



REABILITAÇÃO E REFORÇO DE SILOS E RESERVATÓRIOS, COM RECURSO À TECNOLOGIA DO PRÉ-ESFORÇO

AGNES VISSOLELA ALICERCES BAHU

(Licenciada em Engenharia Civil)

Dissertação de natureza científica para a obtenção do grau de mestre em Engenharia Civil
na Área de Especialização de Estruturas

(Versão Definitiva)

Orientador:

Mestre, João Carlos dos Santos Barata

Júri:

Presidente: Doutor, Paulo Jorge Henriques Mendes

Vogais: Doutor, Luciano Alberto do Carmo Jacinto
Mestre, João Carlos dos Santos Barata

Novembro de 2018

Agradecimentos

Esta dissertação é o simbolismo do pronúncio de um futuro desconhecido, de um passado de aprendizagem e de um presente vivido. É o marco do fecho daquilo que considero a minha vida académica, por enquanto. É nela que deixo os meus sinceros agradecimentos às pessoas que fizeram parte do meu percurso.

Em primeiro à minha família, pai (Lucas Bahu), mãe (Isabel Alicerces), irmãos (Helder, Paulo, Yoelis e Adolosi) e sobrinhos, por estarem sempre presentes mesmo longe, por me ouvirem mesmo longe, por me acalmarem mesmo longe, enfim, por me suportarem nesta caminhada e acreditarem em mim. São o meu orgulho e exemplo que na vida só conseguimos atingir os nossos objetivos com fé, trabalho e dedicação.

Ao meu treinador, Abdul, por me mostrar que mesmo nos dias menos bons conseguimos ter força para aguentar aquilo que nos propusemos a lutar e nunca desistir. É um ser humano que me ensina todos os dias a seguir em frente mesmo quando os obstáculos aparecem.

Ao professor João Barata, o meu orientador, pela disponibilidade que demonstrou em acompanhar este trabalho.

Um agradecimento ao engenheiro Thomaz Ripper, por partilhar comigo o que há de mais importante, conhecimento.

Aos engenheiros do LNEC, Sérgio de Oliveira e António Batista e aos engenheiros do IST, Fernando Branco, Pedro Mendes e José Câmara pela disponibilidade demonstrada em me quererem ajudar. Agradeço a simplicidade e simpatia.

Aos meus colegas e amigos, eles sabem quem são, por estarem comigo nesta caminhada. Com vocês partilhei momentos importantes e emocionantes.

A todos obrigada de coração.

RESUMO

A reabilitação ou o reforço de estruturas são atividades que assumem um papel importante no controlo do tempo de vida útil de uma estrutura. Neste contexto o pré-esforço, como tecnologia em crescimento e tendo em conta que pode ser aplicado em diversas estruturas, estabelece uma das soluções alternativas para a implementação em obras de engenharia.

Os silos e reservatórios são estruturas bastante comuns, estando os primeiros normalmente associados por exemplo ao armazenamento de produtos agrícolas, cimento, biomassa e os segundos a funções de regularização de caudais e de pressões, bem como a redes de abastecimento de água e rega.

Sabe-se que todas as estruturas envelhecem e sofrem alterações ao longo do tempo que podem torná-las inadequadas ao seu uso. Dentro desta problemática, pretende-se com a presente dissertação, abordar a temática da reabilitação e reforço de silos e reservatórios recorrendo à tecnologia do pré-esforço.

Deste modo, abordar-se-ão os principais campos de aplicação desta solução, identificando previamente os principais problemas que ocorrem neste tipo de estruturas em betão armado, nomeadamente na corrosão das armaduras, degradação do betão, deformações excessivas e eventual ocorrência de fissuras.

Pretende-se ainda falar das principais causas naturais, estruturais e acidentais que estas estruturas habitualmente podem estar expostas.

Será apresentado um caso de estudo sobre um silo de armazenamento de farinha de cru, em que se recorreu ao reforço estrutural por meio do pré-esforço exterior e a reparação com recurso de betão projetado por via seca e com agregados grossos com máxima dimensão de 8 mm. Neste caso, justifica-se a escolha de pré-esforço exterior como técnica de reforço do silo e realça-se a importância da necessidade de inspeções periódicas e da compatibilidade entre o que se projeta e o que se constrói.

Palavras-chave: silos, reservatórios, pré-esforço por pós-tensão, reabilitação, reforço.

ABSTRACT

Rehabilitation or reinforcement of structures are activities that play an important role in controlling the useful life of a structure. In this context the pre-effort, as a growing technology and taking into account that it can be applied in several structures, establishes one of the alternative solutions for the implementation in engineering works.

The silos and reservoirs are very common structures, the former usually being associated, for example, with the storage of agricultural products, cement, biomass, and the latter with flow and pressure regulation functions, as well as water supply and irrigation networks.

It is known that all structures age and undergo changes over time that may make them unsuitable for their use. Within this problem, it is intended with the present dissertation, to approach the theme of the rehabilitation and reinforcement of silos and reservoirs using the technology of the pre-effort.

In this way, the main fields of application of this solution will be addressed, identifying previously the main problems that occur in this type of structures in reinforced concrete, namely in the corrosion of the reinforcement, degradation of the concrete, excessive deformations and eventual cracks.

It is also intended to talk about the main natural, structural and accidental causes that these structures can habitually be exposed.

A case study will be presented on a storage silo of raw meal, in which the structural reinforcement was utilized by means of the external pre-stress and the repair with concrete resource projected by dry route and with aggregates thick with maximum dimension of 8 mm. In this case, the choice of external pre-stress as a silo strengthening technique is justified, and the importance of the need for periodic inspections and the compatibility between what is designed and what is built is emphasized.

Keywords: silos, tanks, pre-stress by post-tensioning, rehabilitation, reinforcement.

Índice

1	INTRODUÇÃO	1
1.1.	Enquadramento	1
1.2.	Objetivos	3
1.3.	Motivação.....	3
1.4.	Metodologia	4
1.5.	Estrutura da dissertação.....	5
2	REVISÃO DA LITERATURA	7
3	CONCEITOS	9
3.1.	A tecnologia do pré-esforço	9
3.2.	Reservatórios	12
3.2.1.	Classificação de reservatórios	13
3.2.2.	Diferenças nos tipos de reservatórios.....	14
3.3.	Silos	17
3.3.1.	Classificação de silos	17
3.3.2.	Constituição dos silos	23
3.4.	Materiais	24
3.4.1.	Aço	24
3.4.2.	Betão.....	24
3.4.3.	Armaduras ordinárias.....	25
3.4.4.	Armaduras de pré-esforço	25
3.5.	Componentes do sistema de pré-esforço.....	26
3.5.1.	Ancoragens	26
3.5.2.	Bainhas	26
3.5.3.	Sistema de proteção contra a corrosão das armaduras de pré-esforço.....	28
3.5.4.	Selas de desvio, Fixadores e Caldas de injeção	32
4	SOLUÇÕES E TÉCNICAS DE REABILITAÇÃO E REFORÇO.....	35

4.1. Reforço com pré-esforço exterior	35
4.1.1. Pré-esforço exterior com cabos de alta resistência.....	35
4.1.2. Pré-esforço exterior com barras	37
4.1.3. Pré-esforço exterior com fibras.....	38
4.1.4. Pré-esforço exterior com laminados, FRP	38
4.2. Aplicações e vantagens do pré-esforço.....	39
4.2.1. Aplicações	39
4.2.2. Vantagens e inconvenientes do pré-esforço.....	39
5 ANOMALIAS EM ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO E METÁLICAS	41
5.1. Inspeções	41
5.1.1. Estratégia de inspeção	41
5.1.2. Tipos de inspeção.....	42
5.2. Causas de degradação de estruturas de betão	44
5.2.1. Sintomas de deterioração de estruturas de betão.....	44
5.2.2. Mecanismos de degradação e anomalias de estruturas metálicas.....	45
5.2.3. Ensaios não destrutivos e semi-destrutivos.....	46
5.2.4. EN1504:2006- PRODUTOS E SISTEMAS PARA A PROTEÇÃO E REPARAÇÃO DE ESTRUTURAS DE BETÃO.....	47
6 CASO DE ESTUDO.....	51
6.1. Silo de armazenamento de farinha de cru	51
6.2. Sistema de investigação.....	52
6.3. Quantificação das ações nos silos	57
6.4. Propriedades dos materiais existentes	60
6.5. Apresentação e discussão de resultados	60
6.6. Procedimentos de reabilitação dos silos.....	75
6.6.1. Reparação.....	75
6.6.2. Reforço.....	79
7 CONCLUSÕES	83

BIBLIOGRAFIA	85
ANEXO A – QUANTIFICAÇÃO DE AÇÕES	87
ANEXO B – RESULTADOS.....	89
ANEXO C – VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL	91
ANEXO D – NOTA SOBRE O PRÉ-ESFORÇO DE CINTAGEM	
ANEXO E – PEÇAS DESENHADAS	

Simbologia

Latinas maiúsculas

A	Área dos silos
$A_{s,h}$	Armadura horizontal
Bar	Baridade da farinha de cru
D_{ext}	Diâmetro exterior dos silos
D_{int}	Diâmetro interior dos silos
F_w	Força de atrito nas paredes dos silos
H	Altura dos silos
N	Esforço normal nas paredes dos silos
M	Momento fletor nas paredes dos silos
P.E	Pré-esforço para reforço
Ph	Pressões horizontais

Latinas minúsculas

k	Coeficientes de sobrepressão
wk	Abertura média de fendas

Gregas minúsculas

$\gamma_{med, in}$	Baridade sem compactação da farinha de cru
$\gamma_{med, comp}$	Baridade com compactação da farinha de cru
ϕ_r	Valor médio do ângulo de repouso da farinha de cru
σ_{arm}	Tensões de serviço na armadura existente

Abreviaturas

EC Ensaio de Carbonatação do betão

ELU Estado Limite Último

1 INTRODUÇÃO

1.1. Enquadramento

Todas as construções devem ser projetadas, executadas e monitorizadas de forma a desempenharem corretamente as funções a que foram planeadas, nomeadamente garantir boa funcionalidade aos utentes durante a vida útil requerida em projeto. Apesar de exibirem determinados requisitos e possuírem um tempo de vida útil longo (como é o caso de construções de betão armado) estão sujeitas a alterações (físicas, químicas, biológicas) ao longo do tempo que põem em causa essa vida útil, refletindo-se nos níveis de utilização e segurança.

Ao desenvolvimento das cidades está associado construções novas e antigas e é neste contexto que surgem questões da necessidade ou não de reforçar ou reabilitar estruturas. A frequência com que surgem situações em que é necessário reabilitar ou reforçar estruturas é elevada e é devida: as deficiências no projeto de estabilidade, composição e aplicação do betão; prolongamento da vida útil da estrutura; correção de defeitos originais de projeto, de construção e planeamento da utilização; alteração da geometria e das ações atuantes da estrutura (aumento da sobrecarga de utilização); subscrição de novas exigências normativas; rotina eficaz de manutenção e preservação do património; proteção contra anomalias causadas por degradação dos materiais ou ações acidentais (sismos, ventos, incêndios, explosões, marés elevadas, elevadas variações de temperatura); melhorias dos níveis de desempenho e segurança.

As técnicas de reabilitação podem ser divididas em três grupos: proteção, reparação e reforço.

A proteção consiste no aumento das barreiras aos agentes agressivos e na redução das condições de degradação. Como exemplos desta técnica tem-se: impregnações, pinturas, revestimentos, membranas, selagem de juntas e injeções.

Já a reparação está relacionada com a reposição das características iniciais da estrutura e pode ser feita em fendas, vazios e zonas porosas, descasques e zonas fragmentadas, desagregações.

O reforço tem a ver com o aumento da capacidade resistente das construções, e pode ser por: encamisamento do elemento, adição de chapas coladas e elementos em FRP, introdução de perfis metálicos, adição de novos elementos estruturais, criação ou eliminação de ligações entre os elementos estruturais e pré-esforço exterior.

Aferida a necessidade de intervir numa estrutura, a técnica a utilizar depende da situação específica e requer o conhecimento da história da construção (mantendo sempre a imagem da conceção original e o princípio da máxima reversibilidade), os materiais, o sistema construtivo e a mecânica estrutural.

O pré-esforço é uma técnica em que o campo de aplicação não se restringe apenas ao betão armado. Pode ser aplicada por exemplo em silos metálicos, reservatórios de água igualmente metálicos, pontes, centrais nucleares.

Os silos e reservatórios são estruturas bastante comuns, estando os primeiros normalmente associados por exemplo ao armazenamento de produtos agrícolas, cimento, biomassa e os segundos a funções de regularização de caudais e de pressões, bem como a redes de abastecimento de água e rega.

Os reservatórios tornaram-se estruturas de relevância, visto que desempenham funções de apoio às populações, tais como: serem responsáveis pelo tratamento de águas provenientes de barragens tornando-as potáveis e de consumo público; recolha e tratamento de águas residuais de origem doméstica e industrial com o destino de serem escoadas para mares ou rios ou serem reutilizadas para uso doméstico; constituir reservas para emergências; atender as necessidades de consumo em épocas em que a vazão de curso de água não é suficiente.

Já os silos são construções importantes porque permitem o armazenamento adequado de produtos sem comprometer as suas características físicas, químicas e biológicas. Trata-se de uma estrutura viável uma vez que permite a economia do espaço físico, mão-de-obra e transporte. Além disso garantem a manutenção do produto no mercado durante o período em que não há a sua produção, componente de ajuda às populações.

Tal como outras estruturas, os silos e reservatórios envelhecem e sofrem alterações ao longo do tempo e por isso, devem ser submetidos a diversas avaliações por forma a aferir da necessidade de reabilitação e a escolha correta da técnica a adotar.

O reforço de silos e reservatórios com pré-esforço exterior tem sido uma das soluções de reforço explorada pelos intervenientes deste tipo de construções, não se limitando apenas a sua aplicação a reforço de vigas e pilares.

São nestas perspetivas que surge a temática desta dissertação sobre a reabilitação e reforço de silos e reservatórios com o recurso à tecnologia do pré-esforço.

Apesar das diversas técnicas de reforço que existem e sabendo que o pré-esforço é igualmente aplicável a estruturas novas ou de outros tipos de materiais como madeira ou alvenaria, nesta dissertação aborda-se exclusivamente o pré-esforço exterior como técnica de reforço de silos e reservatórios de betão armado.

Neste trabalho será apresentado um caso prático referente aos silos de betão armado, de armazenamento de farinha de cru, do Centro de Produção de Souselas da empresa CIMPOR-Cimentos de Portugal.

Estes silos tiveram de ser intervencionados porque as suas estruturas apresentavam indícios de comportamento deficiente, como a queda de pedaços do betão de recobrimento das armaduras e aparecimento de fendas verticais. A LEB (empresa responsável pela reabilitação dos silos) após diversas inspeções ditou o quadro patológico dos silos e definiu as técnicas de reabilitação a adotar, onde concluiu que a construção destes silos não obedeceu ao especificado em projeto no que se refere ao afastamento das armaduras horizontais, fato que conduziu a deficiências de capacidade resistente (Estado Limite Último) e do comportamento de serviço (Estado Limite de Utilização).

Tratando-se de uma situação grave por comprometer a segurança dos silos e atendendo ao tipo de esforços e ao domínio da deformação a que estavam sujeitos, no caso toda a secção a tração, aplicou-se pós-tensão por pré-esforço exterior a essas estruturas. Além disso, por apresentarem como anomalias degradação da camada de recobrimento do betão, inclui delaminação e segregação do betão com corrosão das armaduras já em fase de propagação, optaram pela reparação da totalidade da superfície exterior das paredes dos silos, com recurso a métodos e produtos que atendam as características mecânicas e de durabilidade exigíveis, e tendo sempre presente a compatibilidade entre os materiais de reparação e os da estrutura existente.

Esta dissertação torna-se inovadora na medida em que poderá servir de consulta (dada a escassez de informação documentada sobre o assunto) não só a futuros trabalhos de desenvolvimento de técnicas que envolvam a reabilitação e reforço de silos e reservatórios, consulta para projetos, influenciar na escolha que determinada empresa terá de fazer mediante uma situação de reforço com pré-esforço e também a outros trabalhos de investigação. Além disso, é inovadora por permitir reforçar e incentivar que haja correlação entre o que é estipulado em projeto e o executado na realidade, e da necessidade de serem feitas inspeções periódicas.

1.2. Objetivos

A construção de recintos de confinamento nucleares, depósitos de gás natural (GNL), reservatórios de água, silos, assim como a sua reabilitação e reforço, tem conhecido nos últimos tempos um crescimento assinalável.

O recurso à tecnologia do pré-esforço, dispondo os cabos em geral na forma anelar, confere o pós-tensionamento adicional, que consiste na adição de tensões externas para modificar o estado de tensão da estrutura de betão armado existente, restaurando ou reforçando a capacidade de carga original desta.

Neste contexto o presente trabalho tem os seguintes objetivos:

- Identificar as diferentes aplicações e as principais vantagens da reabilitação e reforço de silos e reservatórios, com o recurso ao pré-esforço exterior;
- Identificação dos principais campos de aplicação da solução de reforço por pós-tensionamento e identificação dos problemas que ocorrem em estruturas de betão armado;
- Listagem de algumas patologias que podem ocorrer nos silos com ênfase na corrosão das armaduras, degradação do betão, deformações excessivas e ocorrências de fissuras;
- Apresentação de um caso prático, que se refere a um silo de armazenamento de farinha de cru em betão armado. O reforço foi feito com pré-esforço exterior e a reparação com betão projetado por via seca e com agregados grossos.

Por forma a atingir os objetivos deste trabalho, serão expostos nos próximos capítulos, os aspectos de maior relevância a ter em conta para a concepção do trabalho.

1.3. Motivação

A temática da reabilitação e reforço de estruturas, em especial de betão armado, tem conhecido nos últimos anos uma importância acrescida, motivo pelo qual o autor considerou oportuno a escolha do presente trabalho intitulado: "Reabilitação e Reforço de silos e reservatórios, com recurso à tecnologia do pré-esforço".

Este tema despertou a curiosidade do autor por estar centralizado à técnica de pré-esforço, conceito que ouviu pela primeira vez na unidade curricular Betão Pré-Esforçado do mestrado de estruturas. Além de diferente considerou entusiasmante pelo tema estar direcionado a silos e reservatórios, que são estruturas pouco faladas mas que desempenham papéis fundamentais nas sociedades, uma vez que dentre outras funções, servem de apoio as populações.

1.4. Metodologia

O processo de investigação científica pressupõe sempre a consecução de um quadro metodológico que se desenha em função da área a investigar. De uma forma sintética entende-se por metodologia o “conjunto de técnicas usadas por uma disciplina particular com o objetivo de manipular os dados a fim de se chegar a um conhecimento” (MELLO, 2002).

Assim, para o presente trabalho definiu-se como opção metodológica os seguintes métodos: pesquisa documental e a observação. (LAKATOS, 1991).

Esta dissertação possui um tema pouco comum, há pouca informação disponibilizada e registada, pelo que houve muita dificuldade a desenvolvê-lo. É nesta perspetiva que se optou por começar a pesquisa documental via web, de maneira a reunir e atingir o máximo de bibliografia possível e conseqüentemente a descoberta de autores que se interessaram pelo tema de reforço ou reabilitação de estruturas (em especial silos e reservatórios) com recurso ao reforço através da tecnologia do pré-esforço. Após a sintonização ao tema é que se recorreu a pesquisa documental física, em papel, por livros, artigos, revistas, dissertações e teses.

De maneira a saber como o pré-esforço se tornou conhecido como exemplo de solução de reforço de estruturas, e no caso de silos e reservatórios, considerou-se pertinente desde o início a busca documental sobre a história do pré-esforço: como surgiu o conceito de pré-esforço, investigadores que contribuíram para o conhecimento e sua evolução, as primeiras tentativas para pré-esforçar estruturas, as primeiras obras em que foi aplicado o pré-esforço, informações dos diferentes tipos de pré-esforço e onde podem ser aplicados.

O passo seguinte foi a familiarização aos conceitos de silos e reservatórios, onde se procurou: distinguir os conceitos; conhecer os tipos, características, métodos construtivos de cada um; identificar o funcionamento estrutural (em função das cargas, impulsos); avaliar da necessidade de serem feitas inspeções periódicas; a caracterização dos principais mecanismos que estão na origem de anomalias; normas que definem princípios de proteção e reparação de estruturas de betão armado.

Quanto à observação, foi feita através de um caso prático, referente a um silo de armazenamento de farinha de cru. Neste pretende-se analisar as peças escritas e desenhadas, identificação do sistema estrutural e dos materiais utilizados, ações consideradas no dimensionamento, verificação de anteriores obras de reforço ou reabilitação (caraterizar os principais mecanismos físicos ou químicos que estão na origem de anomalias, procurando estabelecer relações causa-efeito), caracterização das condições de exposição atuais e anteriores.

O levantamento das condições atuais no caso de estudo, far-se-á numa primeira fase através da observação, registo com recurso a equipamento fotográfico, fita métrica, apontamentos, esquemas, os quais permitirão ajudar no mapeamento das anomalias e análise dos defeitos, e numa eventual segunda fase com a definição dos principais ensaios a realizar, preferencialmente de natureza não destrutiva ou semi-destrutiva.

Posteriormente e com o diagnóstico das principais anomalias definidas, pretende-se apresentar as principais técnicas de reparação e reabilitação utilizadas no caso prático, dando especial ênfase à técnica da reabilitação e reforço com recurso da tecnologia do pré-esforço exterior e a reparação por projeção de betão por via seca, assuntos principais desta dissertação.

1.5. Estrutura da dissertação

A presente dissertação está dividida em 7 capítulos, incluindo este, o da introdução. De seguida, apresentam-se de forma breve os conteúdos mais importantes a serem desenvolvidos em cada um dos capítulos.

Capítulo 1: Introdução

No capítulo 1 pretende-se fazer a apresentação do tema a desenvolver, o seu enquadramento, a sua relevância e a definição dos objetivos que se pretendem atingir. Serão apresentadas as atividades necessárias e a metodologia a seguir para a consecução dos objetivos. A opção metodológica ao estudo proposto será feita de maneira a responder as questões da investigação, delineando-se os métodos e as técnicas a seguir, mostrando quais as vantagens e limitações comparativamente a outros trabalhos de investigação.

Capítulo 2: Revisão da literatura

Neste capítulo será feita uma retrospectiva do conceito do pré-esforço e sua evolução, indicando-se o contributo de alguns investigadores para que a aplicação desta técnica às estruturas fosse possível nos dias de hoje, principalmente no reforço de silos e reservatórios.

Capítulo 3: Conceitos

Neste capítulo referem-se alguns conceitos, materiais e equipamentos importantes para a aplicação da tecnologia do pré-esforço exterior na reabilitação e reforço de silos e reservatórios. Pretende-se também o conhecimento da constituição, a classificação e indicação dos métodos construtivos que se utilizam na reabilitação e reforço de silos e reservatórios.

Capítulo 4: Soluções e técnicas de reabilitação e reforço

Em relação a este capítulo pretende-se apresentar as soluções de reabilitação mais conhecidas dando mais ênfase às de reforço de silos e reservatórios com pré-esforço exterior. Além disso, serão indicadas algumas vantagens e inconvenientes de reforçar silos e reservatórios com pré-esforço exterior.

Capítulo 5: Anomalias em silos e reservatórios

No capítulo 5 indicam-se as anomalias mais frequentes em silos e reservatórios, realçando-se a corrosão das armaduras, degradação do betão, deformações excessivas, eventual ocorrência de fissuras e explosões. Pretende-se também identificar as principais causas que provocam a ocorrência de anomalias bem como os meios necessários para evitar que ocorram.

Apresenta-se de maneira breve o conceito de inspeção, a sua utilidade e importância no controlo de anomalias deste tipo de estruturas. Poderá encontrar-se resumidamente os ensaios de natureza não destrutiva ou semi-destrutiva, e a norma europeia EN 1504 de “Produtos e Sistemas para a Proteção e Reparação de Estruturas de Betão”.

Capítulo 6: Caso de estudo

Este capítulo é composto pela apresentação de um caso prático, sobre um silo de armazenamento de farinha de cru. A estrutura está apoiada no terreno, foi reforçada por meio de pré-esforço exterior e reparada com betão projetado por via seca. Aqui pretende-se fazer a descrição do silo, justificar as decisões tomadas após a verificação das anomalias que o mesmo exibiu e que punham em causa as funções a que fora projetado.

Capítulo 7: Conclusões

O capítulo 7 reúne alguns contributos, destacando-se a parte inovadora, que este trabalho final de mestrado poderá ter no ramo da engenharia.

Neste são sugeridos alguns temas que poderão ser desenvolvidos de maneira a suscitar o interesse por parte de leitores sobre a técnica de pré-esforço como solução a ser aplicada às estruturas, perspectivando-se o prolongar do conceito do pré-esforço.

Apresentam-se as sínteses do tema desenvolvido, principais benefícios e as dificuldades encontradas.

2 REVISÃO DA LITERATURA

Ao iniciar a escrita desta dissertação, deve-se assinalar a grande lacuna de fontes bibliográficas relativas aos processos de reforço de silos e reservatórios com a técnica de pré-esforço. Assim, da grande lacuna de fontes, assinalam-se os trabalhos de: [(FREYSSINET, 1954), (GUYON, s.d), (LEONHARDT, 1967)]. Eis os elementos mais sonantes das suas abordagens:

Freyssinet interessa-se pelo pré-esforço e descobre o motivo pelo qual o pré-esforço perdia eficácia com o tempo. Por ter realizado observações da deformação da ponte de Plougastel, na Bretanha descobre as leis de deformação do betão com o tempo, quer no betão livre, não sujeito a cargas (retração), quer as muito mais importantes deformações que aumentam no tempo quando a tensão se mantém constante (fluência) (FREYSSINET, 1954), (TÉCNICA, 1978)

Por seu turno Guyon na sua obra “ Hormigon Pretensado”, destacou um conjunto de estudos teóricos e experimentais sobre betão pré-esforçado. Destacou: exemplos simples de vigas pré-esforçadas; casos de diminuição da carga de pré-esforço com o tempo (deformações devidas ao pré-esforço, deformações instantâneas e diferidas) e consequências; a possibilidade de anular os efeitos das cargas perante o pré-esforço; outros sistemas de pré-esforço (sistemas para pré-esforçar vigas, sistemas dos cimentos expansivos). Na obra, descreve os materiais necessários para a execução de construções com o recurso ao pré-esforço. Indica ainda processos de dimensionamento para a resistência ao fogo às estruturas pré-esforçadas (GUYON, s.d)

O autor continua e refere que a adequação destes procedimentos inclui uma atuação minuciosa ao nível dos cálculos de betão (idem).

(LEONHARDT, 1967) na obra “ Hormigon Pretensado”, descreve os conceitos gerais de betão pré-esforçado, os materiais a utilizar, recomenda diversas formas de aplicação do pré-esforço, indica os problemas para a estabilização de peças pré-esforçadas.

Acrescentando ao que foi dito anteriormente passa-se a descrever de forma breve o historial da evolução do pré-esforço, indicando alguns dos investigadores que contribuíram para que o pré-esforço fosse conhecido nos dias de hoje.

A técnica de pré-esforço é uma ideia antiga e a sua aplicação a peças de betão teve início no século XIX. No ano de 1886 surge a primeira patente registada sobre construções de pedra artificial e pavimentos de betão por P.H. Jackson (ESCAMILLA, 2010).

Nos anos seguintes outras patentes foram registadas, como a de W.Dohring, que se referia a construção de placas e vigotas para pisos de edifícios.

Todavia, as primeiras tentativas de pré-esforçar o betão não tiveram sucesso porque os aços de pré-esforço utilizados (eram aços macios) tinham baixa resistência o que levava a diminuição ou o desaparecimento (pelos fenómenos de fluência e retracção do betão desconhecidos na altura) da força de pré-esforço ao longo do tempo (TÉCNICA, 1978), (JACINTO, 2007)

Durante vários anos ocorreu a evolução da tecnologia de fabrico de aços, o que permitiu o aparecimento de aços com melhor resistência e conseqüentemente ao sucesso do pré-esforço. Estes aços além de terem maior

resistência deviam continuar com uma tensão residual suficiente para aguentar tensões elevadas (quando assim submetidos) (JACINTO, 2007).

Porém, foram necessários mais alguns anos de espera no intuito de se aperfeiçoarem e desenvolverem as tecnologias do pré-esforço, por forma a ser aplicado nas construções correntes (JACINTO, 2007).

Muitos investigadores desenvolveram diversas patentes que contribuiriam para a melhoria da técnica de pré-esforço, abrangendo diversos campos de aplicação.

Dos diversos investigadores, destacou-se o engenheiro francês Eugene Freyssinet com o conhecimento e domínio da tecnologia do pré-esforço. Freyssinet foi o investigador que conseguiu definir ideias claras sobre a função dos aços e betões no pré-esforço, a necessidade de utilizar aços e betões de alta resistências e as perdas diferidas do pré-esforço (retração e fluência do betão). O seu grande sucesso foi o de compreender e tirar conclusões relativamente ao efeito da fluência no comportamento do betão pré-esforçado [(FREYSSINET, 1954), (TÉCNICA, 1978), (ESCAMILLA, 2010), (JACINTO, 2007), (FERNANDO, 2013)].

