

**Universidade Federal do Rio de Janeiro**

**Escola Politécnica**

**Programa de Projeto de Estruturas**

**TANQUES DE ARMAZENAMENTO EM CONCRETO PROTENDIDO  
PARA PETRÓLEO, DERIVADOS E BIOCOMBUSTÍVEIS**

Luiz Felipe Fontes Lopes Alves

2013



**Universidade Federal do Rio de Janeiro**

**Escola Politécnica**

**Programa de Projeto de Estruturas**

**Luiz Felipe Fontes Lopes Alves**

**TANQUES DE ARMAZENAMENTO EM CONCRETO PROTENDIDO  
PARA PETRÓLEO, DERIVADOS E BIOCOMBUSTÍVEIS**



UFRJ

**Luiz Felipe Fontes Lopes Alves**

**TANQUES DE ARMAZENAMENTO EM CONCRETO PROTENDIDO  
PARA PETRÓLEO, DERIVADOS E BIOCOMBUSTÍVEIS**

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Projeto de Estruturas.

Orientador: Ricardo Valeriano Alves, D. Sc.

Rio de Janeiro

2013

Alves, Luiz Felipe Fontes Lopes.

Tanques de Armazenamento em Concreto Protendido para Petróleo, Derivados e Biocombustíveis / Luiz Felipe Fontes Lopes Alves. – 2013  
236 f.: il.

Dissertação (Mestrado em Projeto de Estruturas) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Programa de Projeto de Estruturas, Rio de Janeiro, 2013.

Orientador: Ricardo Valeriano Alves

1. Tanque de Armazenamento. 2. Estrutura de Concreto Protendido.  
3. Petróleo, derivados e biocombustíveis. I. Alves, Ricardo Valeriano.  
II. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Escola Politécnica. III. Título.



UFRJ

## TANQUES DE ARMAZENAMENTO EM CONCRETO PROTENDIDO PARA PETRÓLEO, DERIVADOS E BIOCOMBUSTÍVEIS

Luiz Felipe Fontes Lopes Alves

Orientador: Ricardo Valeriano Alves

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Projeto de Estruturas.

Aprovada pela Banca:

Presidente, Prof. Ricardo Valeriano Alves, D.Sc., UFRJ

Prof. Eduardo de Miranda Batista, D.Sc., UFRJ

Prof.<sup>a</sup> Mayra Soares Pereira Lima Perligeiro, D.Sc., UFF

Rio de Janeiro

2013

*À minha mãe que – com sua sabedoria, amor e entrega – me forneceu as  
ferramentas necessárias para saber pescar.*

## **AGRADECIMENTOS**

A Deus.

Aos amigos e familiares que, por seu incentivo e apoio, generosamente me auxiliaram na condução deste trabalho, em todas as etapas do seu desenvolvimento.

Aos professores que, na sua passagem pela minha vida acadêmica, acabaram por me contagiar com seus ensinamentos – e que, direta ou indiretamente, contribuíram para o desenvolvimento deste trabalho. Dentre estes, cabe citar os professores Magno José Hecksher, Eliane Maria Lopes de Carvalho, Fernando Artur Brasil Danziger, Stenio Monteiro de Barros, Sergio Hampshire de Carvalho Santos e Ricardo Valeriano Alves.

À Transpetro - Petrobras Transporte, por seu apoio durante a condução do presente trabalho, por meio dos engenheiros Isaias Quaresma Masetti, Jorge Alam Warrak e Jeferson Faria Vianna.

A todos aqueles que, direta ou indiretamente, contribuíram para a elaboração desse trabalho – pois, sem cada um de vocês, isso certamente não seria possível.

*Aquele que se distingue por resolver dificuldades  
o faz antes que elas surjam.*

Sun Tzu

## RESUMO

ALVES, Luiz Felipe Fontes Lopes. **Tanques de Armazenamento em Concreto Protendido para Petróleo, Derivados e Biocombustíveis**. Rio de Janeiro, 2013. Dissertação (Mestrado) – Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013.

