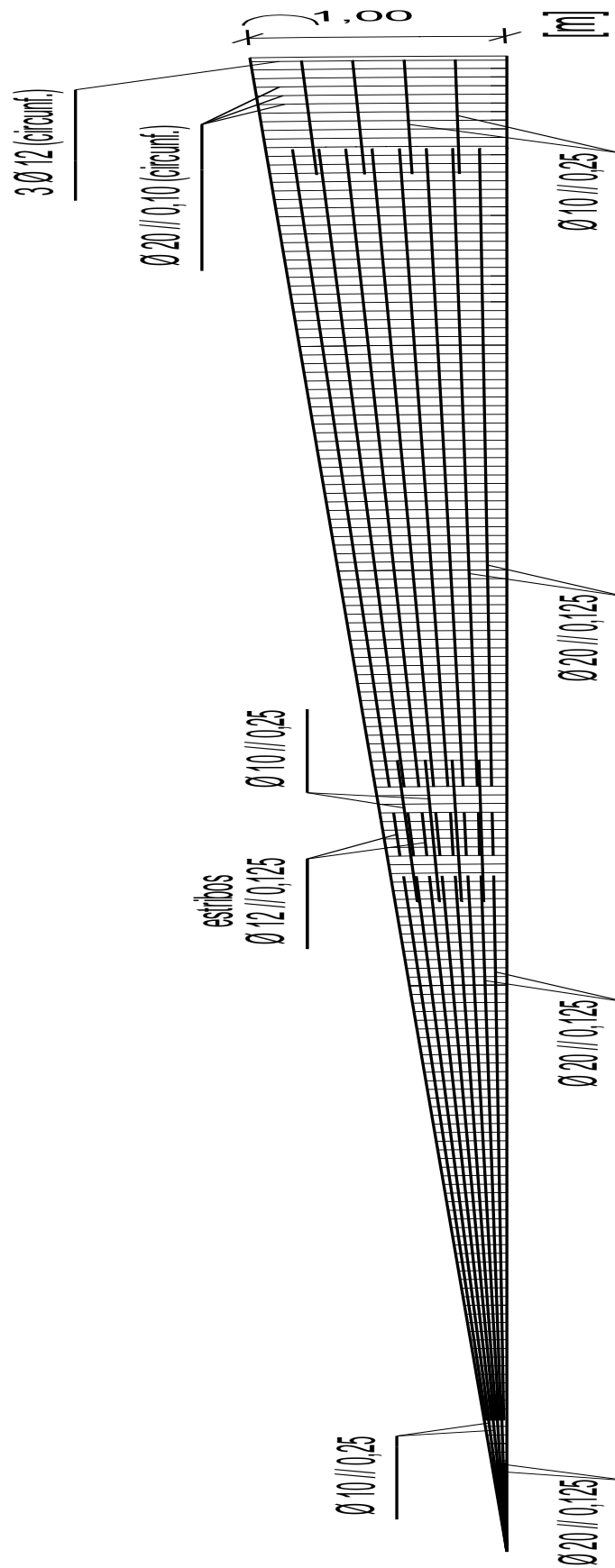


Fig. 5.3 – Armadura inferior da laje de fundo (representação por metro de faixa de laje).

