

PROJECTO DE DEPÓSITOS RECTANGULAR E CIRCULAR DE BETÃO ARMADO APOIADOS NO SOLO

SIMÃO PEDRO VIEIRA CERQUEIRA MAGALHÃES

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

Orientador: Professor Doutor Rui Carneiro De Barros

FEVEREIRO 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, 2009.*

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

O factor que permitiu a correcta realização deste trabalho, foi o auxílio encontrado junto do Professor orientador e de outras entidades/pessoas. Por isso queria mostrar toda a minha gratidão para quem me apoiou na elaboração deste projecto de final de curso, nomeadamente:

- Ao Professor Doutor Jaime Queirós Ribeiro, que pelo tempo despendido para me proporcionar o melhor acompanhamento possível à realização do trabalho, mostrou o empenho e compreensão necessária, por isso lhe agradeço;
- A Ana Lúcia e Jorge Lopes, meus colegas e ex-alunos da FEUP, pela ajuda e paciência prestada no esclarecimento de duvidas relativas à modelação das estruturas.

Mais uma vez expresso a minha maior gratidão para com todos os que me apoiaram na elaboração deste projecto, que me permite culminar a minha vida académica da melhor maneira.

RESUMO

O presente relatório é referente ao trabalho final elaborado na disciplina Projecto em Estruturas do Mestrado Integrado em Engenharia Civil, especialização em Estruturas.

O objectivo deste trabalho é o dimensionamento de um reservatório para abastecimento de água com uma capacidade de 2500m³.

Neste âmbito, será feito um estudo comparativo entre um reservatório de células circulares e um reservatório de células rectangulares. Este estudo tem como objectivo avaliar a viabilidade técnico-económica das duas soluções.

A arquitectura e dimensões das duas soluções estudadas considera-se pré-estabelecida; assim, o estudo incidu exclusivamente no dimensionamento estrutural. Neste dimensionamento tentou-se equilibrar sempre as melhores soluções estruturais, com as soluções mais económicas, garantindo sempre todo o cumprimento da legislação vigente.

Para o dimensionamento das estruturas envolvidas recorreu-se a um programa de cálculo, o Robot-Millennium, por aplicação do modelo de elementos finitos.

Palavras-Chave; acções, elementos finitos, elementos de casca, esforços, armaduras.

ABSTRACT

This report is the result of the final work developed during the course of Project in Structures, of the Integrated Master on Civil Engineering, specialization on Structures.

The aim of this work is to size a reservoir for water's supply with a capacity of 2500 m³.

In this way, a comparative study was made between a reservoir of circular cells and a reservoir of rectangular cells. This study aims to assess the technical-economic viability of these two options.

The architecture and dimensions of both studied solutions is considered to be pre-established. Thus, this study exclusively focused on the structural sizing. In this process, we tried to always balance the best structural solutions with most economical solutions, warranting the fulfilment of the current legislation.

For the sizing of the involved structures, a calculus program – Robot-Millennium – was used, based on the application of the model of finite elements.

Key-words: actions, finite elements, skin's elements, armours.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. IMPORTÂNCIA E APLICAÇÃO DE RESERVATÓRIOS DE BETÃO ARMADO E PRÉ-ESFORÇADO	1
2. TIPOS DE RESERVATÓRIOS	2
2.1. CARACTERÍSTICAS DOS RESERVATÓRIOS A ESTUDAR	4
2.1.1. RESERVATÓRIOS CIRCULARES	4
2.1.2. RESERVATÓRIOS RECTANGULARES	5
3. ANÁLISE ESTRUTURAL EM RESERVATÓRIOS	8
3.1. CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO	8
3.2. ACÇÕES	8
3.2.1. PESOS PRÓPRIOS	8
3.2.2. SOBRECARGA	8
3.2.3. IMPULSO HIDROSTÁTICO	8
3.2.4. VARIAÇÃO DA TEMPERATURA	9
3.2.5. ACÇÃO SÍSMICA	9
3.3. COMBINAÇÃO DE ACÇÕES	9
3.4. ESFORÇOS	9
4. ANÁLISE ESTRUTURAL E DIMENSIONAMENTO DO RESERVATÓRIO CIRCULAR	10
4.1. LAJE DE COBERTURA DA CELULA	10
4.1.1. DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA DE FLEXÃO	12
4.1.1.1. Armadura Superior	12
4.1.1.2. Armadura Inferior	13
4.1.2. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA AO PUNÇOAMENTO	13
4.1.2.1. Calculo do Perímetro Básico de Controlo	13

4.1.2.2. Esforço de Corte Devido ao Punçoamento.....	13
4.1.2.3. Dimensionamento do Capitel a Adoptar	14
4.1.2.4 Dimensionamento da Armadura de Punçoamento	14
4.1.2.5. Verificação do Máximo Esforço de Corte.....	15
4.2. PILARES.....	15
4.2.1. DETERMINAÇÃO DO ESFORÇO PROVOCADO PELA ACÇÃO SÍSMICA NOS PILARES	15
4.2.1.1. Rigidez de Cada Pilar.....	15
4.2.1.2. Rigidez de Cada Almofada de Neoprene.....	15
4.2.1.3. Rigidez Total para Movimentos Horizontais.....	16
4.2.1.4. Peso da Cobertura	16
4.2.1.5. Frequência Própria da Estrutura	16
4.2.1.6. Valor do Coeficiente de Acção Sísmica.....	16
4.2.1.7. Força Estática	16
4.2.1.8. Deslocamento da Acção Sísmica	16
4.2.1.9. Força Transmitida a Cada Pilar	16
4.2.2. CALCULO DA ARMADURA LONGITUDINAL	17
4.2.2.1. Armadura Mínima.....	18
4.2.2.2. Armadura Máxima	18
4.2.2.3. Armadura Transversal.....	18
4.3. PAREDES DA CÉLULA.....	18
4.3.1. DETERMINAÇÃO DO ESFORÇO PROVOCADO PELA ACÇÃO SÍSMICA NAS PAREDES DA CÉLULA.....	18
4.3.1.1. Relação entre a altura e o raio do reservatório.....	19
4.3.1.2. Peso da massa do liquido	19
4.3.1.3. Peso da massa das paredes do reservatório.....	19
4.3.1.4. Peso da massa impulsiva.....	19
4.3.1.5. Peso da massa convectiva	19
4.3.1.6. Altura da massa impulsiva para o momento basal	19
4.3.1.7. Altura da massa convectiva para o momento basal	20
4.3.1.8. Altura da massa impulsiva para o momento de derrube	20
4.3.1.9. Altura da massa convectiva para o momento derrube	20
4.3.1.10. Período de oscilação da massa convectiva	20
4.3.1.11. Frequência da massa conectiva e sua aceleração.....	21
4.3.1.12. Força da massa impulsiva	21

4.3.1.13. Força da massa das paredes do reservatório	21
4.3.1.14. Força da massa convectiva	21
4.3.1.15. Calculo do momento basal.....	21
4.3.1.16. Cálculo do momento derrube	21
4.3.2. ESFORÇOS DE DIMENSIONAMENTO NAS PAREDES	22
4.3.3. DETERMINAÇÃO DE TENSÕES E CALCULO DAS ARMADURAS.....	22
4.3.3.1. Tensões na Face Exterior	22
4.3.3.2. Armadura na Face Exterior	23
4.3.3.3. Tensões na Face Interior	23
4.3.3.4. Armadura na Face Interior	24
4.3.3.5. Armadura Mínima de Fendilhação	24
4.4. SAPATAS DE FUNDAÇÃO.....	24
4.4.1. DIMENSIONAMENTO DAS SAPATAS DOS PILARES	25
4.4.1.1. Esforços Transmitidos Pelos Pilares.....	25
4.4.1.2. Tensão de Segurança do Solo.....	25
4.4.1.3. Dimensionamento	25
4.4.3. DIMENSIONAMENTO DA SAPATA DE PAREDE.....	27
4.4.3.1. Esforço Transmitido pela Parede.....	27
4.4.3.2. Tensão de Segurança do Solo.....	27
4.4.3.3. Dimensionamento	27
5. ANÁLISE ESTRUTURAL E DIMENSIONAMENTO DO RESERVATÓRIO RECTANGULAR.....	29
5.1. LAJE DE COBERTURA DA CELULA	29
5.1.1. DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS DE FLEXÃO	30
5.1.1.1 Segundo a direcção xx.....	30
5.1.1.2 Segundo a direcção yy.....	31
5.1.1.3. Armaduras de Bordo	32
5.1.1.4. Armaduras Mínima	32
5.1.1.5. Armaduras Máxima	32
5.1.2. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA AO PUNÇOAMENTO.....	32
5.1.2.1. Calculo do Perímetro Básico de Controlo	32
5.1.2.2. Esforço de Corte Devido ao Punçoamento.....	32

5.1.2.3. Dimensionamento do Capitel a Adoptar	33
5.1.2.4. Dimensionamento da Armadura de Punçoamento	34
5.1.2.5. Verificação do máximo esforço de corte	34
5.1.3. VIGA DE BORDADURA DA CÉLULA	34
5.1.3.1. Dimensionamento das Armaduras de Flexão	34
5.1.3.2. Verificação do Máximo Esforço de Corte	35
5.2. PILARES	35
5.2.1. DETERMINAÇÃO DO ESFORÇO PROVOCADO PELA ACÇÃO SÍSMICA	35
5.2.1.1. Rigidez de Cada Pilar.....	35
5.2.1.2. Rigidez de Cada Almofada de Neoprene.....	36
5.2.1.3. Rigidez Total Para Movimentos Horizontais	36
5.2.1.4. Peso da Cobertura	36
5.2.1.5. Frequência Própria da Estrutura	36
5.2.1.6. Valor do Coeficiente de Acção Sísmica	36
5.2.1.7. Força Estática	36
5.2.1.8. Deslocamento da Acção Sísmica	37
5.2.1.9. Força Transmitida a Cada Pilar	37
5.2.2. DETERMINAÇÃO DA ARMADURA LONGITUDINAL.....	37
5.2.2.1. Armadura Mínima	38
5.2.2.2. Armadura Máxima	38
5.2.2.3. Armadura Transversal.....	38
5.3. PAREDES DA CÉLULA	38
5.3.1. DETERMINAÇÃO DO ESFORÇO PROVOCADO PELA ACÇÃO SÍSMICA NAS PAREDES DA CÉLULA.....	38
5.3.1.1. Relação entre a altura e o raio do reservatório.....	39
5.3.1.2. Peso da massa do liquido	39
5.3.1.3. Peso da massa das paredes do reservatório.....	39
5.3.1.4. Peso da massa impulsiva.....	39
5.3.1.5. Peso da massa convectiva	39
5.3.1.6. Altura da massa impulsiva para o momento basal	39
5.3.1.7. Altura da massa convectiva para o momento basal	40
5.3.1.8. Altura da massa impulsiva para o momento de derrube	40
5.3.1.9. Altura da massa convectiva para o momento derrube	40
5.3.1.10. Período de oscilação da massa convectiva	40

5.3.1.11. Frequência da massa conectiva e sua aceleração	41
5.3.1.12. Força da massa impulsiva	41
5.3.1.13. Força da massa das paredes do reservatório	41
5.3.1.14. Força da massa convectiva	41
5.3.1.15. Calculo do momento basal.....	41
5.3.1.16. Cálculo do momento derrube	41
5.3.2. ESFORÇO DE DIMENSIONAMENTO NAS PAREDES	42
5.3.3. DETERMINAÇÃO DE TENSÕES E CALCULO DAS ARMADURAS.....	42
5.3.3.1. Tensões na Face Exterior	42
5.3.3.2. Tensões na Face Interior	43
5.3.3.3. Armadura na Face Interior	43
5.3.3.4. Armadura Mínima de Fendilhação	44
5.4. SAPATAS DE FUNDAÇÃO.....	44
5.4.1. DIMENSIONAMENTO DAS SAPATAS DOS PILARES	44
5.4.1.1. Esforços Transmitidos pelos Pilares	44
5.4.1.2. Tensão De Segurança do Solo	44
5.4.1.3. Dimensionamento.....	45
5.4.2. DIMENSIONAMENTO DA SAPATA DE PAREDE.....	47
5.4.2.1. Esforço Transmitido pela Parede.....	47
5.4.2.2. Tensão de Segurança do Solo.....	47
5.4.2.3. Dimensionamento.....	47
6. CONCLUSÕES	50
ANEXOS	52

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.1 – Tipos de reservatórios	3
Fig.2 – Reservatório rectangular apoiado	4
Fig.3 – Reservatório circular apoiado	4
Fig.4 – Reservatório circular elevado.....	4
Fig.5 – Reservatório circular apoiado de duas células	5
Fig.6 – Reservatório circular apoiado de duas células	5
Fig.7 – Reservatório rectangular apoiado de duas células.....	6
Fig.8 – Reservatório rectangular apoiado de duas células.....	6
Fig.9 – Aparelho de apoio deslizante entre as paredes e a cobertura	6
Fig.10 – Aparelho de apoio em neoprene.....	7
Fig.11 – Modelo de calculo em elementos finitos	10
Fig.12 – Momentos flectores xx (KNm/m) PP+SC.....	10
Fig.13 – Momentos flectores yy (KNm/m) PP+SC.....	11
Fig.14 – Momentos flectores xx (KNm/m) VDT.....	11
Fig.15 – Momentos flectores yy (KNm/m) VDT.....	11
Fig.16 – Momentos flectores xx (KNm/m) PP+SC+VDT	12
Fig.17 – Momentos flectores yy (KNm/m) PP+SC+VDT	12
Fig.18 – Modelo de cálculo das paredes	18
Fig.19 – Esquema de calculo – Referencial de Esforços	25
Fig.20 – Modelo de Sapata – Distribuição uniforme de tensões	26
Fig.21 – Carregamento da sapata e diagrama de momentos (KNm/m).....	26
Fig.22 – Sapata tipo	27
Fig.23 – Sapata tipo	28
Fig.24 – figura 1	29
Fig.25 – figura 2	29
Fig.26 – figura 3	30
Fig.27 – Diagrama do pórtico na direcção xx.....	30
Fig.28 – Diagrama do pórtico na direcção yy.....	31
Fig.29 – Modelo de cálculo das paredes	38
Fig.30 – Esquema de cálculo – Referencial de Esforços	45

Fig.31 – Carregamento da sapata e diagrama de momentos (KNm/m)	45
Fig.32 – Carregamento da sapata e diagrama de momentos (KNm/m).....	46
Fig.33 – Sapata Tipo	46
Fig.34 – Modelo da sapata	47
Fig.35 – Carregamento da sapata e diagrama de momentos (KNm/m) para a determinação da armadura inferior	48
Fig.36 – Carregamento da sapata e diagrama de momentos (KNm/m) para a determinação da armadura superior	48
Fig.37 – Sapata Tipo da parede.....	49

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1 – Coeficiente de Segurança para as diversas acções	9
Quadro 2 – Verificação dos pilares para uma solução de 6Φ12	17
Quadro 3 – Esforço máximo de membrana na zona na intermédia da célula	22
Quadro 4 – Coeficiente de distribuição de momentos	30
Quadro 5 – Distribuição de momentos segundo xx	30
Quadro 6 – Cálculo das armaduras segundo xx.....	31
Quadro 7 – Distribuição de momentos segundo yy	31
Quadro 8 – Cálculo das armaduras segundo yy.....	32
Quadro 9 – Verificação dos pilares para uma solução de 6Φ12	37
Quadro 10 – Esforço máximo de membrana	42

1. INTRODUÇÃO

1.1. IMPORTÂNCIA E APLICAÇÃO DE RESERVATÓRIOS DE BETÃO ARMADO E PRÉ-ESFORÇADO

Os primeiros reservatórios construídos datam do século 25 a.C., por uma civilização que posteriormente deu origem à civilização grega. O sistema projectado consistia num sistema de captação de água das chuvas, que posteriormente conduzia a água através de valas que desciam as encostas, levando as águas para depósito em reservatórios próximos das metrópoles, onde posteriormente era usada para consumo humano, nomeadamente os banhos públicos.

Já na altura, as valas eram lateralmente protegidas, para prevenir que a água não descesse por outros caminhos, e fosse desperdiçada. Por outro lado, ao longo do percurso eram dispostas bases para captação de sedimentos, onde a luz do sol ajudava a purificar a água a armazenar posteriormente.

A construção de reservatórios de grande e média dimensão tem aumentado com o decorrer dos tempos, constituindo uma das mais importantes infra-estruturas de apoio às populações, uma vez que permite o armazenamento de grandes volumes de líquidos.

Os reservatórios são frequentemente utilizados para o armazenamento de águas tanto potáveis como sanitárias, assim como para armazenamento de matérias-primas e combustíveis.