No ano de 1928 Freyssinet registou a primeira patente sobre pré-esforço em França. Em 1941 é construída a primeira ponte de betão pré-esforçado em Luzancy [(RAMOS A. , 2010) (JACINTO, 2007) (FERNANDO, 2013)]

Em Portugal a primeira ponte de betão pré-esforçado foi construída em 1954, entre Benavente e Salvaterra de Magos [(RAMOS A. , 2010), (FERNANDO, 2013)].

É de referir que a tecnologia do pré-esforço continuou a evoluir com o contributo de muitos outros engenheiros como: F. Dishinger, R. Morandi, Gustave Magnel, Yves Guyon, F. Leonhardt.

Passados alguns anos a evolução da tecnologia do pré-esforço foi estabilizando e actualmente, a nível do mercado não existem diferenças significativas nos sistemas de pré-esforço. Alguns sistemas comerciais de pré-esforço são: Freyssinet (Francês); Dywidag (Alemão); VSL (Suíço); BBR (Suíço); CCL (Inglês); IBL (Português) (JACINTO, 2007).

3 CONCEITOS

3.1. A tecnologia do pré-esforço

O betão é um material que tem a capacidade de resistir bem à compressão mas não tão bem à tração, o que terá como consequência o surgimento de fissuras em estruturas para níveis de carregamento baixo.

É nesta perspectiva de maximizar a utilização da resistência do betão à compressão e minimizar fissuras, que surge a ideia de aplicar um conjunto de esforços equilibrados à estrutura, ou seja, o aparecimento do conceito de pré-esforço (BARBOSA, 2014).

O pré-esforço consiste na imposição de um sistema de forças equilibrado a um determinado elemento, de maneira a reduzir as tensões ou deformações a que fica sujeito, sob a acção do seu peso próprio e das cargas quase-permanentes. A introdução do sistema de forças é feita recorrendo a cabos previamente esticados com o objetivo de criar um estado de tensão interno de sinal contrário ao estado de tensão provocado por cargas exteriores, ver Figura 3.1 (SILVA, 1978), (JACINTO, 2007)].

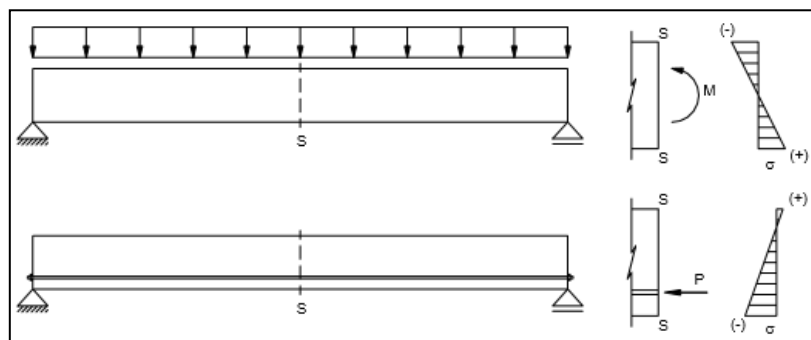


Figura 3.1 Estado de tensão associado a cargas exteriores e ao pré-esforço (JACINTO, 2007)

De seguida serão apresentados alguns exemplos clássicos que permitem entender melhor o conceito de pré-esforço.

No caso de se querer transportar um conjunto de livros como mostra a Figura 3.2, para conseguir carregá-los horizontalmente, comprimindo-os uns contra os outros, de maneira a mobilizar forças de atrito entre eles, bem como forças verticais nas extremidades, o que permite transportá-los.

Por outras palavras, para que a operação de levantar os livros possa ser cumprida, é necessário que a força normal seja aplicada antes da força vertical, isto é, a força normal deve causar tensões prévias de compressão na fila de livros que levantada sofreria tensões de tração na parte inferior tal como numa viga simplesmente apoiada [(BARBOSA, 2014); (HANAI, 2005)].

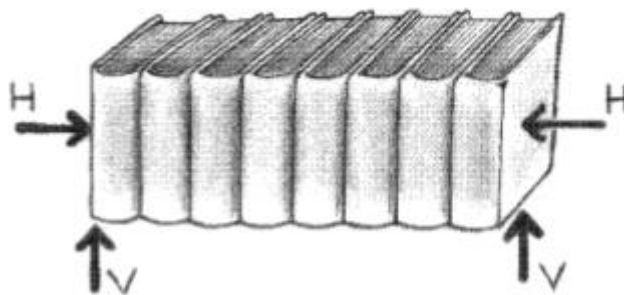


Figura 3.2 – Fila horizontal de livros (HANAI, 2005)

Outro exemplo clássico é o da roda da carroça, como a apresentada na Figura 3.3, construída por um aro e vários raios em madeira, montada apenas por encaixe. Em torno da roda é colocado um aro cuja função, além da proteção da madeira, é unificar o conjunto. Isto ocorre porque o aro de aço é aquecido, aumentando o seu diâmetro por dilatação e é nesta fase que é colocado em torno da roda pré-montada. Ao arrefecer o aro tende para o diâmetro inicial, ajustando-se à peça de madeira. Este exemplo demonstra a possibilidade de promover a solidarização de partes de uma estrutura [(BARBOSA, 2014); (HANAI, 2005)].

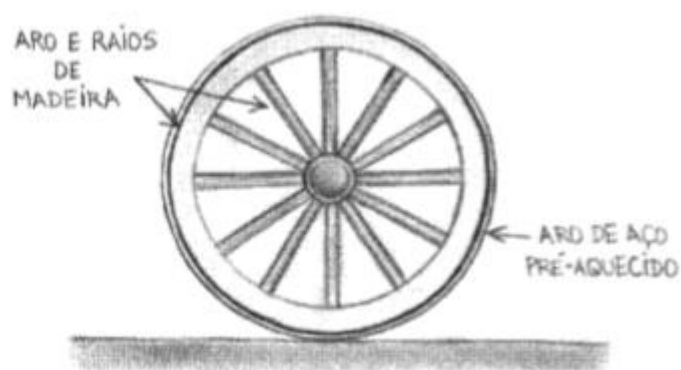


Figura 3.3 – Uma roda de carroça (HANAI, 2005)

Há outro caso do barril de madeira, que tal como o da roda de madeira, possui partes (gomos laterais, tampa e fundo de madeira) que devem ser encaixadas e solidarizadas, ver Figura 3.4 (HANAI, 2005).

O líquido que se encontra no interior do barril exerce pressão hidrostática na parede, provocando esforços anelares de tração, que tendem a abrir as juntas entre os gomos. Aqui não são aquecidas as cintas metálicas mas é executada uma operação mecânica que faz com que elas fiquem numa posição correspondente a um diâmetro maior, ficando assim tracionadas e comprimindo os gomos do barril. Outro exemplo em que o conjunto fica solidarizado e as juntas entre gomos do barril ficam pré-comprimidas (HANAI, 2005)].

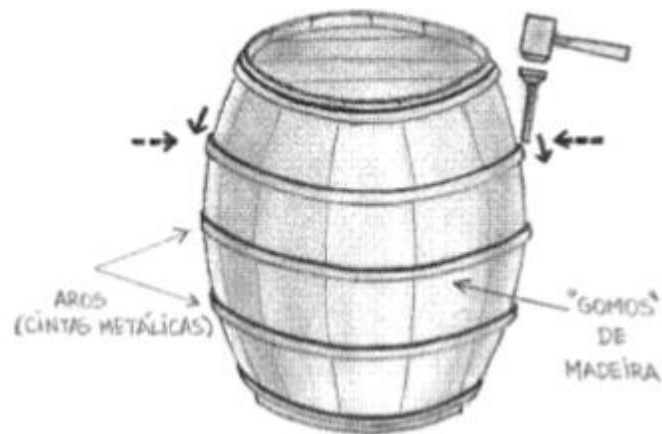


Figura 3.4 – Barril de madeira (HANAI, 2005)

Existem três conceitos que podem explicar o comportamento do betão pré-esforçado, (BARBOSA, 2014):

a) Pré-esforçar para transformar o betão num material elástico

Tal como referido anteriormente, o betão resiste pouco a tração, e é esse motivo que faz com que se utilizem cabos de alta resistência para que o betão possa ser submetido a trações. No caso de não existirem tensões de tração não aparecem fissuras, o que leva a que o betão se comporte como material elástico.

Surgem assim dois sistemas de forças, o pré-esforço interno e as ações exteriores. O primeiro dá origem a compressões, enquanto o segundo a tensões de tração na fibra inferior ou superior.

b) Pré-esforçar para combinar aço de alta resistência com o betão

O betão pré-esforçado resulta da junção de dois materiais, o aço e o betão, estando o aço a cumprir a função de suportar as forças de tração enquanto o betão as de compressão. Uma maneira de explorar o máximo possível o aço de alta resistência é submeter a peça a grandes deformações.

No caso de o aço ser colocado simplesmente como uma armadura ordinária, o betão sofreria enorme fendilhação antes que se desenvolvessem as tensões a que a armadura resiste, sendo assim, é necessário tensionar e ancorar o aço de pré-esforço contra o betão, de forma a manter-se um conjunto ideal, gerando um efeito benéfico às ações exteriores.

c) Pré-esforçar para atingir a carga equivalente

Nesta situação, o conceito deve ser entendido como forma de equilibrar as cargas atuantes e a força de pré-esforço. Ou seja, a força de pré-esforço é analisada como sendo a carga equivalente às ações permanentes (ou parte delas), para que os elementos sujeitos à flexão não fiquem submetidos a momentos fletores de um dado carregamento.

Realça-se que se recorre ao estudo das cargas equivalentes quando existem variações no traçado do cabo ou quando se trata de uma estrutura hiperestática.

O sistema de forças pode ser imposto por pré-tensionamento ou por pós-tensionamento. O primeiro consiste na aplicação de pré-esforço executado antes da betonagem do elemento, fazendo-se a transmissão de forças por aderência. Quanto ao segundo a aplicação de pré-esforço é feita depois da betonagem do elemento (quando o elemento atinge a resistência para suportar a força que lhe é transmitida) e a transmissão de forças é feita por ancoragens [(SILVA, 1978), (JACINTO, 2007)].

Quanto à aderência, o pré-esforço pode ser do tipo aderente ou não aderente. No primeiro caso, o aço adere à secção de betão e no segundo, não. Como exemplos de pré-esforço do tipo aderente tem-se a pós-tensão com a injeção de bainhas, em relação ao pré-esforço do tipo não aderente tem-se o pré-esforço exterior (JACINTO, 2007).

Quanto à posição dos cabos em relação à secção, o pré-esforço pode ser exterior (os cabos são exteriores à secção) e interior (os cabos são interiores à secção).

A armadura de pré-esforço é constituída por fios, cordões ou barras. Em que os fios são geralmente utilizados na indústria da pré-fabricação, recorrendo a técnica da pré-tensão. Os cordões são constituídos por fios (2,3 ou 7 fios) enrolados em hélice e são usados quer na pré-tensão quer na pós-tensão. E por último as barras que são utilizadas na pós-tensão [(SILVA, 1978), (JACINTO, 2007)].

3.2. Reservatórios

Do ponto de vista estrutural, denominam-se por reservatórios todas as estruturas que desempenham a função de armazenamento de líquidos ou outros tipos de produtos como por exemplo: a água, os hidrocarbonetos e os produtos alimentares [(COSTA, 1998) (GUERRIN & LAVAU, 2003)].

De acordo com (KIRBY, WITHINGTON, DARLING, & KILGOUR, 1956) os primeiros reservatórios conhecidos são cisternas construídas em rochas sãs que datam 25 séculos a. C., por uma civilização precursora a civilização grega. Na altura, o sistema projetado consistia na captação de águas das chuvas que seriam evacuadas por valas que desciam as encostas. As valas conduziam as águas para depósito em reservatórios próximo de metrópoles, onde posteriormente eram usadas para o consumo humano. Já naquela altura as valas tinham proteções laterais de forma a evitar que as águas seguissem outros caminhos e fossem desperdiçadas. Além disso possuíam bases de captação de sedimentos, onde a luz do sol penetrava e ajudava a purificar as águas que seriam posteriormente armazenadas [(MAGALHÃES, 2009); (SCHEFFER, 2010)].

Com o passar dos anos os reservatórios tornaram-se estruturas de relevância, visto que desempenham funções de apoio às populações, tais como: serem responsáveis pelo tratamento de águas provenientes de barragens tornando-as potáveis e de consumo público; recolha e tratamento de águas residuais de origem doméstica e industrial com o destino de serem escoadas para mares ou rios ou serem reutilizadas para uso doméstico; constituir reservas para emergências; atender as necessidades de consumo em épocas em que a vazão de curso de água não é suficiente (RAMOS J. M., 2010).

Como é sabido, as estruturas não devem atingir os seus estados limites últimos (não romper e não perder a estabilidade) ou de serviço (não ter deslocamentos prejudiciais à utilização da obra e não ter fissuras prejudiciais ao uso da obra ou à durabilidade da estruturas) e os reservatórios não são exceção, devendo portanto exibirem propriedades especiais como: segurança, estabilidade, durabilidade e estanquidade (COSTA, 1998).

3.2.1. CLASSIFICAÇÃO DE RESERVATÓRIOS

A classificação dos reservatórios pode ser feita de diversas maneiras, dependendo esta dos critérios utilizados por diferentes autores atendendo às suas finalidades. As classificações em geral consideram a função e o modelo estrutural do reservatório.

De acordo com (HANAI, Reservatórios com parede ondulada, 1977) os reservatórios podem ser classificados tendo em vista a sua função, volume e posição relativamente ao solo. Quanto à função, distingue os reservatórios de acumulação e de equilíbrio; quanto ao volume classifica em pequenos (volume inferior a 500 m³), médios (volume até 5000 m³) e grandes (volume superior a 5000 m³); e por último quanto a posição em relação ao terreno classifica-os em enterrados, semi-enterrados, ao nível do solo (apoiados) e elevados ou torres de pressão.

À semelhança de Hanai, segundo (DACACH, 1979) os reservatórios são classificados de igual maneira mas acrescenta quanto à função, a reserva de incêndios.

A classificação de reservatórios segundo o Decreto Regulamentar nº 23/95 (artigo 68º) é feita do seguinte modo:

- a) Consoante a sua função: de distribuição ou equilíbrio, de regularização de bombagem ou intermédios e de reserva para combate a incêndio;
- b) Consoante a sua implantação: enterrados, semienterrados e elevados;
- c) Consoante a sua capacidade: pequeno, médios e grandes, respetivamente, para volumes inferiores a 500 m³, compreendidos entre 500 m³ e 5000 m³ e superiores a este último valor.

Relativamente a posição no solo, (GUERRIN & LAVAU, 2003) distinguem os reservatórios em apoiados e elevados sobre pilares, edifícios e estruturas. Quanto à forma em quadrados, retangulares, circulares, cilíndricos ou de outra forma qualquer.

Especificamente para a forma cilíndrica os autores (RAMANJANEYULU, RAO, & GOPALAKRISHNAN, 1993) apresentam uma classificação que diferencia os reservatórios segundo o comportamento no instante de rutura. A diferenciação é feita tendo em conta a quantidade de rótulas plásticas circulares formadas no instante da rutura. Sendo assim, os reservatórios serão classificados como: curtos (apresentam apenas uma rótula plástica na base), médios (apresentam duas rótulas plásticas) e compridos (apresentam três rotulas plásticas no instante da rutura) (SCHEFFER, 2010).

Os reservatórios podem ainda ser classificados consoante:

- o tipo de material: betão armado, betão armado pré-esforçado, aço, cobre, alvenaria, plástico, fibrocimento [(RAMOS J. M., 2010), (PRETO, 2014)];
- o modo de encerramento: cobertos e não cobertos (RAMOS J. M., 2010);

- a configuração da construção: simples (não compartimentado), compartimentados, sobrepostos, sobrepostos e compartimentados (RAMOS J. M., 2010);
- a natureza do líquido armazenado: água, vinho, cerveja, hidrocarbonetos (RAMOS J. M., 2010);
- à exigência de estanquidade (segundo a EN 1992-4): classe 0, em que é aceitável alguma permeabilidade (em geral adota-se esta classe para reservatórios com finalidade de rega); classe 1, em que é exigida a estanquidade em termos globais, isto é, abertura de fendas inferiores a 0,1 mm; e classe 2, que exige estanquidade em termos absolutos, não sendo permitidas fissuras que atravessem a espessura da parede (é usual optar por um material membrana no interior, que assegure a estanquidade) (PEREIRA, 2010);
- a localização: além dos citados anteriormente há os reservatórios do tipo Stand Pipe. Que consistem em reservatórios elevados com a estrutura de elevação embutida de modo a manter continua o perímetro da secção transversal da edificação;

Os reservatórios de distribuição são aqueles que alimentam diretamente a rede de distribuição e permitem:

- armazenar o caudal excedente, quando o caudal de consumo for inferior ao de adução [(PORTUGAL, 1995); (GUEDES, 2014)];
- constituir reservas para combate a incêndios, ou para o caso de ocorrer uma interrupção voluntária, ou acidental, no sistema de adução a montante, quer por rotura na conduta, acidente na captação, ou falha de energia. As reservas podem ser para: combate a incêndios, variação de qualidade da água na origem, acidente na captação, intervenções de reparação ou manutenção na conduta adutora, corte de energia elétrica (paragem do grupo eletro-bomba) [(PORTUGAL, 1995); (GUEDES, 2014)];
- assegurar um funcionamento regular das bombas no caso de a adução a montante ser efetuada através de uma conduta elevatória [(PORTUGAL, 1995); (GUEDES, 2014)];
- estabilizar as pressões na rede de distribuição [(PORTUGAL, 1995); (GUEDES, 2014)];

Já os reservatórios de regularização de transporte ou bombagem servem para regularizar as transições que existem no sistema como: entre condutas elevatórias e adutoras gravíticas; entre uma estação de tratamento e o antecedente ou sequente troço adutor (GUEDES, 2014).

3.2.2. DIFERENÇAS NOS TIPOS DE RESERVATÓRIOS

Como dito anteriormente quanto à posição no solo os reservatórios podem ser apoiados, enterrados, semi-enterrados ou semi-apoiados e elevados. A utilização de cada um destes dependerá do relevo da região onde se pretenderá construí-los.

Os reservatórios apoiados são aqueles que se constroem diretamente sobre a superfície do terreno (a laje de fundo assenta no terreno). Podem ser considerados reservatórios enterrados com pressão externa desprezável quando possuem pouca altura ou estiverem localizados em regiões de atividade eólica pouco intensa. Geralmente são utilizados em terrenos que possuem capacidade suficiente para suportar as cargas impostas sem sofrerem deformações importantes. Possuem inúmeras vantagens relativamente aos outros tipos de reservatórios e por essa

razão sempre que for possível deve-se optar por estes em detrimentos dos outros (MAGALHÃES, 2009); (RAMOS J. M., 2010); (GUEDES, 2014);]:

- para a mesma capacidade possuem o custo de construção inferior;
- apresentam menor impacto paisagístico;
- a execução pode ser feita faseadamente;
- possibilidade de ampliação a longo prazo;
- maior facilidade de exploração e inspeção (facilidade de instalação, operação e manutenção das tubagens de entrada e saída de líquidos);

Tratam-se por reservatórios enterrados aqueles que são construídos totalmente abaixo da superfície do terreno. São utilizados quando o comportamento do terreno é adequado para o funcionamento hidráulico da rede de distribuição ou quando é necessário escavar para encontrar um estrato de terreno mais resistente. Têm como vantagens, a conservação da água contra as variações de temperatura (situação que não se verifica nos reservatórios apoiados) e a não alteração da paisagem, podendo as suas coberturas servirem para diversas funções, como: áreas ajardinadas, campos de jogos, zonas de aterragem de helicópteros. Possuem como inconvenientes: escavações de custo elevados, dificuldades de fazer inspeções e manutenções a possíveis infiltrações e fugas de líquidos. Neste tipo de reservatório deve ser considerada a ação do solo na superestrutura do reservatório e não somente nas fundações e dessa forma, as propriedades do solo devem ser tidas em conta no momento em que se consideram os carregamentos atuantes nas paredes dos reservatórios. Importa realçar que a presença de água no solo é uma informação relevante para o estudo do reservatório, uma vez que, caso o nível de água seja elevado no terreno pode ocorrer a flutuação do reservatório, isto é, a separação da base do reservatório da superfície do solo [(RAMOS J. M., 2010); (SCHEFFER, 2010)].

Os reservatórios semi-enterrados, tal como o nome sugere, são aqueles que parte da construção se encontra acima da superfície do terreno e a restante abaixo. Geralmente a sua construção tem a ver com razões topográficas e paisagísticas ou quando o custo da construção é muito elevado e não se justifica devido à sua localização desvantajosa ou por razões geotécnicas. Comparativamente aos reservatórios enterrados permitem maior facilidade de acesso (facilidade de inspeção e manutenção) (RAMOS J. M., 2010).

Por fim, os reservatórios elevados são aqueles que se encontram apoiados em estruturas de elevação. Estes são utilizados quando se pretende garantir a pressão mínima na rede e as cotas do terreno disponíveis não oferecem condições para que este seja do tipo térreo (apoiado, semi-enterrado ou enterrado), isto é, necessita-se de uma cota piezométrica de montante superior a cota de apoio do reservatório no terreno local. Têm como inconvenientes a impossibilidade de armazenamento de grandes volumes de água, o impacto visual e a maior dificuldade de construção. (RAMOS J. M., 2010).

Os tipos de reservatórios mais comuns são os semi-enterrados e os elevados, dando-se preferência, sempre que as condições forem favoráveis, para a construção de reservatórios semi-enterrados. Tudo dependerá dos custos de elevação e escavação, da estabilidade permanente da construção principalmente quando a reserva de água for superior a 500 m³, uma vez que os reservatórios elevados com volumes desta ordem implicam custos

significativamente mais altos, notadamente os de construção e preocupações adicionais com a estabilidade estrutural (SOLDERA, 2011).

Portanto a preferência é pelo semi-apoiado, considerando-se problemas construtivos, de escavação, de impulsos e de elevação. Quando os volumes a armazenar forem grandes, principalmente acima dos 800 m³, e houver necessidade de cotas piezométricas superiores à do terreno, na saída do reservatório, a opção mais comum é a construção de um reservatório elevado conjugado com um semi-enterrado. Neste caso toda a água distribuída pela rede à jusante será bombeada do reservatório inferior para o superior a medida que a demanda for solicitando, mantendo-se sempre um volume mínimo no reservatório superior de modo a manter a continuidade do abastecimento em caso de interrupção neste bombeamento estrutural (SOLDERA, 2011).

Em planta, geralmente os reservatórios de secção circular e retangular são os mais utilizados. Do ponto de vista económico, a circular é a melhor opção, uma vez que permite o armazenamento de grandes reservas de líquido, devido a simetria de revolução da sua superfície e carregamentos proporcionada pela sua geometria. Esta característica leva a que estruturas com essa forma tenham melhor distribuição de esforços do que as de secção retangular (que por não terem simetria de revolução, apresentam esforços maiores e tornam-se inconvenientes para grandes capacidades de líquido a armazenar), o que permite que sejam usadas espessuras de parede mais pequenas e consequentemente redução no custo de construção [(FERREIRA, 2009)]; (RAMOS J. M., 2010)].

3.3. Silos

Segundo (FREITAS, 2001) os silos são todas as construções destinadas ao armazenamento de produtos granulares e pulverulentos, equipados com dispositivos de descarga e esvaziados de três maneiras: por gravidade, meios mecânicos ou pneumáticos.

Já (ANDRADE, 2016) considera que os silos são recipientes para armazenamento de diversos produtos, como o óleo, o gás e os agrícolas.

Desde os tempos mais remotos que a humanidade recorre ao uso de silos como forma de armazenamento de produtos alimentares, pois, tinham a preocupação de aproveitar as épocas de elevada produção de forma a prevenir a escassez nas épocas de safras reduzidas garantido assim alimentos para toda a população.

Os primeiros silos começaram a ser utilizados na Grécia Antiga no século VII A.C e na região de Israel no século V A.C. O povo egípcio construiu silos de alvenaria acima da superfície do terreno e de formato cônico, onde os grãos eram depositados por uma abertura no topo e recolhidos por uma porta na base. (ANDRADE, 2016).

Na Roma Antiga já se construíam grandes silos escavados no solo, forrados com a argila que posteriormente era queimada de maneira a endurece-la. Essa estrutura permitia conservar os grãos por muito tempo (ANDRADE, 2016).

Os silos são construções importantes porque têm a capacidade de conservar adequadamente os produtos sem comprometer as características físicas, químicas e biológicas dos mesmos. Trata-se de uma estrutura viável uma vez que permite a economia do espaço físico, mão-de-obra e transporte.

De acordo com (JÚNIOR & CHEUNG, 2007) uma unidade de armazenamento apresenta diversas vantagens como:

- obtenção de um produto melhor conservado, longe de ataques de insetos e ratos;
- armazenamento racional, seguro e económico. Evitam-se gastos insignificantes com sacos e mão-de-obra para colocar os produtos em sacos;
- formação de um armazenamento regulador do preço do mercado;
- concentração de grandes quantidades de produto em áreas relativamente pequenas;
- proteção da indústria contra as flutuações no preço das matérias-primas.

Para que os silos cumpram as funções para as quais se destinam é importante que sejam bem planeados, projetados, construídos e que sofram inspeções periódicas, de maneira a minimizar e controlar possíveis problemas que possam surgir.

3.3.1. CLASSIFICAÇÃO DE SILOS

Existem diversos tipos de silos que podem ser classificados baseando-se: no método de aeração, no material de construção, no nível de sofisticação tecnológica e na estabilidade estrutural.

Quanto ao método de aeração os silos podem ser: ventilado mecânico, de atmosfera controlada, hermético, de gás (exemplos do nitrogénio e do oxigénio).

Em relação ao material de construção: silos metálicos (exemplos de alumínio e aço), betão, madeira, lama.

No que se refere ao nível de sofisticação tecnológica classificam-se em silos: convencionais, instrumentados e automatizado / informatizado.

Por fim, quanto à estabilidade estrutural existem os silos rasos e os profundos.

Segundo LOPES (2016) em relação à secção transversal os silos podem ser de paredes cilíndricas ou retangulares.

Já LEITE (2008) distingue dois tipos de silos, os externos e os internos. Os primeiros, localizam-se geralmente próximos a celeiros ou armazéns e são constituídos por uma ou mais células de 5 a 10 toneladas, cada uma com o seu teto. O tipo de material utilizado para a sua construção pode ser o aço ou betão pré-esforçado. Já os internos são construídos dentro de um armazém e com células com capacidade de 15 a 20 toneladas e podem ser feitos de aço, madeira ou outro tipo de material.

De acordo com (NETO, 2009) em relação ao solo os silos podem ser divididos em:

- Silos subterrâneos: são caracterizados por serem construídos abaixo do terreno. Tratam-se de construções mais simples que os silos elevados mas em contrapartida estão mais predispostos à infiltração de água e a dificuldade de esvaziamento em caso de necessidade;
- Silos aéreos ou elevados: são aqueles construídos acima do nível do terreno;
- Silos semi-subterrâneos: são do tipo intermédio em relação aos anteriores.

Da classificação de silos quanto à geometria não existe consenso entre autores e normas o que faz com que cada um adopte a sua própria classificação. No caso de (PUZZI, 1986) um silo elevado é aquele em que a sua altura (H_c) é maior que o seu diâmetro (D_c) e um silo horizontal é aquele em que a sua altura é menor que o diâmetro.

De acordo com algumas normas os silos podem ser classificados quanto: a sua geometria, tipo de fluxo durante o descarregamento, geometria do fluxo e tipo de fundo.

Quanto à geometria dos silos, segundo a (Union, 2006) podem ser classificados como:

- silos esbeltos: $2,0 \leq h_c/d_c$ (a relação entre a altura e o diâmetro do silo for inferior a 2);
- silos de esbelteza intermédia: $1,0 < h_c/d_c < 2,0$;
- silos entroncados (squat em inglês): $0,4 < h_c/d_c \leq 1,0$;
- silos de retenção com fundo plano: $h_c/d_c \leq 0,4$.

Em que h_c e d_c representam a altura e o diâmetro do silo respectivamente. A EN 1991-4 faz a ressalva que os silos com fundo arejado devem ser tratados como um silo esbelto, independentemente da sua relação h_c/d_c .

De seguida na Figura 3.5 apresenta-se a classificação dos silos quanto à geometria segundo a (Union, 2006) em que da esquerda para a direita tem-se: a) silo de retenção, b) silo entroncado, c) silo de esbelteza intermédia, d) silos esbeltos.

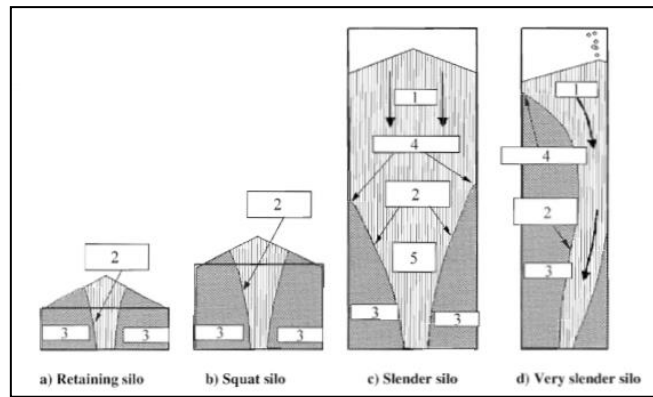


Figura 3.5 – Classificação de silos quanto à geometria segundo a (Union, 2006)

Quanto ao tipo de fluxo durante o descarregamento, segundo (Union, 2006) este pode ser de dois tipos: fluxo de massa e fluxo de funil.