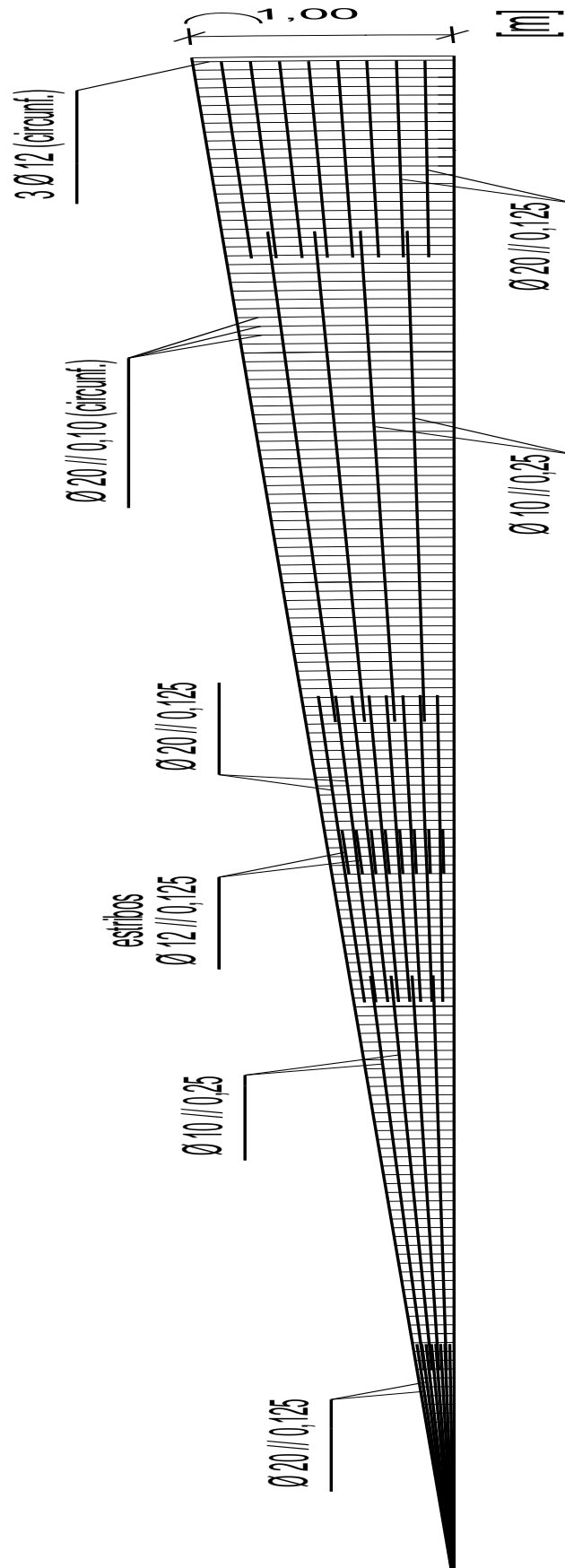


Fig. 5.4 – Armadura superior da laje de fundo (representação por metro de faixa de laje).

6

AVALIAÇÃO DA ACÇÃO SÍSMICA SOBRE RESERVATÓRIOS CILÍNDRICOS

6.1. INTRODUÇÃO

A performance satisfatória dos reservatórios durante um sismo de grande intensidade é, hoje em dia, crucial. Ao longo dos tempos, registaram-se casos em que os sismos foram responsáveis por danos graves em reservatórios inadequadamente dimensionados.

Estudos analíticos iniciais realizados por Jacobsen (1949) e Housner (1963) abordaram o problema da hidrodinâmica de líquidos em reservatórios rígidos assentes sobre fundações rígidas.

Foi demonstrado que parte do líquido se desloca segundo um movimento oscilatório durante um período longo, enquanto a outra parte se move rigidamente com a parede do reservatório. Esta última parte do líquido, também designada por líquido impulsivo, experimenta a mesma aceleração que o terreno e contribui predominantemente para o corte na base e momento derrubador. O líquido oscilatório, ou líquido convectivo, está relacionado com a altura da superfície livre das ondas, e, por conseguinte, permite determinar qual a altura livre necessária no topo da parede.

Haroun (1981) e Veletsos (1984) mostraram, posteriormente, que a flexibilidade da parede do reservatório pode fazer com que o líquido impulsivo sofra acelerações várias vezes superiores à máxima aceleração do terreno. Assim, o cálculo do corte basal e momento derrubador, assumindo que o reservatório é rígido, pode ser não conservativo. Por outro lado, reservatórios apoiados sobre fundações flexíveis experimentam translações na sua base, resultando em períodos impulsivos maiores e, geralmente, num amortecimento mais eficaz.

Estes factos são então susceptíveis de influenciar significativamente a resposta impulsiva, enquanto a resposta convectiva se mostra praticamente insensível quer à parede do reservatório, quer à flexibilidade da fundação, devido ao seu longo período de oscilação.

Os reservatórios analisados nos estudos anteriores assumiram-se como estando completamente ancorados na sua base. Contudo, na prática, a ancoragem total na base nem sempre é fiável e económica. Como resultado, muitos reservatórios não são sequer ancorados ou então apresentam apenas uma ancoragem parcial na sua base.

6.2. MODELO DE ANÁLISE DINÂMICA

O modelo a usar na análise dinâmica faz parte do procedimento simplificado para reservatórios cilíndricos de base fixa que o EC8 - parte 4 apresenta no seu Anexo A.

Segundo estudos recentes realizados por Barros (2008), os resultados obtidos a partir do EC8 diferem bastante dos provenientes das normas regulamentares API 650 e IS 1893. Os resultados obtidos pelo API e IS são muito semelhantes, sendo que ambos subestimam os resultados obtidos pelo EC8. Este último constitui uma norma regulamentar mais fiável, não só porque fornece maiores valores de cálculo que têm em conta desenvolvimentos teóricos aproximados, mas também porque proporciona dependências coerentes com os parâmetros H/R e R/h nos estudos paramétricos levados a cabo.

Assim, e de acordo com o EC8, a análise tem de assumir um comportamento elástico linear, permitindo fenómenos não lineares localizados sem influenciar a resposta global, e deve incluir a resposta hidrodinâmica do fluido. A norma postula ainda que devem ser tidas em conta as componentes convectiva e impulsiva do movimento do fluido, assim como a deformação da parede do reservatório devido à pressão hidrostática e efeitos de interação com a componente impulsiva. O procedimento que se propõe satisfaz estes princípios de um modo simples e eficiente para dimensionar reservatórios cilíndricos de base fixa.

A análise dinâmica de um reservatório contendo um líquido pode ser levada a cabo usando o conceito de sistemas generalizados de um grau de liberdade, representando os modos de vibração convectivo e impulsivo de um sistema reservatório – líquido (ver Fig. 6.1).