Com o desenvolvimento das novas tecnologias ligadas à construção civil, os reservatórios passaram a ser executados em betão armado, e actualmente, especialmente quando se trata de reservatórios de grande dimensão, aos quais estão associadas grandes solicitações, é frequente recorrer-se a soluções de pré-esforço, solução que apresenta inúmeras vantagens, algumas delas apresentadas de seguida.

- Aumento do volume dos reservatórios;
- Redução de custos;
- Redução das armaduras;
- Redução de deformações;
- Permite controlar ou anular a fendilhação;
- Permite a realização de peças mais esbeltas.

No entanto, neste trabalho, apenas se estudarão soluções estruturais de betão armado, por serem as mais comuns e de aplicação mais universal.

2.

TIPOS DE RESERVATÓRIOS

Os primeiros reservatórios construídos datam do século 25 a.C., por uma civilização que

O presente trabalho incide no estudo de reservatórios de armazenamento de água potável para consumo humano. Estes reservatórios apresentam algumas especificidades: têm que ser completamente estanques; não devem ter aberturas acessíveis, de forma a prevenir contaminações externas; os materiais utilizados não podem comprometer a qualidade da água; devem ter ventilação adequada promovendo o arejamento da água e uma configuração que promova a sua circulação.

- De uma maneira geral, os reservatórios podem ser classificados segundo vários critérios, sendo correntes as três classificações seguintes.
- Quanto à finalidade, distingue os reservatórios em “de acumulação” ou “de equilíbrio”;
- Quanto ao tamanho, classificam-se em: pequenos, com capacidade até 500m³; médios, com volume até 5000m³; e grandes, aqueles que apresentam uma capacidade superior a 5000m³;
- Já o terceiro critério, quanto aos sistemas construtivos, distingue os reservatórios em elevados, apoiados, semi-enterrados e enterrados;

Os reservatórios de acumulação ou equilíbrio são instalações de armazenamento que alimentam directamente as redes de distribuição. Estes reservatórios podem ter múltiplas finalidades, nomeadamente as apresentadas de seguida.

- Regularizar o funcionamento das bombagens. No caso da adução imediatamente a montante ser efectuada através de uma conduta elevatória, o reservatório assegura um funcionamento regular das bombas, que poderão deste modo trabalhar próximas do ponto de rendimento máximo, com uma relação altura de elevação-caudal aproximadamente constante;
- Armazenar água quando o caudal de consumo é inferior ao de adução e garantir nas horas de ponta os caudais máximos de consumo na rede de distribuição sem necessidade de fazer variar o caudal na adução em regime constante ou intermitente, conduz a uma apreciável economia do sistema adutor que se traduz, de um modo geral, numa economia do sistema de abastecimento;
- Assegurar uma reserva destinada a fazer face a possíveis interrupções do funcionamento normalmente fornecido pela adução, em consequência de uma rotura na conduta, de um acidente para o combate a incêndios;
- Construir uma reserva para o combate a incêndios;

- Estabilizar as pressões na rede de distribuição.

Quando a laje de fundo do reservatório apoia directamente sobre o solo, então diz-se que se trata de um reservatório térreo ou apoiado, por sua vez se a laje estiver acima do solo, descarregando sobre umas estrutura de suporte, então diz-se que se trata de um reservatório elevado.

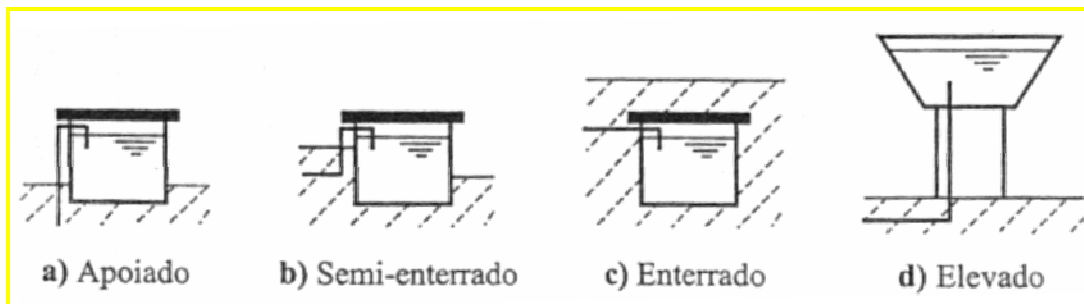


Fig. 1 - Tipos de reservatórios

A determinação da utilização de cada um dos tipos citados anteriormente, dependem do relevo da região onde irá ser construída a estrutura, assim sendo os reservatórios enterrados ou semi-enterrados, são utilizados para abastecimentos de localidades de baixa altitude, geralmente dispostas ao longo de encostas ou na base das mesmas, enquanto que os elevados são utilizados em regiões em que a topografia natural não garante uma pressão mínima, sendo a altura do reservatório uma garantia da obtenção de uma pressão suplementar para o abastecimento, estes reservatórios são normalmente usados em zonas de declive pouco acentuado.

Sempre que possível, dado as suas vantagens, deve optar por reservatórios térreos, uma vez que:

- O custo de construção é muito inferior, para a mesma capacidade;
- Apresentam menor impacto paisagístico;
- Possibilidade de faseamento da execução e de ampliação a longo prazo;
- Maior facilidade de inspecção e exploração;
- Maior protecção térmica.

Os reservatórios podem ainda ser classificados considerando espaços de armazenamento:

- Único ou compartimentado – uni ou multi-celular;
- Coberto ou descoberto;

As formas geométricas em plantas dos reservatórios geralmente são de dois tipos, circulares ou rectangulares, embora apareçam em algumas circunstâncias reservatórios com geometrias diferentes, tendo por base questões arquitectónicas e funcionais.



Fig. 2 - Reservatório rectangular apoiado



Fig. 3 – Reservatório circular apoiado

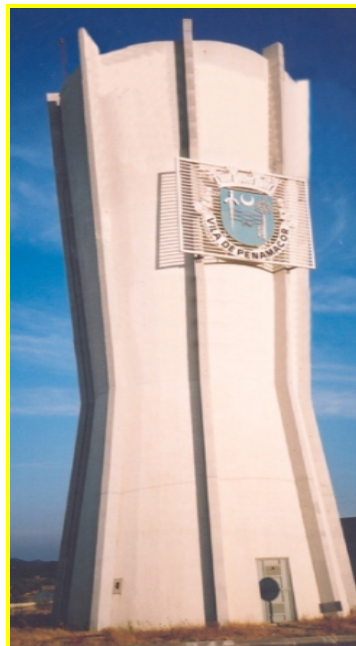


Fig. 4 – Reservatório circular elevado

2.1. CARACTERÍSTICAS DOS RESERVATÓRIOS A ESTUDAR

2.1.1. RESERVATÓRIOS CIRCULARES

Para o presente estudo foi considerado um reservatório apoiado /semi-enterrado. A infraestrutura é composta por duas células circulares, iguais, em betão armado e pela câmara de manobra, que articula as duas células.



Fig. 5 – Reservatório circular apoiado de duas células



Fig. 6 – Reservatório circular apoiado de duas células

As células do reservatório estão dimensionadas para uma capacidade útil de 2500 m^3 . O seu diâmetro interior é de $28,4 \text{ m}$, a altura útil de água nas células é de $4,00 \text{ m}$, e altura interior é de $5,80 \text{ m}$.

A laje de cobertura tem $0,20 \text{ m}$ de espessura sendo rematada no contorno por uma viga de bordadura que se apoia na parede do reservatório por intermédio de doze almofadas de neoprene com as dimensões de $200 \times 150 \times 30 \text{ mm}$. Estas almofadas permitem que a cobertura, estruturalmente independente da parede, dilate e contraia por efeitos das variações de temperatura sem introduzir praticamente esforços nas paredes.

Na zona central, a cobertura apoia-se em 19 pilares com secção circular de $0,30 \text{ m}$ distribuídos por dois anéis concêntricos com $11,0$ e $22,0 \text{ m}$ de diâmetro. O apoio nos pilares é feito por intermédio de capitéis com $1,00 \times 1,00 \text{ m}$ e $0,40 \text{ m}$ de altura total.

A parede exterior tem $0,30 \text{ m}$ de espessura sendo fundada por uma sapata periférica com $0,50 \text{ m}$ de espessura que serve igualmente de fundação aos pilares mais exteriores. Os restantes pilares são fundados por sapatas com $0,50 \text{ m}$ de espessura. A laje de soleira estruturalmente monolítica com as sapatas tem $0,30 \text{ m}$ de espessura.

2.1.2. RESERVATÓRIOS RECTANGULARES

Neste caso, o reservatório a estudar foi também um reservatório apoiado/semi-enterrado. A infra-estrutura é composta por duas células rectangulares, iguais, em betão armado e pela câmara de manobra, que articula as duas células.



Fig. 7 – Reservatório rectangular apoiado de duas células



Fig. 8 – Reservatório rectangular apoiado de duas células

As células do reservatório estão dimensionadas para uma capacidade útil de 2500 m³. As suas dimensões interiores são de 30,6 x 20,7 m, a altura útil de água nas células é de 4,00 m, e altura interior é de 5,80 m.

A laje de cobertura tem 0,20 m de espessura sendo rematada no contorno por uma viga de bordadura que se apoia na parede do reservatório por intermédio de 18 almofadas de neoprene com as dimensões de 200 x 150 x 30 mm. Estas almofadas permitem que a cobertura, estruturalmente independente da parede, dilate e contraia por efeitos das variações de temperatura sem introduzir praticamente esforços nas paredes.

Na zona central, a cobertura apoia-se em 10 pilares com secção circular de 0,30 m de diâmetro distribuídos pelas duas direcções, estando distanciados entre eixos de 7,00m na menor dimensão e de 5,15 na maior direcção.

A parede exterior tem 0,30 m de espessura sendo fundada por uma sapata periférica com 0,50 m de espessura, os pilares são fundados por sapatas com 0,50 m de espessura. A laje de soleira estruturalmente monolítica com as sapatas tem 0,30 m de espessura.

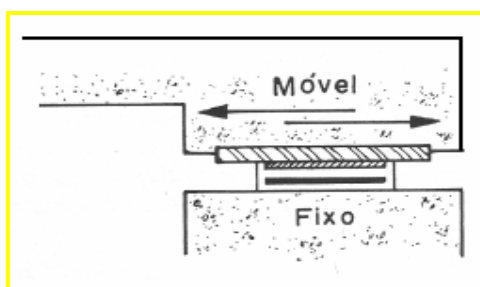


Fig. 9 – Aparelho de apoio deslizante entre a parede e a cobertura

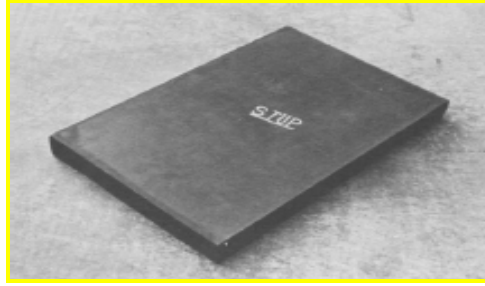


Fig. 10 – Aparelho de apoio em neoprene

3.

ANÁLISE ESTRUTURAL EM RESERVATÓRIOS

3.1. CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO

Na definição das acções e suas combinações, seguiu-se o estipulado no Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA).

No dimensionamento dos elementos em betão armado seguiram-se as disposições expressas no Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado (REBAP) ou no eurocodigo 2 (EC2).

Não existindo regulamentação nacional própria para este tipo de estruturas, considerou-se a norma inglesa BS8007 - “Design of concrete structures for retaining aqueous liquids”. De acordo com esta a largura máxima de fendas não deverá ser superior a 0,1 ou 0,2 mm, respectivamente, em elementos sujeitos alternadamente ao contacto com o líquido ou em elementos em contacto permanente com o líquido.

3.2. ACÇÕES

3.2.1. PESOS PRÓPRIOS

Peso volúmico do aço ($77 \text{ KN}/\text{m}^3$);

Peso volúmico do Betão Armado ($25 \text{ KN}/\text{m}^3$);

Enchimento com betão leve para formação de pendente ($0,15 \times 16 = 2,4 \text{ KN}/\text{m}^3$);

Camada de seixo para enchimento da cobertura ($2,6 \text{ KN}/\text{m}^2$).

3.2.2. SOBRECARGA

Terraços não acessíveis; uma sobrecarga uniformemente distribuída de $1,0 \text{ KN}/\text{m}^2$

3.2.3. IMPULSO HIDROSTÁTICO

Tomou-se o valor de $10 \text{ KN}/\text{m}^3$ para o peso volúmico da água na determinação dos pesos e impulsos sobre as paredes do reservatório. Considerou-se a água na totalidade da altura para a determinação dos esforços nas paredes e soleira.

3.2.4. VARIAÇÃO DA TEMPERATURA

Variação da temperatura nas faces das paredes; Estruturas de betão armado e pré-esforçadas não protegidas constituídas por elementos de pequena espessura (± 15 °C).

Variação da temperatura na laje de cobertura; Estruturas de betão armado e pré-esforçado, protegidas ou constituídas por elementos de grande espessura e estruturas de alvenaria (± 10 °C).

3.2.5. ACÇÃO SÍSMICA

A acção dos sismos foi quantificada para a Zona D ($\alpha=0,30$) tendo-se utilizado um coeficiente de comportamento igual a 1,00 (η).

3.3. COMBINAÇÕES DE ACÇÕES

Os valores de cálculo para os esforços actuantes nos estados limites últimos, foram obtidos a partir da envolvente das seguintes combinações.

Quadro 1 – Coeficientes de segurança para as diversas acções

Combinação	Permanente e sobrecarga	Impulso hidrostático	Sísmica	Temperatura
1	1,35	1,50		
2	1,00	1,50		
3	1,35		1,50	
4	1,00		1,50	
5	1,35			1,50
6	1,00			1,50

A verificação dos estados limites de utilização foi efectuada para a seguinte combinação rara de acções, segundo a fórmula seguinte.

$$S_d = S_{Gk} + S_{Qk} + \sum \psi_{2i} \times S_{Qik} \quad (3.1.)$$

S_d – Esforço de Dimensionamento

S_{Gk} – Esforço provocado pelas Acções Actuantes Permanentes

S_{Qik} – Esforço provocado pelas Acções Actuantes Variáveis

3.4. ESFORÇOS

Os esforços nos diferentes elementos estruturais foram calculados com recursos a modelos de elementos finitos.

4.

ANÁLISE ESTRUTURAL E DIMENSIONAMENTO DO RESERVATÓRIO CIRCULAR

4.1. LAJE DE COBERTURA DA CÉLULA

A laje de cobertura do reservatório é independente das paredes sendo apoiada na zona central por 19 pilares circulares com 0,30m de diâmetro dispostos em anéis concêntricos com 5,50m e 11,00m de raio e por dose almofadas de apoio em neopreme ao longo do contorno das paredes.

Os esforços foram obtidos num modelo de cálculo de elementos finitos para a acção do peso próprio com sobrecarga e variação diferencial de temperatura.