Tanques de armazenamento são equipamentos industriais encontrados em diversos tipos de instalações ao redor do mundo. Na indústria de óleo e gás, são empregados na estocagem de produtos como petróleo, derivados e biocombustíveis – sendo encontrados em refinarias, terminais e bases de distribuição. Em sua quase totalidade, consistem em equipamentos de caldeiraria pesada, tipicamente constituídos pela união soldada de chapas e perfis de aço carbono. Neste contexto, o objetivo do presente trabalho é subsidiar a adoção de estruturas de concreto protendido para a construção de tanques de armazenamento. Com enfoque em diretrizes de projeto, seu escopo compreende elementos de todas as etapas da vida da estrutura: concepção, dimensionamento, construção, operação, inspeção e manutenção. Propõe-se a fazê-lo, conciliando informações técnicas e normativas (brasileiras ou internacionais) que versem sobre as diversas disciplinas englobadas pelo tema – reservatórios de concreto, vasos de armazenamento industriais e durabilidade de estruturas em concreto. Busca-se, assim, compor soluções condizentes com a atual realidade brasileira, no que tange normas, tecnologias e materiais disponíveis. Deste modo, o trabalho fornece uma série de alternativas de projeto para parques de armazenamento – concepções essas que prenunciam benefícios como menor custo (construtivo e operacional), maior vida útil, maior segurança operacional e menor impacto ambiental durante a estocagem. Ao término, são apresentadas diretrizes para trabalhos futuros que permitirão agregar conhecimentos à inovação apresentada.

Palavras-chave: 1. Tanque de Armazenamento. 2. Estrutura de Concreto Protendido. 3. Petróleo, derivados e biocombustíveis.

## ABSTRACT

ALVES, Luiz Felipe Fontes Lopes. **Tanques de Armazenamento em Concreto Protendido para Petróleo, Derivados e Biocombustíveis**. Rio de Janeiro, 2013. Dissertação (Mestrado) – Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013.

Storage tanks are industrial equipment found in many types of facilities around the world. In the oil and gas industry, they are used to storage products such as oils, byproducts and biofuels – and can be found in refineries, terminals and distribution bases. Almost all of them are heavy boiler equipment, typically composed by the welded union of steel plates and profiles. In this context, the purpose of the present work is to subsidize the adoption of prestressed concrete structures for the construction of storage tanks. Focusing on design aspects, the scope of this work includes elements of all stages of the structure's life: conception, dimensioning, construction, operation, inspection and maintenance. The intention is to do this conciliating technical and standard information (from Brazil or abroad) regarding the various disciplines encompassed by theme – concrete tanks, industrial storage vessels and durability of concrete structures. The purpose, therefore, is to create solutions consistent with the current reality, regarding standards, technologies and materials available. In this way, the work provides design alternatives to storage farms – concepts that predict benefits such as lower cost (of construction and operation), longer service life, greater operational safety and less environmental impact during storage. At the final part, guidelines for future works are presented that will add expertise to the innovation presented.

Keywords: 1. Storage Tank. 2. Prestressed Concrete Structure. 3. Crude Petroleum, Oil Byproducts and Biofuels.