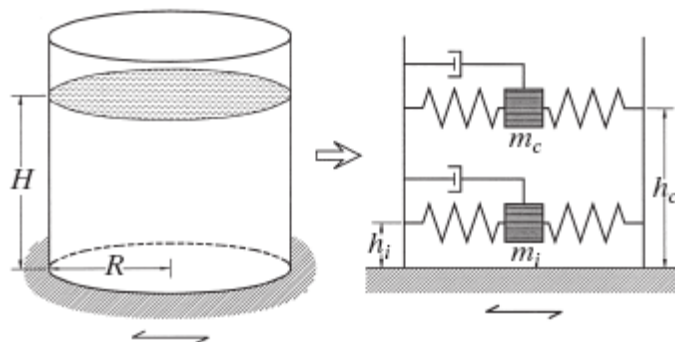


Fig. 6.1 – Reservatório contendo um líquido modelado pelos sistemas generalizados de um grau de liberdade.

Para aplicações práticas, apenas alguns dos primeiros modos de vibração necessitam de ser considerados na análise do modelo. A resposta dos vários sistemas de um grau de liberdade pode ser calculada de modo independente, sendo posteriormente combinada para fornecer o corte basal e o momento derrubador.

Na maioria dos reservatórios ($0,3 < H/r < 3$), os primeiros modos impulsivo e convectivo juntos representam cerca de 85 a 98% da massa total do líquido no reservatório. A restante massa do líquido vibra primariamente em modos impulsivos maiores para reservatórios altos ($H/r > 1$), e em modos convectivos maiores para reservatórios baixos ($H/r < 1$). Os resultados obtidos usando apenas os primeiros modos impulsivos e convectivos são considerados satisfatórios para a maior parte dos casos. Existe, contudo, alguma vantagem em ajustar ligeiramente as propriedades modais destes dois modos para ter em conta a totalidade da massa líquida no reservatório.

6.3. PROCEDIMENTO SIMPLIFICADO PARA A ANÁLISE SÍSMICA

O procedimento de seguida apresentado é baseado no trabalho de Veletsos e seus colaboradores (1977, 1984 e 1990) e Barros (2007 e 2008) com algumas modificações que o tornam um procedimento simples, mas exacto, e mais geralmente aplicável. Especificamente, estas modificações incluem:

- representar o sistema reservatório – líquido apenas pelos primeiros modos impulsivos e convectivos;
- combinar a maior massa modal impulsiva com o primeiro modo impulsivo e a maior massa modal convectiva com o primeiro modo convectivo;
- ajustar as alturas impulsivas e convectivas para atender ao efeito derrubador nos modos maiores;
- generalizar a fórmula do período impulsivo de modo a que esta possa ser aplicada a reservatórios de aço, assim como a reservatórios de betão com várias espessuras de parede;

As respostas impulsiva e convectiva são combinadas através da sua soma numérica em vez da raiz quadrada da soma dos seus quadrados.

6.3.1. PROPRIEDADES DO MODELO

Os períodos naturais das respostas impulsiva e convectivas, em segundos, são dados pelas expressões (6.1) e (6.2), respectivamente.

$$T_{imp} = C_i \times \frac{H_w \times \sqrt{\rho}}{\sqrt{\frac{s}{r}} \times \sqrt{E}} \quad (6.1)$$

$$T_{con} = C_c \times \sqrt{r} \quad (6.2)$$

onde:

- E é o módulo de elasticidade do material do reservatório, isto é, no caso em questão o betão C30/37 (33 GPa);
- ρ é a massa volúmica do líquido, ou seja, para a água, $\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$;
- s representa a espessura equivalente uniforme da parede do reservatório, o que no caso em estudo sendo a parede de espessura constante, $s = h$;
- os coeficientes C_i e C_c são obtidos através do Quadro 6.1. O coeficiente C_i é adimensional, enquanto C_c é expresso em s/\sqrt{m} .

Quadro 6.1 – Coeficientes C_i e C_c para os períodos naturais, massas m_i e m_c e alturas h_i e h_c desde a base do ponto de aplicação da resultante da pressão hidrodinâmica na parede, para as componentes impulsiva e convectiva.

H_w/r	C_i	C_c [s/ \sqrt{m}]	m_i/m	m_c/m	h_i/H_w	h_c/H_w	h'_i/H_w	h'_c/H_w
0,3	9,28	2,09	0,176	0,824	0,400	0,521	2,640	3,414
0,5	7,74	1,74	0,300	0,700	0,400	0,543	1,460	1,517
0,7	6,97	1,60	0,414	0,586	0,401	0,571	1,009	1,011
1,0	6,36	1,52	0,548	0,452	0,419	0,616	0,721	0,785
1,5	6,06	1,48	0,686	0,314	0,439	0,690	0,555	0,734
2,0	6,21	1,48	0,763	0,237	0,448	0,751	0,500	0,764
2,5	6,56	1,48	0,810	0,190	0,452	0,794	0,480	0,796
3,0	7,03	1,48	0,842	0,158	0,453	0,825	0,420	0,825

- m é a massa de líquido total.

Considera-se a análise do reservatório dotado das características indicadas no Quadro 2.1 e fundado sobre os mesmos anéis de estacas determinados em 4.3. Admite-se ainda que o reservatório é cheio com água até a uma altura, H_w , de 6,5 metros ($H_w/r = 0,325$).