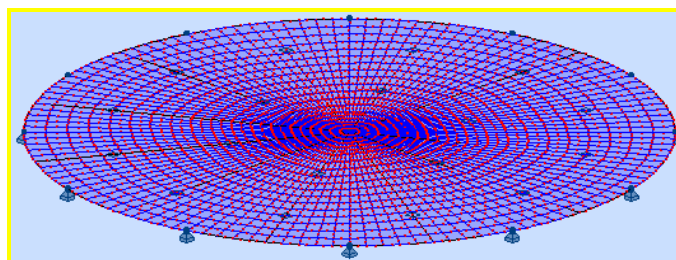


Fig. 11 - Modelo de cálculo de elementos finitos

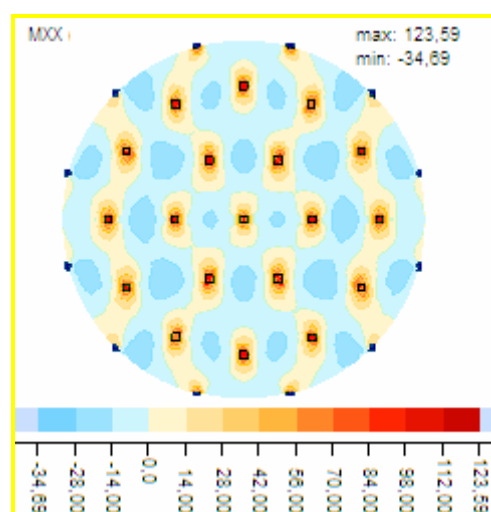


Fig. 12 - Momentos flectores xx (KNm/m) PP+SC

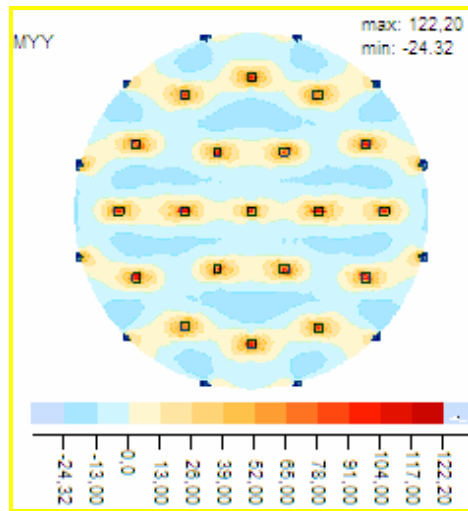


Fig. 13 - Momentos flectores yy (KNm/m) PP+SC

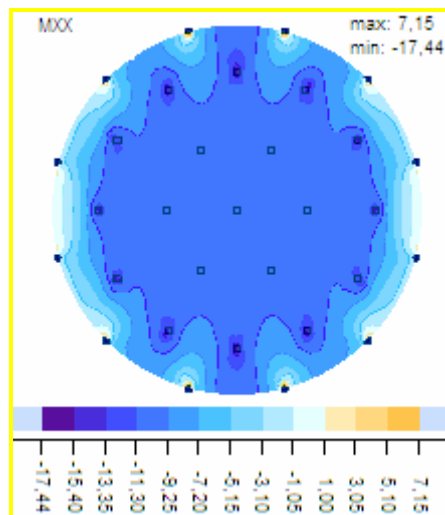


Fig. 14 – Momentos flectores xx (KNm/m) – VDT

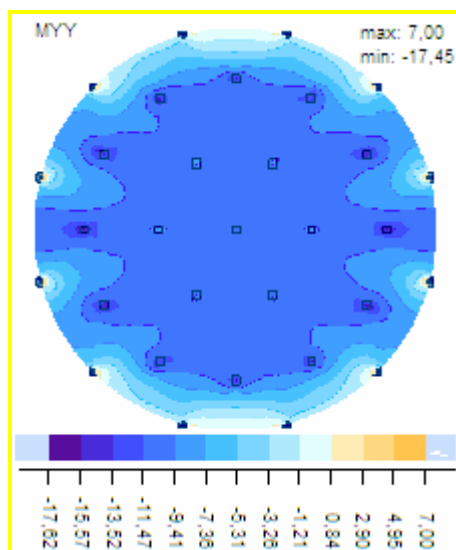


Fig. 15 - Momentos flectores yy (KNm/m) – VDT

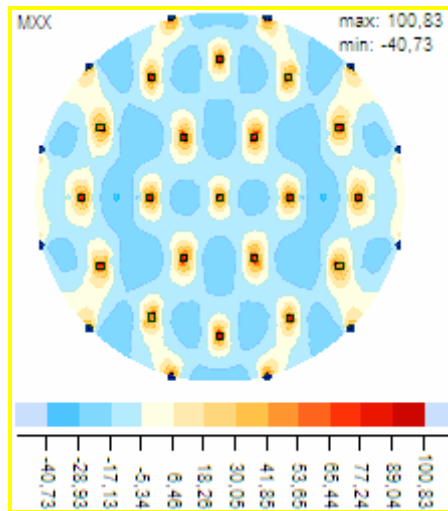


Fig. 16 - Momentos flectores xx (KNm/m) - PP+SC+VDT

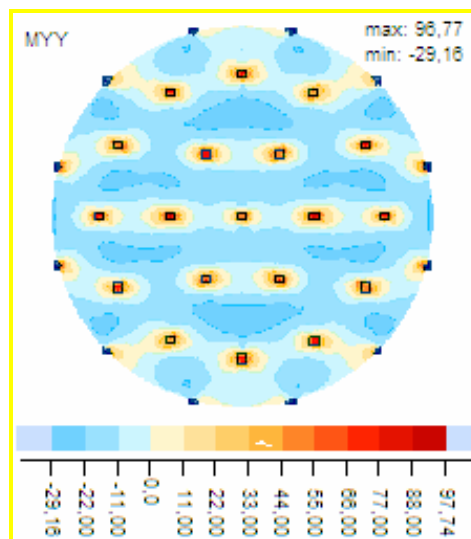


Fig. 17 - Momentos flectores yy (KNm/m) - PP+SC+VDT

4.1.1. DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA DE FLEXÃO

4.1.1.1. Armadura Superior

$$M_{sd,x}^- = -80 \text{ KNm/m}$$

$$M_{sd,y}^- = -70 \text{ KNm/m}$$

$$\mu = \frac{M_{rd}}{bd^2 f_{cd}} = \frac{80}{1,0 \times 0,17^2 \times 16666,7} = 0,166 \Rightarrow \omega = 0,187 \quad (4.1.)$$

$$\omega = \frac{A}{bd} \times \frac{f_{syd}}{f_{cd}} \Leftrightarrow A_s = \frac{0,166 \times 1 \times 0,17 \times 16,67}{438} = 10,76 \text{ cm}^2/\text{m} \Rightarrow 12 // 0,10 \text{ m} \quad (4.2.)$$

4.1.1.2. Armadura Inferior

$$M_{sd,x}^+ = 41 \text{ KNm/m}$$

$$M_{sd,y}^+ = 31 \text{ KNm/m}$$

$$\mu = \frac{M_{rd}}{bd^2 f_{cd}} = \frac{41}{1,0 \times 0,17^2 \times 16666,7} = 0,085 \Rightarrow \omega = 0,091 \quad (4.3.)$$

$$\omega = \frac{A}{bd} \times \frac{f_{syd}}{f_{cd}} \Leftrightarrow \quad (4.4.)$$

$$\Leftrightarrow A_s = \frac{0,091 \times 1 \times 0,17 \times 16,67}{438} = 5,90 \text{ cm}^2/\text{m} \Rightarrow 12 // 0,175 \text{ m}$$

4.1.2. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA AO PUNÇAMENTO

A verificação de segurança ao punçamento de acordo com o EC2, consiste na verificação dos seguintes pontos:

- Não é necessário adoptar armadura de específica de punçamento caso $V_{sd} \leq V_{rd,c}$, ao longo do perímetro de controlo considerado;
- Se $V_{sd} \geq V_{rd,c}$, será necessário adoptar armadura específica de punçamento ou um capitel de forma a satisfazer o critério anterior;
- Caso se adoptem armaduras, será necessário verificar a condição $V_{sd} \leq V_{rd,max}$.

4.1.2.1. Cálculo do Perímetro Básico de Controlo

$$u_1 = 2 \times \pi \times r \Leftrightarrow u_1 = 2 \times \pi \times (2 \times d + 0,15) \Leftrightarrow \quad (4.5.)$$

$$\Leftrightarrow u_1 = 2 \times \pi \times (2 \times 0,17 + 0,15) \Leftrightarrow u_1 = 3,08 \text{ m}$$

4.1.2.2. Esforço de Corte Devido ao Punçamento $V_{sd} = 408,65 \text{ KN}$

$$V_{sd} = \frac{V_{sd}}{u_1 \times d} = \frac{408,65}{3,08 \times 0,17} = 780,46 \text{ KN} \quad (4.6.)$$

Verificação da necessidade de adopção de um capitel ou de uma armadura específica para a resistir ao punçamento provocado pelo pilar na laje de cobertura:

$$V_{Rd,c} = C_{rd,c} \times k \times (100 \rho l \times f_{cd})^{\frac{1}{3}} \Leftrightarrow \quad (4.7.)$$

$$\Leftrightarrow V_{Rd,c} = 0,12 \times 2 \times (100 \times 0,0092 \times 25)^{\frac{1}{3}} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow V_{Rd,c} = 0,683 MPa$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = 0,12 \quad (4.8.)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \Leftrightarrow k = 1 + \sqrt{\frac{200}{170}} \Leftrightarrow k = 2,08 \leq 2,0 \quad (4.9.)$$

$$\rho l = \sqrt{\rho l_y \times \rho l_z} \Leftrightarrow \rho l = 0,0092 \leq 0,02 \quad (4.10.)$$

$$\rho l_x = \rho l_y = \frac{15,70 \times 10^{-4}}{0,17} = 0,0092 \quad (4.11.)$$

$$V_{Rd,c} = v_{Rd,c} \times u_1 \times d = 683 \times 3,08 \times 0,17 \Leftrightarrow \quad (4.12.)$$

$$\Leftrightarrow V_{Rd,c} = 357,62 KN < 780,46 KN$$

4.1.2.3. Dimensionamento do Capitel a Adoptar

$$V_{Rd} \geq V_{sd} \Leftrightarrow V_{Rd} \times u_1 \times d \geq V_{sd} \Leftrightarrow (4.13.)$$

$$\Leftrightarrow \left[0,12 \times \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d \times 1000}} \right) \times \left(100 \times \sqrt{\left(\frac{2,465 \times 10^{-6}}{d^2} \right) \times 25} \right)^{\frac{1}{3}} \right] \times 10^3 \times (2 \times \pi \times (2 \times d + 0,15)) \times d \leq 781 \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow d \geq 0,35m \Rightarrow h = 0,40m$$

4.1.2.4. Dimensionamento da Armadura de Punçoamento

$$V_{Rd,cs} = 0,75 V_{Rd,c} + 1,5 \times \left(\frac{d}{S_r} \right) \times A_{sw} f_{ywd,ef} \times \left(\frac{1}{u_1 \times d} \right) \times \sin \alpha \Leftrightarrow \quad (4.14.)$$

$$\Leftrightarrow A_{sw} = \frac{(781 - 0,75 \times 358)}{250 \times 10^3 \times \sin(90)} \times 3,08 \times 0,17 \Leftrightarrow A_{sw} = 10,73 cm^2$$

4.1.2.5. Verificação do Máximo Esforço de Corte

$$V_{Rd,máx} = 0,5 \times v \times f_{cd} \Leftrightarrow \quad (4.15.)$$

$$\Leftrightarrow V_{Rd,máx} = 0,5 \times 0,54 \times 16,7 \times 10^3 = 4509 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$v = 0,6 \times \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \Leftrightarrow 0,6 \times \left[1 - \frac{25}{250} \right] = 0,54 \quad (4.16.)$$

$$V_{Rd,máx} = V_{Rd,máx} \times u_1 \times d \quad (4.17.)$$

$$\Leftrightarrow V_{Rd,máx} = 4509 \times 3,08 \times 0,17 = 2360,91 \text{ kN} > V_{sd} \Rightarrow \text{OK}$$

4.2. PILARES

Os pilares interiores servem de apoio as lajes de cobertura transmitindo as cargas verticais à sapata de fundação. Para além destas cargas verticais os pilares têm a função de absorver parcialmente as forças horizontais das acções sísmicas.

Uma vez que a laje de cobertura está desligada das paredes exteriores do reservatório e assenta nesta em almofadas de neoprene, as forças de acção sísmica repartem-se elasticamente pelos apoios e pilares.

4.2.1. DETERMINAÇÃO DO ESFORÇO PROVOCADO PELA ACÇÃO SÍSMICA NOS PILARES

Para a determinação do esforço provocado pela acção sísmica nos pilares recorreu-se ao Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas e Edifícios e Pontes, capítulo VII.

4.2.1.1. Rigidez de Cada Pilar

$$EI = 30 \times 10^6 \times \frac{\pi \times 0,30^4}{64} \Rightarrow EI = 11928,23 \text{ kNm}^2 \quad (4.18.)$$

$$Kp = \frac{12 \times EI}{L^3} = \frac{12 \times 11928,23}{5,6^3} = 815,07 \text{ kN/m} \quad (4.19.)$$

4.2.1.2. Rigidez de Cada Almofada de Neoprene

$$Ka = \frac{GA}{t} = \frac{1000 \times 0,20 \times 0,15}{0,03} = 1000 \text{ kN/m} \quad (4.20.)$$

4.2.1.3. Rigidez Total para Movimentos Horizontais

$$K_t = 19 \times K_p + 12 \times K_a \quad (4.21.)$$

$$\Leftrightarrow K_t = 19 \times 815,07 + 12 \times 1000 = 27486,33 \text{ KN/m}$$

4.2.1.4. Peso da Cobertura $\Rightarrow p_{sd} \approx 9 \text{ KN/m}^2$

$$W_c = p_{sd} \times A \Leftrightarrow W_c = 9 \times \frac{\pi \times 29,10^2}{4} = 5985,75 \text{ KN} \quad (4.22.)$$

4.2.1.5. Frequência Própria da Estrutura

$$f = \frac{1}{2 \times \pi} \times \sqrt{\frac{K_t \times g}{W_c}} \Leftrightarrow f = \frac{1}{2 \times \pi} \times \sqrt{\frac{27486,33 \times 9,81}{5986,33}} = 1,07 \text{ Hz} \quad (4.23.)$$

4.2.1.6. Valor do Coeficiente de Acção Sísmica

$$\beta = \beta_0 \times \frac{\alpha}{\eta} \Leftrightarrow \beta = 0,17 \times \sqrt{1,07} \times \frac{0,3}{1} = 0,05276 \quad (4.24.)$$

4.2.1.7. Força Estática

$$F_{est} = \beta \times W_c \Leftrightarrow F_{est} = 0,05276 \times 5985,75 = 326 \text{ KN} \quad (4.25.)$$

4.2.1.8. Deslocamento da Acção Sísmica

$$\Delta_{sism} = \frac{F_{est}}{K_t} \Leftrightarrow \Delta_{sism} = \frac{326}{27486,33} = 0,012 \text{ m} \quad (4.26.)$$

4.2.1.9. Força Transmitida a Cada Pilar

$$F_p = \frac{F_{est} \times K_p}{K} \Leftrightarrow F_p = \frac{326 \times 815,07}{27486,33} = 9,7 \text{ KN} \quad (4.27.)$$

Considerando o pilar encastrado à rotação na fundação e na cobertura o momento flector a ser resistido pelo pilar é igual:

$$M_{sd} = 1,5 \times \frac{Fp \times L}{2} \Rightarrow M_{sd} = 1,5 \times \frac{9,7 \times 5,6}{2} = 40,75 \text{KNm} \quad (4.28.)$$

4.2.2. CÁLCULO DA ARMADURA LONGITUDINAL

Para o dimensionamento dos pilares da estrutura adoptou-se uma armadura e posteriormente verificou-se, se esta garantia os critérios de segurança e estabilidade da estrutura.

No dimensionamento utilizamos a combinação de esforços mais desfavorável, presente sobre a estrutura.

Quadro 2 – Verificação dos pilares para uma solução de 6Φ12

Pilares	Nsd (KN)	Msd,xx (KNm)	Msd,yy (KNm)	v	u,xx	u,yy	Msd (KNm)	Mrd (KNm)	C,seg
13	384,37	-0,42	-1,56	0,551	-0,002	-0,009	1,62	20,57	12,7
14	405,2	-9,25	-16,01	0,58	-0,053	-0,092	18,49	19,93	1,08
15	384,39	-1,11	-1,15	0,551	-0,006	-0,007	1,6	20,59	12,87
16	402,75	-11,32	0,45	0,577	-0,065	0,003	11,33	19,98	1,76
17	385,5	-2,13	1,25	0,552	-0,012	0,007	2,47	20,77	8,41
18	402,72	-6,06	9,58	0,577	-0,035	0,055	11,34	19,98	1,76
19	384,2	0,49	1,56	0,55	0,003	0,009	1,64	20,53	12,52
20	406,6	8,58	16,34	0,582	0,049	0,094	18,46	19,91	1,08
21	381,2	3,94	2,77	0,546	0,023	0,016	4,82	20,84	4,32
22	404,15	11,36	-0,87	0,579	0,065	-0,005	11,39	19,96	1,75
23	385,36	2,22	-1,17	0,552	0,013	-0,007	2,51	20,81	8,29
24	402,73	6,05	-9,59	0,577	0,035	-0,055	11,34	19,98	1,76
25	402,36	-0,06	11,69	0,576	0	0,067	11,69	20,41	1,75
26	402,36	10,14	5,77	0,576	0,058	0,033	11,67	20,43	1,75
27	404,62	14,65	-8,45	0,58	0,084	-0,048	16,91	20,38	1,21
28	401,71	0,26	-11,76	0,575	0,001	-0,067	11,76	20,41	1,74
29	408,65	-17,56	-9,98	0,585	-0,101	-0,057	20,2	20,29	1
30	403,91	-14,67	8,84	0,579	-0,084	0,051	17,13	20,39	1,19
31	327,54	0,01	-0,03	0,469	0	0	0,03	21,73	724,33

Solução: $6\phi 12 \Rightarrow A_s = 6,79 \text{cm}^2$

4.2.2.1. Armadura Mínima

$$A_{s,\min} = \text{maior} \left\{ \frac{0,10 \times N_{Ed}}{F_{yd}} = 1,01 \text{cm}^2; 0,002 A_c = 1,41 \text{cm}^2 \right\} \quad (4.29.)$$

4.2.2.2. Armadura Máxima

$$A_{s,\max} = 0,04 \times A_c = 28,27 \text{cm}^2 \quad (4.30.)$$

4.2.2.3. Armadura Transversal

$$S_{cl,t\max} = \max \left\{ 15\phi_l = 180 \text{cm}; 300 \text{mm} \right\} \quad (4.31.)$$

4.3. PAREDES DA CÉLULA

As paredes do reservatório têm espessura constante com 0,30 m e 5,5 m de altura. O modelo de cálculo do reservatório é constituído por elementos finitos de casca.