➤ Fluxo de massa

Este tipo de fluxo caracteriza-se por todas as partículas do produto armazenado estarem em movimento durante toda a operação de descarga. Desde o instante inicial da descarga nenhuma partícula permanece na posição inicial, todas se movem, o que permite que não surjam zonas estagnadas. Como todas as partículas estão em movimento o fluxo é uniforme e pode ser controlado, diminuindo assim a possibilidade de impedir a passagem do produto e permitindo determinar as pressões mais facilmente (PALMA, 2005).

O produto que entra primeiro é o primeiro a sair, e assim sendo, evita-se que os suscetíveis ao tempo de permanência se deteriore, mantendo as suas propriedades. Neste fluxo há a possibilidade de fazer nova mistura na tremonha o que permite maior homogeneização e diminuição da segregação.

O silo neste caso pode ser descarregado por gravidade, o que se torna uma vantagem pois não é necessário recorrer a nenhum equipamento à saída e há possibilidade de ser aproveitado todo o produto (evitam-se desperdícios).

Realça-se que: as maiores pressões sobre as paredes estão localizadas próximas à transição do corpo do silo para a tremonha; os silos com fluxo de massa possuem tremonhas com paredes lisas e com menor inclinação com a vertical. Este tipo de fluxo é o ideal e deve ser utilizado sempre que possível (PALMA, 2005).

Como desvantagens deste fluxo apresentam-se: altas tensões na transição da tremonha; desgaste superficial das paredes; são necessárias tremonhas mais profundas; maior energia de elevação; as partículas devem resistir à queda de alturas maiores (MEDEIROS, 2012).

➤ Fluxo de funil

Este fluxo caracteriza-se por só parte das partículas entrar em movimento, formando-se um canal vertical no interior do silo, alinhado com a boca de descarga, cercado por uma zona onde as partículas ficam estacionadas. A ocorrência deste tipo de fluxo tem a ver com paredes de

tremonhas rugosas e seu ângulo de inclinação que gera uma transição abrupta entre o corpo do silo e a tremonha (REIS, 2016).

Pelo fato de o produto não se mover todo de uma vez durante a descarga, a quantidade e granulometria do material variam em função da duração da operação, onde se pode concluir que a vazão de fluxo tende a ser irregular. Quando os produtos são pouco coesivos, durante a descarga do silo, a parte mais alta que está em contato com as paredes desmorona-se e alimenta o canal central. No caso de produtos muito coesivos a descarga pode ser interrompida, o que leva a formação de um canal central vazio, cercado de produto estagnado (PALMA, 2005).

Os produtos acumulados junto às paredes, nas zonas estagnadas, estão mais vulneráveis a deterioração, visto que tendem a deteriora-se com o tempo, perdendo assim as suas propriedades com o tempo (PALMA, 2005).

Como este tipo de fluxo promove a formação de zonas estagnadas, os silos que assim o exibem têm menores capacidades de armazenamento. As zonas estagnadas são removidas após o esvaziamento total dos silos (PALMA, 2005).

Nos silos com fluxo funil os produtos que segregam durante o carregamento não têm a possibilidade de se misturarem de novo na tremonha.

Importa dizer que as paredes laterais estarão sujeitas a pressões menores devido à zona estagnada. Entretanto, é de esperar pressões elevadas sobre as paredes na região em que o canal de fluxo encontra a parede (transição efetiva) (PALMA, 2005).

Realça-se: que esse tipo de fluxo provoca menor desgaste das paredes devido ao atrito entre o produto e a parede ser desprezível; pressões menores nas paredes do silo devido à existência da zona estagnada, com exceção da região da parede acima da transição efetiva; para uma mesma capacidade a altura do silo seja menor porque a tremonha é de menor altura (PALMA, 2005).

Outros inconvenientes deste tipo de fluxo são: flutuações na vazão; grande favorecimento ao colapso (MEDEIROS, 2012).

A geometria do fluxo ocorre quando o fluxo durante o descarregamento segue um determinado trajeto. Esta pode ser assimétrica (quando existem excentricidades) ou concêntrica (quando não existem excentricidades). Segundo (FREITAS, 2001) quanto ao trajeto podem ser axissimétrico, planar e excêntrico.

- Trajeto axissimétrico / assimétrico: o centro de gravidade do produto a fluir coincide aproximadamente com o eixo vertical do silo. Como exemplo apresenta-se na Figura 3.6 um silo circular com abertura de descarga concêntrica.
- Trajeto planar: é um fluxo uniforme que ocorre em silos de secção transversal retangular ou quadrada, com tremonhas em forma de cunha, onde uma das dimensões da boca de saída é paralela e de igual comprimento às paredes do silo. Neste tipo de trajeto o canal de fluxo é simétrico em relação ao plano que passa pelo eixo longitudinal da abertura de saída, ver Figura 3.6.

- Trajeto excêntrico: o canal de fluxo não é simétrico em relação ao eixo vertical do silo nem em relação ao plano vertical que passa pelo eixo longitudinal do silo, ver Figura 3.6.

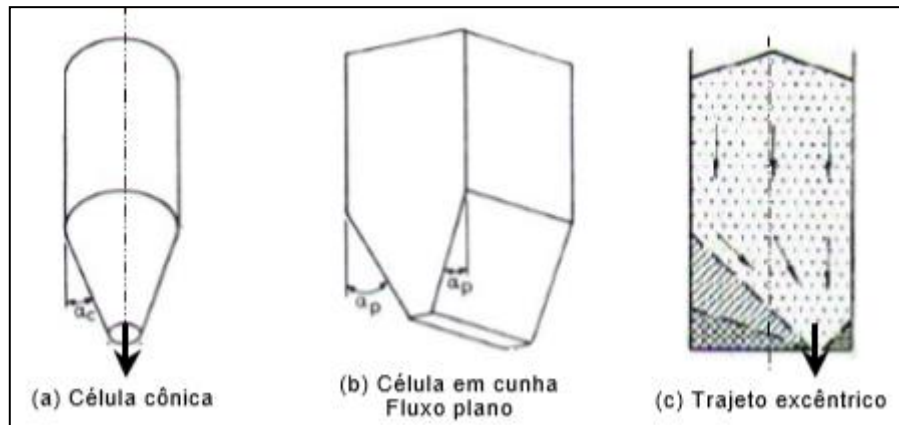


Figura 3.6 – Exemplos de silos quanto ao tipo de trajeto de fluxo (FREITAS, 2001)

Quanto ao tipo de fundo, segundo (EN 1991-4 (2006): Eurocode 1:Actions on structures- Part 4: Silos and tanks, 2006), os silos podem ser de fundo plano ou inclinado. O fundo plano também conhecido como fundo horizontal necessita que se recorram a máquinas para o descarregamento do produto. Já o fundo inclinado, pelo tipo de geometria que exige, não precisa de máquinas a auxiliar o descarregamento do produto, a força da gravidade é suficiente.

Quando a inclinação do fundo com a horizontal α for inferior a 5° , o fundo é classificado como horizontal. No que se refere às tremonhas estas podem ser rasas (qualquer tremonha não classificada como plana ou inclinada) ou inclinadas. Para que uma tremonha seja inclinada deve satisfazer o seguinte critério (EN 1991-4 (2006): Eurocode 1:Actions on structures- Part 4: Silos and tanks, 2006, pp. 66,67):

$$\tan \beta < \frac{1 - K}{2 \times \mu_h}, \text{ em que:}$$

β : representa o ângulo do ápice (apex) do funil;

K : é o menor valor característico da relação de pressão lateral nas paredes verticais;

μ_h : é o menor valor característico do coeficiente de fricção na parede da tremonha.

Já (FREITAS, 2001) classifica o tipo de geometria de fundo como:

1. Fundo plano: aquele em que o silo possui o fundo horizontal, ver Figura 3.7 ou o fundo com as paredes inclinadas, onde o ângulo α é inferior a 20° em relação a horizontal Figura 3.7.

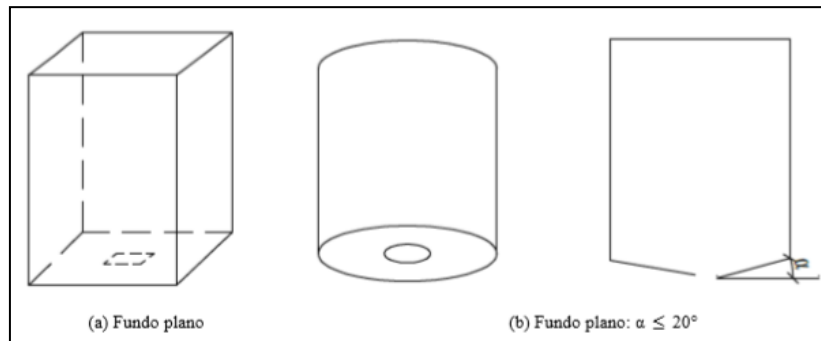


Figura 3.7 – Exemplo de silos de fundo plano (FREITAS, 2001)

Os silos com fundo plano podem ser mais vantajosos financeiramente uma vez que a carga vertical pode ser suportada pelo próprio terreno reduzindo custos com fundação e sapatas para as colunas (NETO, 2009).

2. Fundo com tremonha: aquele em que o silo possui o fundo em forma de funil, geralmente com as formas tronco-piramidais Figura 3.8.

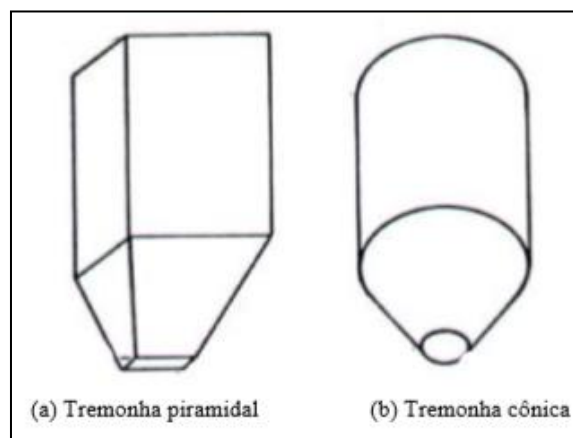


Figura 3.8 – Exemplo de silos com tremonha piramidal e cônica (FREITAS, 2001)

3.3.2. CONSTITUIÇÃO DOS SILOS

De acordo com (NETO, 2009) para silos elevados, sejam estes baixos ou esbeltos, as diferenças na sua constituição ocorrem em função do fundo utilizado ser em plano ou com tremonha. Na Figura 3.9, como exemplo, apresentam-se as partes constituintes de silos elevados.

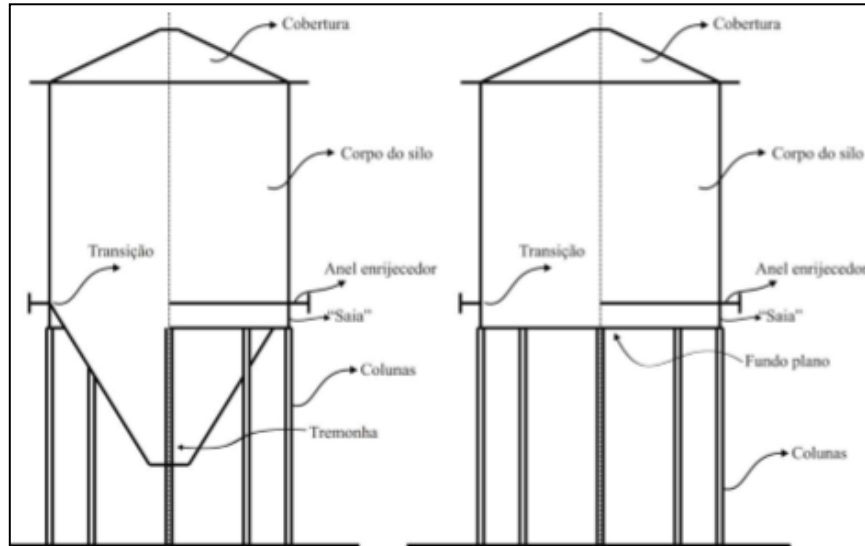


Figura 3.9 – Exemplo de partes constituintes de silos (NETO, 2009)

Apresentam-se de seguida breves descrições de cada parte constituinte dos silos com base em (NETO, 2009):

Cobertura: tem como função proteger o silo contra a entrada de agentes externos por meio da extremidade superior e outras perturbações causadas pela natureza. Deve ter inclinação suficiente para permitir que a drenagem ocorra correctamente.

Corpo do silo: é a parte do silo onde o produto fica armazenado. Tem a função de contenção lateral do produto, de maneira a reduzir as trocas térmicas entre o produto armazenado e o exterior. A sua geometria transversal tem importância pois é através desta que se escolhem a forma da cobertura, da tremonha, do fundo plano e da coluna.

Anel enrijecedor: O anel enrijecedor tem a função de adicionar rigidez às paredes em pontos estratégicos onde, comumente as forças horizontais são maiores (normalmente na maior profundidade do corpo do silo), sendo comum, também, encontrá-los instalados na parte superior do corpo do silo, próximos à cobertura. Assim, é possível evitar ovalizações da estrutura do silo em função de cargas variadas.

Saia: é o nome dado ao prolongamento inferior das paredes que formam o corpo do silo. Pode também ser utilizada como elemento de ligação entre as colunas e o corpo do silo.

Transição: é a superfície formada pela união do corpo do silo e a tremonha ou fundo plano. Por não ser um elemento único, a transição, em geral, caracteriza-se como um local de fragilidade da estrutura do silo, sendo uma das justificações para a instalação de enrijecedores.

Colunas: se estiverem presentes, são os elementos responsáveis pela sustentação do silo. Têm a função de suportar o peso do silo e do produto armazenado. Devem ser projetadas para suportar efeitos de encurvadura,

tração, compressão e vibrações originadas por solicitações devidas à ação do vento, ao fluxo do produto no interior, terremotos e à instalação de dispositivos de carregamento e descarregamento.

Tremonha: encontra-se localizada abaixo do corpo do silo e tem a função de escoar o produto armazenado. A sua altura influencia o dimensionamento do comprimento das colunas e a sua forma a geometria do orifício de descarga. Importa dar atenção à escolha do modelo de tremonha adequado a cada necessidade, a combinação de informações como o seu ângulo de inclinação, características do produto a armazenar, o espaço físico disponível e o tipo de fluxo desejado.

3.4. Materiais

Nesta secção serão apresentados alguns dos materiais correntemente utilizados para o reforço e reparação de silos e reservatórios, em especial aqueles para a aplicação do pré-esforço exterior.

3.4.1. AÇO

Os aços utilizados para pré-esforço caracterizam-se por ter elevada resistência e ausência do patamar de cedência a metade da extensão. São muitas vezes empregues na construção por serem mais económicos comparados com os aços correntes. Os aços de pré-esforço apresentam-se sob a forma de fios, cordões e barras de acordo com a NP EN 1992-1-1 (3.3). O silo de estudo apresentado neste trabalho foi reforçado com aços do tipo A40T, os atuais A400.

A seguir apresenta-se um exemplo de um cordão com 7 fios e de uma barra de aço, ver Figura 3.10.

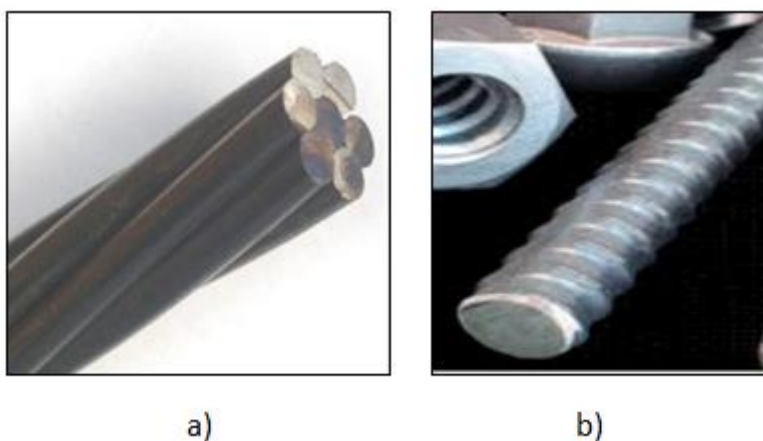


Figura 3.10 – a) cordão com 7 fios; b) barra de aço (CHUNPENG, 2016)

3.4.2. BETÃO

Para o reforço das estruturas em estudo recorrendo ao pré-esforço exterior é importante ter em conta o betão existente e o que será colocado para acomodar os dispositivos de pré-esforço exterior.

O betão pré-existente deve ser avaliado de forma a aferir o seu estado de conservação e caracterizar a sua resistência. Para tal poderá recorrer-se a ensaios não destrutivos que permitam por exemplo detetar e medir a

largura de fendas, avaliar a dureza superficial com o martelo de Schmidt, determinação da resistência à tração e à compressão com ensaio de carotes, a aferição da profundidade de carbonatação e se relevante, a determinação da penetração de cloretos (PRETO, 2014).

No caso de se encontrar betão degradado em zonas que tenham por exemplo elevada fendilhação devido aos fenómenos de carbonatação ou elevado teor de cloretos, procede-se às reparações localizadas. Estas geralmente envolvem a remoção do betão degradado, a limpeza de armaduras, pintura das armaduras de maneira a proteger da corrosão, enchimento com argamassa de reparação (PRETO, 2014).

(PRETO, 2014) refere que para acomodar o sistema de pré-esforço são executados maciços de ancoragem em betão, que têm a função de transmitirem as forças de puxe dos cabos para o elemento em causa. O mesmo acontece nas zonas de desvio, onde poderá haver a necessidade de executar maciços em betão ou proceder ao encamisamento do betão armado, para que suportem as forças de desvio que são aí transmitidas à estrutura.

Nessas zonas de desvio deve ser utilizado betão de alta resistência e auto-compactável, por forma a preencher por completo a cofragem, mesmo na presença de muita armadura, garantindo-se sempre a homogeneidade sem necessidade de vibração.

O betão utilizado em estruturas pré-esforçadas requer um controlo de qualidade muito rigoroso, o que implica a realização de ensaios prévios e fiscalização constante durante a sua produção.

Geralmente os betões utilizados em elementos pré-esforçados possuem resistência superior aos convencionais.

Como regra geral, em betão pré-esforçado não se deve usar classes de resistência inferiores a C25/30. O silo de estudo apresentado neste trabalho foi reforçado com betão do tipo B225, atuais C20/25.

3.4.3. ARMADURAS ORDINÁRIAS

As armaduras ordinárias podem ser denominadas também por armaduras passivas, uma vez que são solicitadas apenas em resposta às ações. Estas são geralmente de aço apesar de existirem armaduras de fibras de vidro e de carbono.

De acordo com o Eurocódigo 2 os aços são classificados quanto à classe de resistência, processo de fabrico, a aderência e a classe de ductilidade. No entanto, apesar de já não serem produzidos atualmente, várias estruturas de betão-armado em Portugal possuem ainda aço A235 e varões lisos (de aderência normal), na sua constituição (PRETO, 2014).

3.4.4. ARMADURAS DE PRÉ-ESFORÇO

As armaduras de pré-esforço podem ser de diversos materiais destacando-se o aço e os FRPs. De acordo com (PRETO, 2014) estes materiais devem apresentar as seguintes propriedades mecânicas por forma a desempenharem de maneira eficaz as funções a que se destinam:

Elevada resistência à tração: permitindo a aplicação de tensões elevadas e o contra balanceamento das grandes perdas por fluência e retração do betão;

Baixa relaxação: para permitir a aplicação de tensões elevadas, evitando perdas excessivas de tensão nas armaduras devido à fluência do aço, dado que, para uma mesma classe de relaxação, o efeito da mesma é tanto maior quanto maior for o nível de tensão nas armaduras;

Alta resistência à corrosão – a corrosão diminui a área da seção transversal das armaduras aumentando, conseqüentemente, a tensão nestas. Isto pode levar à rotura das mesmas se o incremento de tensão for superior à sua tensão resistente. Muitas vezes, o material pré-esforçado, tal como o aço, não é resistente a corrosão, pelo que é necessário, então, conferir-lhe a proteção adequada.

3.5. Componentes do sistema de pré-esforço

De acordo com (PRETO, 2014) um sistema de pré-esforço é essencialmente composto por armaduras de pré-esforço, ancoragens, bainha coletiva (apesar de usual não é obrigatória), sistemas de proteção contra a corrosão, selas (ou desviadores) nos pontos de mudança de direção (quando previsto) e fixadores (quando previstos).

3.5.1. ANCORAGENS

As ancoragens podem ser de três tipos, as passivas, as ativas e as de continuidade. As primeiras servem para segurar os cabos no final no traçado, onde nenhuma força de pré-esforço é aplicada, ficando embebidas no betão. As ancoragens ativas servem para ancorar os cabos na zona onde é feito o puxe, permitindo o seu tensionamento. E por fim as ancoragens de continuidade servem para emendar cabos, que podem ser tensionados um após o outro ou em simultâneo. Estas ancoragens possuem uma parte ativa e outra passiva, ver Figura 3.11.

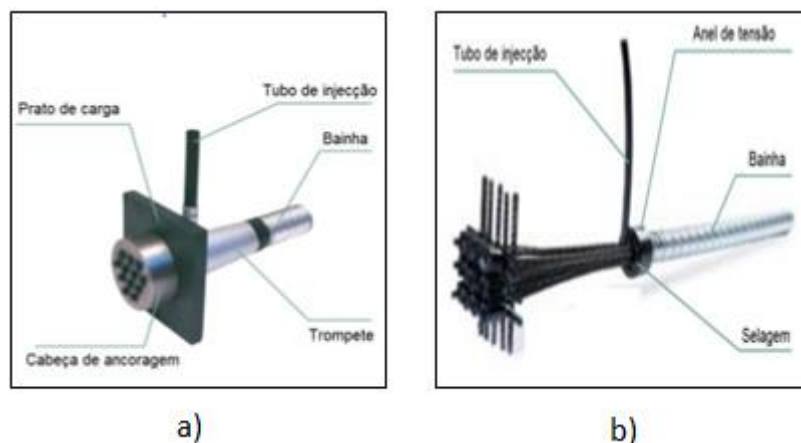


Figura 3.11 – Exemplo de ancoragem: a) ativa multicordões b) passiva multicordões (VSL, 2013)

3.5.2. BAINHAS

As bainhas são elementos em metal ou plástico onde se poderão introduzir os cordões de pré-esforço.

Têm como principais funções servir de barreira contra a corrosão dos cordões e assegurar um espaço físico onde coloca-se os cordões (durante a betonagem da peça)(PRETO, 2014).

Devem possuir as seguintes características: ter boa resistência mecânica; apresentar uma forma contínua; assegurar a continuidade do material de selagem e do isolamento elétrico ao longo de todo o traçado do cabo; cumprir os requisitos de aderência do projeto e não provocar qualquer tipo de ataque químico contra o aço de pré-esforço (idem).

Estas devem ser colocadas de forma a proteger o aço e permitir o deslizamento da armadura de pré-esforço com o mínimo de atrito durante o processo de tensionamento.

Podem ser lisas ou nervuradas, utilizando-se no pré-esforço exterior bainhas plásticas lisas (aliás as mais aconselhadas). As bainhas metálicas nervuradas não são permitidas. Especificamente, no pré-esforço exterior com varões, apenas são utilizadas bainhas lisas, quer sejam metálicas ou de plástico (idem).

A Figura 3.12 ilustra uma bainha metálica e Figura 3.13 a adequabilidade das bainhas.

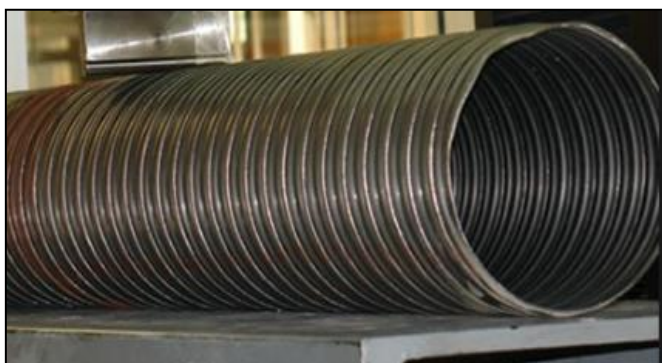


Figura 3.12 – Exemplo de uma bainha (CHUNPENG, 2016)

			Bainhas metálicas		Bainhas plásticas	
			Bainha metálica corrugada (1)	Bainha metálica lisa	Bainha VSL PT-PLUS	Bainha plástica lisa de polietileno ou polipropileno
Cabos exteriores (fora do betão ou outro material)	Com injeção aderente	Standard + encapsulado	Não permitido	Aconselhado (3)	Não recomendado	Aconselhado
		Isolado electricamente	Não permitido	Não permitido	Não recomendado	Aconselhado
	Com injeção não aderente (2)	Standard + encapsulado	Não permitido	Aconselhado (3)	Não recomendado	Aconselhado
		Isolado electricamente	Não permitido	Não recomendado	Não recomendado	Aconselhado
		Retensionável e/ou substituível	Não permitido	Aconselhado (3)	Não recomendado	Aconselhado

(1) – Apenas utilizado no pré-esforço interior; (2) – cordões nus com injeção não aderente na bainha colectiva ou monocordões individualmente engraxados e auto-embainhados com preenchimento rígido da bainha colectiva.

Figura 3.13 – Adequabilidade das bainhas (PRETO, 2014)

No pré-esforço exterior, não é habitual a utilização de bainhas metálicas por estas se encontrarem diretamente em contato com o meio ambiente. A serem utilizadas, devem passar por um processo de galvanização por forma a melhorarem a sua resistência à corrosão (VSL, 2013).

As bainhas plásticas de polietileno e polipropileno são as mais recomendadas no pré-esforço exterior, uma vez que apresentam um bom comportamento à corrosão e fadiga. As mais utilizadas são as lisas de polietileno de

alta densidade (PEAD). Na Figura 3.14 está representada uma bainha de PEAD lisa, normalmente utilizada em pré-esforço exterior (PRETO, 2014).

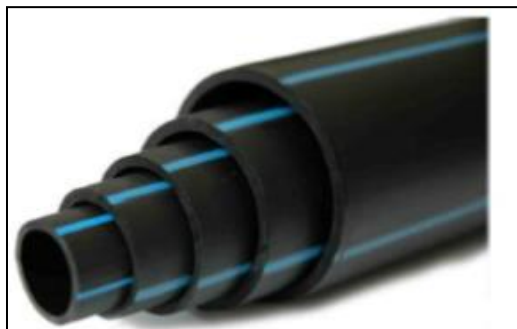


Figura 3.14 – Exemplo de bainhas de PEAD lisas (PRETO, 2014)

3.5.3. SISTEMA DE PROTEÇÃO CONTRA A CORROSÃO DAS ARMADURAS DE PRÉ-ESFORÇO

Como no pré-esforço exterior os cabos encontram-se no exterior da estrutura levam a que estejam mais expostos às agressões do meio ambiente pelo que é importante protegê-los contra a corrosão.

Anteriormente foi referido que a bainha coletiva costuma ser o primeiro elemento de proteção contra a corrosão. Contudo, nem todos os sistemas de pré-esforço possuem esse tipo de bainha, pelo que, recorre-se a monocordões auto-embainhados.

Os materiais de proteção da corrosão mais utilizados são a calda de cimento, graxa e cera.

- *Sistemas de proteção contra a corrosão das armaduras de pré-esforço exterior com cordão*

Definem-se três sistemas de proteção à corrosão: sistema sem bainha coletiva, bainha coletiva injetada com calda de cimento, bainha coletiva injetada com cera ou graxa.

- a) Sistema sem bainha coletiva

Este sistema obriga a que os cordões de aço sejam auto-embainhados. Um cordão auto-embainhado é composto por duas ou três camadas de proteção, ver Figura 3.15.

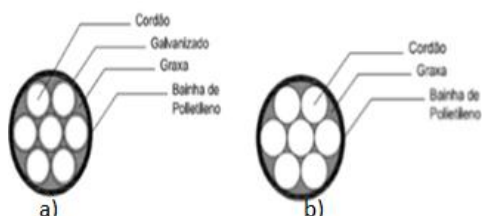


Figura 3.15 – a) monocordão protegido por três camadas: galvanizado, graxa e bainha individual em PEAD; b) por duas camadas :graxa e bainha individual em PEAD (PRETO, 2014)

A utilização de monocordões engraxados e auto-embainhados pode apresentar algumas vantagens, pois são produzidos em fábrica de forma controlada e quando chegam à obra e durante o tempo de armazenamento já se encontram protegidos contra a corrosão (PRETO, 2014).

A aplicação de cordões auto-embainhados não está restringida ao sistema sem bainha coletiva, sendo também utilizados em sistemas de bainha coletiva injetada com calda de cimento, graxa ou cera (idem).