Para C_i igual a 9,09 e C_c igual a 2,05 s/ \sqrt{m} (Quadro 6.1), e tendo como base as expressões (6.1) e (6.2), tem-se:

$$T_{imp} = 9,09 \times \frac{6,5 \times \sqrt{1000}}{\sqrt{\frac{0,3}{20} \times \sqrt{33 \times 10^9}}} \cong 0,084 \text{ s} \quad (6.3)$$

$$T_{con} = 2,05 \times \sqrt{20} \cong 9,17 \text{ s} \quad (6.4)$$

6.3.2. RESPOSTAS SÍSMICAS

O corte basal total é dado por:

$$Q = (m_i + m_w + m_r) \times S_e(T_{imp}) + m_c \times S_e(T_{con}) \quad (6.5)$$

onde:

- m_w é a massa da parede do reservatório;
- m_r é a massa do tecto do reservatório;
- $S_e(T_{imp})$ representa a aceleração espectral impulsiva, obtida a partir do espectro de resposta elástica amortecida de 2% para reservatórios de betão armado pré-esforçado (ver Fig. 6.2);
- $S_e(T_{con})$ representa a aceleração espectral convectiva, obtida a partir do espectro de resposta elástica amortecida de 0,5% (ver Fig. 6.2).

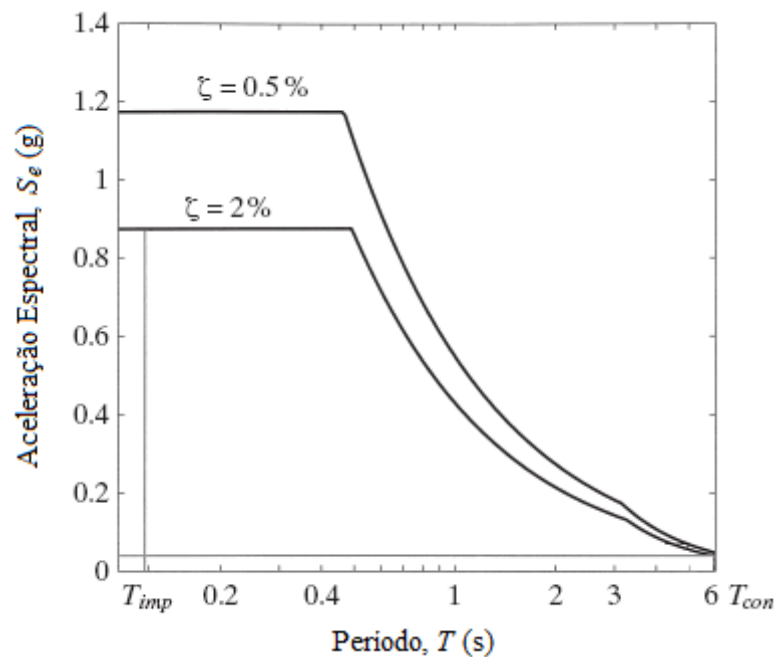


Fig. 6.2 – Espectro de resposta elástica de cálculo para amortecimentos de 0,5% e 2%.

O momento derrubador acima da placa de base, em combinação com a teoria de viga corrente, conduz a uma tensão axial na base da parede do reservatório. O momento derrubador resultante imediatamente acima da base da placa, M , é fornecido pela expressão (6.6), onde h_i e h_c são as alturas dos centróides das pressões hidrodinâmicas impulsivas e convectivas na parede (ver Quadro 6.1), e h_w e h_r caracterizam as alturas dos centros de gravidade da parede e tecto do reservatório, respectivamente.

$$M = (m_i \times h_i + m_w \times h_w + m_r \times h_r) \times S_e(T_{imp}) + m_c \times h_c \times S_e(T_{con}) \quad (6.6)$$

O momento derrubador imediatamente abaixo da placa de base, M' , depende da pressão hidrodinâmica na parede do reservatório, assim como está condicionado pela pressão exercida na placa de base. É dado pela expressão (6.7), onde as alturas h'_i e h'_c podem ser obtidas através do Quadro 6.1.

$$M' = (m_i \times h'_i + m_w \times h_w + m_r \times h_r) \times S_e(T_{imp}) + m_c \times h'_c \times S_e(T_{con}) \quad (6.7)$$

No caso de o reservatório estar assente numa fundação em anel, M deve ser usado para dimensionar a parede do reservatório, ancoragens de base e a própria fundação. Se o reservatório está fundado numa sapata, M deve ser utilizado para dimensionar apenas a parede do reservatório e as ancoragens, enquanto M' deve ser usado para dimensionar a fundação.

O deslocamento vertical da superfície do líquido devido à oscilação, d_v , é dado pela expressão (6.8), onde g é a aceleração da gravidade, isto é, $9,81 \text{ m/s}^2$.

$$d_v = R \times \frac{S_e(T_{con})}{g} \quad (6.8)$$

No Quadro 6.2 são apresentados alguns parâmetros necessários ao cálculo da resposta sísmica do reservatório em estudo.