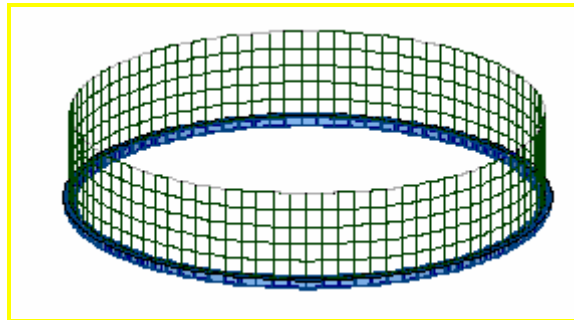


Fig. 18– Modelo de cálculo das paredes

A retracção não foi considerada como uma acção. Foram sim tomadas medidas (ponto 4.3.3.5.), que controlam o nível de fissuração que consiste em taxas de armaduras elevadas de forma a garantirem a fissuração estabilizada.

4.3.1. DETERMINAÇÃO DO ESFORÇO PROVOCADO PELA ACÇÃO SÍSMICA NAS PAREDES DA CÉLULA

Para a determinação da combinação da acção sísmica utilizou-se a solução de Housner presentes no livro Nuclear Reactors And Earthquakes, para tanques circulares, permitindo determinar os esforços basais (cortantes e flectores) e assim incluir indirectamente o efeito das pressões hidrodinâmicas no dimensionamento da secção inferior das paredes e da laje de suporte dos reservatórios.

4.3.1.1. Relação entre a altura e o raio do reservatório

$$\alpha = \frac{h}{r} = 0,28 \quad (4.32.)$$

4.3.1.2. Peso da massa do liquido

$$W = A \times h \times \gamma = 26420KN \quad (4.33.)$$

4.3.1.3. Peso da massa das paredes do reservatório

$$W_T = 2 \times \pi \times r \times e \times h \times \gamma \quad (4.34.)$$

$$\Leftrightarrow W_T = 2 \times \pi \times 15,65 \times 5,5 \times 0,30 \times 25 = 3797KN$$

4.3.1.4. Peso da massa impulsiva

$$W_1 = \left[\frac{\alpha}{\sqrt{3}} \times \tanh\left(\frac{\sqrt{3}}{\alpha}\right) \right] \times W \Leftrightarrow \quad (4.35.)$$

$$\Leftrightarrow W_1 = \left[\frac{0,28}{\sqrt{3}} \times \tanh\left(\frac{\sqrt{3}}{0,28}\right) \right] \times 26420 = 4271KN$$

4.3.1.5. Peso da massa convectiva

$$W_2 = \left[\frac{0,318}{\alpha} \times \tanh(1,84\alpha) \right] \times W \Leftrightarrow \quad (4.36.)$$

$$\Leftrightarrow W_2 = \left[\frac{0,318}{0,28} \times \tanh(1,84 \times 0,28) \right] \times 26420 = 14222KN$$

4.3.1.6. Altura da massa impulsiva para o momento basal

$$h_1 = \frac{3}{8} \times h = 1,5m \quad (4.37.)$$

4.3.1.7. Altura da massa convectiva para o momento basal

$$h_2 = \left[1 - \frac{\cosh(1,84\alpha) - 2,01}{1,84\alpha \sinh(1,84\alpha)} \right] \times h \Leftrightarrow \quad (4.38.)$$

$$\Leftrightarrow h_2 = \left[1 - \frac{\cosh(1,84 \times 0,28) - 1}{1,84 \times 0,28 \times \sinh(1,84 \times 0,28)} \right] \times 4,0 = 2,0m$$

4.3.1.8. Altura da massa impulsiva para o momento de derrube

$$h_1^0 = \left[\frac{1}{8} \times \left(\frac{4}{\left[\frac{\alpha}{\sqrt{3}} \times \tanh\left(\frac{\sqrt{3}}{\alpha}\right) \right]} - 1 \right) \right] \times h \Leftrightarrow \quad (4.39.)$$

$$\Leftrightarrow h_1^0 = \left[\frac{1}{8} \times \left(\frac{1}{\left[\frac{0,28}{\sqrt{3}} \times \tanh\left(\frac{\sqrt{3}}{0,28}\right) \right]} - 1 \right) \right] \times 4 = 11,9m$$

4.3.1.9. Altura da massa convectiva para o momento derrube

$$h_2^0 = \left[1 - \frac{\cosh(1,84\alpha) - 2,01}{1,84\alpha \sinh(1,84\alpha)} \right] \times h \Leftrightarrow \quad (4.40.)$$

$$\Leftrightarrow h_2^0 = \left[1 - \frac{\cosh(1,84 \times 0,28) - 1}{1,84 \times 0,28 \times \sinh(1,84 \times 0,28)} \right] \times 4,0 = 16,6m$$

4.3.1.10. Período de oscilação da massa convectiva

$$T = 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{r}{1,84 \times g \times \tanh(1,84\alpha)}} \Leftrightarrow \quad (4.41.)$$

$$\Leftrightarrow T = 2 \times \alpha \times \sqrt{\frac{14,5}{1,84 \times 9,81 \times \tanh(1,84 \times 0,28)}} = 8,18s$$

4.3.1.11. Frequência da massa conectiva e sua aceleração

$$f = \frac{1}{T} = 0,122 \text{ Hz} \xrightarrow{\text{anexo II-RESA}} A = 50 \text{ cm}^2/\text{s} \quad (4.42.)$$

4.3.1.12. Força da massa impulsiva

$$P_1 = \frac{W_1}{g} \times A_0 = \frac{4271}{9,81} \times 0,0080 = 3,5 \text{ KN} \quad (4.43.)$$

4.3.1.13. Força da massa das paredes do reservatório

$$P_T = \frac{W_T}{g} \times A_0 = \frac{3797}{9,81} \times 0,0080 = 3,1 \text{ KN} \quad (4.44.)$$

Sendo A_0 a acção sísmica máxima, no local de implantação do tanque, para um período de retorno de 1000 anos de acordo com as isocistas do estudo de sismologia, sismicidade e risco sísmico do LNEC, [Relatório integrado nos Estudos Do Domínio Do Plano De Investigação E Do Plano De Edifícios, Lisboa, Junho de 1977].

4.3.1.14. Força da massa convectiva

$$P_2 = \frac{W_2}{g} \times A = \frac{14222}{9,81} \times 0,0050 = 7,2 \text{ KN} \quad (4.45.)$$

4.3.1.15. Calculo do momento basal

$$BM = P_1 h_1 + P_2 h_2 + P_T \frac{h_{BA}}{2} \Leftrightarrow \quad (4.46.)$$

$$\Leftrightarrow BM = 3,5 \times 1,5 + 7,2 \times 2,0 + 3,1 \times \frac{5,5}{2} = 28,2 \text{ KNm}$$

4.3.1.16. Cálculo do momento derrube

$$OTM = P_1 h_1^0 + P_2 h_2^0 + P_T \frac{h_{BA}}{2} \Leftrightarrow \quad (4.47.)$$

$$\Leftrightarrow OTM = 3,5 \times 11,9 + 7,2 \times 16,6 + 3,1 \times \frac{5,7}{2} = 170,0 \text{KNm}$$

Sendo A a acção sísmica espectral, para terreno semelhante ao do local de implantação do tanque e com amortecimento estrutural específico, correspondente ao período de oscilação da água no reservatório.

4.3.2. ESFORÇOS DE DIMENSIONAMENTO NAS PAREDES

Zona Central

Quadro 3 – Esforços máximos de membrana na zona intermédia da célula

Esforços	ELS	ELU
Nx (KN/m)	50,00	70,00
Ny (KN/m)	-435,00	-605,00
Mx (KNm/m)	23,00	-35,00
My (KNm/m)	2,00	-2,50

Os valores de Mxy e Nxy não vão ser considerados pois apresentam valores muito pequenos podendo assim ser desprezados.

4.3.3. DETERMINAÇÃO DE TENSÕES E CÁLCULO DAS ARMADURAS

A determinação e dimensionamento das armaduras foram efectuados baseado nas metodologias e processos presente no anexo F do Eurocodigo2.

4.3.3.1. Tensões na Face Exterior

$$n_x = -\frac{35,00}{0,225} + 70,00 \Leftrightarrow n_x = -85,55 \text{KN} \quad (4.48.)$$

$$\sigma_{Edx} = -\frac{85,55}{0,08} = -1,070 \text{MPa} \quad (4.49.)$$

$$n_y = -\frac{2,50}{0,225} - 605,00 \Leftrightarrow n_y = -616,11 \text{KN} \quad (4.50.)$$

$$\sigma_{Edy} = -\frac{616,11}{0,08} = -7,701 \text{MPa} \quad (4.51.)$$

Como σ_{Edy} é uma tensão de tracção, logo são necessárias armaduras.

4.3.3.2. Armadura na Face Exterior

$$\sigma_{Edx} \leq |\tau_{Edxy}| \quad (4.52.)$$

$$f_{idx} = |\tau_{Edxy}| - \sigma_{Edx} = 1,070 \quad (4.53.)$$

$$f_{idy} = \tau_{Edxy} - \sigma_{Edy} \Leftrightarrow f_{idy} = -7,701 \quad (4.54.)$$

$$f_{idx} = \rho_x \times f_{yd} \Leftrightarrow \rho_x = \frac{1,070}{348} = 0,0031 \quad (4.55.)$$

$$A_{sx} = 0,0031 \times 0,08 \Leftrightarrow A_{sx} = 2,46 \text{ cm}^2 / \text{m} \Rightarrow \phi 10 // 0,10 \text{ m} \quad (4.56.)$$

$$f_{idy} = \rho_y \times f_{yd} \Leftrightarrow \rho_y = \frac{7,701}{348} = 0,02213 \quad (4.57.)$$

$$A_{sy} = 0,02213 \times 0,08 \Leftrightarrow A_{sy} = 17,70 \text{ cm}^2 / \text{m} \Rightarrow \phi 16 // 0,10 \text{ m} \quad (4.58.)$$

4.3.3.3. Tensões na Face Interior

$$n_x = \frac{35,00}{0,225} + 70,00 \Leftrightarrow n_x = 225,55 \text{ KN} \quad (4.59.)$$

$$\sigma_{Edx} = -\frac{225,55}{0,08} = 2,819 \text{ MPa} \quad (4.60.)$$

$$n_y = \frac{2,50}{0,225} - 605,00 \Leftrightarrow n_y = -593,89 \text{ KN} \quad (4.61.)$$

$$\sigma_{Edy} = -\frac{593,89}{0,08} = -7,424 \text{ MPa} \quad (4.62.)$$

Como σ_{Edy} é uma tensão de tracção, logo são necessárias armaduras.

4.3.3.4. Armadura na Face Interior

$$\sigma_{Edx} > |\tau_{Edxy}| \quad (4.63.)$$

$$f_{tdx} = 0 \quad (4.64.)$$

$$f_{tdy} = \frac{\tau_{Edxy}^2}{\sigma_{Edx}} - \sigma_{Edy} \Leftrightarrow f_{tdy} = 0 - (-7,424) = 7,424 \quad (4.65.)$$

$$f_{tdy} = \rho_y \times f_{yd} \Leftrightarrow \rho_y = \frac{7,424}{348} = 0,02133 \quad (4.66.)$$

$$A_{sy} = 0,02133 \times 0,08 \Leftrightarrow A_{sy} = 17,07 \text{ cm}^2 / \text{m} \Rightarrow \phi 16 // 0,10 \text{ m} \quad (4.67.)$$

4.3.3.5. Armadura Mínima de Fendilhação

$$\sigma_s = 108 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - K_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} = 0,144 \text{ ‰} \quad (4.68.)$$

$$S_{r,max} = K_3 \times C + \frac{K_1 \times K_2 \times K_4 \times \phi}{\rho_{p,eff}} = 0,508 \quad (4.69.)$$

$$W_K = S_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 0,073 \text{ mm} < 0,15 \text{ mm} \Rightarrow OK \quad (4.70.)$$

4.4. SAPATAS DE FUNDAÇÃO

Por motivo de segurança em relação aos dados fornecidos acerca do terreno de fundação do reservatório, considerou-se que as células deveriam ser fundadas através de ensoleiramento geral (laje com 0,30m de espessura), apoiada sobre uma espessa camada de brita, convenientemente drenada e compactada.

Os esforços da laje de soleira resultam somente das cargas verticais e momentos flectores transmitidos pelos pilares e paredes exteriores, já que o peso da água é contrariado directamente pela acção da fundação.

4.4.1. DIMENSIONAMENTO DAS SAPATAS DOS PILARES

4.4.1.1. Esforços Transmitidos pelos Pilares

$$N_{sd} = 408,7 \text{ KN}$$

$$M_{sd,xx} = 17,5 \text{ KNm}$$

$$M_{sd,yy} = 10 \text{ KNm}$$

4.4.1.2. Tensão de Segurança do Solo

$$\sigma_{rd} = 300 \text{ KN/m}^2$$

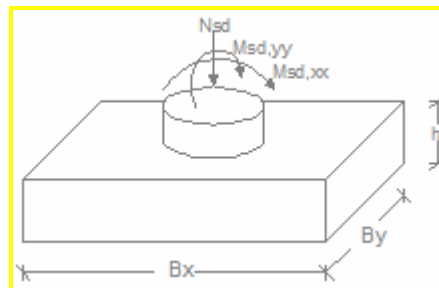


Fig. 19 – Esquema de Cálculo – Referencial de Esforços

4.4.1.3. Dimensionamento

Visto os momentos a actuarem nas sapatas serem bastante reduzidos, optou-se por sapatas quadradas, em que $B_x = B_y$.

$$e_x = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{17,5}{408,7} = 0,043 \text{ m} \quad (4.71.)$$

$$e_y = \frac{10}{408,7} = 0,024 \text{ m} \quad (4.72.)$$

$$\frac{e_x}{A} + \frac{e_y}{B} \leq \frac{1}{6} \Rightarrow OK \Rightarrow \text{Não há tracções} \quad (4.73.)$$

$$\sigma_{ref} = \frac{N_{sd}}{B_x \times B_y} \left[1 + 3 \times \frac{e_x}{B_x} + 3 \times \frac{e_y}{B_y} \right] \leq \sigma_{adm} \Leftrightarrow \quad (4.74.)$$

$$\Leftrightarrow \sigma_{ref} = \frac{1,1 \times 408,7}{B_x \times B_y} \left[1 + 3 \times \frac{0,043}{B_x} + 3 \times \frac{0,024}{B_y} \right] \leq 300 \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow B_x = B_y = 1,30m$$

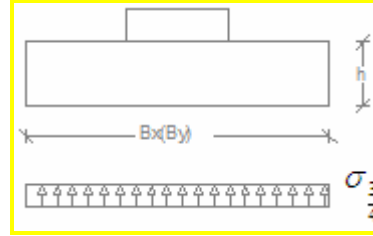


Fig. 20– Modelo de Sapata - Distribuição uniforme de tensões

$$\sigma_{\frac{3}{4}} = \frac{408,7 + (1,30^2 \times 0,50 \times 25)}{1,30 \times 1,30} \times \left[1 + 3 \times \frac{0,043}{1,30} + 3 \times \frac{0,024}{1,30} \right] \Leftrightarrow \quad (4.75.)$$

$$\Leftrightarrow \sigma_{\frac{3}{4}} = 294 \text{ KN/m}^2$$

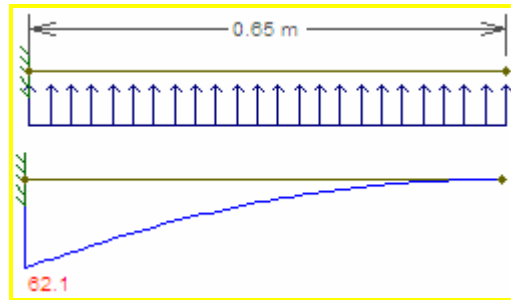


Fig. 21 – Carregamento da sapata e diagrama de momentos (KNm/m)

$$M_{sd} = 62,1 \text{ KNm} / m \quad (4.76.)$$

$$\mu = \frac{Mrd}{b \times d^2 \times f_{cd}} \Leftrightarrow \quad (4.77.)$$

$$\Leftrightarrow \mu = \frac{62,1}{1,0 \times 0,45^2 \times 16666,67} = 0,0184 \Rightarrow \omega = 0,019$$

$$A_s = \frac{\omega \times b \times d \times f_{cd}}{f_{syd}} \Leftrightarrow \quad (4.78.)$$

$$\Leftrightarrow A_s = \frac{0,019 \times 1 \times 0,45 \times 16,7}{348} = 4,10 \text{ cm}^2 / \text{m} \Rightarrow \phi 12 // 0,15 \text{ m}$$

A verificação ao punçoamento é dispensável, uma vez que a sapata tem uma espessura superior à da laje de cobertura.