Quanto ao sistema sem bainha coletiva, beneficia de facilidade de montagem (quando comparada com os sistemas de bainha coletiva), possibilidade de retensionamento e substituição individual dos cordões (idem).

b) Bainha coletiva injetada com calda de cimento

Os sistemas injetados com calda de cimento têm como principal vantagem uma maior resistência mecânica e uma maior resistência ao fogo. Além disso, quando comparada com a injeção de cera ou graxa, a calda é mais económica e fácil de colocar (PRETO, 2014).

Dois alternativas viáveis e perfeitamente distintas quanto às características são: aço no envolto em calda de cimento, ver Figura 3.16; aço auto-embainhado envolto em calda de cimento, ver Figura 3.17.

No primeiro caso, dado o contacto direto entre a calda de cimento e o aço, torna-se impraticável o retensionamento dos cabos. Por outro lado, caso seja necessário prever a substituição do sistema de pré-esforço exterior, terá que se efetuar uma pormenorização não convencional na zona de ancoragem de forma a impedir que a calda entre em contacto direto com a trompeta da ancoragem. Para tal, é utilizado um sistema de duas trompetes, em que uma delas é maior que a outra e em que a mais pequena é colocada dentro da maior (idem).

Em comparação com o anterior, o sistema de aço auto-embainhado envolvido por calda de cimento tem como principais vantagens a possibilidade de retensionamento dos cabos assim como uma maior resistência à corrosão, visto que o aço está envolvido por mais camadas, ver Figura 3.17 (PRETO, 2014).

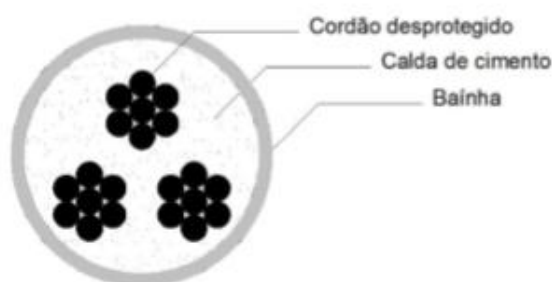


Figura 3.16 – Cabo de multicordões envolvidos em calda de cimento (PRETO, 2014)

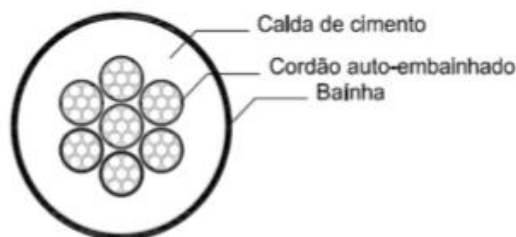


Figura 3.17 – Cabo de multicordões auto-embainhados por calda de cimento (PRETO, 2014)

c) Bainha coletiva injetada com cera ou graxa.

Neste tipo de sistema, tal como no anterior, o aço de pré-esforço pode ser auto-embainhado ou nu. Os cordões nus podem ser completamente desprotegidos ou apresentar uma camada de galvanização (PRETO, 2014).

Este sistema tem como características a possibilidade de retensionamento da armadura exterior assim como a possibilidade de substituição do sistema de pré-esforço. Os principais problemas associados a este sistema são: a possibilidade de ocorrerem fugas, uma vez que os materiais de preenchimento têm propensão a escapar pelas juntas; e as sobrepressões que se podem verificar nas bainhas devido ao aumento de temperatura, uma vez que o coeficiente de expansão térmica da cera ou graxa é dez vezes superior ao do betão e aço (idem).

➤ *Sistemas de proteção contra a corrosão das armaduras de pré-esforço exterior com barras*

Neste tipo de proteção utilizam-se três sistemas: bainha preenchida com calda de cimento, bainha preenchida com material de proteção flexível, barra protegida com fita adesiva (PRETO, 2014).

No sistema de bainha preenchida com calda de cimento, a barra pré-esforçada encontra-se em contato direto com o betão. Assim, este sistema apresenta as características já mencionadas para o caso do sistema de cordões com aço no envolto em calda de cimento (idem).

Para o segundo sistema, normalmente cera ou graxa, apresenta as características para o caso do sistema de cordões protegido por bainha coletiva injectada com cera ou graxa (idem).

No caso da barra protegida por fita adesiva, o sistema é não aderente, permitindo o retensionamento da armadura exterior (idem).

➤ *Sistemas de união*

Os dispositivos de união são importantes para a durabilidade do sistema de pré-esforço e têm como função garantir a estanquidade deste sistema no local de união entre bainhas. Como exemplos de dispositivos que existem no mercado tem-se (PRETO, 2014):

Abraçadeira mecânica: são equipamentos muito simples e práticos de utilizar em obra, pois para a sua colocação apenas é necessário o aparafusamento de parafusos integrados na braçadeira, ver

Figura 3.18 (idem);

Manga de polietileno: consiste na sobreposição de um pequeno comprimento sobre as bainhas a unir.

À semelhança do anterior também é de fácil utilização, ver Figura 3.18 (idem);

Soldadura topo-a-topo: este sistema consiste no aquecimento prévio das faces das bainhas que serão unidas uma contra a outra. Neste sistema é necessário ter bastante cuidado na execução, ver Figura 3.18 (idem);

União termo retrátil: consiste na sobreposição de uma manga sobre as bainhas a unir, sendo posteriormente aquecida de maneira a aderir a estas, ver Figura 3.18, (idem);

União eletro-soldável: neste sistema, as bainhas a unir são sobrepostas, na sua zona de ligação, por uma manga que com o auxílio de dispositivos de electrossoldadura permitem a soldadura desta às bainhas, ver Figura 3.19 (idem);

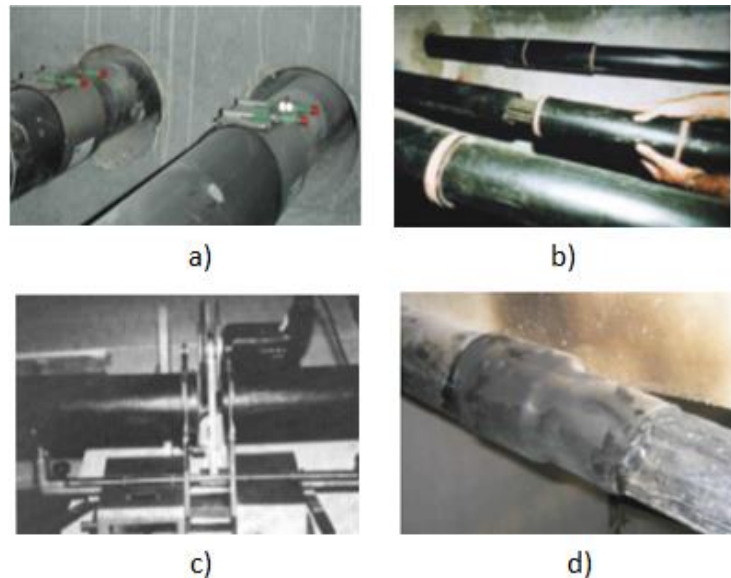


Figura 3.18 – a) abraçadeira mecânica; b) manga de polietileno; c) soldadura topo-a-topo; d) união termoretrátil (PRETO, 2014)



Figura 3.19 – União eletro-soldável (PRETO, 2014)

3.5.4. SELAS DE DESVIO, FIXADORES E CALDAS DE INJEÇÃO

Para sistemas de pré-esforço exterior as selas de desvio não são elementos obrigatórios, uma vez que, na maior parte das vezes em que são utilizados servem para introduzir forças concentradas na estrutura. Sendo assim, devem ser dimensionadas por forma a serem capazes de transmitir à estrutura a reforçar as forças de desvio nelas geradas (PRETO, 2014).

No reforço de estruturas em betão armado as selas são dimensionadas pelo projetista, podendo ser constituídas por uma peça metálica ou por um zona em betão armado, acrescentada à data do reforço ou executada aquando da construção da estrutura, com tubos metálicos ou de PEAD embutidos ou aparafusados. A ligação das selas metálicas ao betão é usualmente feita por intermédio de varões roscados ou buchas metálicas, isto no caso de as forças de desvio não serem de grande magnitude (idem).

Na zona do desviador, o cabo desenvolve-se sob um segmento curvilíneo. A fim de evitar danos nos cabos de pré-esforço e nas bainhas protetoras devido ao excesso de tensões aí criadas, deve ser estipulado um raio mínimo para este segmento, o qual depende do número e do diâmetro dos cordões que compõe o cabo que passa pelo desviador. A Figura 3.20 indica o raio mínimo de curvatura para os desviadores que comportam cabos de 0,6”.

Número de cordões	Raio mínimo (m)
≤7	2,00
≤12	2,50
≤22	3,00
≤31	3,50
≤37	4,00
≤43	4,50
≤55	5,00

Figura 3.20 – Raio mínimo de curvatura para os desviadores (PRETO, 2014)

Outra informação que se deve ter em conta é a pormenorização das bainhas dos cabos de pré-esforço exterior na zona dos desviadores. A seguir apresentam-se de maneira breve as opções mais comuns:

Utilização de tubo metálico no desviador com o mesmo diâmetro da bainha de polietileno das armaduras de pré-esforço. Neste caso, os tubos ficam com as extremidades em contato e tem de se recorrer a um dispositivo de ligação para manter os tubos unidos e selados, (idem);

Utilização de tubo metálico no desviador com diâmetro inferior ao da bainha de polietileno das armaduras de pré-esforço. O tubo metálico entra uns centímetros no tubo de polietileno e é também necessário recorrer-se a um dispositivo ligação para manter os tubos unidos e selados, (idem);

Utilização de tubo metálico no desviador com diâmetro superior ao da bainha de polietileno das armaduras de pré-esforço. O tubo de polietileno atravessa o tubo metálico do desviador e é possível efetuar a substituição dos cabos de pré-esforço se assim for pretendido. Nesta disposição a secção

transversal do tubo metálico associado à peça de desvio é muitas vezes em meio tubo em vez da secção em tubular completamente fechada, ver Figura 3.21, (PRETO, 2014).

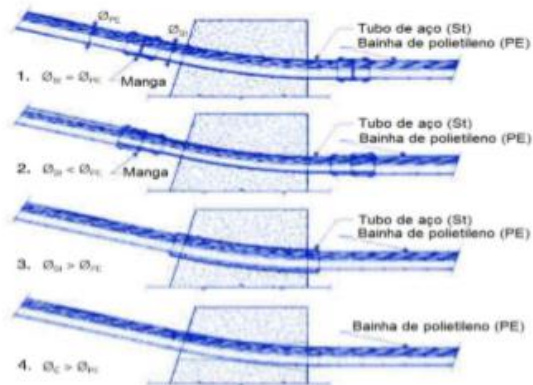


Figura 3.21 – Disposições comuns das armaduras exteriores na zona de desvio (PRETO, 2014)

Os fixadores têm como função limitar o comprimento livre da armadura de pré-esforço exterior, controlando, a vibração e a perda de excentricidade dos mesmos, quando o elemento estrutural se deforma. São normalmente compostos por uma peça metálica que se fixa à estrutura através de conectores, não impondo variações de direcção às armaduras de pré-esforço exterior. Normalmente, são utilizados em estruturas com grandes vãos, por exemplo em pontes (PRETO, 2014).

As caldas de injeção são constituídas por cimento, água, plastificante e em alguns casos também por produtos expansivos. O plastificante tem a função de assegurar uma boa trabalhabilidade com uma relação água-cimento baixa.

4 SOLUÇÕES E TÉCNICAS DE REABILITAÇÃO E REFORÇO

É sabido que a necessidade de reparação ou reforço depende do estado em que se encontra a estrutura e das novas funções a que poderá ser submetida.

Como dito no enquadramento desta dissertação, as técnicas de reabilitação podem ser de proteção, reparação e reforço. E cada uma deverá ser utilizada atendendo a situação específica uma vez que, cada construção exhibe as suas anomalias, e estas deverão ser avaliadas e tratadas de acordo ao seu estado.

A proteção consiste no aumento das barreiras aos agentes agressivos e na redução das condições de degradação. Como exemplos desta técnica tem-se: impregnações, pinturas, revestimentos, membranas, selagem de juntas e injeções. Todos os métodos de proteção requerem preparação prévia das superfícies a proteger e eventual remoção do betão degradado (CORREIA, 2011).

Já a reparação está relacionada a reposição das características iniciais da estrutura e pode ser feita em fendas, vazios e zonas porosas, descasques e zonas fragmentadas, desagregações, zonas contaminadas ou com corrosão acentuada. Esta técnica tem vários objetivos, como: aumentar a capacidade resistente residual da estrutura até esta atingir de novo o nível correspondente ao cálculo inicial; melhorar o aspeto visual da estrutura; melhorar o seu desempenho funcional; garantir a impermeabilidade; aumentar a durabilidade (idem).

O reforço tem a ver com o aumento da capacidade resistente ou a rigidez de uma construção em relação ao seu nível inicial de projeto, e pode ser por: encamisamento do elemento, adição de chapas coladas e materiais compósitos (elementos em FRP), introdução de perfis metálicos, adição de novos elementos estruturais, criação ou eliminação de ligações entre os elementos estruturais, introdução de deslocamentos impostos e pré-esforço exterior (idem).

Apesar da diversidade de técnicas de reforço, para esta dissertação apenas se utilizará o reforço de silos e reservatórios com pré-esforço exterior, assunto que será desenvolvido nos próximos secções.

4.1. Reforço com pré-esforço exterior

Uma das técnicas de reforço de silos e reservatórios é a aplicação de pré-esforço exterior, que pode ser por meio de cordões, barras de alta resistência, por laminados, cordões à base de fibras designados por FRP (Fiber Reinforcement Polymer) (BRANCO, 2014).

Esta técnica apresenta inúmeras vantagens aquando da sua aplicação a silos e reservatórios, assunto que será apresentado de maneira breve na secção 4.2.

A seguir serão explicadas as diferenças entre pré-esforço exterior com os diferentes tipos de materiais.

4.1.1. PRÉ-ESFORÇO EXTERIOR COM CABOS DE ALTA RESISTÊNCIA

O pré-esforço exterior com cabos de alta resistência tem alguns benefícios em relação aos cabos pré-esforçados incorporados no interior da estrutura (BRANCO, 2014).

O pré-esforço exterior permite a possibilidade de ser inspecionado, retensionado e a possibilidade de substituição. As desvantagens que subsistem nos cabos exteriores face aos incorporados, é que têm traçados exclusivamente retos, com exceção das zonas de desvio que transmitem forças devido à aplicação do pré-esforço, enquanto os segundos têm um traçado parabólico, que do ponto de vista estrutural são mais eficazes (idem).

Os cabos de pré-esforço podem ser compostos por um cordão (monocordão) ou vários cordões. Cada cordão é composto por fios de aço de alta resistência. Os cordões, por sua vez, são ancorados a maciços de betão, por intermédio de ancoragens. Estes cordões, além de poderem ser auto embainhados com galvanização, graxa ou cera, são, normalmente revestidos por uma bainha de plástico ou de metal, de maneira a poder inibir a corrosão. Por outro lado, no caso da utilização de bainhas, o vazio deixado entre as bainhas e os cabos, é injetado com um material aderente (calda de cimento) ou por material não aderente (produtos flexíveis: graxa ou ceras petrolíferas), ver Figura 4.1, (idem).

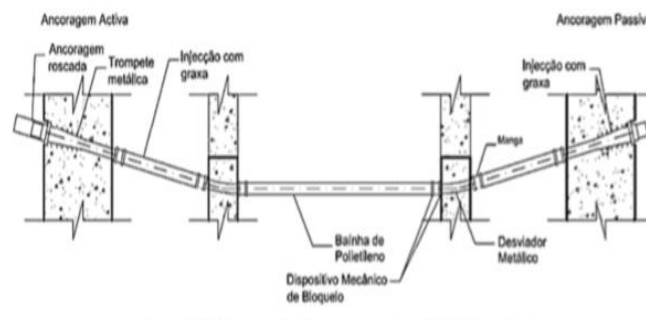


Figura 4.1 – Sistema não aderente com produto flexível (BRANCO, 2014).

Para os cabos de alta resistência existem dois tipos de pré-esforço exterior, o aderente e o não aderente. O primeiro é um sistema que funciona por aderência, cuja particularidade é a utilização da calda de cimento. Como este sistema não permite a variação do comprimento dos cordões sem a fissuração do material envolvente, torna-se impraticável o retensionamento e, caso seja necessário a substituição dos cabos, será na sua totalidade, utilizando meios destrutivos. Em relação ao não aderente, é possível o retensionamento dos cabos dentro das bainhas como também a possibilidade de os substituir (idem).

Na Figura 4.2 encontra-se as várias possibilidades dos sistemas aderentes e não aderentes.

Aderência	Bainha coletiva	Injeção com calda de cimento	Injeção de graxa ou cera	Aço desprotegido	Aço auto embainhado	Substituição	Retensionamento
Aderência	Sim	Sim	Não	Sim	Não	Não	Não
Aderência	Sim	Sim	Não	Sim	Não	Sim (a)	Não
Não aderente	Não	Não	Não	Não	Sim	Sim (b)	Sim (b)
Não aderente	Sim	Não	Sim	Sim	Não	Sim	Sim
Não aderente	Sim	Sim	Não	Não	Sim	Sim (b)	Sim (b)

(a) – O sistema necessita de dupla trompeta nas ancoragens para ser substituível

(b) – Depende do tipo de aço auto embainhado

Figura 4.2 – Sistemas de pré-esforço exterior com cordões (BRANCO, 2014)

A aplicação de tensão de pré-esforço consiste em puxar os cabos com uma determinada força (de acordo ao projeto). Esta força é aplicada através de um macaco hidráulico com a colaboração de uma bomba de óleo. O macaco é selecionado conforme a quantidade e diâmetro dos cabos a tensionar (idem).

Para o pré-esforço exterior não aderente o procedimento a seguir é (idem):

1. Pré-montagem das bainhas;
2. Enfiar os cordões, um a um, com imediata pré-tensão (baixo nível);
3. Fecho das bainhas;
4. Injeção do material;
5. Tensionamento final dos cabos.

Já para o pré-esforço exterior aderente, vem (idem):

1. Montagem das bainhas;
2. Enfiar os cordões;
3. Tensionamento dos cabos;
4. Injeção do material.

4.1.2. PRÉ-ESFORÇO EXTERIOR COM BARRAS

A utilização desta técnica de reforço é mais vantajosa quando se pretende um reforço localizado, geralmente em vigas e lajes, nas zonas de momentos positivos ou negativos. É comum também como reforço dos maciços de ancoragem dos cabos de pré-esforço de modo a reforçar o maciço e utilizar menos armadura de pré-esforço (idem).

O sistema de reforço com barras é semelhante ao dos cordões, diferindo apenas nas ancoragens e do sistema. Consoante o material de injeção o sistema pode ser aderente ou não aderente. No caso não aderente é permitido, o retensionamento do aço, bem como a possível substituição, desde que o material de injeção seja flexível, (injeção com cera ou graxa). Enquanto no sistema aderente, não é permitido o retensionamento do aço nem mesmo a sua substituição, pois o material de injeção é rígido, designadamente com injeção com calda de cimento, ver Figura 4.3 (idem).

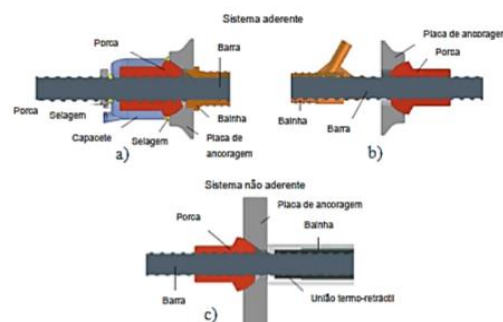


Figura 4.3 – Sistema aderente e não aderente: a) ancoragem ativa; b) ancoragem passiva; c) ancoragem ativa e passiva (BRANCO, 2014)

4.1.3. PRÉ-ESFORÇO EXTERIOR COM FIBRAS

A técnica de pré-esforço exterior com fibras é recente, e apesar de ser muito dispendiosa é alvo de investigação (BRANCO, 2014).

As desvantagens desta técnica em relação ao custo podem ser compensadas através da redução dos custos de execução, comparado com outras técnicas de reforço. O pré-esforço exterior com fibras é semelhante aos cordões e barras de alta resistência, são fixados nas extremidades por ancoragens, ver Figura 4.4 e são tensionados por macacos hidráulicos (idem).

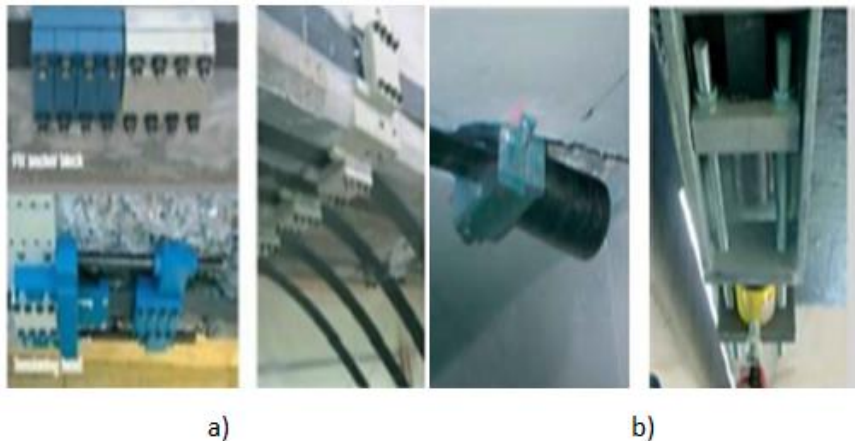


Figura 4.4 – Ancoragem ativa e passiva do tipo: a) LEOBA SLC II; b) Stress Head (BRANCO, 2014).

4.1.4. PRÉ-ESFORÇO EXTERIOR COM LAMINADOS, FRP

O reforço com laminados, designados por FRP, é semelhante aos reforços com cordões e barras.

Existem dois tipos, o aderente e o não aderente. A única diferença de ambos é devido à existência de resina epóxi no tipo aderente. Para o caso do tipo aderente, o laminado é colado à estrutura por intermédio de resina epóxi que funciona como um todo, enquanto o tipo não aderente, não é colado à estrutura mas para compensar possui uma sela de desvio, ver Figura 4.5 (ibidem).



Figura 4.5 – Sistema não aderente com laminado de CFRP (BRANCO, 2014).

4.2. Aplicações e vantagens do pré-esforço

4.2.1. APLICAÇÕES

O pré-esforço é utilizado em diversos campos como por exemplo: centrais nucleares, silos, reservatórios de água, barragens, edifícios, pontes e viadutos.

Como dito anteriormente esta dissertação fixar-se-á na aplicação de pré-esforço em silos e reservatórios, com funções de reabilitação e reforço.

Em silos e reservatórios a técnica de pré-esforço tem aplicabilidade de relevância por permitir o aumento das suas capacidades resistentes à flexão e ao corte, corrigir o comportamento em serviço e alteração do sistema estrutural.

4.2.2. VANTAGENS E INCONVENIENTES DO PRÉ-ESFORÇO

Algumas das principais vantagens de aplicação da técnica do pré-esforço em silos e reservatórios são:

- Melhoria no desempenho e na robustez da estrutura (JACINTO, 2007);
- Melhoria da manutenção da estrutura reforçada pela redução da deflexão estrutural, tensões e largura das fissuras;
- Aumento da capacidade estrutural;
- Intervenção pouco intrusiva e reversível (DECHENG, 2009);
- Possibilidade de monitorização (F, 2004)
- Facilidade de corrigir o nível de pré-esforço aplicado nas armaduras de pré-esforço;
- Possibilidade da substituição da armadura de pré-esforço (DECHENG, 2009);
- Redução da deformação e da fendilhação instaladas no elemento, aquando da sua aplicação (reforço ativo) e limitá-la a valores menores que do betão armado (BARBOSA, 2014);
- Aumento substancial da resistência à flexão do elemento (NG, 2005)
- Permite paredes de reservatórios e silos mais esbeltas: a possibilidade de se poder dimensionar secções mais esbeltas do que com apenas a utilização de betão armado é devido à pormenorização das armaduras ser menos densa. A resistência do aço de pré-esforço é cerca de 3-4 vezes superior à resistência da armadura passiva, o que para a mesma força é necessário 3-4 vezes menos área de armadura ordinária. Como resultado obtém-se pormenorizações menos congestionadas, permitindo a betonagem da peça em melhores condições. E tem como benefícios a possibilidade de utilização mais racional do betão, e da quantidade de aço de alta resistência (BARBOSA, 2014);
- Oferece melhores condições de durabilidade dessas estruturas porque há anulamento das tensões de tração responsáveis pelo aparecimento de fissuras, fazendo com que as armaduras fiquem mais protegidas.
No caso de surgir uma sobrecarga não prevista em projeto, as fissuras que poderão aparecer fecham-se devido à força de pré-esforço, fazendo voltar a estrutura ao seu estado inicial (BARBOSA, 2014);
- As estruturas apresentam melhor comportamento em serviço (BARBOSA, 2014);
- Gerar forças que asseguram o equilíbrio e a resistência da estrutura ao mesmo tempo que elimina as suas deformações de carácter permanente, o que não acontece com outras técnicas em que a eficácia do reforço depende de deformações adicionais à peça (CORREIA, 2011);
- Rapidez e facilidade de execução e de colocação em carga da estrutura reforçada (CORREIA, 2011);

- Elevada resistência à fadiga;
- Elevada capacidade de resistir ao impacto;

Quanto aos inconvenientes podem ser os seguintes:

- Possibilidade de aparecimento de problemas de corrosão nas armaduras de pré-esforço exterior em aço (Daí a importância dos cabos estarem protegidos) (VSL, 2013);
- Baixa resistência aos raios ultravioleta por parte de algumas das armadura de pré-esforço exterior em FRP (JÚLIO, 2011);
- Necessidade de análise da segurança (e eventual necessidade de reforço) ao esforço transversal, uma vez que o aumento de resistência à flexão através do reforço com pré-esforço exterior não é acompanhado por um igual aumento da resistência ao esforço transversal (NORDIN, 2006);
- Necessidade de espaço na zona da ancoragem ativa para ser aplicado o tensionamento da armadura de pré-esforço (GHALLAD, 2001).
- Os aços de pré-esforço necessitam de cuidados especiais contra a corrosão;
- É muito importante que as operações para aplicação do pré-esforço sejam executadas por mão-de-obra especializada e experiente e equipamentos adequados (BARBOSA, 2014);
- Durante a colocação dos cabos de pré-esforço esta deve ser feita com o maior rigor possível de maneira a garantir todas as cotas admitidas em projeto. Pelo fato da força de pré-esforço ser elevada, um pequeno desvio na posição dos cabos pode produzir esforços imprevistos, o que trará consequências a nível de um comportamento inadequado ou mesmo o colapso da secção (BARBOSA, 2014).
- Elevado custo: do ponto de vista económico, a tecnologia do pré-esforço ainda é vista como um sistema caro. É claro que para estruturas de pequena dimensão o custo das ancoragens, dispositivos de amarração dos cabos, tem um preço considerável no custo total da obra de pré-esforço, ao passo que, para estruturas maiores a solução de pré-esforço tende a ser mais económica. É sabido que há diversos factores que influenciam o custo final da obra, como facilidade de deslocação ao local, quantidade de material a aplicar (BARBOSA, 2014);

5 ANOMALIAS EM ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO E METÁLICAS

5.1. Inspeções

As inspeções são atividades que têm como principal objetivo garantir as condições de habitabilidade, funcionalidade e de segurança das construções durante a sua vida útil. Entende-se por vida útil de uma construção (ou de um elemento construtivo) o período de tempo, após estar em serviço, durante o qual todas as propriedades excedem os valores mínimos aceitáveis, assumindo-se que são efetuadas ações periódicas de manutenção.

Para que se realizem inspeções de maneira correta é importante que os responsáveis tenham as competências necessárias e que sigam todos os critérios técnicos, com os procedimentos normalizados e adequados ao tipo de construção.

Diversas são as razões que levam à realização de inspeções e como exemplos tem-se: identificar possíveis problemas que possam ocorrer em determinada construção ou elemento construtivo; identificar zonas com necessidade de manutenção preventiva; avaliar o desempenho dos elementos construtivos e da construção; monitorizar para evitar eventuais danos.

5.1.1. ESTRATÉGIA DE INSPEÇÃO

Como dito anteriormente as inspeções devem ser executadas corretamente e para que isto aconteça é importante estabelecer uma estratégia de inspeção. Essa estratégia passa por definir uma metodologia de inspeção que deve ser exequível, expedita, eficaz e capaz de produzir informação útil nas fases seguintes de manutenção, reabilitação ou reparação.

A nível de procedimento da inspeção tem-se: a recolha e análise da documentação, preparação da inspeção, listagem de verificação, meios de apoios à inspeção, metodologia de diagnóstico, relatório de inspeções.

A recolha e análise da documentação é a actividade que envolve o levantamento máximo de informações para a percepção do problema e resulta de visitas ao local da construção, consulta de documentação administrativa e técnica como: dossier dos projetos, termo de garantia, relatórios de inspeções e reparações anteriores, pareceres técnicos, registo de intervenções.

A preparação das inspeções tem a ver com o cumprimento de um calendário pré-determinado de maneira a garantir a viabilidade de uma manutenção pró-ativa da construção, optimização de recursos e custos. Além disso devem ser avaliadas, previamente as condições interiores e exteriores da construção como questões de segurança, condições de acesso, condicionalismos locais. Acompanhadas das inspeções deverão ser incluídas no planeamento ações simples de manutenção corrente.