Quadro 6.2 – Parâmetros para o cálculo da resposta sísmica.

H_w/r	m_i/m	m_c/m	h_i/H_w	h_c/H_w	h'_i/H_w	h'_c/H_w
0,325	0,192	0,809	0,400	0,524	2,493	3,177

Sabendo que a massa total de água no reservatório, m é equivalente a $8,33 \times 10^6 \text{ kg}$, e tendo em conta o Quadro 6.2, tem-se:

$$\left\{ \begin{array}{l} m_i = 0,192 \times 8,33 \times 10^6 = 1,60 \times 10^6 \text{ kg} \\ m_c = 0,809 \times 8,33 \times 10^6 = 6,74 \times 10^6 \text{ kg} \\ h_i = 0,400 \times 6,50 = 2,60 \text{ m} \\ h_c = 0,524 \times 6,50 = 3,41 \text{ m} \\ h'_i = 2,493 \times 6,50 = 12,20 \text{ m} \\ h'_c = 3,177 \times 6,50 = 20,65 \text{ m} \end{array} \right. \quad (6.9)$$

Por outro lado, a massa da parede do reservatório, m_w , contabiliza cerca de $769 \times 10^3 \text{ kg}$ e a altura do seu centro de gravidade, h_w , 4 metros, sendo que não existe cobertura logo $m_r = h_r = 0$.

A aceleração espectral impulsiva para $T_{imp} = 0,084 s$, obtida a partir do espectro de resposta elástica amortecido de 2%, presente na Fig. 6.2, é $S_e(T_{imp}) = 0,874 g$. A aceleração espectral convectiva para $T_{con} = 9,17 s$, obtida a partir do espectro de resposta elástica de 0,5% (Fig. 6.2), é $S_e(T_{con}) = 0,035 g$.

O corte basal obtido a partir da expressão (6.5) é:

$$Q = (1,60 + 0,769) \times 10^6 \times 0,874 \times 9,81 + 6,74 \times 10^6 \times 0,035 \times 9,81 \cong 23 MN = 183 kN/m \quad (6.10)$$

O momento derrubador acima da placa de base, tendo em conta a expressão (6.6) é:

$$M = (1,60 \times 2,60 + 0,769 \times 4) \times 10^6 \times 0,874 \times 9,81 + 6,74 \times 10^6 \times 3,41 \times 0,035 \times 9,81 \cong 70 MNm = 557 kNm/m \quad (6.11)$$

O momento derrubador imediatamente abaixo da placa de base, obtido a partir da expressão (6.7) é:

$$M' = (1,60 \times 12,20 + 0,769 \times 4) \times 10^6 \times 0,874 \times 9,81 + 6,74 \times 10^6 \times 20,65 \times 0,035 \times 9,81 \cong 242 MNm \quad (6.12)$$

Por fim, o máximo deslocamento vertical da superfície da água devido à oscilação, obtido a partir da expressão (6.8), fica igual a:

$$d_v = 20 \times \frac{0,035 \times 9,81}{9,81} = 0,7 m \quad (6.13)$$

O máximo deslocamento vertical da superfície da água não ultrapassará, portanto, os 8 metros, já que se admitiu o reservatório cheio até aos 6,5 metros de altura.

6.4. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA NA PAREDE

6.4.1. ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE FLEXÃO

Dado que o reservatório se encontra fundado sobre estacas, a verificação da segurança à flexão na parede, é apenas concretizada tendo em conta o momento derrubador acima da placa de base.

Tem-se então que:

$$M_{sd} \leq M_{rd} \quad (6.14)$$

Como a resposta sísmica, materializada no surgimento do momento derrubador, M , caracteriza a resposta hidrodinâmica total, tem-se:

$$1,5 \times M \leq z \times f_{yd} \times A_s \quad (6.15)$$

onde:

- z se admite igual a $0,85^2 \times h$;
- A_s é área de secção máxima das armaduras já dimensionadas para o regime estático, que corresponde à área das armaduras verticais, condicionadas pela abertura de fendas a 0,15 mm (ver capítulo 3.6.2.1). De notar que esta área de armaduras é distribuída em cada face da parede, de modo a ter em conta o carácter arbitrário do sentido do sismo.

Resolvendo então a expressão (6.15) obtém-se:

$$1,5 \times 557 \leq 0,85^2 \times 0,3 \times \frac{500 \times 10^3}{1,15} \times 2 \times 31,42 \times 10^{-4}$$

$$\Leftrightarrow 835,5 > 592,2 \text{ (KO!)} \quad (6.16)$$

Donde se conclui que varões com 20 mm de diâmetro espaçados de 10 cm em cada face são insuficientes para respeitar o estado limite último de flexão, no caso da análise hidrodinâmica.

Procede-se então, de seguida, ao cálculo da armadura necessária.

$$1,5 \times 557 \leq 0,85^2 \times 0,3 \times \frac{500 \times 10^3}{1,15} \times A_s \Leftrightarrow A_s \geq 88,7 \text{ cm}^2/\text{m}/\text{face} \quad (6.17)$$

Seria então necessário dispor varões com 36 mm de diâmetro espaçados de 10 cm em cada face da parede e ao longo de cada metro de faixa de reservatório (cerca de $102 \text{ cm}^2/\text{m}/\text{face}$), para verificar o estado limite último de flexão.