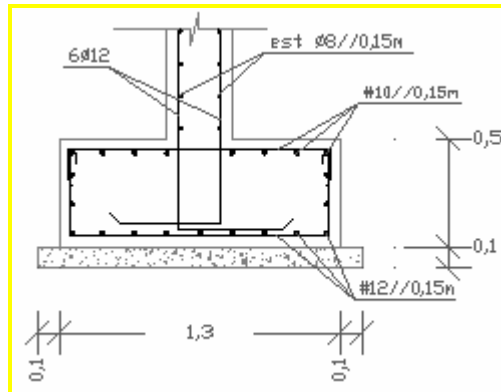


Fig. 22 – Sapata tipo

4.4.3. DIMENSIONAMENTO DA SAPATA DE PAREDE

4.4.3.1. Esforços Transmitidos pela Parede

$$N_{sd} = 100,0 \text{ KN}$$

4.4.3.2. Tensão de Segurança do Solo

$$\sigma_{rd} = 300 \text{ KN} / \text{m}^2$$

4.4.3.3. Dimensionamento

$$N_{sd} = 70 \text{ KN}$$

$$M_{sd,xx} = 35 \text{ KNm}$$

$$\sigma = \frac{N_{sd} \times 1,1}{B} \Leftrightarrow 300 = \frac{1,1 \times 100}{B} \Leftrightarrow B = 0,37 \text{ m} \Rightarrow B = 1,0 \text{ m} \quad (4.79.)$$

$$A_{sx} = A_{sy} = \phi 12 // 0,15 \text{ m} \quad (4.80.)$$

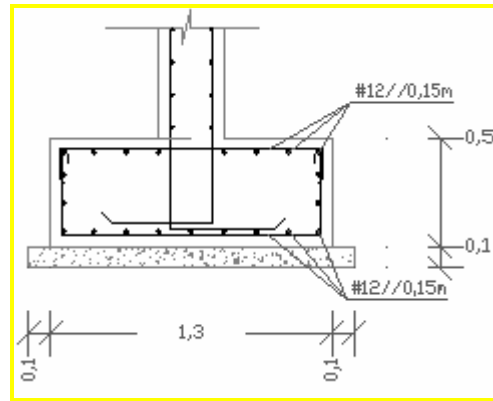


Fig. 23 – Sapata tipo

A verificação ao punçoamento é dispensável visto a sapata ter uma espessura superior à da laje de cobertura.

5.

ANÁLISE ESTRUTURAL E DIMENSIONAMENTO DO RESERVATÓRIO RECTANGULAR

5.1. LAJE DE COBERTURA DA CÉLULA

Para o cálculo da laje de cobertura da célula em estudo recorreu-se ao Método dos Pórticos Equivalentes (EC2 – Anexo I).

Este método é um processo simplificado para a determinação dos esforços actuantes nas lajes fungiformes, podendo neste método considerar-se o efeito das acções horizontais e verticais.

- Considerar a estrutura, construída pela laje e pelos pilares de apoio, dividida em dois conjuntos independentes de pórticos em direcções ortogonais.

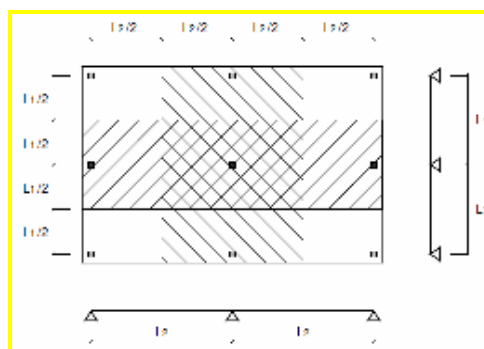


Fig. 24 -figura 1

- As cargas actuantes em cada pórtico correspondem à largura das suas travessas.

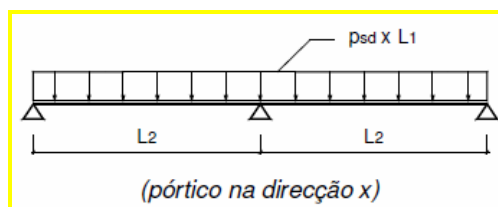


Fig. 25 - figura 2

- Após a determinação dos momentos flectores, estes devem ser distribuídos nas faixas central e lateral, de acordo com as seguintes regras:

Quadro 4 – Coeficiente de distribuição de momentos

Momentos flectores	Faixa central da travessa	Faixas laterais da travessa
Momentos positivos	55% (50 – 70%)	45% (50 – 30%)
Momentos negativos	75% (60 – 80%)	25% (40 – 20%)

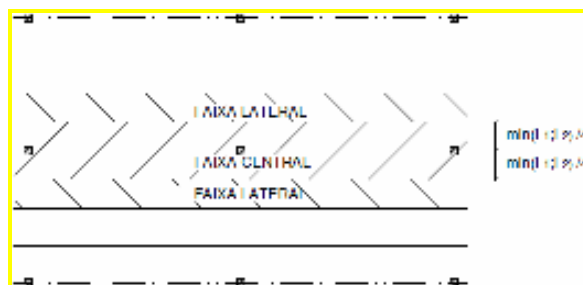


Fig. 26 - figura 3

Esta repartição tem em consideração, de forma simplificada, a distribuição real dos esforços.

5.1.1. DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS DE FLEXÃO

5.1.1.1. Segundo a direcção XX

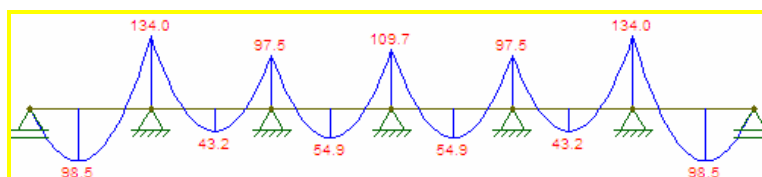


Fig. 27 – Diagrama do pórtico na direcção XX

Quadro 5 – Distribuição de momentos segundo xx

Pórtico	Sinal	Faixa	Lpórtico (m)	coef. repartição	Msd+ (KNm)	Msd- (KNm/m)	
Direcção xx	Extremo	M+	Central	1,75	0,55	54,18	30,96
		98,5	Lateral	1,75	0,45	44,33	25,33
		M-	Central	1,75	0,75	100,50	57,43
		134,0	Lateral	1,75	0,25	33,50	19,14
	Interior	M+	Central	1,75	0,55	30,20	17,25
		54,9	Lateral	1,75	0,45	24,71	14,12
		M-	Central	1,75	0,75	82,28	47,01
		109,7	Lateral	1,75	0,25	27,43	15,67

Quadro 6 – Calculo das armaduras segundo xx

Pórtico	Sinal	Faixa	Msd (KNm/m)	μ	ω	Armadura		
						cm ² /m	Φ	
Direcção xx	Extremo	M+	Central	30,96	0,064	0,068	5,58	$\Phi 10//0,125$
			Lateral	25,33	0,052	0,056	4,56	$\Phi 10//0,15$
		M-	Central	57,43	0,119	0,134	10,90	$\Phi 12//0,10$
			Lateral	19,14	0,040	0,041	3,37	$\Phi 10//0,20$
	Interior	M+	Central	17,25	0,036	0,037	3,03	$\Phi 10//0,20$
			Lateral	14,12	0,029	0,030	2,46	$\Phi 10//0,20$
		M-	Central	47,01	0,097	0,107	8,74	$\Phi 12//0,125$
			Lateral	15,67	0,032	0,034	2,74	$\Phi 10//0,20$

5.1.1.2. Segundo a direcção YY

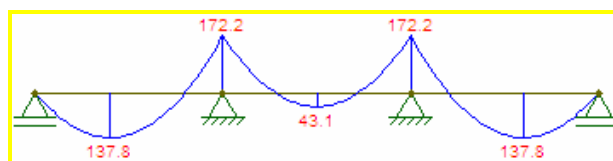


Fig. 28 – Diagrama do pórtico na direcção yy

Quadro 7 – Distribuição de momentos segundo yy

Pórtico	Sinal	Faixa	Lpórtico (m)	coef. repartição	Msd+ (KNm)	Msd- (KNm/m)
Direcção yy	M+	Central	1,29	0,55	75,79	58,87
	137,8	Lateral	1,29	0,45	62,01	48,16
	M+	Central	1,29	0,55	23,71	18,41
	43,1	Lateral	1,29	0,45	19,40	15,06
	M-	Central	1,29	0,75	129,15	100,31
	172,2	Lateral	1,29	0,25	43,05	33,44

Quadro 8 – Calculo das armaduras segundo yy

Pórtico	Sinal	Faixa	Msd (KNm/m)	μ	ω	Armadura	
						cm ² /m	Φ
Direcção yy	M+	Central	58,87	0,122	0,137	11,20	$\Phi 12 // 0,10$
		Lateral	48,16	0,100	0,110	8,98	$\Phi 12 // 0,125$
	M+	Central	18,41	0,038	0,040	3,24	$\Phi 10 // 0,20$
		Lateral	15,06	0,031	0,032	2,63	$\Phi 10 // 0,20$
	M-	Central	100,31	0,208	0,252	20,54	$\Phi 16 // 0,10$
		Lateral	33,44	0,069	0,074	6,06	$\Phi 10 // 0,125$

5.1.1.3 Armadura de Bordo

$$A_{s,apoio} = \max\{A_s, \min; 0,25 \times A_{s,v\tilde{a}o}^+\} \Rightarrow \phi 10 // 0,25m \quad (5.1.)$$

5.1.1.4. Armadura Mínima

$$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{f_{cm}}{f_{yk}} \times bt \times d \Leftrightarrow \quad (5.2.)$$

$$\Leftrightarrow 0,26 \times \frac{2,6}{400} \times 1 \times 0,17 \Leftrightarrow A_{s,min} = 2,87 \text{ cm}^2 / m \Rightarrow \phi 10 // 0,25m$$

5.1.1.5. Armadura Máxima

$$A_{s,m\acute{a}x} = 0,04 \times A_c = 0,04 \times 0,20 \times 1 = 80 \text{ cm}^2 / m \quad (5.3.)$$

5.1.2. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA AO PUNÇAMENTO

5.1.2.1. Cálculo do Perímetro Básico de Controlo

$$u_1 = 2 \times \pi \times r \Leftrightarrow u_1 = 2 \times \pi \times (2 \times d + 0,15) \Leftrightarrow \quad (5.4.)$$

$$\Leftrightarrow u_1 = 2 \times \pi \times (2 \times 0,17 + 0,15) \Leftrightarrow u_1 = 3,08m$$

5.1.2.2. Esforço de Corte Devido ao Punçamento

$$V_{sd} = 612,52 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{V_{sd}}{u_1 \times d} = \frac{612,52}{3,08 \times 0,17} = 1169,82KN \quad (5.5.)$$

Verificar se é necessário adoptar um capitel ou uma armadura específica para a resistência ao punçoamento.

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= C_{rd,c} \times k \times (100 \rho l \times f_{cd})^{\frac{1}{3}} \Leftrightarrow \quad (5.6.) \\ \Leftrightarrow V_{Rd,c} &= 0,12 \times 2 \times (100 \times 0,00887 \times 25)^{\frac{1}{3}} \Leftrightarrow \\ \Leftrightarrow V_{Rd,c} &= 0,674MPa \end{aligned}$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = 0,12 \quad (5.7.)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \Leftrightarrow k = 1 + \sqrt{\frac{200}{170}} \Leftrightarrow k = 2,08 \leq 2,0 \quad (5.8.)$$

$$\rho l = \sqrt{\rho l_y \times \rho l_z} \Leftrightarrow \rho l = \sqrt{0,0066 \times 0,0118} = 0,00887 \leq 0,02 \quad (5.9.)$$

$$\rho l_y = \frac{11,31 \times 10^{-4}}{0,17} = 0,0066 \quad (5.10.)$$

$$\rho l_x = \frac{20,11 \times 10^{-4}}{0,17} = 0,0118 \quad (5.11.)$$

$$V_{Rd,c} = v_{Rd,c} \times u_1 \times d = 674 \times 3,08 \times 0,17 = 352,91KN < 1169,82KN \quad (5.12.)$$

É necessário adoptar um capitel ou armaduras específicas para a resistência ao punçoamento.

5.1.2.3. Adopção de Capitel

$$V_{Rd} \geq V_{sd} \Leftrightarrow V_{Rd} \times u_1 \times d \geq V_{sd} \Leftrightarrow \quad (5.13.)$$

$$\Leftrightarrow \left[0,12 \times \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d \times 1000}} \right) \times \left(100 \times \sqrt{\frac{2,274 \times 10^{-6}}{d^2}} \right) \times 25 \right]^{\frac{1}{3}} \times 10^3 \times (2 \times \pi \times (2 \times d + 0,15)) \times d \geq 1170 \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow d \geq 0,45m \Rightarrow h = 0,50m$$

5.1.2.4. Dimensionamento da Armadura de Punçoamento

$$V_{Rd,cs} = 0,75V_{Rd,c} + 1,5 \times \left(\frac{d}{Sr} \right) \times A_{sw} f_{ywd,ef} \times \left(\frac{1}{u_1 \times d} \right) \times \sin \alpha \Leftrightarrow \quad (5.14.)$$

$$\Leftrightarrow A_{sw} = \frac{(1170 - 0,75 \times 353)}{250 \times 10^3 \times \sin(90)} \times 3,08 \times 0,17 \Leftrightarrow A_{sw} = 18,96 \text{ cm}^2$$

5.1.2.5. Verificação do máximo esforço de corte

$$V_{Rd,máx} = 0,5 \times v \times f_{cd} \Leftrightarrow \quad (5.15.)$$

$$\Leftrightarrow V_{Rd,máx} = 0,5 \times 0,54 \times 16,7 \times 10^3 = 4509 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$v = 0,6 \times \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \Leftrightarrow 0,6 \times \left[1 - \frac{25}{250} \right] = 0,54 \quad (5.16.)$$

$$V_{Rd,máx} = V_{Rd,máx} \times u_1 \times d \quad (5.17.)$$

$$\Leftrightarrow V_{Rd,máx} = 4509 \times 3,08 \times 0,17 = 2360,91 \text{ kN} > V_{sd} \Rightarrow \text{OK}$$

5.1.3. VIGA DE BORDADURA DA CÉLULA

A viga de bordadura tem as dimensões de 0,50m de altura por 0,30m de largura e é constituída por 4 ϕ 16 na zona superior, 4 ϕ 16 na zona inferior e estribos de ϕ 8 // 0,20m.

5.1.3.1. Dimensionamento das Armaduras de Flexão

$$M_{sd}^+ = 17,8 \text{ kNm}$$

$$\mu = \frac{M_{rd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} \Leftrightarrow \quad (5.18.)$$

$$\Leftrightarrow \frac{17,8}{0,30 \times 0,47^2 \times 16,7 \times 10^3} = 0,0193 \Rightarrow \omega = 0,0198$$

$$\omega = \frac{A_s}{b \times d} \times \frac{f_{syd}}{f_{cd}} \Leftrightarrow \quad (5.19.)$$

$$\Leftrightarrow A_s = \frac{0,0198 \times 0,30 \times 0,47 \times 16,7}{348} \Rightarrow A_s = 1,16 \text{ cm}^2$$

$$M_{sd}^- = -36,9 \text{ KNm} \Rightarrow \mu = 0,040 \Rightarrow \omega = 0,042 \Rightarrow A_s = 2,37 \text{ cm}^2$$

5.1.3.2. Verificação do Máximo Esforço de Corte

$$V_{sd} = 35,4 \text{ KN}$$

$$V_{rd,c} = \left[C_{rd,c} \times K \times (100 \times \rho l \times f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right] \times b_w \times d \Leftrightarrow \quad (5.20.)$$

$$\Leftrightarrow \left[0,12 \times 1,65 (100 \times 0,00536 \times 25)^{\frac{1}{3}} \right] \times 0,30 \times 0,47 \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow V_{rd,c} = 0,09876 \text{ MN} \Leftrightarrow V_{rd,c} = 98,76 \text{ KN}$$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{470}} = 1,65 \leq 2 \quad (5.21.)$$

$$\rho l = \frac{A_{sl}}{b_w \times d} = \frac{8,04}{30 \times 50} = 0,00536 \leq 0,02 \quad (5.22.)$$

5.2. PILARES

Os pilares interiores servem de apoio as lajes de cobertura transmitindo as cargas verticais à sapata de fundação. Para além destas cargas verticais os pilares têm a função de absorver parcialmente as forças horizontais das acções sísmicas.