A listagem de verificação consiste em fazer um diagnóstico patológico da estrutura, que deve ser objetivo e envolver todos os componentes e equipamentos passíveis de inspeção visual. Esta deve possuir diversos tópicos como o tipo de verificação a efetuar, as formas de manifestação esperada de degradação, a gravidade das anomalias detetadas.

Quanto aos meios de apoio à inspeção tem-se os equipamentos portáteis (lápiz, canetas, giz, réguas, fita métrica, régua de fendas, martelo, lanterna, máquina fotográfica), meios de acesso auxiliares (escadote, veículo para transporte de inspetores, bailéu), elementos de projeto, manual de inspeção, ficha tipo de inspeção, bloco de notas (FLORES & BRITO).

A metodologia de diagnóstico consiste em entender de uma maneira completa os fenómenos que ocorreram na estrutura, e é onde se analisam as relações causa-efeito, que geralmente permitem caracterizar os problemas patológicos. De seguida apresenta-se o procedimento da metodologia de diagnóstico:

1. Observação/ verificação;
2. Descrição e caracterização da anomalia;
3. Classificação da anomalia;
4. Ensaio in situ ou laboratoriais;
5. Monitorização de eventuais danos;
6. Identificação das causas;
7. Identificação da solução e controlo do resultado;
8. Prognóstico da situação.

E por fim o relatório de inspeção, onde se poderá encontrar:

- Dados de enquadramento: aspetos históricos ou sociais, características da construção, soluções construtivas, estado de conservação dos componentes e sistemas;
- Descrição da inspeção efetuada: metodologia seguida, meios utilizados, condições atmosféricas, elementos inspecionados, anomalias observadas, condicionalismos locais, ações de manutenção realizadas;
- Análise e diagnóstico das anomalias: natureza das anomalias, extensão, gravidade, causas mais prováveis, consequências, previsíveis para a sua evolução;
- Recomendações e prioridades: trabalhos de reparação, reforço estrutural, ensaios complementares, monitorização, inspeção detalhada;
- Anexos: projetos, fotografias, esquemas.

5.1.2. TIPOS DE INSPEÇÃO

Existem diversos tipos de inspeção e cada uma deve ser explorada no momento em que a construção assim exigir, destacando-se o inventário, rotina, principal e especial.

O inventário é um tipo de inspeção que consiste no levantamento do que realmente existe em obra e é realizado só uma vez.

A rotina avalia as necessidades de manutenção da construção.

Já a principal serve para identificar as anomalias que comprometem o desempenho estrutural da construção.

Por fim a especial, que tem como objetivo para fazer o estudo detalhado da anomalia previamente detetada. Podendo-se incluir ensaios físicos ou químicos dos materiais, ensaios de carga ou monitorização estrutural.

Todas as inspeções requerem uma periodicidade, meios de acesso, equipamentos e qualificação dos inspetores (SANTOS & SILVA, 2016).

As inspeções podem classificar-se quanto ao:

- Tipo de elemento construtivo ou construção a inspecionar;
- Nível de rigor da inspeção: visual, tipo de equipamento utilizado, tipos de ensaio *in situ* ou em laboratório;
- Grau de urgência: crítico (risco iminente contra a saúde e segurança, sem condições de uso), regular (em risco de funcionalidade, sujeito a reparações) ou mínimo (risco de desvalorização precoce);
- Periodicidade: periódicas (correntes e detalhadas) e não periódicas (avaliação estrutural e caracterização inicial da construção).

As inspeções correntes permitem avaliar a evolução de anomalias superficiais e acompanhar o processo das detetadas anteriormente. Apresentam como características: observação visual direta; periodicidade de 15 meses; visitas *impromptu* ou parciais; planeamento e meios simples de acesso; equipa com pelo menos um técnico experiente; equipamento portátil de simples utilização; manutenção corrente durante a inspeção: remoção de vegetação, limpeza do sistema de drenagem, retoques de pintura (FLORES & BRITO).

Quanto às inspeções detalhadas, através de uma observação generalista da construção, permitem o conhecimento de defeitos superficiais, fendilhação, deterioração dos materiais, deformações da estrutura e sistema de drenagem. Apresentam como características: observação visual (check-up da construção); periodicidade de 5 anos; visita preliminar e aumento da frequência; ensaios *in situ* não destrutivos; ensaios laboratoriais (se indispensáveis); meios de acesso (simples e especiais); equipa com engenheiro especialista; manutenção corrente durante a inspeção: remoção de vegetação, limpeza do sistema de drenagem, retoques de pintura (FLORES & BRITO).

As inspeções para avaliação estrutural são inspeções especiais, não periódicas e resultam da deteção de uma anomalia estrutural ou funcional grave. Têm um carácter especializado, circunscrivendo-se com frequência a uma parte restrita da estrutura da construção e, nesta, a um fenómeno específico. Normalmente precedem um reforço ou alargamento do tipo de utilização (FLORES & BRITO).

Algumas características destas inspeções são: implicam em geral ensaios para caracterização da construção; quanto mais detalhadas forem mais circunscritas se tornam; por definição são não periódicas; visitas preliminares; ensaios *in situ* e laboratoriais; apoio da monitorização; exige meios de acesso especiais; equipamento e equipa especializada (*idem*).

A caracterização inicial da construção é um estado de referência que engloba o conjunto de características estruturais e funcionais da construção. Tem as seguintes características: inspeção não periódica; é feita logo após a

construção (recepção definitiva); ensaios *in situ* não-destrutivos; meios de acesso especiais; equipa especializada; associada em geral à recepção em obra (FLORES & BRITO).

5.2. Causas de degradação de estruturas de betão

As estruturas degradam-se ao longo do tempo, por envelhecimento das mesmas, podendo os processos de degradação sofrerem aceleração por diversos motivos, entre os quais destacam-se os principais: deficiências (de projeto, construção, exploração, manutenção), deformações impostas (assentamento de apoio, temperatura, retração e fluência do betão), ações agressivas (químicas e biológicas).

De seguida serão exploradas de maneira breve as causas de degradação nomeadas anteriormente, de acordo com (SANTOS & SILVA, 2016):

- a) Deficiências de projeto: deficiente avaliação das condições de exposição; especificação inadequada do betão; especificação deficiente dos recobrimentos das armaduras; deficiente avaliação das deformações impostas; deficiente controlo da fendilhação; deficiente controlo da deformação; deficiente pormenorização das armaduras; conceção estrutural inadequada; deficiente avaliação das ações ou esforços atuantes.
- b) Deficiências de construção: selecção inadequada dos materiais; fabrico do betão; cofragens deficientes; montagem das armaduras; colocação do betão; cura do betão; remoção prematura do escoramento da cofragem.
- c) Deficiências de exploração: cargas excessivas, agentes agressivos não previstos no projeto, vandalismo.
- d) Deficiências de manutenção e temperatura;
- e) Assentamentos de apoio: as estruturas isostáticas não provocam esforços, já as hiperestáticas provocam esforços e conseqüentemente fendilhação.
- f) Comportamento diferido do betão e do aço: aumento das deformações; redistribuição de esforços, perdas de pré-esforço.
- g) Ações químicas: ataque químico por ácidos; proteção por passivação das armaduras; ataque químico por dióxido de carbono; ataque químico por penetração de cloretos; reações expansivas do betão (reações sulfáticas internas e reações álcalis-silica); corrosão das armaduras.
- h) Ações biológicas: presença de actividade biológica.

5.2.1. SINTOMAS DE DETERIORAÇÃO DE ESTRUTURAS DE BETÃO

De acordo com (SANTOS & SILVA, 2016) os principais sintomas que as estruturas de betão apresentam quando estão deterioradas são: a segregação do betão, eflorescências e fendilhação.

A segregação do betão consiste na separação entre os agregados e a pasta de cimento. Quando ocorre provoca a diminuição da homogeneidade, da resistência e durabilidade do betão.

As eflorescências consistem na deposição à superfície de sais dissolvidos pela percolação de água no interior do betão. Esses sais podem ser sulfatos, cloretos, nitratos ou carbonatos que se cristalizam quando a água evapora junto à superfície. Podem ser removidas através de escovagem e lavagem com água limpa. É um exemplo de sintoma que não afeta o desempenho estrutural do betão, sua implicação é mais na estética.

Por fim a fendilhação que consiste no aparecimento de fissuras ou fendas. Esta pode ter origem em casos de deficiências de fabrico, aplicação ou cura do betão, assentamentos de apoio, variações de temperatura, retração e fluência do betão, reações expansivas do betão e cargas excessivas.

A fendilhação tem como consequências: a diminuição da secção resistente, diminuição da capacidade resistente ao esforço transversal, aceleração da carbonatação e ataque por cloretos, infiltrações de água que levam a corrosão de armaduras.

5.2.2. MECANISMOS DE DEGRADAÇÃO E ANOMALIAS DE ESTRUTURAS METÁLICAS

Os mecanismos de degradação podem ser químicos (corrosão), biológicos (sujidade, organismos vivos) e físicos (fadiga, altas temperaturas, modificação das condições de fundação, cargas excessivas).

De acordo com (SANTOS & SILVA, 2016) as anomalias podem ser classificadas de acordo ao seu efeito como: contaminação, deformação, deslocamento, descontinuidade, deterioração e perda de material.

Apresenta-se de seguida, na Figura 5.1 a relação (causa-efeito) que existe entre os mecanismos de degradação e as anomalias em estruturas metálicas:

Tipo de anomalia	Mecanismo de degradação						
	Químicos	Físicos				Biológicos	
	Corrosão	Fadiga	Altas temperaturas	Modificação da fundação	Cargas excessivas	Sujidade	Organismos vivos
Contaminação	•		•			•	•
Deformação			•	•	•		
Deterioração	•	•	•				
Descontinuidade		•	•	•	•		
Deslocamento				•	•	•	
Perda de material	•				•		

Figura 5.1 – Relação causa-efeito em estruturas metálicas (SANTOS & SILVA, 2016)

(SANTOS & SILVA, 2016) definem as diferentes anomalias da seguinte forma:

A contaminação consiste na presença não planeada de qualquer tipo de sujidade ou vegetação.

Quanto à deformação refere-se a alterações geométricas incompatíveis com os critérios em projeto e a alteração de distâncias relativas entre pontos estruturais notáveis.

Já a descontinuidade é a falta de continuidade não prevista no material estrutural.

O deslocamento consiste na alteração da localização de um ou mais componentes, incompatível com os critérios de projeto. Além disso, inclui restrições a deslocamentos previstos, por exemplo, restrições a movimentos.

A deterioração tem a ver com alterações físico-químicas nos materiais estruturais, inconvenientes em relação ao previsto no projeto.

Por fim, a perda de material, tal como o nome indica consiste na diminuição da quantidade de material estrutural, em relação aos níveis de projeto.

Os mesmos autores também definem os mecanismos de degradação, que serão referenciados de maneira breve da seguinte forma:

A corrosão é uma reação eletroquímica, que envolve o aço, a água e o oxigénio, donde resulta o óxido de ferro, a vulgar ferrugem. A resistência à corrosão é determinada pela composição e microestrutura do material e pela ação ambiental.

Os mecanismos de sujidade e de aparecimento de organismos vivos têm a ver com a acumulação de detritos.

Já a fadiga refere-se ao enfraquecimento do material quanto está submetido a cargas repetidas. Em peças sem defeito, a fadiga pode começar na superfície ou na zona de tensão máxima.

Alguns ensaios para determinar a fadiga a que um determinado material está sujeito são: ensaios uniaxiais (flexão rotativa, flexão plana, torção alternada, tração-compressão alternada), ensaios biaxiais (flexão ou tração alternada), tração ou compressão biaxiais, torção alternada com tração.

As altas temperaturas promovem o aumento da deformabilidade e a diminuição da resistência do material.

5.2.3. ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS E SEMI-DESTRUTIVOS

A avaliação da resistência do betão e do aço pode ser feita através da realização de ensaios. Estes ensaios podem danificar completamente a estrutura (métodos destrutivos), parcialmente (métodos semi-destrutivos) ou não danificar a estrutura (métodos não destrutivos).

Nesta secção serão listados alguns tipos de ensaios que se poderão efetuar nas estruturas, em especial, ensaios de natureza não destrutiva e semi-destrutiva.

Como exemplos de ensaios semi-destrutivos tem-se a execução e ensaio de carotes, ensaio de arrancamento, ensaio de penetração.

Para os ensaios não destrutivos, o esclerómetro e o ensaio de ultra-sons.

Os ensaios anteriormente citados encontram-se descritos na norma NPEN12504- ensaios do betão nas estruturas. E está dividida em quatro partes:

NPEN12504-1: Ensaio do betão nas estruturas. Carotes;

NPEN12504-2: Ensaio do betão nas estruturas. Determinação do índice esclerométrico;

NPEN12504-3: Ensaio do betão nas estruturas. Determinação da força de arranque (pull-out);

NPEN12504-4: Ensaio do betão nas estruturas. Determinação da velocidade da propagação dos ultra-sons.

Quanto ao aço como ensaios não destrutivos tem-se: magnetoscopia, líquidos penetrantes, radiográfico, ultra-sons, correntes de Eddy/Focault, emissão acústica (SANTOS & SILVA, 2016).

Cada caso concreto é um problema particular e deve ser objeto de um diagnóstico particular. Não há regras nem métodos sistemáticos que permitam determinar as causas das anomalias.

5.2.4. EN1504:2006- PRODUTOS E SISTEMAS PARA A PROTEÇÃO E REPARAÇÃO DE ESTRUTURAS DE BETÃO

A EN 1504 é a norma Europeia para “ Produtos e Sistemas para a Proteção e Reparação de Estruturas de Betão” e está dividida em dez partes, das quais apenas a nona já passou à fase de pré-norma europeia (ENV):

- prEN 1504-1: Definições
- prEN 1504-2: Proteção da superfície
- prEN 1504-3: Reparações estruturais e não estruturais
- prEN 1504-4: Aderência Estrutural
- prEN 1504-5: Injeção
- prEN 1504-6: Injeção de caldas em ancoragens
- prEN 1504-7: Prevenção da corrosão
- prEN 1504-8: Verificação da conformidade
- ENV 1504-9: Princípios gerais para o uso
- prEN 1504-10: Aplicação e controle da qualidade

A parte um da EN 1504 classifica e define os tipos de produtos e sistemas para reparação, manutenção, proteção ou reforço de estruturas de betão. Assim sendo, as definições estão agrupadas em 3 grupos:

Definições gerais: de produtos, sistemas, tecnologias, de comportamento dos produtos e sistemas, de requisitos de comportamento;

Principais categorias de produtos e sistemas: produtos e sistemas para proteção superficial, reparações estruturais e não estruturais, colagem estrutural, injeções, ancoragens, proteção das armaduras ou de outros elementos metálicos;

Principais tipos químicos e constituintes de produtos e sistemas para proteção e reparação: produtos líquidos hidrófobos para impregnação ou preenchimento dos poros, produtos para obtenção de películas superficiais, ligantes hidráulicos, polímeros reativos, adjuvantes, adições, argamassas e betões hidráulicos, modificadas com polímeros ou com ligante exclusivamente polimérico.

A segunda parte desta norma especifica os requisitos para a identificação, comportamento (incluindo durabilidade) e segurança de produtos e sistemas para proteção superficial do betão, para aumentar a durabilidade de estruturas de betão e de betão armado, em estruturas novas ou em trabalhos de manutenção e reparação.

As medidas de proteção superficial podem ser de tratamento de superfície (impregnação de produtos hidrófobos ou de preenchimento de poros) ou de pintura (películas finas até 1 mm de espessura ou espessas com espessura de 1 a 5 mm).

Já parte três especifica os requisitos de comportamento (incluindo aspetos de durabilidade) e segurança dos produtos e sistemas de reparação estrutural e não estrutural. São apresentadas indicações para identificação dos sistemas de reparação, que podem ser por meio de caldas, argamassas e betões, utilizados conjuntamente com outros componentes, incluindo colas e tratamento das armaduras.

A quarta parte especifica os requisitos e critérios de conformidade para a identificação, comportamento (incluindo aspetos de durabilidade) e segurança de produtos e sistemas para colagem estrutural de materiais de construção a estruturas de betão. Aqui se inclui: a colagem de placas de aço ou de outros materiais à superfície do betão, para efeito de reforço; a colagem entre peças de betão endurecido, aplicável à utilização de sistemas de pré-fabricação; a colagem de betão fresco a betão endurecido, quando é necessário o funcionamento conjunto das partes de uma estrutura com betões de idade diferente.

Quanto à quinta parte especifica os requisitos para a identificação, comportamento (incluindo aspetos de durabilidade) e segurança de produtos de preenchimento de fendas e cavidades internas no betão, por injeção ou por gravidade, em trabalhos de proteção ou reforço de estruturas.

Pretendendo-se garantir a estanquidade da estrutura e evitar a penetração de agentes agressivos que induzam a corrosão nas armaduras. Resultando o reforço da estrutura pelo reforço do próprio material betão.

A parte seis da EN 1504 especifica os requisitos para a identificação, comportamento (incluindo aspetos de durabilidade) e segurança de produtos de injeção de caldas em ancoragens, em trabalhos de proteção ou de reforço de estruturas.

A sétima parte especifica os requisitos para a identificação, comportamento (incluindo aspetos de durabilidade) e segurança de produtos e sistemas de prevenção da corrosão das armaduras, em particular da realcalinização e extração eletroquímica de cloretos.

A parte oito especifica os procedimentos para a amostragem, verificação da conformidade, marcação de produtos e identificação de sistemas para a proteção e reparação de estruturas, no âmbito da série de normas EN 1504. Esta verificação baseia-se num conjunto de ensaios iniciais para demonstrar que o produto satisfaz os requisitos da parte da EN 1504 que se lhe aplica, e no controlo da produção. Quanto ao sistema de controlo da produção é indicada a série de normas EN ISO 9000 ou equivalente.

A nona parte que se refere aos princípios gerais para o uso, define os princípios para a proteção e reparação das estruturas de betão, que tenham sofrido ou possam vir a sofrer danos ou deteriorações, e indica regras para a seleção adequada dos produtos e sistemas. Nesta pré-norma poderão ser encontradas as principais etapas de um processo de reparação:

Avaliação das condições da estrutura;

Identificação das causas de deterioração;

Decisão sobre os objetivos da proteção e da reparação;

Seleção dos princípios adequados para a proteção e reparação;

Seleção dos métodos;

Definição das propriedades dos produtos e sistemas;

Especificação dos requisitos de manutenção após os trabalhos de proteção e reparação.

Por fim a última parte apresenta os requisitos para o armazenamento, preparação e aplicação de produtos e sistemas para a proteção e reparação de estruturas de betão, incluindo o controlo da qualidade, manutenção, saúde e segurança.

A segurança e estabilidade antes, durante e após a reparação, devem ser asseguradas nos termos da parte nove desta norma.

Devem ser verificadas as condições físicas e químicas das bases de aplicação de quaisquer produtos de reparação.

6 CASO DE ESTUDO

Neste capítulo será apresentado um caso prático referente aos silos de armazenamento de farinha de cru, pertencentes à empresa CIMPOR-Cimentos de Portugal SA, com centro de produção em Souselas.

Todas as informações expostas foram recolhidas dos dados fornecidos pela empresa LEB (Consultoria em Betões e Estruturas, Lda).

Estes silos foram construídos na década de 70, têm 56,00 m de altura, diâmetro exterior de 19,00 m e interior de 18,50 m e uma espessura das paredes de 0,50 m.

6.1. Silo de armazenamento de farinha de cru

As células dos silos 1 e 2 de homogeneização da linha 3 do Centro de Produção de Souselas da empresa CIMPOR-Cimentos de Portugal para o armazenamento de farinha de cru tiveram de ser intervencionados por exibirem indícios evidentes de comportamento deficiente, que passavam pela queda de pedaços do betão de recobrimento das armaduras. Os indícios foram observados pelo Dono de Obra que de imediato convocou a LEB (empresa responsável pela reabilitação estrutural dos silos) para que se pronunciasse sobre o assunto.

É nesta perspetiva que a LEB realizou inspeções aos silos de maneira a avaliar o seu quadro patológico e constatou que:

- A delaminação do betão (com a conseqüente queda de pedaços de betão) resultou do processo de corrosão existente nas armaduras resistentes, em zonas específicas como as juntas de betonagem (os silos foram construídos com cofragens trepantes de guia interior) que se repetem a intervalos de aproximadamente 1,2 m;
- A situação específica que deu origem à delaminação e queda de um bloco de betão ocorreu na junta de betonagem do silo 1. A junta localiza-se a 20 m do solo, e foi neste local que ocorreu a delaminação porque é o ponto onde coincidem as emendas das armaduras verticais e horizontais, que já se encontravam corroídas. Esta situação teve como conseqüências o aumento das tensões e redução da espessura dos recobrimentos naquela zona, ver Figura 6.1



Figura 6.1 – a) Betão delaminado na junta; b) Armaduras emendadas já corroídas

- Durante o procedimento de limpeza a jato de água foi possível observar diretamente a superfície de betão, onde se identificaram um conjunto de fendas verticais, regularmente espaçadas, com desenvolvimento desde sensivelmente 6 m a 8 m acima da laje de fundo (de descarga), numa extensão de cerca de 12 m, cuja espessura de abertura variava entre os 0,3 mm e 0,5 mm, ver Figura 6.2. Verificaram-se ainda que naquela região inspecionada o espaçamento entre as armaduras horizontais era da ordem do dobro do que foi projetado.



Figura 6.2 – Medição da abertura de fendas

Dadas as circunstâncias a LEB desenvolveu um conjunto de ensaios e inspeções que possibilitaram a avaliação dos níveis da resistência das armaduras existentes para que, a partir da comparação destes com os esforços atuantes, em situação de descarga, inferir a intensidade e o tipo de reforço necessários.

Além disso foram efetuados ensaios complementares de determinação da profundidade de carbonatação e deteção de armaduras e recobrimentos. Os resultados destes ensaios foram importantes para o rigor da análise estrutural a ser efetuada.

Todo o procedimento foi realizado segundo regulamentação apropriada ao tipo de material, cujas características foram também determinadas especificamente com recurso a mão-de-obra especializada.

6.2. Sistema de investigação

Para a avaliação do real espaçamento das armaduras recorreu-se a um sistema exaustivo de inspeções, que envolveu varrimentos frequentes na vertical e horizontal, situação que possibilitou o tratamento dos resultados estatisticamente.

Esta operação requereu meios de elevação sofisticados, utilização de engenheiros alpinistas com valência duplicada, uma vez que, também eram experientes na recolha de dados em altura através de “scanner” de metais.

CONFORMIDADE DAS ARMADURAS-AFASTAMENTO

A avaliação do espaçamento das armaduras foi feita através de um pacómetro de funcionamento eletromagnético, de elevada precisão. Foram inspecionadas 5 prumadas, 3 na célula 1 e 2 na célula 2, ao longo da

altura de trabalho da plataforma de inspeção, ver as zonas no anexo E (peças desenhadas- anexo I- localização dos ensaios de detecção das armaduras horizontais).

Após tratamento estatístico aos resultados medidos, concluiu-se que o afastamento médio entre as armaduras horizontais era de 17,61 cm. Para um nível de incerteza de 10% o valor característico do afastamento das armaduras foi de 20,5 cm, como se pode ver na Figura 6.3 – Espaçamento entre as armaduras existentes Figura 6.3.

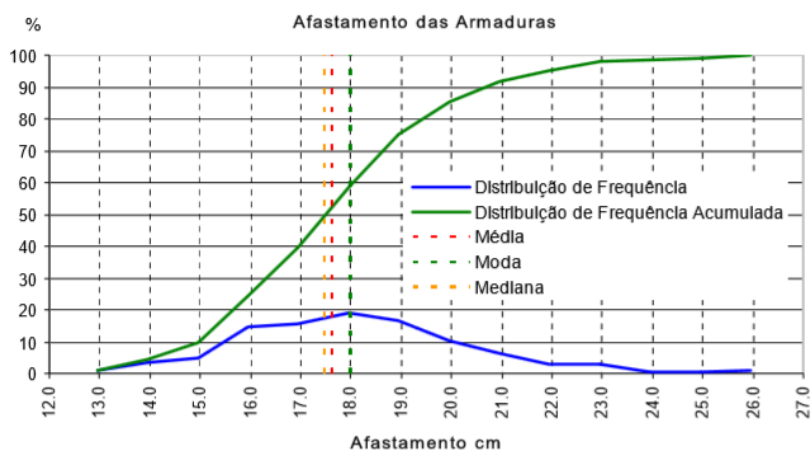


Figura 6.3 – Espaçamento entre as armaduras existentes

Pela observação do gráfico constata-se, sobre o afastamento das armaduras, que não há conformidade entre os valores de projeto e o executado, o que levou à diminuição acentuada da capacidade resistente dos silos. A relação que existe entre a armadura existente e a projetada, é a seguinte:

- da cota 19 à cota 29, $A_{s,h} = 56,55 \text{ cm}^2 / \text{m}$ (72 % da armadura de projeto);
- da cota 29 à cota 44, $A_{s,h} = 46,37 \text{ cm}^2 / \text{m}$ (72 % da armadura de projeto);

CONFORMIDADE DAS ARMADURAS - TIPO E DIÂMETROS

Quanto aos diâmetros, a medição direta com o paquímetro, revelou conformidade entre o projetado e o construído, tanto para a armadura horizontal como para a vertical, Figura 6.4.

Ao confrontar a superfície observada com os documentos de homologação patenteados, verificou-se que os varões de aço eram do tipo A 40 T, idênticos aos atuais A 400.



Figura 6.4 – a) Diâmetro das armaduras horizontais $\phi 25$; b) Diâmetro das armaduras verticais $\phi 16$

RECOBRIMENTO DAS ARMADURAS-ESPESSURA

À semelhança do afastamento das armaduras, a determinação dos valores de recobrimento das armaduras foi efetuada com recurso ao mesmo equipamento e nos mesmos locais.

Os resultados medidos também passaram por um tratamento estatístico, de onde o valor médio foi de 46,4 mm e o desvio padrão de 17,4 mm. A Figura 6.5 abaixo ilustra os valores obtidos:

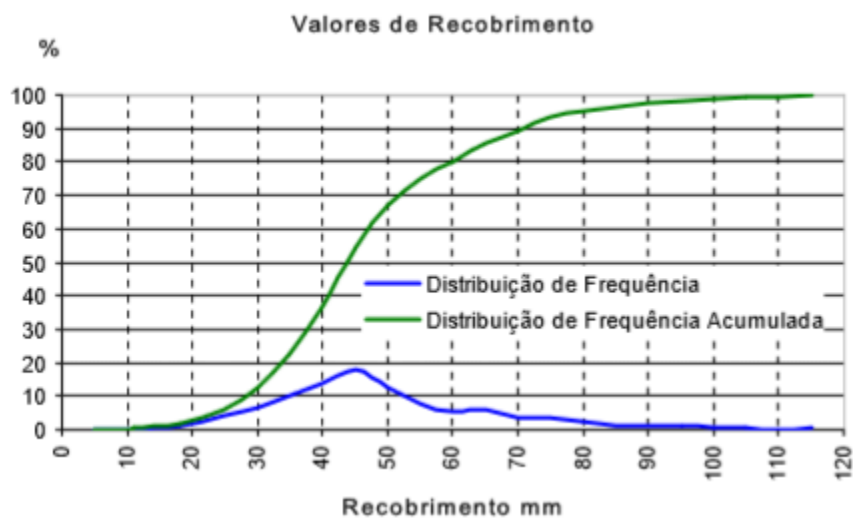


Figura 6.5 – Recobrimento existente

CARATERIZAÇÃO DAS FENDAS- AFASTAMENTO E ABERTURA

O tipo de fendilhação vertical que é comum aparecer em paredes de silos, traduz-se em fendas com abertura média de 0,4 mm, espaçadas em média a cada 40 cm (ver Figura 6.6, marcadas a amarelo), e algumas vezes coincidem com fendas cuja abertura é 2 vezes maior, intervaladas a cada 2,5 m (marcadas a encarnado).



Figura 6.6 – a) Distribuição das fendas verticais; b) afastamento entre as fendas-tipo

Admitiram-se que as fendas-tipo estariam relacionadas com a fratura do betão envolvente das armaduras, dado o elevado estado de tensão destas, e as outras fendas mais espaçadas e mais abertas, seriam justificadas como resultado do processo de retração do betão, impedido pelas armaduras ou por indução de guias de cofragem não preenchidas.

CARATERIZAÇÃO DO BETÃO FACE À CARBONATAÇÃO-PROFUNDIDADE

Para a determinação da profundidade de carbonatação do betão realizaram-se 3 ensaios, nas imediações da fenda, através de um indicador de ph designado por fenolftaleína. A Figura 6.7 ilustra o procedimento e resultados obtidos após os ensaios.



Ensaio	Profundidade	Cota Altimétrica
EC1	70 mm	~ +38,500 m
EC2	75 mm	~ +35,600 m
EC3	50 mm	~ +33,800 m

Figura 6.7 – Profundidade de carbonatação

Para além dos ensaios anteriores, foram realizados outros para a determinação das características físicas da farinha de cru utilizadas nestes silos, com o objetivo de ser possível a realização de cálculos estruturais, para a quantificação de ações.