É de realçar, portanto, a importância da realização de uma análise hidrodinâmica no dimensionamento de reservatórios, já que esta se afigura bastante mais exigente do que uma simples análise hidrostática.

6.4.2. ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE ESFORÇO TRANSVERSO

Para verificar o estado limite último de esforço transversorrecorre-se novamente ao capítulo 6.2 do EC2, considerando assim as expressões definidas no capítulo 3.5.

De realçar que se encara o esquema do esforço transversoractuante na parede, tal como o esquematizado na Fig. 6.3. Este esquema segue, portanto, uma distribuição triangular desde a base até ao topo, onde o corte basal calculado em (6.10) se assume como o esforço de corte máximo que a parede tem de suportar.

Note-se ainda que, relativamente ao cálculo do esforço transversorresistente, $V_{Rd,c}$, a armadura de tracção longitudinal à secção de corte corresponde aos varões de aço com 36 mm de diâmetro espaçados de 10 cm em cada face da parede e ao longo de cada metro de faixa de reservatório.

No Quadro 6.3 são apresentadas as armaduras de esforço transversor que é necessário dispor ao longo da altura da parede, dimensionadas para o valor de $V_{sd} - V_{Rd,c}$ e assumindo $\cot\theta = 2$.

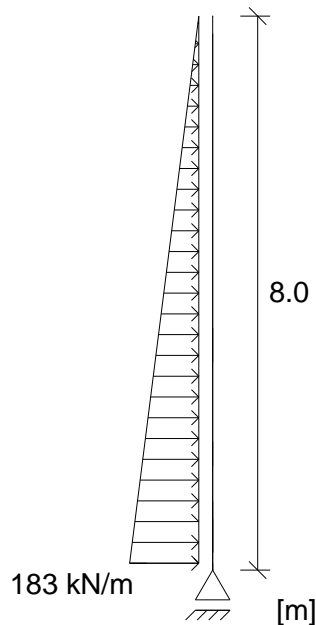


Fig. 6.3 – Esforço transversor actuante na parede devido à acção hidrodinâmica.

Quadro 6.3 – Armaduras de esforço transversal necessárias na parede do reservatório.

<i>Altura dos anéis [m]</i>	$ V_{sd} $ [kN/m]	$V_{rd,c}$ [kN/m]	$ V_{sd} - V_{rd,c}$ [kN/m]	A_{sw} necessária [cm ² por metro de altura]
0 - 1	183,0	216,2	-33,2	-
1 - 2	160,1	216,2	-56,1	-
2 - 3	137,5	216,2	-78,7	-
3 - 4	114,4	216,2	-101,8	-
4 - 5	91,5	216,2	-124,7	-
5 - 6	68,6	216,2	-147,6	-
6 - 7	45,8	216,2	-170,4	-
7 - 8	22,9	216,2	-193,3	-

Conclui-se então que não é necessária qualquer armadura de esforço transversal, dado que o betão da parede do reservatório, auxiliado pelas armaduras de flexão, resiste, por si só, a esta ação de corte.

CONSIDERAÇÕES FINAIS

7.1. CONCLUSÕES

Ao finalizar o presente trabalho, com o qual se pretendeu contribuir para o aprofundamento da análise e dimensionamento de reservatórios circulares de betão armado pré-esforçado, entende-se ser pertinente tecer algumas sucintas considerações finais e apontar algumas vias de desenvolvimento de trabalhos futuros.

Foi feita uma apresentação de três modelos de cálculo distintos para análise dos esforços na parede do reservatório, um baseado no programa de pórticos planos *FTOOL* (2008), um outro assente no programa de elementos finitos *ANSYS*[®] (2007) e o último recorrendo a um método analítico proposto por Vilardell (1994).

Os esforços obtidos através do programa *FTOOL* (2008) e do programa *ANSYS*[®] (2007) foram muito similares, pelo que se concluiu que a análise simplificada com base em elementos de barra, proporcionada pelo *FTOOL* (2008), se revelou muito prática, simples e de aplicabilidade comprovada.

De notar ainda a facilidade com que foi possível modelar a acção quer da pressão hidrostática quer da retracção do betão na parede do reservatório, possibilitada pelo *FTOOL* (2008). Este facto evidencia as potencialidades deste método para uma análise simplificada conduzindo a resultados muito satisfatórios, o que faz com que a sua utilização seja altamente recomendada.

Realça-se a necessidade de estudos mais aprofundados no que respeita ao modelo proposto por Vilardell (1994), nomeadamente ao facto deste não ter em conta o importante efeito da retracção do betão.

No que diz respeito ao dimensionamento da parede de um reservatório, é de salientar o importante papel do pré-esforço circunferencial no controlo das tracções que tendem a surgir neste tipo de estruturas, materializado por uma menor necessidade de utilização de armaduras ordinárias circunferenciais.