Uma vez que a laje de cobertura está desligada das paredes exteriores do reservatório e assenta nesta em almofadas de neoprene, as forças de acção sísmica repartem-se elasticamente pelos apoios e pilares.

5.2.1. DETERMINAÇÃO DO ESFORÇO PROVOCADO PELA ACÇÃO SÍSMICA

5.2.1.1. Rigidez de Cada Pilar

$$EI = 30 \times 10^6 \times \frac{\pi \times 0,30^4}{64} \Rightarrow EI = 11928,23 \text{ KNm}^2 \quad (5.23.)$$

$$Kp = \frac{12 \times EI}{L^3} = \frac{12 \times 11928,23}{5,6^3} = 815,07 \text{ KN/m} \quad (5.24.)$$

5.2.1.2. Rigidez de cada Almofada de Neoprene

$$Ka = \frac{GA}{t} = \frac{1000 \times 0,20 \times 0,15}{0,03} = 1000 \text{ KN/m} \quad (5.25.)$$

5.2.1.3. Rigidez Total para Movimentos Horizontais

$$Kt = 10 \times Kp + 18 \times Ka \Leftrightarrow \quad (5.26.)$$

$$\Leftrightarrow Kt = 10 \times 815,07 + 18 \times 1000 = 26150,70 \text{ KN/m}$$

5.2.1.4. Peso da Cobertura

$$psd \approx 9 \text{ KN/m}^2$$

$$Wc = psd \times A \Rightarrow Wc = 9 \times 30,6 \times 20,7 = 5700,78 \text{ KN} \quad (5.27.)$$

5.2.1.5. Frequência Própria da Estrutura

$$f = \frac{1}{2 \times \pi} \times \sqrt{\frac{Kt \times g}{Wc}} \Rightarrow f = \frac{1}{2 \times \pi} \times \sqrt{\frac{26150,70 \times 9,81}{5700,78}} = 1,07 \text{ Hz} \quad (5.28.)$$

5.2.1.6. Valor do Coeficiente de Acção Sísmica

$$\beta = \beta_0 \times \frac{\alpha}{\eta} \Rightarrow \beta = 0,17 \times \sqrt{1,07} \times \frac{0,3}{1} = 0,05276 \quad (5.29.)$$

5.2.1.7. Força Estática

$$Fest = \beta \times Wc \Rightarrow Fest = 0,05276 \times 5985,75 = 326 \text{ KN} \quad (5.30.)$$

5.2.1.8. Deslocamento da Acção Sísmica

$$\Delta_{sism} = \frac{F_{est}}{K_t} \Rightarrow \Delta_{sism} = \frac{326}{27486,33} = 0,012m \quad (5.31.)$$

5.2.1.9. Força Transmitida a cada Pilar

$$F_p = \frac{F_{est} \times K_p}{K} \Rightarrow F_p = \frac{326 \times 815,07}{27486,33} = 9,7KN \quad (5.32.)$$

Considerando o pilar encastrado à rotação na fundação e na cobertura o momento flector a ser resistido pelo pilar é igual:

$$M_{sd} = 1,5 \times \frac{F_p \times L}{2} \Rightarrow M_{sd} = 1,5 \times \frac{9,7 \times 5,6}{2} = 40,75KNm \quad (5.33.)$$

5.2.2. DETERMINAÇÃO DA ARMADURA LONGITUDINAL

Para o dimensionamento dos pilares da estrutura utilizamos um programa, que nos permitia definir uma armadura e posteriormente verificar se esta garantia os critérios de segurança e estabilidade da estrutura. No dimensionamento utilizamos a combinação de esforços mais desfavorável, presente sobre a estrutura.

Quadro 9 – verificação dos pilares para uma solução de 6Φ12

Pilares	Nsd (KN)	Msd,xx (KNm)	Msd,yy (KNm)	v	u,xx	u,yy	Msd (KNm)	Mrd (KNm)	C,seg
9	623,33	24,2	-13,01	0,508	0,066	-0,035	27,48	39,56	1,44
10	537,63	14	-13,02	0,438	0,038	-0,035	19,12	41,12	2,15
11	556,36	2,3	-13,02	0,454	0,006	-0,035	13,22	40,86	3,09
12	537,63	14	-13,02	0,438	0,038	-0,035	19,12	41,12	2,15
13	623,33	24,2	-13,02	0,508	0,066	-0,035	27,48	39,56	1,44
16	623,33	-24,2	13,02	0,508	-0,066	0,035	27,48	39,56	1,44
17	537,63	-14	13,02	0,438	-0,038	0,035	19,12	41,12	2,15
18	556,36	-2,3	13,02	0,454	-0,006	0,035	13,22	40,86	3,09
19	537,63	-14	13,02	0,438	-0,038	0,035	19,12	41,12	2,15
20	623,33	-24,2	13,01	0,508	-0,066	0,035	27,48	39,56	1,44

Solução: $6\phi 12 \Rightarrow A_s = 6,79cm^2$

5.2.2.1. Armadura Mínima

$$A_{s,\min} = \text{maior} \left\{ \frac{0,10 \times N_{Ed}}{F_{yd}} = 1,56 \text{cm}^2; 0,002 A_c = 1,41 \text{cm}^2 \right\} \quad (5.34.)$$

5.2.2.2. Armadura Máxima

$$A_{s,\max} = 0,04 \times A_c = 28,27 \text{cm}^2 \quad (5.35.)$$

5.2.2.3. Armadura transversal

$$S_{cl,t \max} = \max \left\{ 15\phi_l = 180 \text{cm}; 300 \text{mm} \right\} \quad (5.36.)$$

5.3. PAREDES DA CÉLULA

As paredes do reservatório têm espessura constante com 0,30 m e 5,5 m de altura. O modelo de cálculo do reservatório é constituído por elementos finitos de casca.

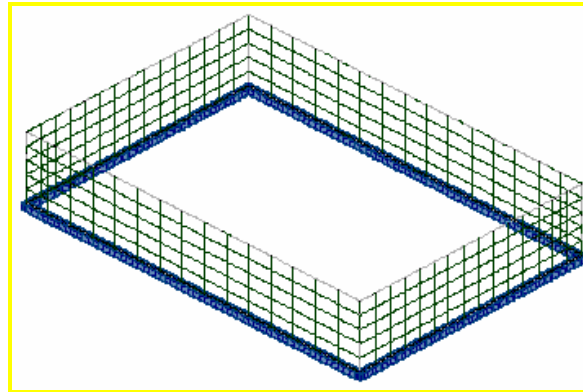


Fig. 29 – Modelo de cálculo das paredes

A retracção não foi considerada como uma acção. Foram sim tomadas medidas que controlam o nível de fissuração que consiste em taxas de armaduras elevadas de forma a garantirem a fissuração estabilizada.

5.3.1. DETERMINAÇÃO DO ESFORÇO PROVOCADO PELA ACÇÃO SÍSMICA NAS PAREDES DA CÉLULA

Para a determinação da combinação da acção sísmica utilizou-se a solução de Housner presentes no livro Nuclear Reactors And Earthquakes, para tanques rectangulares, permitindo determinar os esforços basais (cortantes e flectores) e assim incluir indirectamente o efeito das

pressões hidrodinâmicas no dimensionamento da secção inferior das paredes e da laje de suporte dos reservatórios.

5.3.1.1. Relação entre a altura e o raio do reservatório

$$\alpha = \frac{h}{x} = 0,26 \quad (5.37.)$$

5.3.1.2. Peso da massa do liquido

$$W = A \times h \times \gamma = 26560 \text{KN} \quad (5.38.)$$

5.3.1.3. Peso da massa das paredes do reservatório

$$W_T = A \times h \times \gamma = (30,9 + 21,0) \times 2 \times 5,5 \times 0,30 \times 25 = 4282 \text{KN} \quad (5.39.)$$

5.3.1.4. Peso da massa impulsiva

$$W_1 = \left[\frac{\alpha}{\sqrt{3}} \times \tanh\left(\frac{\sqrt{3}}{\alpha}\right) \right] \times W \Leftrightarrow \quad (5.40.)$$

$$\Leftrightarrow W_1 = \left[\frac{0,26}{\sqrt{3}} \times \tanh\left(\frac{\sqrt{3}}{0,26}\right) \right] \times 26560 = 3987 \text{KN}$$

5.3.1.5. Peso da massa convectiva

$$W_2 = \left[\frac{0,527}{\alpha} \times \tanh(1,58\alpha) \right] \times W \Leftrightarrow \quad (5.41.)$$

$$\Leftrightarrow W_2 = \left[\frac{0,527}{0,26} \times \tanh(1,58 \times 0,26) \right] \times 26560 = 20950 \text{KN}$$

5.3.1.6. Altura da massa impulsiva para o momento basal

$$h_1 = \frac{3}{8} \times h = 1,5 \text{m} \quad (5.42.)$$

5.3.1.7. Altura da massa convectiva para o momento basal

$$h_2 = \left[1 - \frac{\cosh(1,58\alpha) - 1,0}{1,54\alpha \sinh(1,58\alpha)} \right] \times h \Leftrightarrow (5.43.)$$

$$\Leftrightarrow h_2 = \left[1 - \frac{\cosh(1,58 \times 0,26) - 1,0}{1,58 \times 0,26 \times \sinh(1,58 \times 0,26)} \right] \times 4,0 = 2,0m$$

5.3.1.8. Altura da massa impulsiva para o momento de derrube

$$h_1^0 = \left[\frac{1}{8} \times \left(\frac{4}{\left[\frac{\alpha}{\sqrt{3}} \times \tanh\left(\frac{\sqrt{3}}{\alpha}\right) \right]} - 1 \right) \right] \times h \Leftrightarrow (5.44.)$$

$$\Leftrightarrow h_1^0 = \left[\frac{1}{8} \times \left(\frac{1}{\left[\frac{0,26}{\sqrt{3}} \times \tanh\left(\frac{\sqrt{3}}{0,26}\right) \right]} - 1 \right) \right] \times 4 = 12,8m$$

5.3.1.9. Altura da massa convectiva para o momento derrube

$$h_2^0 = \left[1 - \frac{\cosh(1,58\alpha) - 2,0}{1,58\alpha \sinh(1,58\alpha)} \right] \times h \Leftrightarrow (5.45.)$$

$$\Leftrightarrow h_2^0 = \left[1 - \frac{\cosh(1,58 \times 0,26) - 2,0}{1,58 \times 0,26 \times \sinh(1,58 \times 0,26)} \right] \times 4,0 = 25,1m$$

5.3.1.10. Período de oscilação da massa convectiva

$$T = 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{l}{1,58 \times g \times \tanh(1,58\alpha)}} \Leftrightarrow (5.46.)$$

$$\Leftrightarrow T = \alpha \times \sqrt{\frac{15,3}{1,58 \times 9,81 \times \tanh(1,58 \times 0,26)}} = 10,00s$$

5.3.1.11. Frequência da massa conectiva e sua aceleração

$$f = \frac{1}{T} = 0,100\text{Hz} \xrightarrow{\text{anexo II-RESA}} A = 50\text{ cm}^2/\text{s} \quad (5.47.)$$

5.3.1.12. Força da massa impulsiva

$$P_1 = \frac{W_1}{g} \times A_0 = \frac{3987}{9,81} \times 0,0080 = 3,25\text{KN} \quad (5.48.)$$

5.3.1.13. Força da massa das paredes do reservatório

$$P_T = \frac{W_T}{g} \times A_0 = \frac{4282}{9,81} \times 0,0080 = 3,5\text{KN} \quad (5.49.)$$

Sendo A_0 a acção sísmica máxima, no local de implantação do tanque, para um período de retorno de 1000 anos de acordo com as isocistas do estudo de sismologia, sismicidade e risco sísmico do LNEC, [Relatório integrado nos Estudos Do Domínio Do Plano De Investigação E Do Plano De Edifícios, Lisboa, Junho de 1977].

5.3.1.14. Força da massa convectiva

$$P_2 = \frac{W_2}{g} \times A = \frac{20950}{9,81} \times 0,0050 = 10,7\text{KN} \quad (5.47.)$$

5.3.1.15. Calculo do momento basal

$$BM = P_1 h_1 + P_2 h_2 + P_T \frac{h_{BA}}{2} \Leftrightarrow \quad (5.48.)$$

$$\Leftrightarrow BM = 3,25 \times 1,5 + 10,7 \times 2,0 + 3,25 \times \frac{5,5}{2} = 35,2\text{KNm}$$

5.3.1.16. Cálculo do momento derrube

$$OTM = P_1 h_1^0 + P_2 h_2^0 + P_T \frac{h_{BA}}{2} \Leftrightarrow \quad (5.49.)$$

$$\Leftrightarrow OTM = 3,25 \times 12,8 + 10,7 \times 25,1 + 3,5 \times \frac{5,7}{2} = 319,1 \text{KNm}$$

5.3.2. ESFORÇOS DE DIMENSIONAMENTO NAS PAREDES

Zona Central

Quadro 10 – Esforços máximos de membrana

Esforços	ELS	ELU
Nx (KN/m)	107,24	146,00
Ny (KN/m)	16,65	35,35
Mx (KNm/m)	110,00	143,60
My (KNm/m)	12,00	24,00

Os valores de Mxy e Nxy não vão ser considerados pois apresentam valores muito pequenos podendo assim ser desprezados.

5.3.3. DETERMINAÇÃO DE TENSÕES E CÁLCULO DAS ARMADURAS

A determinação e dimensionamento das armaduras foram efectuados baseado nas metodologias e processos presente no anexo F do Eurocodigo2.

5.3.3.1. Tensões na Face Exterior

$$n_x = \frac{143,6}{0,225} + 146,00 \Leftrightarrow n_x = 784,22 \text{KN} \quad (5.50.)$$

$$\sigma_{Edx} = \frac{784,22}{0,08} = 9,802 \text{MPa} \quad (5.51.)$$

$$n_y = \frac{24,00}{0,225} + 35,35 \Leftrightarrow n_y = 142,02 \text{KN} \quad (5.52.)$$

$$\sigma_{Edy} = \frac{142,02}{0,08} = 1,775 \text{MPa} \quad (5.53.)$$

Sendo σ_{Edx} e σ_{Edy} tensões de compressão e $\sigma_{Edx} \times \sigma_{Edy} > \tau^2_{Edxy}$, logo não são necessárias armaduras na face exterior

5.3.3.2. Tensões na Face Interior

$$n_x = -\frac{143,6}{0,225} + 146,00 \Leftrightarrow n_x = 492,22 \text{ KN} \quad (5.56.)$$

$$\sigma_{Edx} = -\frac{492,22}{0,08} = -6,163 \text{ MPa} \quad (5.57.)$$

$$n_y = -\frac{24,00}{0,225} + 35,35 \Leftrightarrow n_y = -71,32 \text{ KN} \quad (5.58.)$$

$$\sigma_{Edy} = -\frac{71,32}{0,08} = -0,892 \text{ MPa} \quad (5.59.)$$

Como σ_{Edy} é uma tensão de tracção, logo são necessárias armaduras.

5.3.3.3. Armaduras na Face Interior

$$\sigma_{Edx} \leq |\tau_{Edxy}| \quad (5.60.)$$

$$f_{tdx} = |\tau_{Edxy}| - \sigma_{Edx} \Leftrightarrow f_{tdx} = 0 - (-6,163) = 6,163 \quad (5.61.)$$

$$f_{tdx} = \rho_x \times f_{yd} \Leftrightarrow \rho_x = \frac{6,163}{348} = 0,0177 \quad (5.62.)$$

$$A_{sx} = 0,0177 \times 0,08 \Leftrightarrow A_{sx} = 14,16 \text{ cm}^2 / \text{m} \Rightarrow \phi 16 // 0,125 \text{ m} \quad (5.62.)$$

$$f_{tdy} = |\tau_{Edxy}| - \sigma_{Edy} \Leftrightarrow f_{tdy} = 0 - (-0,892) = 0,892 \quad (5.63.)$$

$$f_{tdy} = \rho_y \times f_{yd} \Leftrightarrow \rho_y = \frac{0,892}{348} = 0,00256 \quad (5.64.)$$

$$A_{sy} = 0,00256 \times 0,08 \Leftrightarrow A_{sx} = 2,05 \text{ cm}^2 / \text{ m} \Rightarrow \phi 10 // 0,20 \text{ m} \quad (5.65.)$$

5.3.3.4. Armadura mínima de fendilhação

$$\sigma_s = 160 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - K_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} = 0,31 \text{ ‰} \quad (5.66.)$$

$$S_{r,max} = K_3 \times C + \frac{K_1 \times K_2 \times K_4 \times \phi}{\rho_{p,eff}} = 0,508 \quad (5.67.)$$

$$W_K = S_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 0,15 \text{ mm} \leq 0,15 \text{ mm} \Rightarrow OK \quad (5.68.)$$

5.4. SAPATAS DE FUNDAÇÃO

Por motivo de segurança em relação aos dados fornecidos acerca do terreno de fundação do reservatório, considerou-se que as células deveriam ser fundadas através de ensoleiramento geral (laje com 0,30m de espessura), apoiada sobre uma espessa camada de brita, convenientemente drenada e compactada.