Os ensaios foram realizados nos laboratórios da CIMPOR em Souselas e nos laboratórios de Materiais de Construção da Universidade Nova de Lisboa. Estes incidiram sobre a determinação da baridade e do ângulo de repouso, com posterior tratamento estatístico dos resultados a par dos anteriores. Este assunto será desenvolvido nas seções seguintes:

CARATERIZAÇÃO DO MATERIAL ENSILADO-BARIDADE

Os valores médios obtidos para a baridade foram:

- Sem compactação: $\gamma_{med,in} = 851,5 \text{ kg/m}^3$
- Com compactação: $\gamma_{med,comp} = 1344,1 \text{ kg/m}^3$

A Figura 6.8 ilustra a determinação da baridade no primeiro estágio e no último.



Figura 6.8 – Baridade: a) Primeiro estágio; b) Último estágio

O ensaio foi repetido para um tempo de repouso de 48h, e resultou num adensamento mais intenso de partículas, aspeto que foi reproduzido ao assumirem um incremento de baridade, em altura, correspondente a 1/100 da pressão sobrejacente, o que coincidiu com a maioria das recomendações específicas para este material.

CARATERIZAÇÃO DO MATERIAL ENSILADO- ÂNGULO DE REPOUSO

O mesmo método foi utilizado para a determinação do ângulo de repouso da farinha de cru ensilada e o valor médio obtido foi $\phi_r = 31,11^\circ$.

Para a farinha de cru, o ângulo de atrito interno é da ordem de 90% do de repouso, sendo o ângulo de atrito entre o material e a parede de betão pouco rugosa (medido pelo ensaio da mesa de Jenike), em média 80% do ângulo de atrito interno, em situação de descompressão.

6.3. Quantificação das ações nos silos

Como dito anteriormente, para que os silos desempenhem corretamente as funções a que estão destinados é necessário garantir ao nível do escoamento do produto ensilado.

No caso dos silos em estudo, a saída do produto é centrada e o esvaziamento é conduzido por uma tremonha. Como já explicado, este tipo de escoamento é denominado massivo, por se caracterizar pela movimentação conjunta de todo o produto durante a operação de descarga.

Em relação a análise estrutural, a determinação do estado de pressões na situação estática pode ser explicada por diversas teorias internacionalmente consagradas propostas por diferentes autores. Como exemplos seguem-se as teorias de: Johan Janssen, Marcel Reimbert, Petrov, Sargis Safarian, Juan Ravenet.

É importante citar estas teorias pois para o caso de estudo, a adoção de uma ou mais teorias mais conservadoras implicará conclusões diferentes.

Há que referir que as pressões mais gravosas quer para o dimensionamento quer para a verificação estrutural, ocorrem durante o processo de descarga.

Sendo assim, a LEB desenvolveu o seu trabalho determinando, a partir das curvas de pressões resultantes da aplicação das teorias citadas anteriormente, as ações consideradas como as mais ajustadas a estes silos. Foram também tidas em conta as combinações de ações que considerem a temperatura e o vento.

Quanto à análise estrutural dos silos foi feita por dois métodos complementares de cálculo. Um com o modelo matemático de elementos finitos, criado num programa de cálculo automático, que considerou o comportamento global das estruturas em conjunto e o outro, mais simplificado, com o objetivo de parametrizar o comportamento da parede de um só silo (isolado).

O modelo global possibilitou a determinação dos efeitos das ações nos elementos estruturais e permitiu atender as especificidades da interação entre as duas estruturas pelo efeito de lajes e paredes que ligam e que se constituem como contraventamento.

O outro modelo foi desenvolvido com o objetivo de prever, de forma aproximada, os esforços e as tensões nas paredes dos silos e cujos valores serviram de comparação ao modelo global.

A verificação estrutural permitiu avaliar o nível de esforço a que estão submetidas as armaduras horizontais e comparar com o admissível, para que seja possível inferir sobre a existência de correlação explícita entre as tensões e o conjunto de fendas observado.

Posto isto, importa realçar que todo este estudo foi feito em serviço, ou seja, sem ser necessário recorrer a introdução de coeficientes de majoração ou minoração. E que:

Não foram tidas em conta pressões provenientes do processo de aeração;

As comparações entre a capacidade resistente e as solicitações são válidas para o troço entre as cotas 19 e 71;

Para o troço entre as cotas 19 e 44 é limitada a relevância da consideração de ações como o vento, sismo e variação de temperatura (esta especificamente para a parte exterior da parede).

CÁLCULO DAS SOBREPRESSÕES NOS SILOS

Para as pressões horizontais sobre a parede dos silos segundo as teorias mais relevantes e para a construção dos diagramas das sobrepressões em altura é importante saber: as características geométricas dos silos, as características do material ensilado e dos coeficientes de sobrepressão na descarga adotados por diversos autores.

Como referido o cálculo das pressões horizontais foi desenvolvido durante o processo de descarga, que corresponde à situação mais gravosa tanto para o dimensionamento como para a verificação estrutural. De seguida, apresentam-se as características dos silos, da farinha de cru. Os coeficientes de sobrepressão na descarga adotados por diversos autores podem ser vistos no anexo A, alínea a) (quadro 4.3 e 4.5).

Caraterísticas geométricas dos silos:

$$H= 56,0 \text{ m}; D_{\text{ext}}=19,0 \text{ m}; D_{\text{int}}=18,5 \text{ m}; \frac{H}{D}=3,0; A=268,8 \text{ m}^2; R_{\text{hld}}=4,6 \text{ m}$$

Caraterísticas básicas do material ensilado:

$$\text{Bar}= 851.5 \text{ kg/m}^3; \phi_r=31,1^\circ; \phi_i=28,0^\circ; \phi_w=22,4^\circ; \tan \phi_w=\mu'=0,41; k=0,36$$

Os diagramas das sobrepressões em altura obtidos são os indicados na Figura 6.9.

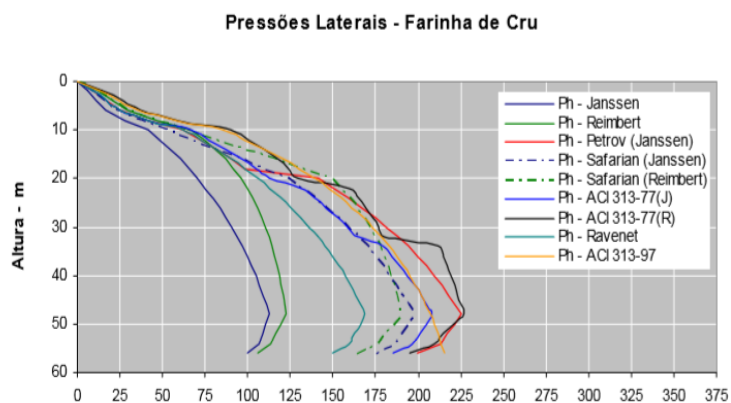


Figura 6.9 – Pressões horizontais sobre a parede do silo segundo as teorias mais relevantes

O gráfico da figura anterior define o espectro de ações características que será considerado na verificação estrutural para a situação de esvaziamento central da farinha de cru, assunto que será desenvolvido na secção correspondente.

ATRITO NAS PAREDES

Considerou-se pertinente quantificar o atrito por este assumir importância como ação na determinação dos esforços axiais verticais nas paredes dos silos, contribuindo assim para o acréscimo de compressão nas paredes.

A Figura 6.10 mostra os diferentes níveis de atrito em função da natureza da ação consoante o material ensilado esteja em repouso, ação estática, ou em descarga, ação dinâmica.

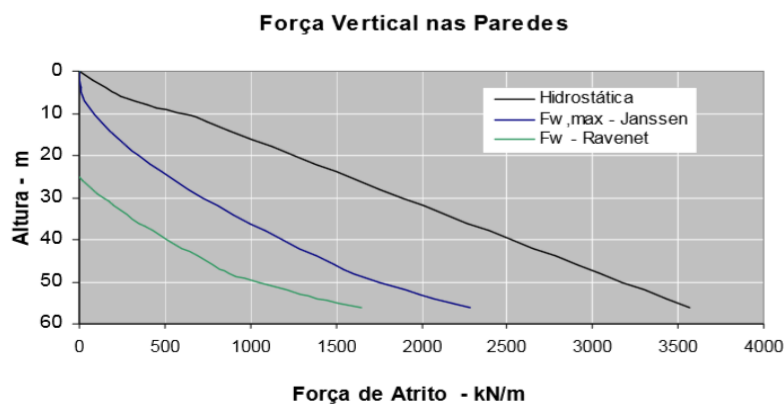


Figura 6.10 – Atrito nas paredes dos silos

DIFERENÇA DE TEMPERATURA

Para a quantificação da temperatura a LEB admitiu uma variação diferencial considerando a farinha de cru a uma temperatura de 90°C, atendendo às informações recebidas pelos técnicos da CIMPOR.

De realçar que a referida diferença entre ambientes não equivale à sua ação direta nas faces exterior e interior das paredes de betão de uma estrutura com estas características. O efeito que a variação diferencial de temperatura causa nas paredes de betão resulta da afetação na variação entre ambientes das resistências térmicas do ar entre o material ensilado a elevada temperatura e a superfície interior das paredes, e na resistência térmica do próprio betão ao longo da sua espessura.

Recorrendo às expressões propostas por Ravenet obteve-se uma variação de temperatura de 12,5 °C, ver anexo A (alínea b) diferença de temperatura).

SISMO

O local onde se encontram os silos, Centro de Produção de Souselas, situa-se numa zona sísmica C, o que pela classificação do RSA e EC8, os valores característicos da ação sismo foram quantificados com base nos espectros de resposta referentes às acelerações de 270 cm/s² (para a ação do tipo 1) e de 160 cm/s² (para a ação do tipo 2), com um coeficiente de sismicidade de 0.5.

Em relação ao sistema estrutural dos silos, que são de paredes resistentes, segundo o REBAP e o EC8 implica a que o coeficiente de comportamento seja 2.

VENTO

Pela densidade de edifícios nas imediações dos silos considerou-se que a rugosidade aerodinâmica é do tipo II e que se encontram na zona A, cujos valores característicos de pressão dinâmica do vento, em função da

altura acima do solo juntamente com os valores da pressão para a superfície de revolução destas estruturas são os encontrados no anexo A (alínea c) vento-quadro 4.6 a 4.9).

COMBINAÇÕES DE AÇÕES

Para a combinação de ações e para a verificação do estado limite último consideraram o definido no Anexo A do Eurocódigo 1-4- Ações em Estruturas: Silos e Reservatórios.

Importa realçar que a ação farinha de cru, para este tipo de estrutura, foi considerada como permanente.

6.4. Propriedades dos materiais existentes

O aço em varão, como o definido do projeto original, é do tipo A40, e será afetado pelo mesmo coeficiente de minoração de 1,15 apesar das recomendações da fib admitirem que este coeficiente afeta neste material uma redução de apenas 5%. Foi tomada essa decisão porque o aço a ser utilizado estava sujeito a ações cíclicas e portanto submetido aos efeitos de fadiga.

No que toca ao betão B225, também para efeitos de dimensionamento, o coeficiente de majoração foi mantido a 1.5, por dois motivos: em caso de não ser possível realizar ensaios que objetivamente caracterizassem a resistência do material existente nessa estrutura de tão grandes dimensões e sujeita a níveis de compactação diferentes, uma vez que a realização de ensaios como a extração mecânica e o ensaio de testemunhos, seriam prejudiciais ao funcionamento do silo; nos troços em que a farinha de cru se faz sentir a secção apresenta a linha neutra fora dos seus limites, ficando totalmente tracionada, fato que tornaria a resistência mecânica pouco importante.

Quanto ao dimensionamento do reforço e desempenho mecânico do betão foi considerado como equivalente a um C18/23 e classe de exposição XC4, características definidas pela norma NP EN 206.

6.5. Apresentação e discussão de resultados

Nesta secção pretende-se indicar alguns dos resultados obtidos pela LEB para ultrapassar os problemas a que os silos estavam sujeitos, de maneira a restituir a sua capacidade estrutural e garantir o adequado desempenho em termos de serviço e segurança, face às solicitações que neles atuam e ao ambiente a que estão inseridos.

DESCRIÇÃO DO MODELO

Como dito anteriormente, o modelo da estrutura real foi desenvolvido através de um programa de cálculo automático, recorrendo ao método dos elementos finitos de casca com $3,6 \times 1,0 \text{ m}^2$.

A aplicação das cargas foi paralela e perpendicular ao plano dos elementos de casca, e admitiram a teoria das lajes espessas de Mindlin/Reissner cuja aplicação não despreza a deformabilidade por corte.

De acordo com o definido no projeto inicial e as espessuras determinadas durante a inspeção baixo da tremonha, a espessura dos elementos utilizados para modelar as paredes cilíndricas acima da laje de tremonha foi de 0,50 m e abaixo de 1,40 m.

As fundações foram simuladas por meio de apoios encastrados na base das paredes e pilares, ver Figura 6.11 e Figura 6.12.

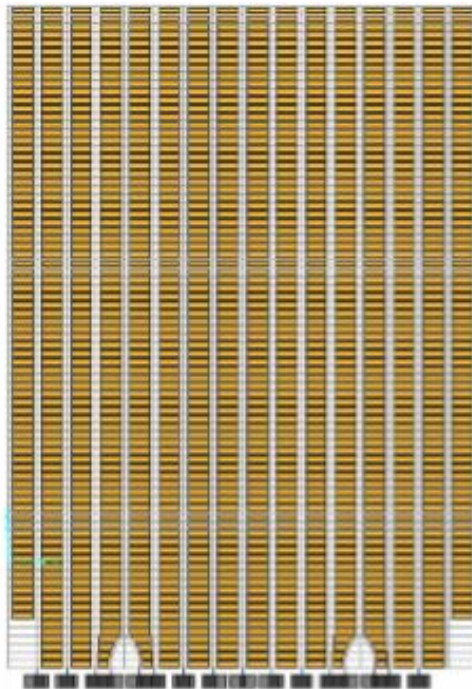


Figura 6.11 – Planificação das paredes de umas das células

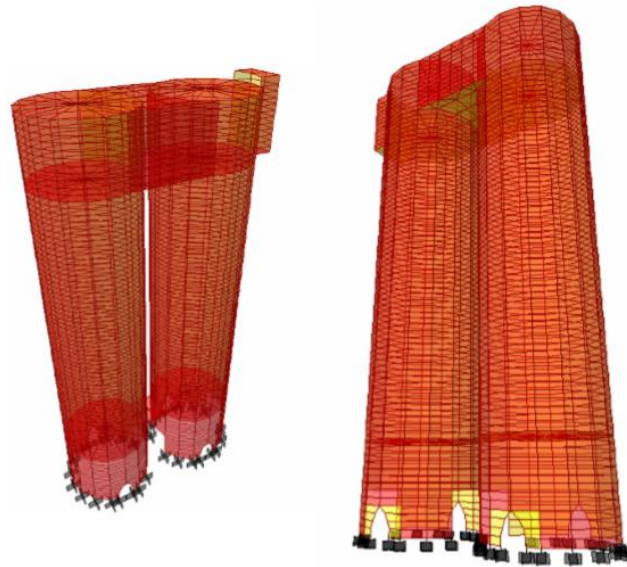


Figura 6.12 – Perspetivas

CÁLCULO DAS SOBREPRESSÕES DE DESCARGA DA FARINHA DE CRU

O cálculo das pressões atuantes nas paredes dos silos segundo as teorias mais relevantes para os silos em estudo, encontra-se reproduzido no gráfico da Figura 6.13 e no anexo B (resultado quadro 3.1).

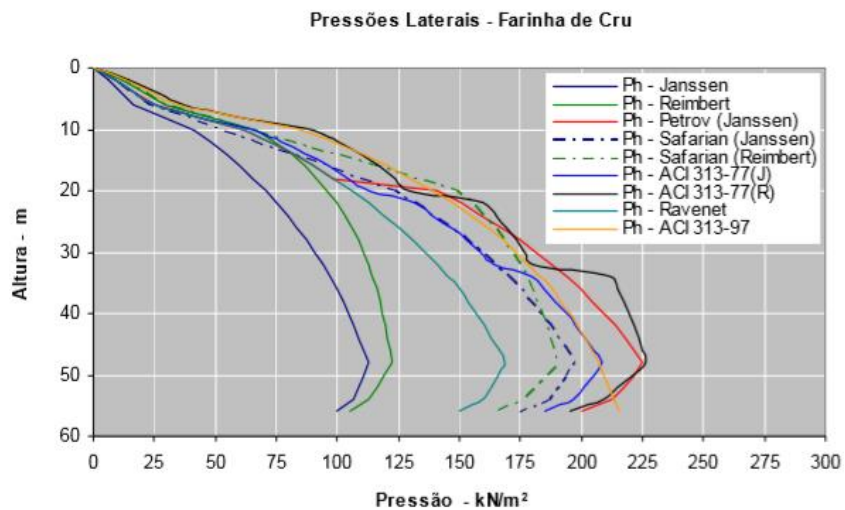


Figura 6.13 – pressões horizontais sobre a parede do silo segundo as teorias mais relevantes

Pela figura anterior pode-se constatar que as pressões nas paredes dos silos aumentam em altura para as diferentes teorias, reduzindo apenas para alturas entre os 45 m e os 55 m. Além disso pode-se constatar que a

teoria de Ph- ACI 313-77 (R) é a que leva a valores de pressão maiores, na ordem dos 225 kN/m² e a de Ph-Janssen a valores mais baixos, na ordem dos 112,5 kN/m².

ANÁLISE ESTATÍSTICA-AFASTAMENTO DAS ARMADURAS HORIZONTAIS

Os dados obtidos pelos ensaios efetuados passaram por uma análise estatística para estimar os valores do afastamento das armaduras horizontais.

Como os ensaios foram realizados para diferentes alturas dos silos o tratamento estatístico correspondeu a cada uma das áreas ensaiadas, pelo que se obtiveram os valores referentes à média e o desvio padrão como se pode ver na Figura 6.14.

Afastamento (cm)			
Alinhamento	Cotas	Valor médio (cm)	Desvio padrão
a	+19.00 a +24.00	16,76	1,47
b	+24.00 a +29.00	17,21	2,25
c	+29.00 a +44.00	17,07	2,13
d		18,71	2,33
e	+44.00 a +59.00	18,56	1,67
f	+59.00 a +65.10	17,73	1,65
g	+65.10 a 71.20	16,98	2,56

Figura 6.14 – Afastamento médio por alinhamento

A seguir procedeu-se ao estudo de cada seção com o objetivo de definir um valor característico para o afastamento das armaduras. Os resultados assim obtidos foram os que se podem observar nas Figura 6.15 e Figura 6.16.

Af. (cm)	Freq. Observada	Freq. Observada (%)	Freq. Acum. (%)
12 a 12,9	3	1,15	1,15
13 a 13,9	9	3,46	4,62
14 a 14,9	13	5,00	9,62
15 a 15,9	38	14,62	24,23
16 a 16,9	40	15,38	39,62
17 a 17,9	49	18,85	58,46
18 a 18,9	43	16,54	75,00
19 a 19,9	27	10,38	85,38
20 a 20,9	17	6,54	91,92
21 a 21,9	8	3,08	95,00
22 a 22,9	8	3,08	98,08
23 a 23,9	1	0,38	98,46
24 a 24,9	1	0,38	98,85
25 a 25,9	3	1,15	100,00
Total	260		

Figura 6.15 – Frequências

Afastamento (cm)			
Valor médio – μ	moda	mediana	Desvio padrão – σ
17,61	18,00	17,45	2,33

Figura 6.16 – Parâmetros estatísticos

Na Figura 6.17, pode-se observar o gráfico com os resultados anteriores.

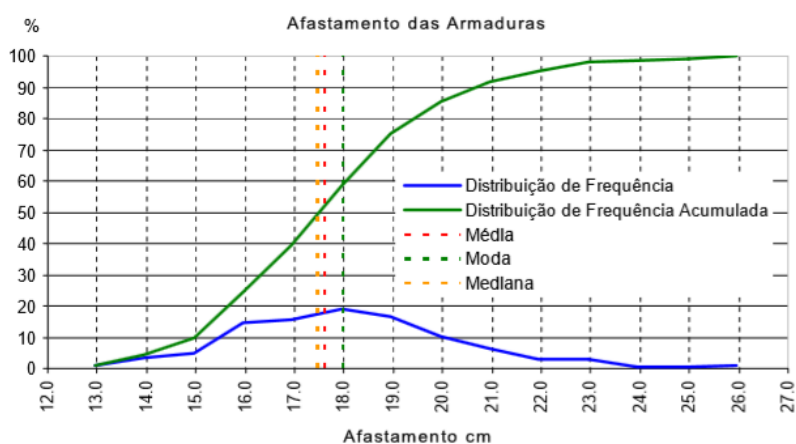


Figura 6.17 – Espaçamento entre as armaduras existentes

Como se pode observar desse, não existe uniformidade nos resultados obtidos, o que revela uma certa variabilidade dos valores de afastamento, pelo que foi necessário ajustar a distribuição dos valores para uma

distribuição estatística conhecida, a distribuição normal. Essa escolha teve a ver por se adequar ao tipo de população obtida através dos ensaios in situ.

Após a realização de testes de hipótese, pela qui-quadrado, concluíram tratar-se de uma distribuição normal, pelo que optou-se por um valor característico para o afastamento das armaduras que não excedesse a probabilidade de 90%, o que levou a um valor de afastamento de 20,5 cm.

ANÁLISE ESTATÍSTICA-RECOBRIMENTO DAS ARMADURAS

O procedimento para estimar o valor do recobrimento das armaduras foi o mesmo utilizado para o afastamento destas.

Pelo tratamento estatístico a que foram submetidos os dados, resultaram a média e o desvio padrão com os valores apresentados na Figura 6.18.

Recobrimento (mm)			
Alinhamento	Cotas	Valor médio (mm)	Desvio padrão
a	+19.00 a +24.00	42,66	16,12
b	+24.00 a +29.00	47,45	21,78
c	+29.00 a +44.00	50,34	16,27
d		35,17	10,43
e	+44.00 a +59.00	33,97	6,10
f	+59.00 a +65.10	34,80	9,16
g	+65.10 a 71.20	40,17	10,03

Figura 6.18 – Valores de recobrimento por alinhamento

Após tratamento global os resultados das frequências podem ser vistos no anexo B, assim como nas figuras Figura 6.9 e Figura 6.10.

Recobrimento (mm)			
mínimo	médio	máximo	d.p.
8,00	46,43	137,00	17,39

Figura 6.19 – Parâmetros estatísticos



Figura 6.20 – Recobrimentos existentes

Os valores de cálculo dos esforços atuantes para a verificação da segurança, no caso de poder considerar linear a relação entre as ações e os esforços, podem ser consultados no anexo C (verificação estrutural).

VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL-ANÁLISE DA CAPACIDADE DE RESPOSTA DAS ARMADURAS EXISTENTES

Tendo em conta os elementos recolhidos pelas inspeções realizadas, considerando o afastamento médio, os valores das armaduras existentes foram:

- Entre a cota 19 e a 29: $A_{s,h} = 56,55 \text{ cm}^2/m$
- Entre a cota 29 e a 44: $A_{s,h} = 46,37 \text{ cm}^2/m$

Os resultados anteriores correspondem a 72 % da armadura de projeto.

Quanto aos esforços normais, por metro de parede, nos pontos mais desfavoráveis do silo para as armaduras anteriormente indicadas, estão marcados a cinzento no anexo C.

Na Figura 6.21, estão reproduzidos os esforços resistentes, tanto para a situação de projeto como para a existente, e os esforços atuantes para as teorias estudadas.

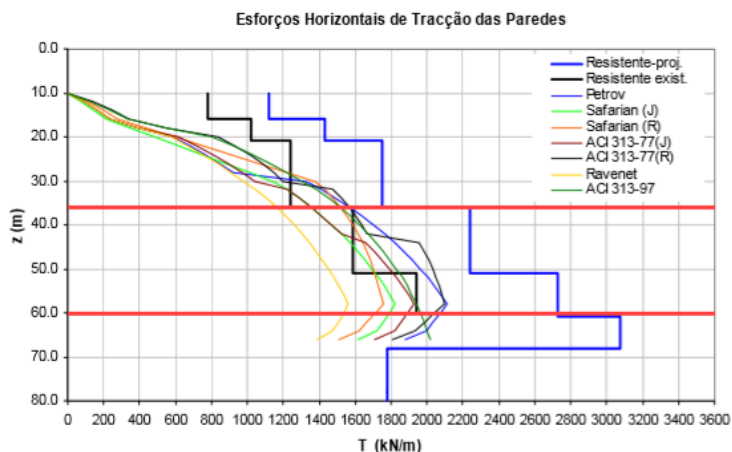


Figura 6.21 – Esforços horizontais de tração na parede e armaduras existente e de projeto

Pela observação do gráfico da figura anterior pode-se observar a grande diferença que existe entre os esforços horizontais de tração a nível de projeto e o que realmente existe, situação que vem revelar as incompatibilidades que originaram danos aos silos.

VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL-TENSÕES NAS ARMADURAS

Na Figura 6.22, estão representadas as tensões de serviço, em MPa, por varão de armadura para as situações mais desfavoráveis ao longo das cotas inspecionadas.

	PETROV (J)	SAFARIAN (J)	SAFARIAN (R)	ACI 313-77 (J)	ACI 313-77 (R)	RAVENET (J)	ACI 313-97 (J)
$\sigma_{arm}(z=50)$ (cota 30,0)	429	371	372	392	444	318	400
$\sigma_{arm}(z=60)$ (cota 20,0)	321	307	340	366	406	275	352

Figura 6.22 – Tensões de serviço, em MPa, na armadura existente, segundo as teorias mais relevantes

Pela observação das intensidades das tensões em serviço da figura anterior, constata-se que estes silos são estruturas muito solicitadas, e assim sendo, seria inevitável a fendilhação do betão envolvente.

VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL-ABERTURA DE FENDAS

Pelo EC2, a avaliação da abertura de fendas levou aos valores reproduzidos na Figura 6.23. Como se pode observar, em muitas das situações, os valores são muito próximos aos que foram medidos *in situ*.

	PETROV (J)	SAFARIAN (J)	SAFARIAN (R)	ACI 313-77 (J)	ACI 313-77 (R)	RAVENET (J)	ACI 313-97 (J)
$w_k(z=50)$ (mm)	56	47	47	50	58	39	51
$w_k(z=60)$ (mm)	32	36	34	38	41	29	40

Figura 6.23 – Abertura média de fendas, em mm

VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL- ESFORÇOS ATUANTES E RESISTENTES NA ROTURA

Para a avaliação do comportamento dos silos à rotura, baseou-se em procedimentos em relação aos estados limites últimos.

Tendo em conta os elementos recolhidos nas inspeções e do tratamento estatístico que sofreram, apresentam-se de seguida um resumo das armaduras existentes por cada troço. Para efeitos de dimensionamento considerou-se um valor característico de afastamento com probabilidade de não excedência em 90%, ver Figura 6.24.

	Altura m	$A_{s, \text{hor.}} / \text{face}$ cm^2/m	W / face	W total
1º troço-1	14 a 20	23.95	0.15	0.31
1º troço-2	20 a 30	23.95	0.14	0.28
2º troço	30 a 45	19.63	0.11	0.23
3º troço	45 a 60	15.32	0.09	0.18
4º troço	60 a 65	12.56	0.07	0.15
5º troço	65 a 71	11.17	0.06	0.13

Figura 6.24 – Área das armaduras horizontais por metro

Para as armaduras verticais os resultados foram, conforme Figura 6.25:

	Altura m	$A_{s, \text{ver.}} / \text{face}$ cm^2/m	W / face	W total
1º troço-1	14 a 25	20.60	0.13	0.27
1º troço-2	25 a 30	16.08	0.10	0.21
2º troço	30 a 45	16.08	0.10	0.21
3º troço	45 a 60	12.56	0.08	0.16
4º troço	60 a 65	9.05	0.06	0.12
5º troço	58 a 71	7.68	0.05	0.10

Figura 6.25 – Área das armaduras verticais por metro

Posto isto, concluiu-se que as secções das paredes dos silos encontravam-se sujeitas à flexão composta em tração com pequena excentricidade (na direção horizontal) e à flexão composta em compressão com pequena excentricidade (na direção vertical). Isto significa estar na presença dos domínios de deformação 1 e 5, que se apresentam nas figuras Figura 6.26 e Figura 6.27 respetivamente, em conjunto com a evolução das extensões desde a tração simples até à compressão simples.