Por outro lado, comprovou-se que as armaduras de fendilhação, determinadas para controlar a abertura de fendas a 0,15 mm quer na parede como na laje de fundo, se mostraram claramente condicionantes no dimensionamento do reservatório face às armaduras oriundas dos estados limites últimos, pelo que se evidencia a importância do seu cálculo.

Relativamente à análise hidrodinâmica efectuada tendo como base o EC8, destaca-se a importância do seu estudo, não só por esta se apresentar como uma ferramenta de cálculo simples, como também devido aos seus resultados se terem afigurado bastante mais condicionantes em comparação com os provenientes da análise hidrostática.

De salientar ainda que em regiões propensas a fortes sismos é, por vezes, impraticável dimensionar reservatórios obtidos a partir de análises de respostas elásticas. As forças elásticas são tão elevadas que são arbitrariamente reduzidas por factores de 3 ou mais, de modo a serem obtidas as forças de cálculo. Assim, quando submetidos a fortes sismos, os reservatórios tendem a responder de um modo não linear experimentando alguns danos.

7.2. SUGESTÕES PARA A CONTINUAÇÃO DO ESTUDO

A respeito de reservatórios, existem ainda diversas áreas a serem exploradas.

A consideração de acções térmicas uniformes devidas ao armazenamento de líquidos quentes ou mesmo a acções térmicas diferenciais resultantes da variação da luz solar ao longo do dia, pode constituir um interessante estudo ao nível do comportamento da parede e conseqüente dimensionamento do reservatório.

Pode também vir a ser realizado um estudo de carácter validativo ao chamado método de Vilardell com base, nomeadamente, no trabalho de Timoshenko e Krieger (*Theory of Plates and Shells - 1959*), de modo a verificar a validade do cálculo realizado.

Por outro lado, recomenda-se o possível estudo de outros tipos de reservatórios, quer sejam enterrados, semi-enterrados ou mesmo elevados, incluindo o efeito sobre os primeiros da variação do nível freático e do impulso das terras. Para além disto, é ainda possível considerar outras soluções de pré-esforço no reservatório, tais como pré-esforço vertical ou hiperbólico.

Alguns trabalhos já desenvolvidos abordam um método simplificado baseado no uso de ábacos, onde através de algumas relações entre os dados geométricos do reservatório, é possível determinar os esforços máximos, considerando a ligação entre a parede e a laje de fundo do reservatório como elasticamente encastrada. A análise simplificada deste método pode ser utilizada de modo a corroborar o estudo já realizado.

Relativamente à modelação da laje de fundo necessária para o seu dimensionamento, considera-se também pertinente a possível execução de um estudo paramétrico relativo ao modelo de Winkler. Este estudo poderia englobar a consideração de diferentes valores de rigidez das molas, bem como de diferentes espaçamentos entre estas, analisando a provável influência nos esforços obtidos.

Por fim, verifica-se a inexistência de métodos gerais aceitáveis que permitam uma análise sísmica não linear de reservatórios, daí que os danos causados em reservatórios submetidos a grandes movimentos de diferentes intensidades não possam ser facilmente quantificados. Persiste, assim, uma carência de métodos práticos de análise e dimensionamento não linear de reservatórios de armazenamento de líquidos.

BIBLIOGRAFIA

- Andrade, Ricardo M., Cunha, Jesiel (2004). *Estudo do Enrijecimento de Reservatórios Cilíndricos*. Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia.
- ANSYS® Multi-physics, release 11.0 SP1, Help System, Ansys, Inc 2007. Available in: <http://www.ansys.com/> (24/03/2009).
- Arêde, António. *Fundações directas - Textos de Apoio às Aulas Práticas de Fundações e Estruturas de Suporte desde 2002/03*. Licenciatura em Engenharia Civil, 5º Ano, Opção de Estruturas. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
- Barros, R. C. (2008). *Parametric Study of the Seismic Response of Anchored Metallic Tanks by International Design Codes*. The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.
- Barros, R. C. (2008). *Seismic Analysis and Design of Bottom Supported Anchored Metallic Tanks*, Edições INEGI, ISBN: 978-972-8826-18-5, pp. 1-160, Porto, Portugal.
- Barros, R. C. et al (2007). *Estudo Paramétrico das Acções Sísmicas Regulamentares em Tanques Metálicos Ancorados*, 7º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica, ISBN: 978-972-752-094-7, Ed.: R. Delgado, A. Costa, X. Romão, FEUP, Porto.
- Barros, R. C. (2007). *On the Seismic Response of Anchored Tanks: Methodologies for Finite Element Analysis and Parametric Study for Design Codes*, in Civil Engineering Computations: Tools and Techniques, Ed.: B.H.V. Topping, Chapter 17, 391-447, Saxe – Coburg Publications, Stirlingshire, UK.
- CEB-FIP Model Code 1990, Comité Euro-Internacional du Béton, Ed. Thomas Telford, London, 1993.
- Chi, Michael, Biberstein, Frank A. (1963). *Theory of Prestressed Concrete*. Prentice-Hall, Inc. Englewood Cliffs, New Jersey, USA.
- Cruz, José M. Sena, Cruz, P. J. S. (1996). *Modelo de Análise de Reservatórios Cilíndricos de Betão Pré-Esforçado*. Escola de Engenharia da Universidade do Minho.
- Eurocode 8 - *Design of Structures for Earthquake Resistance - Part 4: Silos, tanks and pipelines* - European Committee for Standardization, 2006.
- Eurocódigo 2 - *Projecto de Estruturas de Betão - Parte 1-1: Regras Gerais e Regras para Edifícios*. Comité Europeu de Normalização, 2004.
- FTOOL – Two Dimensional Frame Analysis Tool, Educational Version 2.12 (2008). Pontifical Catholic University of Rio de Janeiro. Department of Civil Engineering and Tecgraf/PUC-Rio – Computer Graphics Technology Group. Developed by Luiz Fernando Martha. Available in: <http://www.tecgraf.puc-rio.br/ftool/> (24/03/2009).
- Ghali, Amin (1979). *Circular Storage Tanks and Silos*. E. & F. N. Spon Ltd., London.
- Gomes, J. F. Silva (2007). *Análise de Tensões em Placas, Cascas e Reservatórios*. Edições INEGI, Porto.
- Gray, W.S., Manning, G.P. (1973). *Concrete Water Towers, Bunkers, Silos and other Elevated Structures*. Cement and Concrete Association. London, UK.