Os esforços da laje de soleira resultam somente das cargas verticais e momentos flectores transmitidos pelos pilares e paredes exteriores. O peso da água praticamente não origina quaisquer esforços já que é contrariado directamente pela acção da fundação.

5.4.1. DIMENSIONAMENTO DAS SAPATAS DOS PILARES

5.4.1.1. Esforços Transmitidos pelos Pilares

$$N_{sd} = 624 \text{ KN}$$

$$M_{sd,xx} = 24 \text{ KNm}$$

$$M_{sd,yy} = 13 \text{ KNm}$$

5.4.1.2. Tensão de Segurança do Solo

$$\sigma_{rd} = 300 \text{ KN/m}^2$$

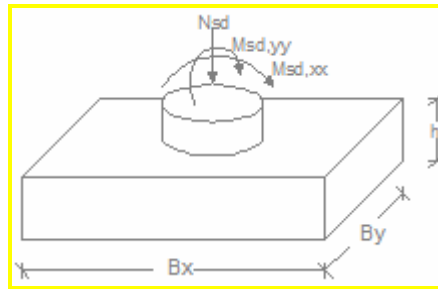


Fig. 30 – Esquema de Cálculo – Referencial de Esforços

5.4.1.3. Dimensionamento

Nós vamos optar por uma sapata quadrada, uma vez que temos momentos baixos, logo $B_x = B_y$.

$$e_x = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{24}{624} = 0,038m \quad (5.69.)$$

$$e_y = \frac{13}{624} = 0,021m \quad (5.70.)$$

$$\frac{e_x}{A} + \frac{e_y}{B} \leq \frac{1}{6} \Rightarrow OK \Rightarrow \text{Não há tracções} \quad (5.71.)$$

$$\begin{aligned} \sigma_{ref} &= \frac{N_{sd}}{B_x \times B_y} \left[1 + 3 \times \frac{e_x}{B_x} + 3 \times \frac{e_y}{B_y} \right] \leq \sigma_{adm} \Leftrightarrow \\ \Leftrightarrow \frac{1,1 \times 624}{B_x \times B_y} \left[1 + 3 \times \frac{0,038}{B_x} + 3 \times \frac{0,021}{B_y} \right] &\leq 300 \Leftrightarrow \quad (5.72.) \\ \Leftrightarrow B_x = B_y = 1,60m \end{aligned}$$



Fig. 31 – Carregamento da sapata e diagrama de momentos (KNm/m)

$$\sigma_{\frac{3}{4}} = \frac{624 + (1,60^2 \times 0,50 \times 25)}{1,60 \times 1,60} \times \left[1 + 3 \times \frac{0,038}{1,60} + 3 \times \frac{0,021}{1,60} \right] \Leftrightarrow \quad (5.73.)$$

$$\Leftrightarrow \sigma_{\frac{3}{4}} = 285 \text{ KN/m}^2$$

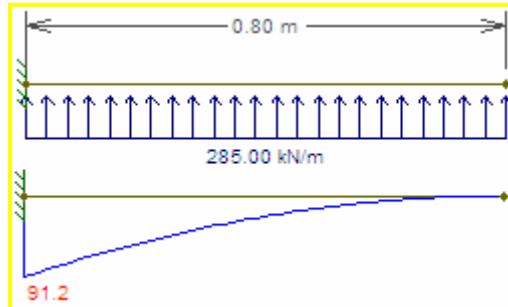


Fig. 32 – Carregamento da sapata e diagrama de momentos (KNm/m)

$$M_{sd} = 93,8 \text{ KNm} / m$$

$$\mu = \frac{Mrd}{b \times d^2 \times f_{cd}} \Leftrightarrow \quad (5.74.)$$

$$\Leftrightarrow \mu = \frac{91,2}{1,0 \times 0,45^2 \times 16666,67} = 0,028 \Rightarrow \omega = 0,029$$

$$A_s = \frac{\omega \times b \times d \times f_{cd}}{f_{syd}} \Leftrightarrow \quad (5.75.)$$

$$\Leftrightarrow A_s = \frac{0,029 \times 1 \times 0,45 \times 16,7}{348} = 6,29 \text{ cm}^2 \Rightarrow \phi 12 // 0,15 \text{ m}$$

A verificação ao punçoamento é dispensável visto a sapata ter uma espessura superior à da laje de cobertura.

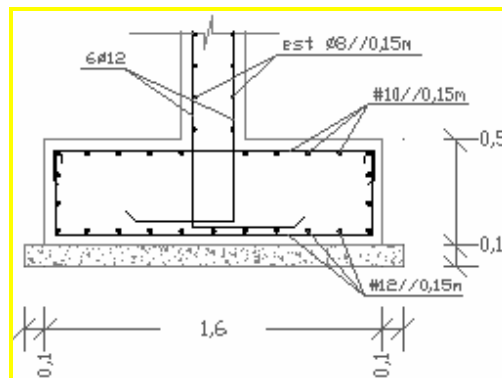


Fig. 33 – Sapata tipo

5.4.2. DIMENSIONAMENTO DA SAPATA DE PAREDE

5.4.2.1. Esforços Transmitidos pelos Pilares

$$N_{sd} = 624KN$$

$$M_{sd,xx} = 24KNm$$

$$M_{sd,yy} = 13KNm$$

5.4.2.2. Tensão de Segurança do Solo

$$\sigma_{rd} = 300KN/m^2$$

5.4.2.3. Dimensionamento

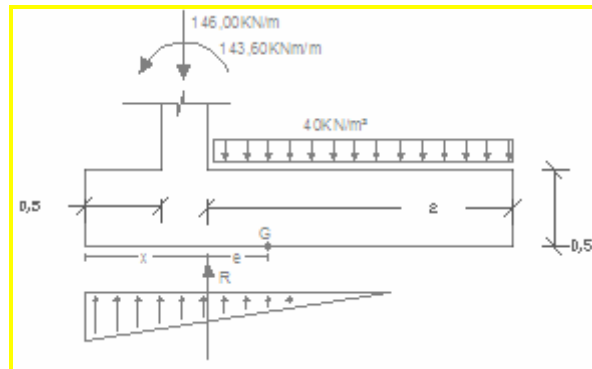


Fig. 34 -Modelo da sapata

$$143,3 - 146,0 \times 0,65 - 1,80 \times 80 - 1,40 \times 35 + x \times 261 = 0 \Leftrightarrow x = 0,553m \quad (5.76.)$$

$$e = 1,40 - 0,553 = 0,847m \quad (5.77.)$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{R}{B \times 1} \pm \frac{6 \times R \times e}{B^2 \times 1} \Leftrightarrow \quad (5.78.)$$

$$\Leftrightarrow \sigma_{1,2} = \frac{261,00}{2,80} \pm \frac{6 \times 261,00 \times 0,847}{2,80^2} \Leftrightarrow \begin{aligned} \sigma_1 &= -75,97KPa \\ \sigma_2 &= 262,40KPa \end{aligned}$$

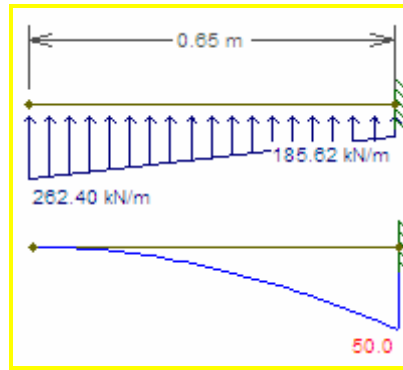


Fig. 35 – Carregamento da sapata e diagrama de momentos (KNm/m) para determinação da armadura inferior

$$M_{sd} = 50 \text{ KNm} / m$$

$$\mu = \frac{Mrd}{b \times d^2 \times f_{cd}} \Leftrightarrow (5.79.)$$

$$\Leftrightarrow \mu = \frac{50}{1,0 \times 0,45^2 \times 16666,67} = 0,015 \Rightarrow \omega = 0,015$$

$$A_s = \frac{\omega \times b \times d \times f_{cd}}{f_{syd}} \Leftrightarrow (5.80.)$$

$$\Leftrightarrow A_s = \frac{0,015 \times 1 \times 0,45 \times 16,7}{348} = 3,24 \text{ cm}^2 / m \Rightarrow \phi 12 // 0,15 m$$

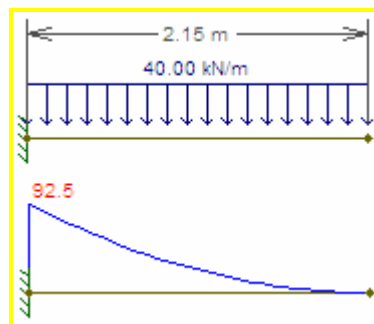


Fig. 36 – Carregamento da sapata e diagrama de momentos (KNm/m) para determinação da armadura superior

$$M_{sd} = 92,5 \text{ KNm} / m$$

$$\mu = \frac{Mrd}{b \times d^2 \times f_{cd}} \Leftrightarrow (5.81.)$$

$$\Leftrightarrow \mu = \frac{92,5}{1,0 \times 0,45^2 \times 16666,67} = 0,027 \Rightarrow \omega = 0,028$$

$$A_s = \frac{\omega \times b \times d \times f_{cd}}{f_{syd}} \Leftrightarrow \quad (5.82.)$$

$$\Leftrightarrow A_s = \frac{0,028 \times 1 \times 0,45 \times 16,7}{348} = 6,07 \text{ cm}^2/\text{m} \Rightarrow \phi 12 // 0,15\text{m}$$

Na direcção yy vamos colocar a mesma quantidade de armadura, da direcção xx, assim vamos utilizar uma malha quadrada de #12 // 0,15m

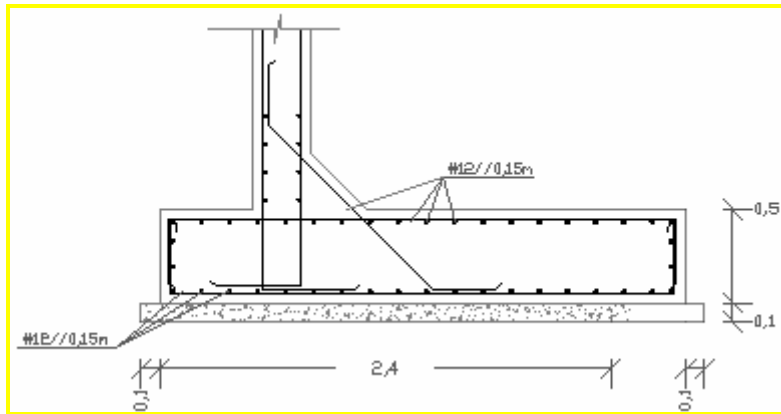


Fig. 37 – Sapata tipo da parede

6. CONCLUSÕES

Foi realizado o dimensionamento de dois reservatórios de betão armado de igual capacidade, rectangular e circular, com alguns dos seus respectivos pormenores e detalhes técnicos de concretização.

Foram estudadas várias combinações de acções, detalhadas em quadro de factores de segurança parciais. Na combinação sísmica, e por se tratarem de depósitos de paredes rígidas, utilizou-se a solução de Housner para tanques circulares e rectangulares, permitindo determinar os esforços basais (cortantes e flectores) e assim incluir indirectamente o efeito das pressões hidrodinâmicas no dimensionamento da secção inferior das paredes e da laje de suporte dos reservatórios.

No dimensionamento utilizaram-se as mais recentes regras normativas de códigos regulamentos e especificações, conforme foram apreendidos ao longo do curso na FEUP.

BIBLIOGRAFIA

J.S. Brazão Faria, M. Brazão Faria, J.P. Brazão Faria, A. Correia dos Reis (2003). *Tabelas Técnicas*, Edições Técnicas E. T. L., L.^{da}, Lisboa.

J.D'Arga e Lima, Vítor Monteiro, Mary Mun (1999). *Betão Armado – Esforços Normais Ne Flexão*, LNEC, Lisboa.

K. Rajagopalan (1990). *Storage Structures*, Indian Institute of Technology, Madras 600036.

G.P. Manning (1967). *Concret Reservoirs and Tanks*, Great Britain by Butler & Tanner Ltd, London.

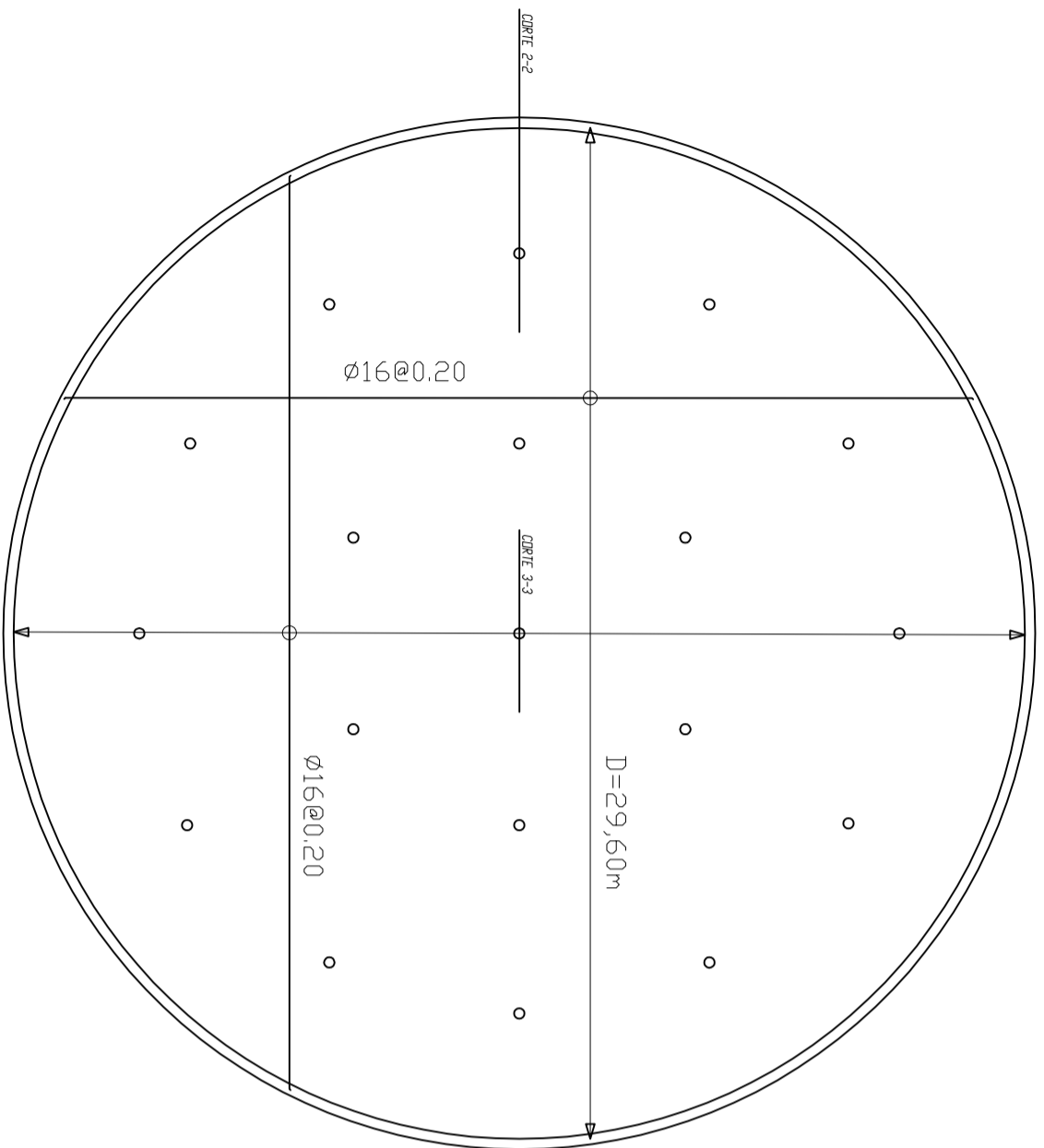
Ian Batty, Roger Westbrook (1991). *The design of water-retaining structures*, Great Britain at the Bath Press, Avon.