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO.....</b>	<b>1</b>
1.1	OBJETIVOS.....	1
1.2	ESTRUTURA DO TRABALHO .....	3
<b>2</b>	<b>CONTEXTUALIZAÇÃO E ASPECTOS GERAIS.....</b>	<b>4</b>
2.1	PARQUES DE ARMAZENAMENTO .....	4
2.2	TANQUES DE CONCRETO: APRESENTAÇÃO E HISTÓRICO .....	13
2.3	ANÁLISE DE VIABILIDADE.....	21
2.4	NORMAS E DOCUMENTOS TÉCNICOS .....	23
<b>3</b>	<b>PROJETO .....</b>	<b>26</b>
3.1	CRITÉRIOS BÁSICOS DE PROJETO .....	26
3.1.1	<i>Premissas Básicas.....</i>	<i>26</i>
3.1.2	<i>Premissas Construtivas.....</i>	<i>27</i>
3.1.3	<i>Premissas Operacionais.....</i>	<i>28</i>
3.1.4	<i>Premissas de Utilização, Inspeção e Manutenção .....</i>	<i>33</i>
3.1.5	<i>Ações e Carregamentos.....</i>	<i>34</i>
3.1.6	<i>Documentações Técnicas .....</i>	<i>42</i>
3.2	FUNDAÇÕES E FUNDO.....	43
3.2.1	<i>Aspectos Gerais.....</i>	<i>43</i>
3.2.2	<i>Estudo e Concepção do Subsolo.....</i>	<i>47</i>
3.2.3	<i>Concepção das Fundações e Fundo .....</i>	<i>55</i>
3.2.4	<i>Projeto Geotécnico.....</i>	<i>59</i>
3.2.5	<i>Análise Estrutural.....</i>	<i>64</i>
3.2.6	<i>Dimensionamento e Detalhamento Estrutural.....</i>	<i>68</i>
3.3	COSTADO.....	72
3.3.1	<i>Aspectos Gerais.....</i>	<i>72</i>
3.3.2	<i>Concepção Estrutural.....</i>	<i>72</i>
3.3.3	<i>Análise Estrutural.....</i>	<i>83</i>
3.3.4	<i>Dimensionamento e Detalhamento Estrutural.....</i>	<i>89</i>
3.3.5	<i>Recomendações Especiais .....</i>	<i>109</i>
3.4	TETO .....	115
3.4.1	<i>Aspectos Gerais.....</i>	<i>115</i>
3.4.2	<i>Concepção Estrutural.....</i>	<i>116</i>
3.4.3	<i>Análise Estrutural.....</i>	<i>121</i>
3.4.4	<i>Dimensionamento e Detalhamento Estrutural.....</i>	<i>122</i>

3.5	ABERTURAS E ACESSÓRIOS .....	124
3.5.1	<i>Aspectos Gerais</i> .....	124
3.5.2	<i>Diretrizes para Projeto</i> .....	128
3.5.3	<i>Diretrizes para Análise Estrutural</i> .....	132
<b>4</b>	<b>CONSTRUÇÃO E MONTAGEM .....</b>	<b>133</b>
4.1	ASPECTOS GERAIS.....	133
4.1.1	<i>Administração de Recursos e Processos</i> .....	133
4.1.2	<i>Aspectos Construtivos</i> .....	133
4.2	ASPECTOS ESPECÍFICOS .....	134
4.2.1	<i>Base, Fundo e Fundações</i> .....	134
4.2.2	<i>Costado</i> .....	135
4.2.3	<i>Teto</i> .....	136
4.2.4	<i>Ligações, Juntas e Vinculações Estruturais</i> .....	137
<b>5</b>	<b>CORROSÃO E MEIOS DE CONTROLE.....</b>	<b>139</b>
5.1	CORROSÃO E DETERIORAÇÃO EM CONCRETO COM ARMADURAS.....	139
5.1.1	<i>Integridade do Concreto</i> .....	140
5.1.2	<i>Processos Corrosivos</i> .....	145
5.1.3	<i>Medidas para Promover a Durabilidade em Tanques de Concreto</i> .....	148
5.2	PROVIDÊNCIAS NA FORMULAÇÃO E NO PREPARO DOS MATERIAIS.....	149
5.2.1	<i>Formulação do Concreto</i> .....	149
5.2.2	<i>Preparo do Concreto Fresco</i> .....	152
5.3	DIRETRIZES PARA SELEÇÃO DE SISTEMAS PROTETORES .....	154
<b>6</b>	<b>INSPEÇÃO E MANUTENÇÃO.....</b>	<b>159</b>
6.1	INSPEÇÃO DE CONSTRUÇÃO.....	160
6.1.1	<i>Aspectos Gerais</i> .....	160
6.1.2	<i>Inspeção de Fabricação, Recebimento e Aceitação</i> .....	161
6.1.3	<i>Inspeção de Construção e Montagem</i> .....	161
6.2	INSPEÇÃO DE OPERAÇÃO.....	165
6.2.1	<i>Aspectos Gerais</i> .....	165
6.2.2	<i>Testes e Ensaios em Serviço</i> .....	166
6.2.3	<i>Estimativa de Vida Útil</i> .....	168
6.3	PATOLOGIA DE TANQUES DE CONCRETO.....	168
6.3.1	<i>Aspectos Gerais</i> .....	168
6.3.2	<i>Diagnóstico: Estudo dos danos</i> .....	169
6.3.3	<i>Prognóstico: Consequências dos danos</i> .....	172
6.3.4	<i>Diretrizes para diagnósticos, prognósticos e recomendações corretivas</i> .....	172
6.4	TERAPIA DE TANQUES DE CONCRETO .....	173
6.4.1	<i>Aspectos Gerais</i> .....	173
6.4.2	<i>Estratégia de Manutenção</i> .....	174