Guerrin, A., Lavour, R. C. (1972). *Traité de Béton Armé. Tome VI: Réservoirs – Chateaux d'Eau – Piscines. Deuxième Édition - Dunod. Paris, France.*

Guimarães, Ana E. P. (1995). *Indicações para Projeto e Execução de Reservatórios Cilíndricos em Concreto Armado.* Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo.

Haroun, M. A., Housner, G. W. (1981). *Seismic Design of Liquid – Storage Tanks.* Journal of Technical Councils, ASCE, Vol. 107, No. 1, pp. 191-207, New York.

Housner, G. W. (1963). *The Dynamic Behavior of Water Tanks.* Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 53, No 2, pp. 381-387.

Jacobsen, L. S. (1949). *Impulsive Hydrodynamics of Fluid Inside a Cylindrical Tank and of Fluid Surrounding a Cylindrical Pier.* Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 39, No. 3, pp. 189-203.

Malhotra, P. K., Wenk, T. and Wieland, M. (2000). *Simple Procedure for Seismic Analysis of Liquid – Storage Tanks,* Structural Engineering International – Journal of the IABSE, 10:3, 197-201, International Association for Bridge and Structural Engineering, Zurich, Switzerland.

Riba Genescà, Esteve (2005). *Cálculo y Elección Óptima de un Depósito de Agua.* Universitat Politècnica de Catalunya. Departament de Resistència de Materials i Estructures a l'Enginyeria.

Santos, João F., Sarmiento, Cristina D. R. (1999). *Análise e Dimensionamento de Reservatórios.* Trabalho de Seminário I, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Veletsos, A. S. (1984). *Seismic Response and Design of Liquid Storage Tanks.* Guidelines for the Seismic Design of Oil and Gas Pipeline Systems, Committee on Gas and Liquid Fuel Lifelines, ASCE Technical Council on Lifeline Earthquake Engineering, Chapter 7, pp. 255-370, New York.

Veletsos, A. S. et al (1990). *Seismic Response of Anchored Steel Tanks.* Proceedings of the Third Symposium on Current Issues Related to Nuclear Power Plants Structures, Equipment and Piping (Gupta, A. K. Ed.), North Carolina State University.

Veletsos, A. S., Yang, J. Y. (1977). *Earthquake Response of Liquid Storage Tanks.* Proceedings of the Second Engineering Mechanics Specialty Conference, ASCE/EMD Specialty Conference, Raleigh, pp. 1-24, North Carolina.

Vilardell, Joan Miquel (1994). *Análisis Estructural y Criterios de Diseño de Depósitos Cilíndricos de Hormigón Pretensado.* Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona.

http://www.inag.pt/inag2004/port/a_intervencao/planeamento/pna/pdf_pna_v1/v1_c2_t08.pdf 03/03/2009

<http://paginas.fe.up.pt/~jcouti/MC2PraticasB2004.pdf> 04/03/2009

<http://www.secil.pt/pdf/CEMIIAL425R.pdf> 17/04/2009

http://www.dec.fct.unl.pt/secoes/S_Estruturas/Betao_armado_II/downloads/18%20Pre-esforco-estados%20limitescores.pdf 21/04/2009

<http://www.civil.ist.utl.pt/~cristina/GDBAPE/Artigos/CN62.pdf> 21/04/2009

<http://www.civil.ist.utl.pt/~cristina/bape2/documents/MODULO1.pdf> 21/04/2009

<http://www2.ufp.pt/~jguerra/PDF/Construcoes/Estruturas%20de%20Betao.pdf> 21/04/2009

http://www.civil.ist.utl.pt/~jaime/8_ME.pdf 12/05/2009

https://dspace.ist.utl.pt/bitstream/2295/220054/1/PSan_Aula_08%20Reservatorios.pdf
25/05/2009