Eurocódigo 2, (versão de Abril de 2004).

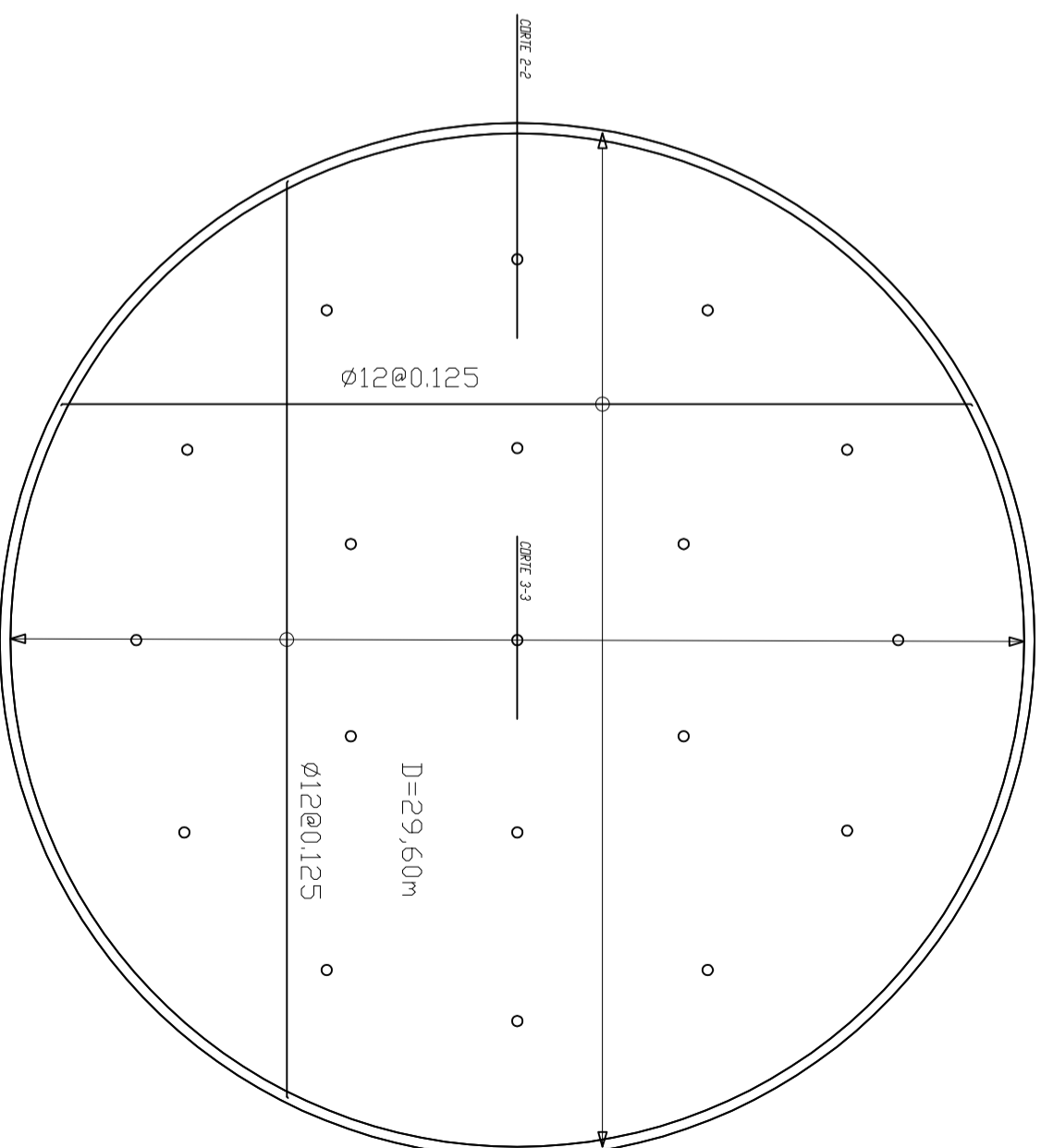
Eurocódigo 8, Parte 4: Silos e tanques (versão Dezembro de 2003).

Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de edifícios e Pontes, D. L. 235/83.

ANEXOS



Laže de cobertura - Armadura inferior

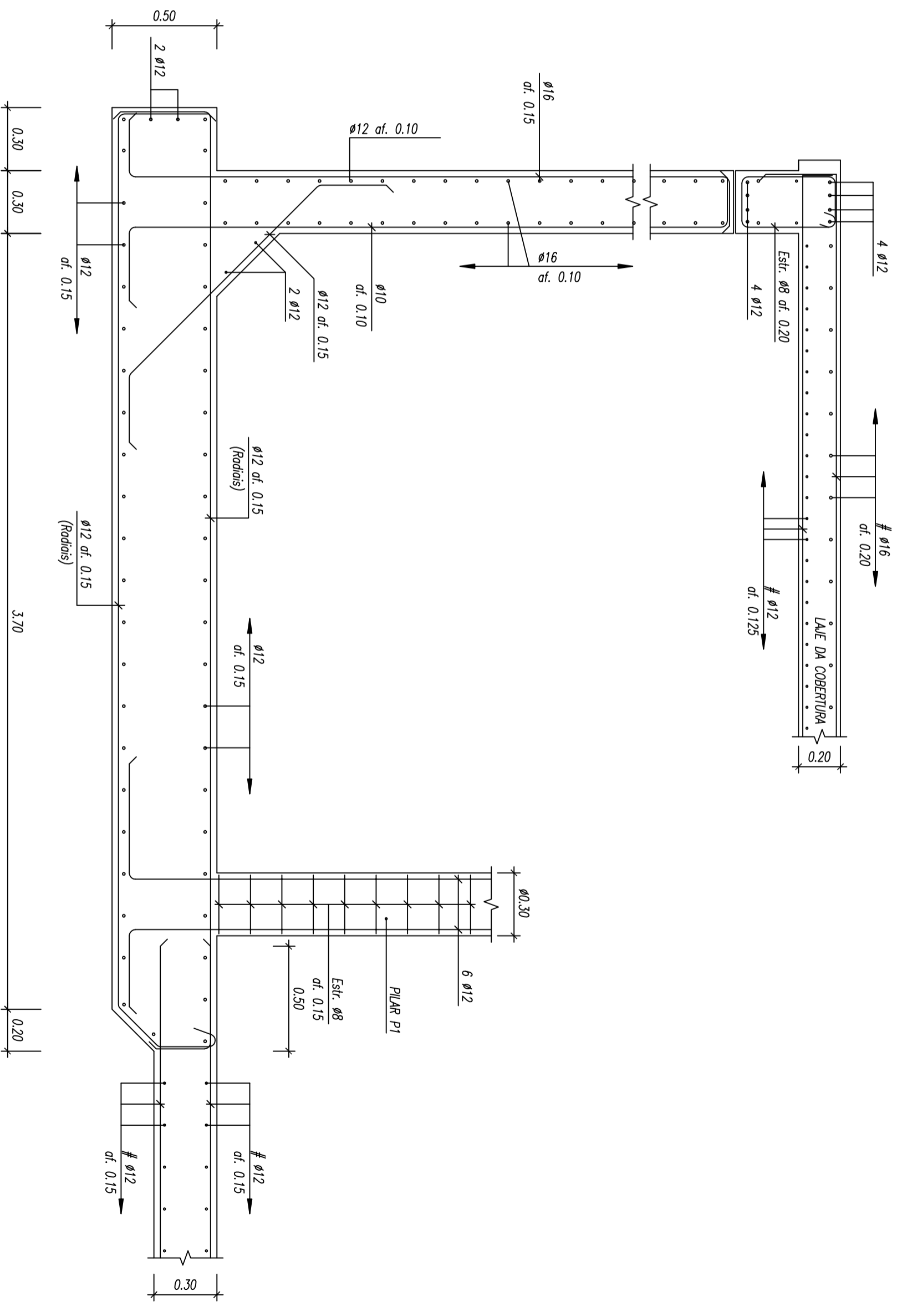


Laže de Cobertura - Armadura superior

Título:

FEUP - PROJECTO DE DEPÓSITO CIRCULAR

Projector:	Desenho:	Descrição:	Rev.
SIMÃO MAGALHÃES	SIMÃO MAGALHÃES	FORMENOR: LAJE DE COBERTURA	Arquívio:
Aprovou:	Data:	Número	Escala:
		03	1/200



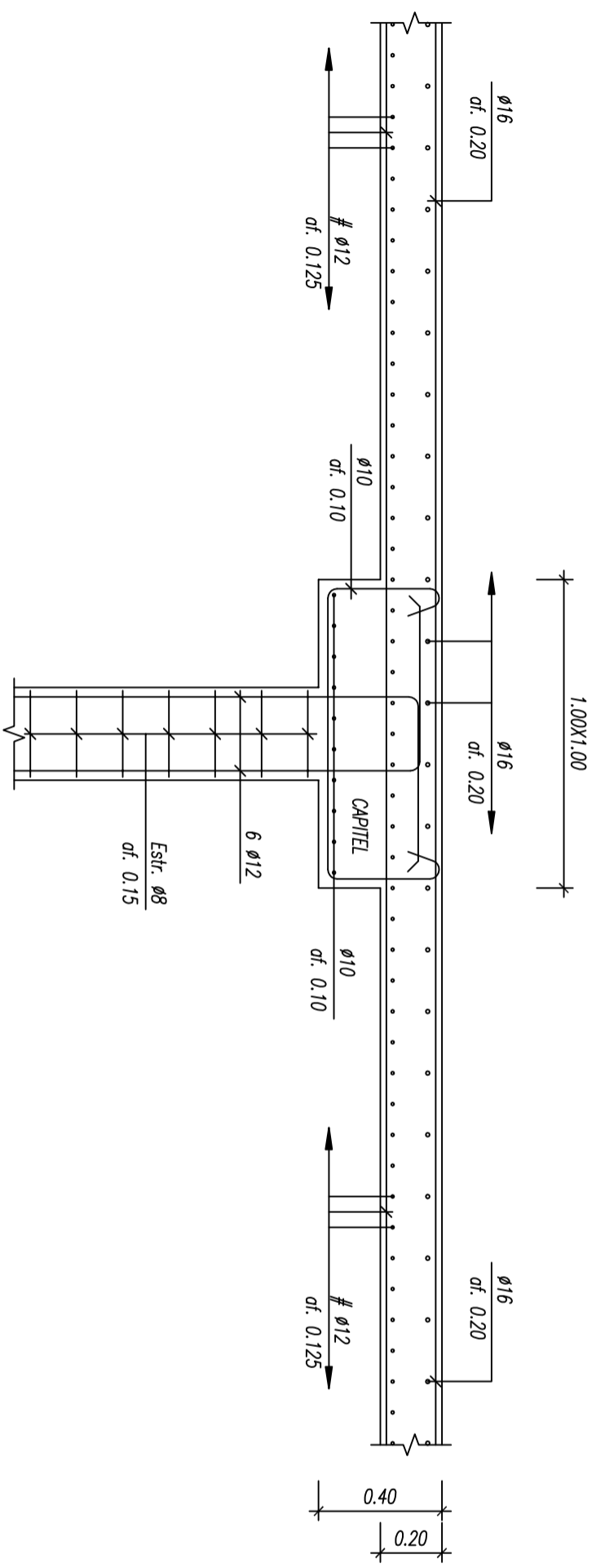
CORTE 2-2

FEUP - PROJECTO DE DEPÓSITO CIRCULAR

Título:		FEUP - PROJECTO DE DEPÓSITO CIRCULAR	
Projector:	Desenhou:	Descrição:	Rev.
SIMÃO MAGALHÃES	SIMÃO MAGALHÃES	PORMENOR: LAJE DE COBERTURA / LAJE DE FUNDAÇÃO / PILARES	Arquivo:
Aprovou:	Data:	Número	Escala:
		04	1/20

1.50

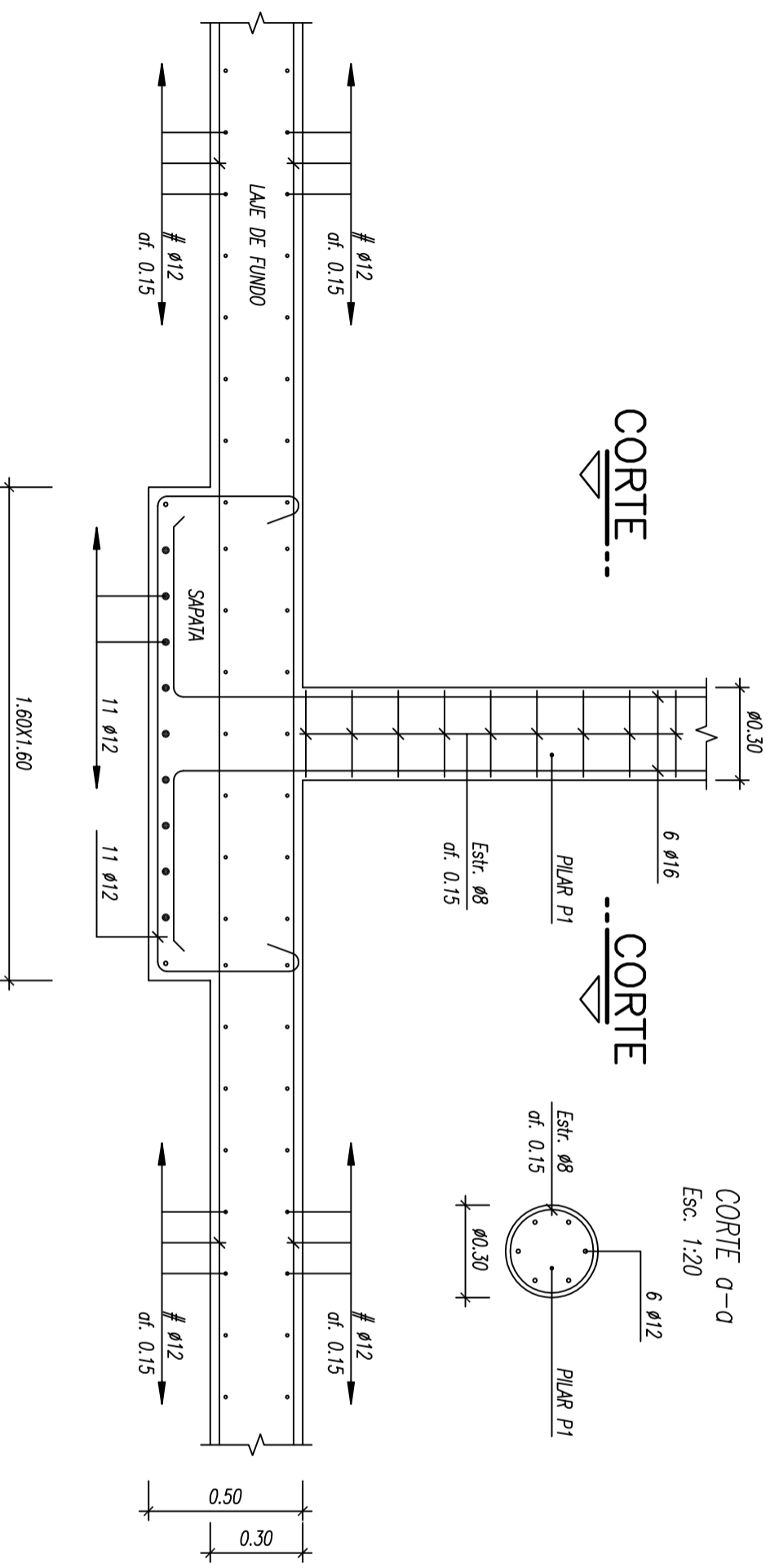
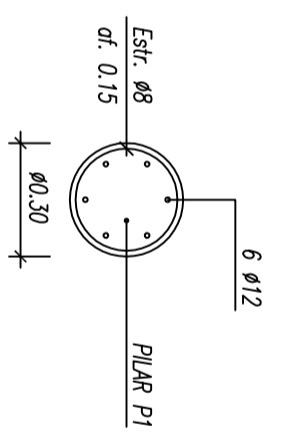
1.50



CORTE 0-0
Esc. 1:20

CORTE

CORTE



CORTE 3-3

FEUP - PROJECTO DE DEPÓSITO CIRCULAR

Título:			
FEUP - PROJECTO DE DEPÓSITO CIRCULAR			
Projector:	Desenhou:	Descrição:	Rev.
SIMÃO MAGALHÃES	SIMÃO MAGALHÃES	FORMENOR: LAJE DE COBERTURA / LAJE DE FUNDAÇÃO / PILARES	Arquívio:
Aprovou:	Data:	Número	Escala:
		05	1/20