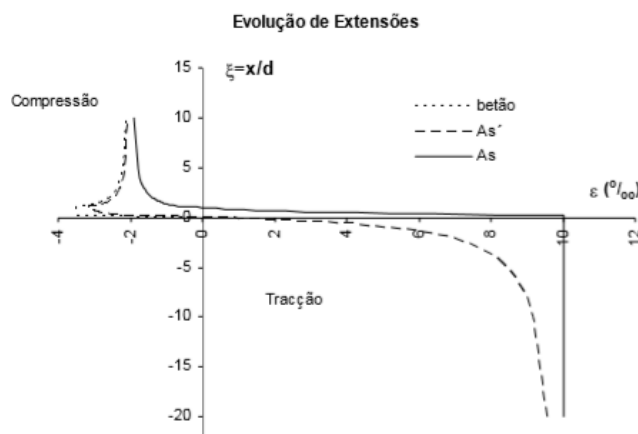


Figura 6.26 – Evolução de extensões específica da secção existente

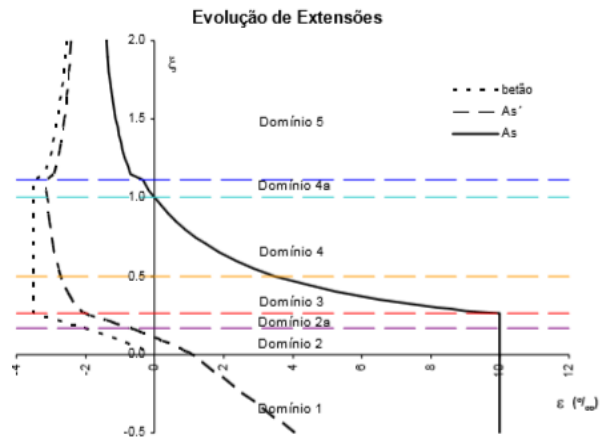


Figura 6.27 – Domínios de deformação da secção existente

Em relação à compressão dos esforços atuantes e os resistentes, e considerando a secção sujeita à flexão composta (mesmo com pequena excentricidade), apresentam-se de seguida os diagramas de esforço normal-momento fletor (onde estão incluídos ações para as diferentes combinações).

As propriedades da secção fendilhada encontram-se no anexo C (ponto 2).

Para o primeiro troço os resultados obtidos foram os seguintes (Figura 6.28):

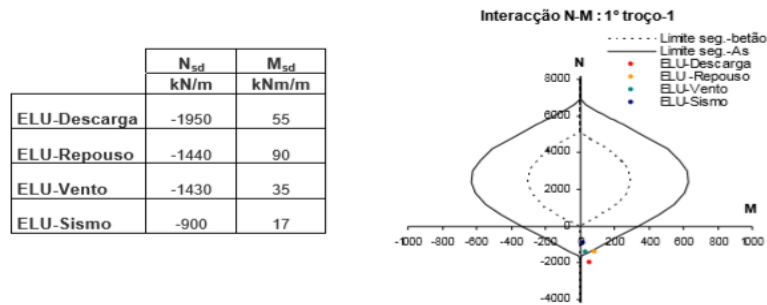


Figura 6.28 – Esforços atuantes e gráfico de resistência/ação

Para o segundo troço os resultados obtidos foram os seguintes (Figura 6.29):

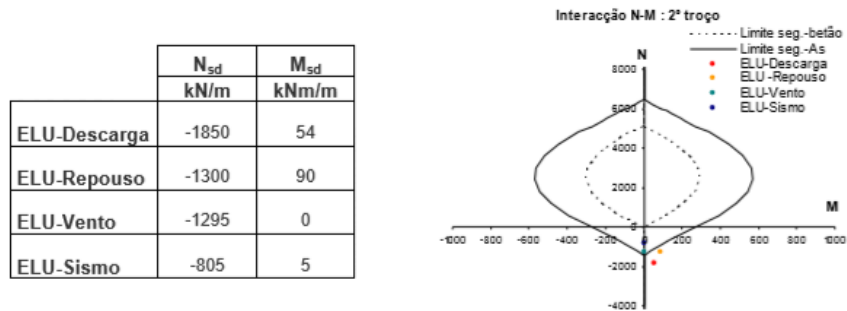


Figura 6.29 – Esforços atuantes e gráfico de resistência/ação

Em relação ao terceiro troço, os resultados obtidos foram os seguintes (Figura 6.30):

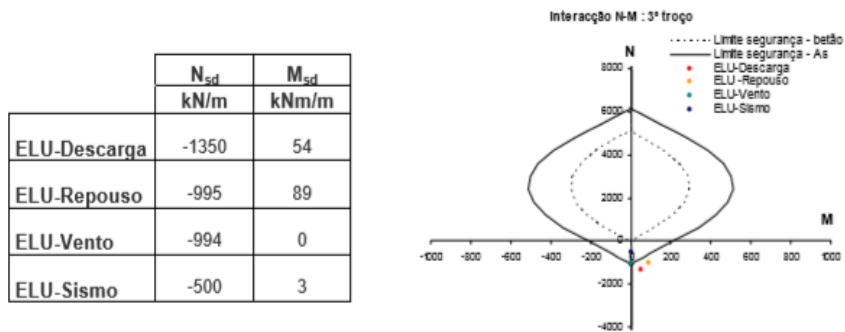


Figura 6.30 – Esforços atuantes e gráfico de resistência/ação

Para o quarto troço, os resultados obtidos foram os seguintes (Figura 6.31):

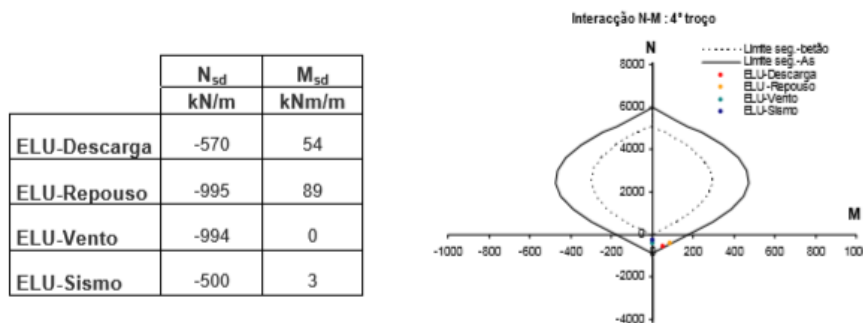


Figura 6.31 – Esforços atuantes e gráfico de resistência/ação

Por fim o último troço, os resultados obtidos foram os seguintes (Figura 6.32):

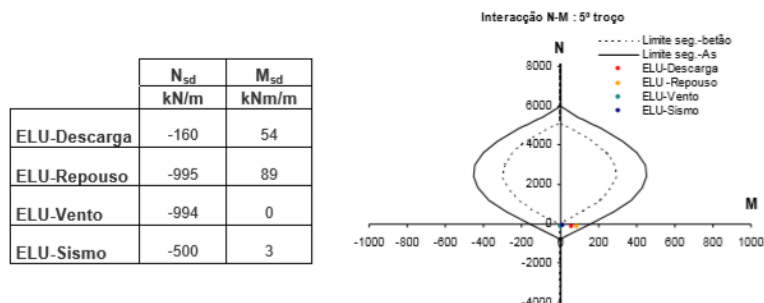


Figura 6.32 – Esforços atuantes e gráfico de resistência/ação

Como se pode observar pelas figuras anteriores, nos três primeiros troços, os esforços atuantes são superiores aos esforços resistentes nas combinações de estados limites últimos referentes à descarga e ao

repouso, em que a descarga é a situação mais gravosa. Como houve superação de resultados é necessário reforçar a estrutura nesta direção.

Para as armaduras verticais o procedimento foi o mesmo e as propriedades da seção encontram-se no anexo C. Além disso como se pode consultar no anexo C, a conjugação do esfoço normal vertical e o momento fletor de resultante perpendicular, os esforços atuantes não são superiores aos resistentes, pelo que não é necessário reforçar a estrutura nessa direção.

DIMENSIONAMENTO DO REFORÇO COM PRÉ-ESFORÇO EXTERIOR

Após obtenção dos resultados anteriores, conclui-se da necessidade de reforço dos silos na direção horizontal.

Tal como se pode observar na Figura 6.33, o nível de excedência da resistência e o tipo de esforços, na seção tracionada na totalidade, justificam um tipo de reforço ativo por compressão.

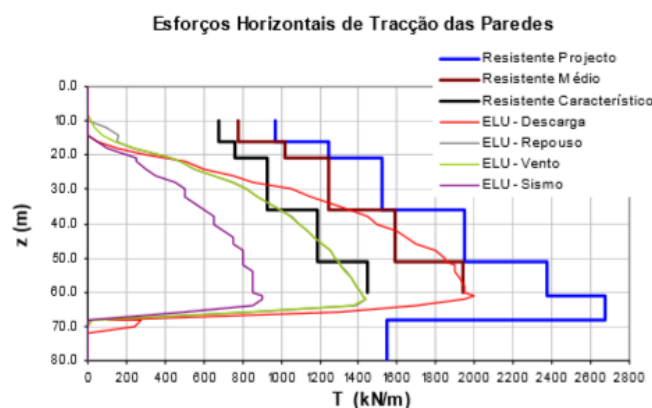


Figura 6.33 – Esforços horizontais de tração na parede e esforços resistentes

Determinação da força útil de pré-esforço por monocórdão

O valor do pré-esforço útil a atuar na seção por cada cabo monocórdão foi obtido, de acordo com o recomendado no EC2 e na fib, considerando uma força de puxe de 80% da força de rotura e a contabilização das perdas inerentes à aplicação do sistema de pós-tensão não aderente.

O resultado do pré-esforço adotado para o dimensionamento do reforço foi de 175 kN/cordão, com duas ancoragens ao longo de todo o perímetro de cada silo. Nas figuras seguintes (Figura 6.34, Figura 6.35, Figura 6.36) apresentam-se alguns dos resultados que permitiram chegar a essa conclusão.

A_c	A_p	E_p	f_{uk}	$f_{0,1k}$	P_u	P_0	L_{tot}
m^2	mm^2	GPa	MPa	MPa	kN	kN	m
0.5	150	195	1860	1670	279	223.2	30

Figura 6.34 – Propriedades geométricas e físicas

Secção	x	θ	Po	ΔP_m	ΔP_{sl}	ΔP_{dif}	$P_{m,e}$
	m		kN	%	%	%	kN
A	0	0	223.2	0.0%	13.4%	4.4%	183.4
B	7.5	0.7854	223.2	4.6%	4.8%	4.4%	192.4
w	11.7	1.2566	223.2	7.3%	0.0%	4.4%	197.2
C	15.0	1.5708	223.2	9.0%	0.0%	4.4%	193.3
D	22.5	2.3562	223.2	13.2%	0.0%	4.4%	183.9
E	30.0	3.1416	223.2	17.3%	0.0%	4.4%	174.9
E	30.0	0	223.2	0.1%	13.0%	4.4%	183.2
F	37.5	0.7854	223.2	4.7%	5.0%	4.4%	192.2
G	42.1	1.2566	223.2	7.4%	0.0%	4.4%	197.0
H	45.0	1.5708	223.2	9.1%	0.0%	4.4%	193.1
w	52.5	2.3562	223.2	13.3%	0.0%	4.4%	183.7
J	60.0	3.1416	223.2	17.3%	0.0%	4.4%	174.8

Figura 6.35 – Força útil de pré-esforço por cordão

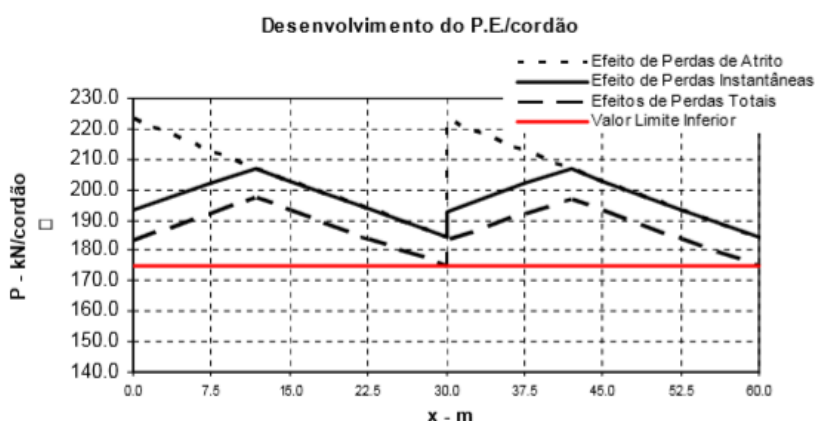


Figura 6.36 – Desenvolvimento de pré-esforço por cordão no perímetro de cada silo

Determinação da quantidade e afastamento dos mono-cordões

Para o dimensionamento do reforço foi necessário determinar as áreas de armaduras necessárias para resistir às excentricidades das cargas como se pode ver nas Figura 6.37 e Figura 6.38, seguida da obtenção da capacidade resistente da área de armadura remanescente e por fim, a determinação do pré-esforço (ver Figura 6.39) necessário para a restante ação não sustentada pelas armaduras existentes.

R_m	R_{int}	R_{ext}	d	d'
m	m	m	m	m
9.375	9.25	9.5	0.45	0.05

Figura 6.37 – Propriedades geométricas da estrutura e da secção

z m	F_{sd} kN/m ²	M_{sd} kNm/m	$A_{s,req}$ cm ² /m	$A_{s,rem}$ cm ² /m	$A_{s,ext}$ cm ² /m
64	1700	55	3.55	21.40	24.95
60	1950	55	3.55	21.40	24.95
56	1925	55	3.55	21.40	24.95
51	1850	55	3.55	16.08	19.63
45	1675	54	3.45	16.18	19.63
40	1500	54	3.45	16.18	19.63
36	1350	54	3.45	16.18	19.63
30	1050	52	3.35	11.97	15.32

Figura 6.38 – Esforços atuantes e armaduras correspondentes a combinação mais desfavorável

z m	P.E. kN/m	$T_{Rd,final}$ kN/m	afast. m	nº cordões
30	330	1276	0.53	11
36	230	1476	0.76	5
40	415	1661	0.42	12
45	600	1846	0.29	21
51	350	1963	0.50	26
56	350	1963	0.50	
60	350	1963	0.50	
64	350	1963	0.50	
			Total	75

Figura 6.39 – Determinação do pré-esforço para o reforço

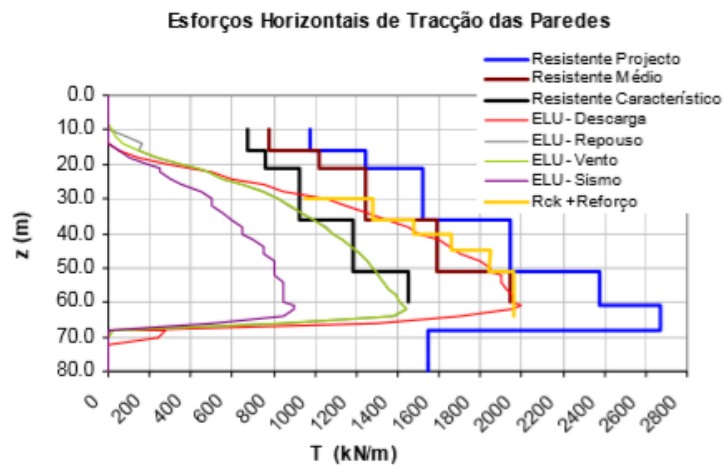


Figura 6.40 – Esforços horizontais de tração na parede/esforços resistentes com reforço

A Figura 6.40 revela os vários tipos de ações e suas capacidades resistentes, onde a capacidade resistente característica em conjunto com o reforço está a amarelo.

De seguida apresentam-se algumas figuras referentes aos silos de armazenamento de farinha de cru, reforçados com pré-esforço exterior de cintagem utilizando o sistema Freyssinet.



Figura 6.41 – Silo do caso prático-sistema Freyssinet



Figura 6.42 – Silos 1 e 2 do caso prático-sistema Freyssinet

6.6. Procedimentos de reabilitação dos silos

Tendo em conta todos os aspetos anteriormente mencionados (inspeções, ensaios, recolha e caracterização da farinha de cru, análises e discussão dos resultados) aos silos de homogeneização da linha 3 resultam os seguintes procedimentos para a sua reabilitação:

6.6.1. REPARAÇÃO

De seguida apresentam-se as etapas efetuadas, juntamente algumas figuras (as restantes encontram-se no anexo E: Desenho 4,5- Metodologia de Reparação), para a reparação do silo.

1. Trabalhos preliminares

- Limpeza prévia de toda a superfície lateral das células a jato de água (ver Figura 6.43);

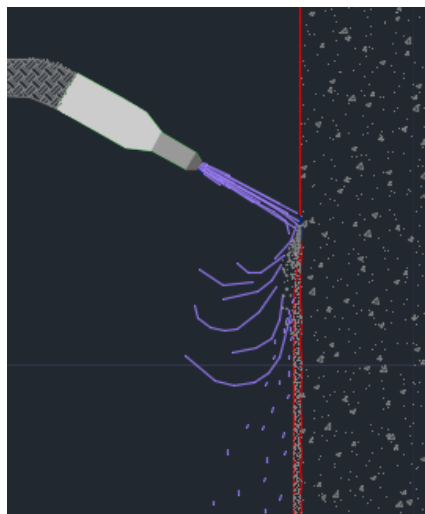


Figura 6.43 – Limpeza prévia da superfície lateral das células a jato de água

- Marcação das áreas a intervir com todas as juntas de betonagem e em áreas dispersas da superfície das células;
- Marcação de betão atendendo a formas geométricas definidas (ver Figura 6.44);



Figura 6.44 – Marcação do betão

2. Trabalhos de remoção de betão e preparação de superfícies

- Remoção do betão (ver Figura 6.45);

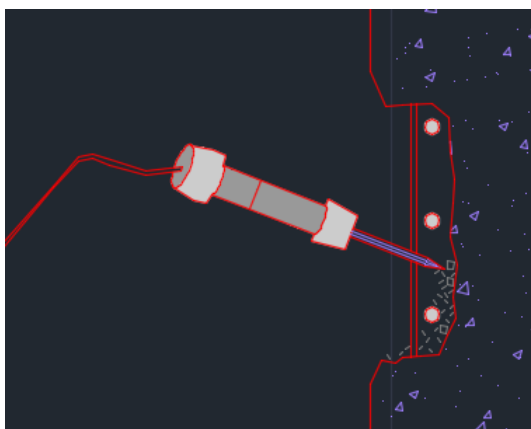


Figura 6.45 – Remoção do betão

- Limpeza com jato húmido de areia (ver Figura 6.46);

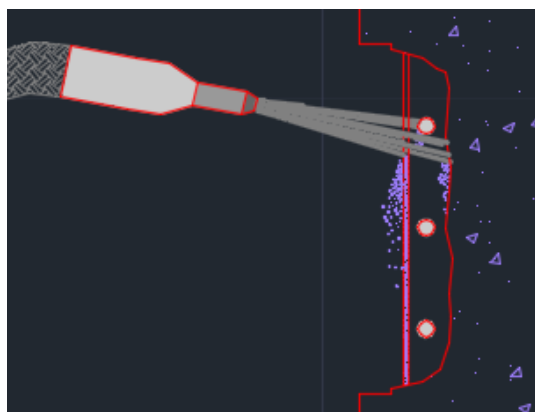


Figura 6.46 – Limpeza com jato húmido de areia

3. Trabalhos de reposição de armaduras, acabamento e proteção de superfícies

- Medição da secção das armaduras (ver Figura 6.47);

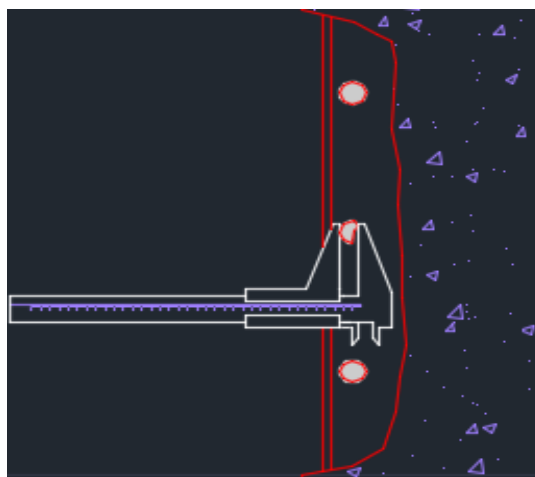


Figura 6.47 – Medição da secção das armaduras

- Emenda de um varão corroído e o varão de complementação (ver Figura 6.48);



Figura 6.48 – Emenda de um varão corroído e outro de complementação

4. Trabalhos de complementação

- Molhagem da superfície;
- Complementação da secção com projeção de betão por via seca com agregados de máxima dimensão 8 mm: aplicação com sistema de projeção; movimentação do canhão na projeção de betão ou de argamassa (ver Figura 6.49);

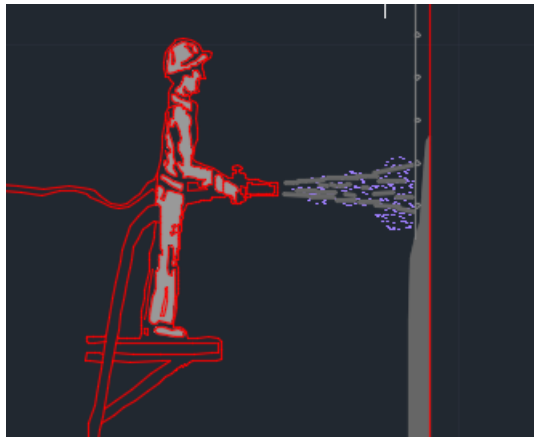


Figura 6.49 – Aplicação do sistema de projeção

- Limpeza do ricochete em simultâneo à aplicação de betão projetado (ver Figura 6.50);

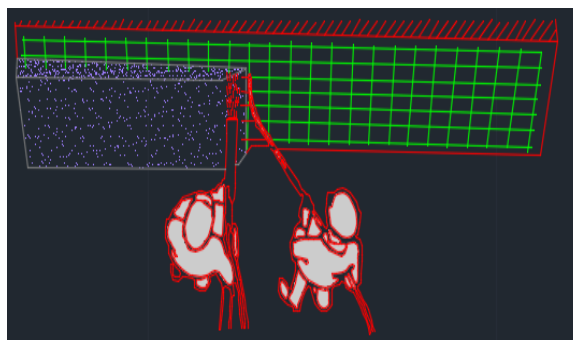


Figura 6.50 – Limpeza do ricochete em simultânea a aplicação do betão projetado

- Evitar o efeito de parede;

- Aplicação da última camada de argamassa projetada (5 a 10 mm), ver Figura 6.51;

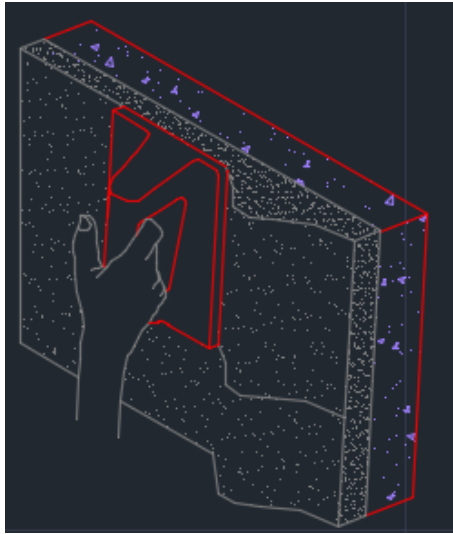


Figura 6.51 – Aplicação da última camada de argamassa projetada

- Cura do betão ou argamassa com produtos filogénicos;
 - Aguardar 30 min de endurecimento;
5. Selagem de fendas abaixo da cota +26.665 m
- Limpeza exaustiva da fenda (jato de água e aspiração), ver Figura 6.52;

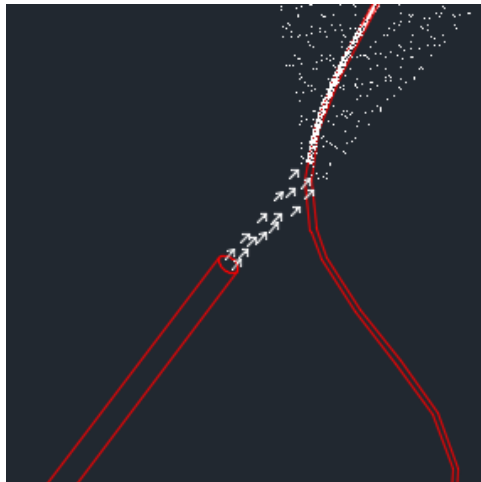


Figura 6.52 – Limpeza da fenda

- Selagem aplicada a espátula, ver Figura 6.53;

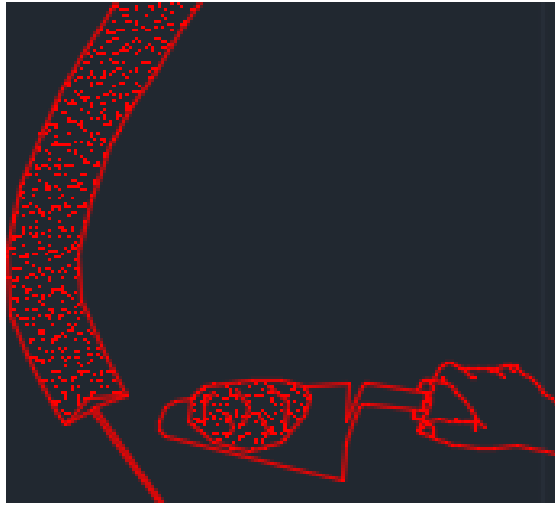


Figura 6.53 – Limpeza da fenda

6. Proteção das superfícies

- Revestimento protetor acrílico, ver Figura 6.54;

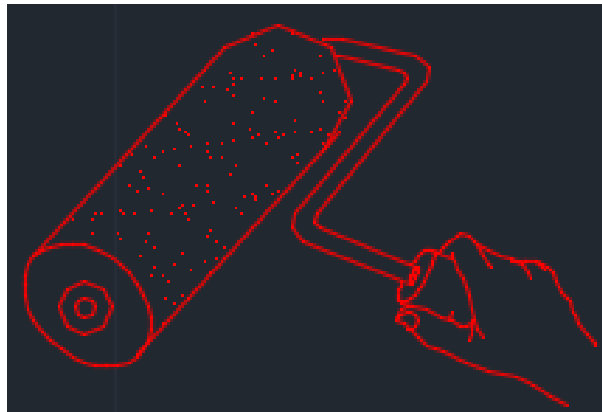


Figura 6.54 – Revestimento protetor acrílico

6.6.2. REFORÇO

O reforço foi feito com pré-esforço exterior através de monocordões, e a sua aplicação ocorreu uma semana após a reparação estar concluída. O pré-esforço teve o espaçamento adequado ao nível dos esforços atuantes, com força útil de aproximadamente 175 kN por cada cordão e sistemas equidistantes de duas ancoragens em "X" por cada cordão.

Os trabalhos de aplicação do pré-esforço exterior foram executados uma semana após os de reparação e seguiram esta metodologia (ver anexo E: Desenho 6- Metodologia de Reforço):

1. Colocação de fixadores (como definido anexo E: Desenho 3- Sistema de Reforço Pormenorização);
- Abertura de furos (ver Figura 6.55);

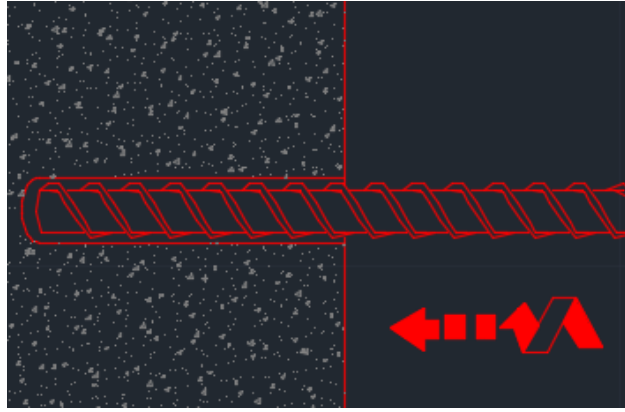


Figura 6.55 – Abertura de furos

- Injeção com o cartucho de bucha química (ver Figura 6.56);

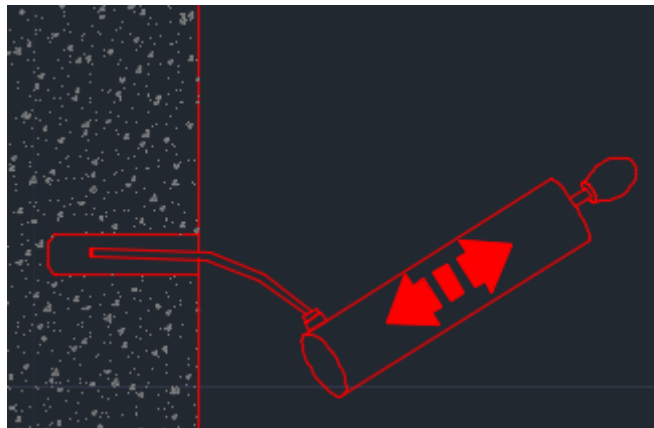


Figura 6.56 – Injeção com o cartucho de bucha química

-Fixação de conectores (ver Figura 6.57);

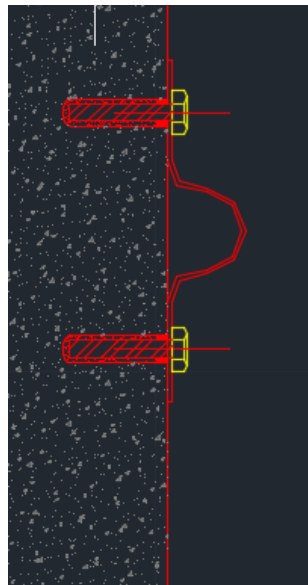


Figura 6.57 – Fixação de conectores

2. Colocação de monocordões

- Posicionamento dos monocordões;
- Injeção de calda;
- Introdução do macaco (ver Figura 6.58);

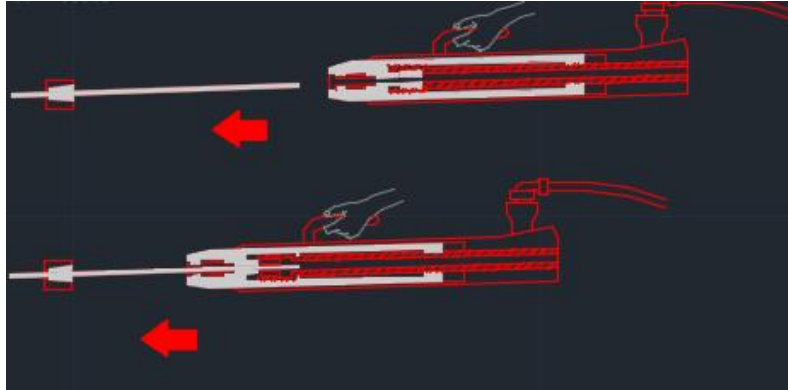


Figura 6.58 – Introdução do macaco

3. Aplicação de tensão

- Aplicação de tensão, três dias (pelo menos) após a injeção da calda de cimento, alternando sempre as duas ancoragens ativas em cada alinhamento de cabo-monocordão (ver Figura 6.59);

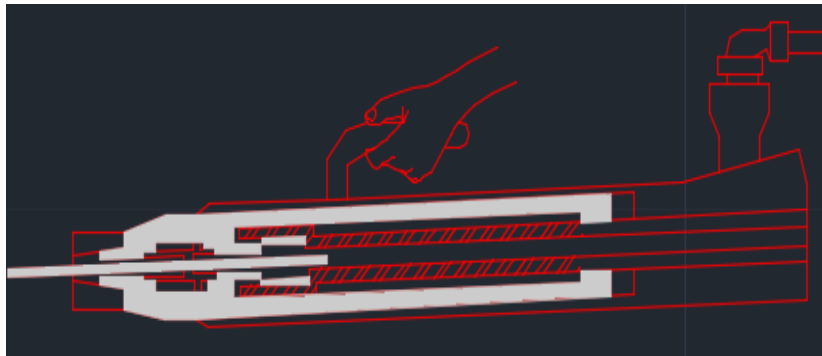


Figura 6.59 – Aplicação de tensão

- Colocação do macaco fechado e prender o cordão com a cunha de pré-esforço;
- Esticamento do cordão até atingir o esforço e o alongamento previstos (ver Figura 6.60);

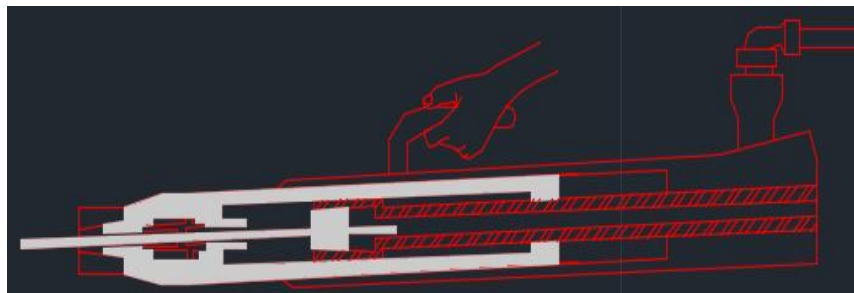


Figura 6.60 – Esticamento do cordão

- Cravação da cunha de ancoragem;

- Remoção do macaco com afrouxamento da cunha de pré-esforço;
 - Macaco removido deixando o cordão ancorado;
4. Aplicação de tensão nos cabos (ver anexo E: Desenho 6 – Metodologia de Reforço, 1.4- Ordem de Aplicação de Tensão nos Cabos).

7 CONCLUSÕES

A metodologia aplicada neste trabalho poderá contribuir para o desenvolvimento de técnicas que envolvam a reabilitação e reforço de silos e reservatórios, e influenciar na escolha que determinada empresa terá de fazer mediante uma situação de reabilitação e reforço com o recurso ao pré-esforço. Além disso e sabendo que atualmente recorre-se à técnica do pré-esforço para diversas situações, este trabalho poderá servir de base de consulta para futuras investigações que possam surgir nesta área e não só.

Cada estrutura é individual e por esse motivo deve ser objecto de diagnóstico particular, pelo que é importante serem submetidas a ações de inspeção e manutenção com regularidade.

Para a estrutura do caso prático, no troço inspecionado foram convergentes os resultados obtidos pela aplicação do modelo de elementos finitos e os derivados de modelos mais simples, o que é satisfatório, visto que garante a fiabilidade dos resultados.

É importante a ressalva de que as construções, independentemente de serem silos ou reservatórios, estejam em conformidade entre o projeto e o edificado, por forma a evitar-se problemas como a do caso de estudo apresentado, uma vez que, a falta de convergência, prejudica o comportamento em serviço da estrutura e a sua capacidade resistente, deixando a estrutura construída de desempenhar as funções para a qual foi destinada. Além disso, acarreta custos acrescidos à construção, condição favorável para alguns intervenientes e desfavorável para outros.

A importância das inspeções periódicas e a necessidade de responsáveis especializados nas áreas de intervenção, capazes de fazer com que os problemas que surjam sejam equacionados e resolvidos é outro fator a ter em conta, pois tal como se notou anteriormente, a falta de fiscalização facilitou a incoerência entre aquilo que foi projetado e construído.

BIBLIOGRAFIA

- ANDRADE, R. A. (2016). *Método Para A Determinação Do Ângulo De Inclinação Da Tremonha Em Silos*. Projeto Final Para A Obtenção Do Grau De Engenheiro Mecânico, Universidade Federal Do Rio De Janeiro, Departamento De Engenharia Mecânica, Rio De Janeiro.
- BARBOSA, B. T. (2014). *Dimensionamento De Soluções Pré-Esforçadas Por Pós-Tensão, Pré-Fabricadas In Situ Para Tabuleiros De Pontes E Viadutos*. Relatório De Estágio Para A Obtenção Do Grau De Mestre Em Engenharia Civil, Instituto Superior De Engenharia Do Porto, Porto.
- BRANCO, J. V. (2014). *Reabilitação De Pontes Rodoviárias De Betão Armado*. Dissertação Para A Obtenção Do Grau De Mestre Em Engenharia Civil, Universidade Da Madeira, Madeira.
- CHUNPENG, T. (2016). *Products from Tianjin Chunpeng Prestressed Concrete Strand Co. Ltd*. Obtido em 2 de Fevereiro de 2017, de Strand Co. Ltd: <http://www.globalsources.com/si/AS/Tianjin-Chunpeng/6008841872016/pdtl/270K-1-860MPa-15.7mm-PC-Strand/1041778304.htm>
- CORREIA, J. R. (2011). *Proteção, reparação e reforço de estruturas de betão armado*. Folhas da unidade curricular Introdução à Reabilitação de Edifícios Contemporâneos, Instituto Superior Técnico, Engenharia Civil .
- COSTA, F. D. (1998). *Projectos Estruturais de Reservatórios Paralelepípedicos de concreto armado moldado in loco*. Obtido em 28 de 7 de 2017, de Set Eesc Usp: http://www.set.eesc.usp.br/static/media/producao/1998ME_FlaviodeOliveiraCosta.pdf
- DACACH, N. G. (1979). *Sistemas Urbanos de Água*. Rio de Janeiro: Livros Técnicos Científicos.
- DECHENG, K. (2009). *Strengthening of RC Beams and Frames by External Prestressing*. PhD Thesis, National University of Singapore.
- EN1504. (2006). *Produtos e Sistemas para a proteção e reparação de estruturas de betão*.
- ESCAMILLA. (2010). *Hormigón Pretensado*. Madrid.
- ESCAMILLA, A. C. (2010). *Hormigón Pretensado*. Madrid.
- F, O. (2004). *The Use of Unbonded Tendons for Prestressed Concrete Bridges*. Msc Thesis, Structural design and bridges Group, Royal Institute of Technology (KTH), Stockholm .
- FERNANDO, J. (2013). *Lajes Funiformes Pré-esforçadas* . Obtido em 2 de Fevereiro de 2017, de UNL: https://run.unl.pt/bitstream/10362/8730/1/Fernando_2013.pdf

- FERREIRA, A. M. (2009). *Análise E Dimensionamento De Reservatórios Circulares De Betão Armado Pré-Esforçado*. Faculdade De Engenharia Universidade do Porto. Porto: Faculdade De Engenharia Da Universidade Do Porto .
- FLORES, I., & BRITO, J. (s.d.). *Metodologias de inspeção*. Folhas da unidade curricular patologia e reabilitação da construção, Instituto Superior Técnico, Engenharia Civil, Lisboa.
- FREITAS, E. D. (2001). *Estudo Teórico E Experimental Das Pressões Em Silos Cilíndricos De Baixa Relação Altura/Diâmetro E Fundo Plano*. Tese Para A Obtenção Do Grau Doutor Em Engenharia De Estruturas, Universidade De São Paulo: Escola De Engenharia De São Carlos , Departamento De Engenharia de Estruturas, São Carlos.
- FREYSSINET, E. (1954). *Naissance du béton précontraint et vues d'aveni*. Travaux,p.463.
- GHALLAD, A. (2001). *Strengthening prestressed beams using parafil ropes as external tendons*. Ph.D Thesis, The University of Leeds, School of Civil Engineering .
- GUEDES, D. S. (2014). *Estudo Sobre Reabilitação Interior De Reservatórios Para Água Potável*. Relatório De Estágio , Instituto Superior De Engenharia Do Porto, Ramo De Infraestruturas E Ambiente, Porto.
- GUERRIN, A., & LAVAUUR, R. C. (2003). *Tratado de concreto armado: reservatórios, caixas de água, piscinas*. São Paulo: Hemus.
- GUYON. (s.d). *Hormigon Pretensado-Estudio Teorico y Experimental*. Madrid: Dossant S.A.
- HANAI, J. B. (1977). *Reservatórios com parede ondulada*. Dissertação de Mestrado , Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos , Departamento de Estruturas , São Carlos.
- HANAI, J. B. (2005). *Fundamentos do concreto protendido*. E-book de apoio para o Curso de Engenharia Civil , Universidade de São Paulo: Escola de Engenharia de São Carlos, Engenharia de Estruturas, São Carlos.
- JACINTO, L. (Setembro de 2007). Folhas da disciplina Betão Estrutural III.
- JÚLIO, E. (2011). *"Técnicas de reforço de estruturas de betão armado",Folhas de apoio às aulas de Reabilitação e Reforço de Estruturas, Instituto Superior Técnico*.
- JÚNIOR, C. C., & CHEUNG, A. B. (2007). *Silos:Pressões, Fluxo,Recomendações Para O Projeto E Exemplos De Cálculo*. São Carlos: EESC-USP.
- KIRBY, R. S., WITHINGTON, S., DARLING, A. B., & KILGOUR, F. G. (1956). *Engineering In History*. New York: McGraw-Hill.
- LAKATOS, E. M. (1991). *Medodologia Científica* . São Paulo SP: Editora Atlas S.A.

- LEITE, L. M. (2008). *Silos Metálicos*. Dissertação Para A Obtenção De Grau Mestre, Faculdade De Engenharia Da Universidade Do Porto, Departamento De Engenharia Civil, Porto.
- LEONHARDT. (1967). *Hormigon Pretensado, Proyecto y construccion*. Madrid.
- LOPES, T. C. (2016). *Silos De Concreto Protendido Utilizando Cordoalhas Engraxadas: Cálculo E Dimensionamento*. Trabalho De Conclusão De Curso Para A Obtenção De Grau Bacharel Em Engenharia Civil, Universidade Federal Da Paraíba, Departamento De Engenharia Civil, João Pessoa.
- MAGALHÃES, S. P. (2009). *Projecto de Depósitos Rectangular e Circular de Betão Armado Apoiados no Solo*. Porto : Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- MEDEIROS, I. F. (2012). *Características De Fluxo E Vazão De Descarga Em Silos Verticais*. Dissertação Para A Obtenção Do Grau Mestre , Universidade Federal De Campina Grande: Centro De Tecnologia E Recursos Naturais, Campina Grande- PB.
- MELLO, L. G. (2002). *Atropologia Cultural: Iniciação Teoria e Temas* . 9ª Edição, Editora Vozes .
- NETO, J. P. (2009). *Análise Teórico-Experimental Das Forças Verticais E De Atrito Em Silos Cilíndricos*. Tese, Universidade Federal De Campina Grande: Centro De Ciências E Tecnologias, Campina Grande- PB.
- NG, C. (2005). *Flexural Strengthening of RC Beams via External Prestressing*. University Malaysia Sarawak, Faculty of Engineering.
- NORDIN, H. (2006). *Strengthening structures with externally prestressed tendons*. Technical Report, Lulea University of Technology, Division of Structural Engineering.
- PALMA, G. (2005). *Pressões E Fluxo Em Silos Esbeltos (h/d» 1.5)*. Dissertação Para A Otenção Do Grau De Mestre Em Engenharia Civil, Escola De Engenharia De São Carlos Da Universidade De São Paulo, São Carlos.
- PEREIRA, A. R. (2010). *Análise De Reservatórios Circulares Pré-Fabricados De Betão Armado, Pós-Tensionados*. Dissertação para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil , Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa , Lisboa.
- PORTUGAL. (23 de Ago de 1995). Decreto Regulamentar n.º 23/95, de 23 de Ago, de 1995. *Diário da República n.º 194/1995, Série I-B de 1995-08-23*.
- PRETO, P. D. (outubro de 2014). *google*. Obtido de google.
- PUZZI, D. (1986). *ABASTACEIMENTO E ARMAZENAGEM DE GRÃOS*. Instituto Campeneiro De Ensino Agrícola .

- RAMANJANEYULU, K., RAO, T. A., & GOPALAKRISHNAN, S. (1993). *Collapse loads of reinforced concrete cylindrical water tanks using limit analysis approach*. Oxford: Computers & Structures.
- RAMOS, A. (2010). Estrutura de betão Armado II, Folhas da disciplina de EBA II da FCT.
- RAMOS, J. M. (2010). *Análise e Dimensionamento de Reservatórios Semi-Enterrados Circulares de Betão Armado Pré-Esforçado*. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto .
- REIS, M. A. (2016). *Dimensionamento De Silos Em Concreto Armado Para Armazenagem De Grãos*. Trabalho De Conclusão De Curso Para A Obtenção Do Grau De Bacharel Em Engenharia Civil, Universidade Federal Da Paraíba: Centro de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil, João Pessoa-PB.
- SANTOS, L. O., & SILVA, P. R. (2016). *Inspeção, ensaios e monitorização*. Folhas da unidade curricular inspeção, ensaios e monitorização, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Engenharia Civil, Lisboa.
- SCHEFFER, P. F. (2010). *Análise de Estabilidade da Parede de um Reservatório Cilíndrico de Concreto Armado Através da Abordagem Cinemática da Análise Limite* . Porto Alegre.
- SILVA. (1978). Curso de betão pré-esforçado. Lisboa.
- SOLDERA, M. C. (2011). *Reservatório Elevado Do Tipo INTZE: Verificação E Descrição Dos Procedimentos De Execução*. Universidade Federal Do Rio Grande Do Sul: Escola De Engenharia, Departamento De Engenharia Civil, Porto Alegre.
- TÉCNICA. (1978). Curso de betão pré-esforçado. *Revista de engenharia associação de estudantes do instituto superior técnico*.
- Union, T. E. (May de 2006). EN 1991-4 (2006): Eurocode 1:Actions on structures- Part 4: Silos and tanks.
- VSL. (2013). *VSL International Ltd*. Obtido em 3 de Fevereiro de 2017, de <http://www.vsl.com/the-company/company-profile.html>

ANEXO A - Quantificação das ações

a) Coeficientes de sobrepessão na descarga adotados por diversos autores

	PETROV (J)	SAFARIAN (J)	SAFARIAN (R)	RAVENET (J)	ACI 313-97
$K_{1/3} =$	1,50	1,35	1,00	1,50	1,50
$K_{2/3} =$	2,00	1,75	1,55	1,50	1,50

Quadro 4.3

ACI 313-77		
	JANSSEN	REIMBERT
$K_{H1} =$	1,50	1,25
$K_{1/4} =$	1,60	1,35
$K_{2/4} =$	1,75	1,60
$K_{3/4} =$	1,85	1,85
$K_{4/4} =$	1,85	1,85

Quadro 4.5

b) Diferença de temperatura

As seguintes expressões propostas em *Ravenet* conduzem-nos ao valor de ΔT actuante ao longo de todas paredes do silo:

$$T_1 = T_{int} - 26,67 \text{ } ^\circ\text{C} \quad T_0 = 10^\circ\text{C} \quad T_1 = 63,3^\circ\text{C}$$

$$\Delta T = (T_1 - T_0) \cdot K_t \quad \Delta T = (63,3^\circ\text{C} - 10^\circ\text{C}) \cdot 0,235$$

$$K_t = 0,235 \quad \Delta T = 12,5^\circ\text{C}$$

T_{int} – temperatura do minério no interior do silo;

T_1 – temperatura na face interior da parede de betão;

T_0 – temperatura na face exterior da parede de betão;

K_t – relação da resistência térmica ao longo da parede, combinada com o ar exterior

c) Vento

h (m)	W_k^A (kN/m ²)
0	0.90
5	0.90
10	0.90
15	1.04
20	1.12
25	1.19
30	1.25
35	1.30
40	1.35
50	1.44
60	1.52
70	1.59
80	1.65
100	-
120	-

Quadro 4.6 – pressões dinâmicas

Ângulo	δ_i
0°	+1.00
10°	+0.90
20°	+0.70
30°	+0.35
40°	0.00
50°	-0.50
60°	-1.05
70°	-1.25
80°	-1.30
90°	-1.20
100°	-0.85
120°	-0.40
140°	-0.25
160°	-0.25
180°	-0.25

Quadro 4.7 – coeficientes de pressão

Donde resultam os valores de pressão para superfícies de revolução de que são caso os silos

1 e 2:

Ângulo (°)	0.00	11.25	22.50	33.75	45.00	56.25	67.50	78.75	90.00
δi	+1.00	+0.90	+0.70	+0.35	-0.25	-0.75	-1.25	-1.30	-1.20
h (m)									
0	1.17	1.05	0.82	0.41	-0.29	-0.88	-1.46	-1.52	-1.40
10	1.17	1.05	0.82	0.41	-0.29	-0.88	-1.46	-1.52	-1.40
20	1.43	1.29	1.00	0.50	-0.36	-1.07	-1.79	-1.86	-1.72
30	1.63	1.46	1.14	0.57	-0.41	-1.22	-2.03	-2.11	-1.95
40	1.76	1.58	1.23	0.61	-0.44	-1.32	-2.19	-2.28	-2.11
50	1.87	1.68	1.31	0.66	-0.47	-1.40	-2.34	-2.43	-2.25
60	1.98	1.78	1.38	0.69	-0.49	-1.48	-2.47	-2.57	-2.37
70	2.07	1.86	1.45	0.72	-0.52	-1.55	-2.58	-2.69	-2.48
80	2.15	1.93	1.50	0.75	-0.54	-1.61	-2.68	-2.79	-2.57

Quadro 4.8 – pressões dinâmicas em superfícies de revolução até 90°

Ângulo (°)	90.00	101.25	112.50	123.75	135.00	146.25	157.50	168.75	180.00
δi	-1.20	-0.85	-0.60	-0.40	-0.33	-0.25	-0.25	-0.25	-0.25
h (m)									
0	-1.40	-0.99	-0.70	-0.47	-0.39	-0.29	-0.29	-0.29	-0.29
10	-1.40	-0.99	-0.70	-0.47	-0.39	-0.29	-0.29	-0.29	-0.29
20	-1.72	-1.22	-0.86	-0.57	-0.47	-0.36	-0.36	-0.36	-0.36
30	-1.95	-1.38	-0.98	-0.65	-0.54	-0.41	-0.41	-0.41	-0.41
40	-2.11	-1.49	-1.05	-0.70	-0.58	-0.44	-0.44	-0.44	-0.44
50	-2.25	-1.59	-1.12	-0.75	-0.62	-0.47	-0.47	-0.47	-0.47
60	-2.37	-1.68	-1.19	-0.79	-0.65	-0.49	-0.49	-0.49	-0.49
70	-2.48	-1.76	-1.24	-0.83	-0.68	-0.52	-0.52	-0.52	-0.52
80	-2.57	-1.82	-1.29	-0.86	-0.71	-0.54	-0.54	-0.54	-0.54

Quadro 4.9 – pressões dinâmicas em superfícies de revolução de 90° até 180°

ANEXO B - Resultados

1. Calculo das Sobrepressões de descarga da farinha de cru

z (m)	g kg/m ³	f _i °	f _w °	tan φ _w = μ'	JANSSEN	REIMBERT	PETROV(J)	SAFARIAN(J)	SAFARIAN(R)	ACI 313-77(J)	ACI 313-77(R)	Ravenet	ACI 313-97
					Ph (kN/m ²)	Ph (kN/m ²)	Ph (kN/m ²)	Ph (kN/m ²)	Ph (kN/m ²)	Ph (kN/m ²)	Ph (kN/m ²)	Ph (kN/m ²)	Ph (kN/m ²)
0	851.5	28.0	22.4	0.412	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	851.5	28.0	22.4	0.412	6.0	11.8	8.9	8.0	11.8	8.9	14.7	8.9	12.9
4	851.5	28.0	22.4	0.412	11.5	21.5	17.3	15.6	21.5	17.3	26.9	17.3	24.7
6	851.5	28.0	22.4	0.412	16.8	29.6	25.2	22.6	29.6	25.2	37.0	25.2	35.4
8	1097.8	28.0	22.4	0.412	28.0	47.0	41.9	37.7	47.0	41.9	58.8	41.9	58.2
10	1344.1	28.0	22.4	0.412	41.5	66.8	62.2	52.0	64.0	66.4	90.2	62.2	85.2
12	1345.5	28.1	22.5	0.414	48.2	74.5	72.3	66.3	80.9	77.1	100.6	72.3	98.1
14	1346.9	28.2	22.6	0.415	54.4	81.1	81.6	80.6	97.9	87.0	109.5	81.6	109.8
16	1348.3	28.3	22.6	0.417	60.2	86.8	90.3	94.9	114.8	96.3	117.1	90.3	120.4
18	1349.7	28.4	22.7	0.419	65.6	91.7	98.3	109.2	131.8	104.9	123.8	98.3	130.2
20	1351.1	28.5	22.8	0.420	70.6	96.0	141.1	123.5	148.8	112.9	129.6	105.9	139.1
22	1352.5	28.6	22.9	0.422	75.2	99.7	150.5	131.6	154.6	131.6	159.5	112.8	147.2
24	1354.0	28.7	23.0	0.423	79.6	103.0	159.1	139.2	159.6	139.2	164.8	119.3	154.6
26	1355.4	28.8	23.0	0.425	83.6	105.9	167.2	146.3	164.1	146.3	169.4	125.4	161.4
28	1356.8	28.9	23.1	0.427	87.3	108.4	174.6	152.8	168.1	152.8	173.5	131.0	167.6
30	1358.2	29.0	23.2	0.428	90.8	110.7	181.6	158.9	171.5	158.9	177.1	136.2	173.3
32	1359.6	29.1	23.3	0.430	94.0	112.7	188.0	164.5	174.6	164.5	180.3	141.0	178.4
34	1361.0	29.2	23.3	0.432	97.0	114.4	194.0	169.8	177.4	179.5	211.7	145.5	183.2
36	1362.4	29.3	23.4	0.433	99.8	116.0	199.5	174.6	179.8	184.6	214.6	149.7	187.5
38	1363.8	29.4	23.5	0.435	102.3	117.4	204.7	179.1	182.0	189.3	217.2	153.5	191.5
40	1365.2	29.5	23.6	0.437	104.7	118.7	209.4	183.2	183.9	193.7	219.5	157.1	195.1
42	1366.6	29.6	23.7	0.438	106.9	119.8	213.8	187.1	185.6	197.8	221.6	160.4	198.5
44	1368.0	29.7	23.7	0.440	108.9	120.7	217.9	190.7	187.2	201.5	223.4	163.4	201.5
46	1369.4	29.8	23.8	0.441	110.8	121.6	221.6	193.9	188.5	205.0	225.0	166.2	204.3
48	1370.8	29.9	23.9	0.443	112.6	122.4	225.1	197.0	189.7	208.2	226.5	168.8	206.9
50	1372.2	30.8	24.6	0.459	110.7	119.4	221.4	193.7	185.0	204.8	220.8	166.0	209.3
52	1373.7	31.8	25.4	0.475	108.6	116.2	217.1	190.0	180.1	200.8	214.9	162.8	211.4
54	1375.1	32.8	26.2	0.492	106.4	113.1	212.9	186.3	175.3	196.9	209.2	159.6	213.4
56	1376.5	35.0	28.0	0.532	100.0	105.5	200.0	175.0	163.6	185.0	195.2	150.0	215.3

quadro 3.1 – pressões horizontais sobre a parede do silo segundo as teorias mais relevantes

2. Análise estatística-recobrimento das armaduras

Rec. (mm)	Freq. Observada	Freq. Observada (%)	Freq. Acum. (%)
0 a 4	0	0,00	0,00
5 a 9	3	0,29	0,29
10 a 14	3	0,29	0,58
15 a 19	12	1,16	1,74
20 a 24	45	4,34	6,08
25 a 29	66	6,36	12,44
30 a 34	107	10,32	22,76
35 a 39	142	13,69	36,45
40 a 44	185	17,84	54,29
45 a 49	132	12,73	67,02
50 a 54	80	7,71	74,73
55 a 59	56	5,40	80,14
60 a 64	59	5,69	85,82
65 a 69	36	3,47	89,30
70 a 74	40	3,86	93,15
75 a 79	23	2,22	95,37
80 a 84	11	1,06	96,43
85 a 89	11	1,06	97,49
90 a 94	10	0,96	98,46
95 a 99	4	0,39	98,84
100 a 104	4	0,39	99,23
105 a 109	1	0,10	99,32
110 a 114	4	0,39	99,71
115 a 119	2	0,19	99,90
120 a 124	0	0,00	99,90
125 a 129	0	0,00	99,90
130 a 134	0	0,00	99,90
135 a 139	1	0,10	100,00
140 a 144	0	0,00	100,00
Total	1037		

quadro 4.6 – frequências

ANEXO C - Verificação estrutural

1. Esforços atuantes em serviço segundo diversos autores

z	PETROV (J)	SAFARIAN (J)	SAFARIAN (R)	ACI 313-77 (J)	ACI 313-77 (R)	RAVENET (J)	ACI 313-97 (J)
m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m
10	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
12	83.7	74.4	108.9	82.6	136.1	82.6	121.2
14	162.3	144.1	198.8	160.1	248.5	160.1	231.5
16	235.9	209.5	273.9	232.7	342.4	232.7	331.9
18	393.1	349.1	434.9	387.9	543.7	387.9	545.6
20	583.5	481.3	591.8	614.1	834.0	575.8	799.1
22	677.4	613.5	748.6	712.9	930.2	668.4	919.3
24	764.8	745.7	905.5	804.9	1012.6	754.6	1029.0
26	846.2	877.9	1062.4	890.6	1083.6	834.9	1129.1
28	921.9	1010.1	1219.2	970.3	1145.0	909.6	1220.5
30	1323.2	1142.3	1376.1	1044.4	1198.5	979.1	1303.9
32	1410.5	1217.7	1429.7	1217.7	1475.8	1043.8	1380.1
34	1491.7	1287.8	1476.7	1287.8	1524.3	1103.9	1449.6
36	1567.2	1353.0	1518.1	1353.0	1567.0	1159.7	1513.2
38	1637.3	1413.5	1554.5	1413.5	1604.7	1211.6	1571.3
40	1702.3	1469.7	1586.8	1469.7	1638.0	1259.7	1624.3
42	1762.7	1521.8	1615.3	1521.8	1667.5	1304.4	1672.9
44	1818.8	1570.2	1640.7	1659.9	1958.3	1345.9	1717.3
46	1870.7	1615.0	1663.2	1707.3	1985.2	1384.3	1758.0
48	1918.8	1656.6	1683.3	1751.2	2009.1	1419.9	1795.2
50	1963.4	1695.0	1701.2	1791.9	2030.4	1452.9	1829.3
52	2004.6	1730.6	1717.1	1829.5	2049.4	1483.4	1860.5
54	2042.7	1763.5	1731.2	1864.3	2066.3	1511.6	1889.2
56	2077.9	1793.9	1743.9	1896.4	2081.4	1537.6	1915.5
58	2110.4	1822.0	1755.1	1926.1	2094.8	1561.7	1939.6
60	2075.2	1791.6	1711.4	1894.0	2042.7	1535.7	1961.8
62	2035.4	1757.2	1665.6	1857.6	1988.0	1506.2	1982.2
64	1995.6	1722.8	1621.3	1821.3	1935.1	1476.7	2001.0
66	1874.6	1618.4	1512.9	1710.9	1805.7	1387.2	2018.3

quadro 5.1 – esforços normais sobre a parede do silo, por metro, segundo as teorias mais relevantes

2. Propriedades da secção fendilhada

E_s	200 GPa
f_{syd}	348 MPa
E_c	22 GPa
f_{cd}	12 MPa
h	0.50 m
d	0.45 m
d'	0.05 m
b	1.00 m