<b>7</b>	<b>CONCLUSÃO .....</b>	<b>177</b>
7.1	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	177
7.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS .....	177
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>182</b>
	<b>APÊNDICE A – MATERIAIS DE CONSTRUÇÃO.....</b>	<b>193</b>
A.1	CONCRETO .....	193
A.2	ARMADURAS .....	210
A.3	ELEMENTOS DE LIGAÇÃO, VEDAÇÃO E PROTEÇÃO.....	215
	<b>ANEXO A – COMPARATIVO ENTRE TIPOS DE VASOS DE ARMAZENAMENTO .....</b>	<b>221</b>
	<b>ANEXO B – AÇÕES AMBIENTAIS .....</b>	<b>223</b>

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 Objetivos

Na indústria do petróleo, são inúmeras as situações logísticas onde a armazenagem de petróleo, derivados e biocombustíveis faz-se necessária – seja para cumprimento de planejamentos e programações de refinarias, seja para sua estocagem em terminais e bases de distribuição até o transporte para outras instalações (por dutos, navios ou caminhões). Desta forma, a capacidade de armazenamento das unidades operacionais passa a ser uma característica fundamental do funcionamento de todo o sistema logístico – função esta tipicamente desempenhada por equipamentos industriais denominados *Tanques de Armazenamento*.

A importância de tais equipamentos, contudo, vai além do aspecto logístico da armazenagem de matérias-primas, produtos intermediários e produtos finais. Os altos custos envolvidos na sua construção e manutenção são igualmente determinantes no projeto e na operação de parques de armazenamento – não à toa tanques são considerados alguns dos principais ativos presentes na indústria do petróleo. Por essas características, sua construção demanda que amplo planejamento seja desenvolvido, abrangendo todas as etapas da vida útil do equipamento – desde seu projeto conceitual, até suas paradas operacionais.

Tanques de armazenamento consistem em equipamentos estáticos e, conforme apresenta Barros (2012), são tipicamente de caldeiraria pesada, sendo constituídos pela união soldada de chapas e perfis metálicos. Só na indústria brasileira de petróleo e derivados, estima-se que existam alguns milhares de tanques em operação – com alguns equipamentos apresentando menos de cinco metros de diâmetro, ao passo que outros chegam a quase uma centena de metros. O custo do aço no mercado internacional – associado à frequência e porte das intervenções demandadas ao longo do tempo por tanques deste material – vem apontando no sentido de que novas alternativas para parques de armazenamento sejam buscadas, minimizando-se gastos e garantindo-se a confiabilidade operacional.

Nesse contexto, o objetivo deste trabalho é levantar e compilar informações para uma solução de *tanque de armazenamento em concreto protendido*, com o propósito de estocagem de petróleo, derivados e biocombustíveis. Com enfoque em diretrizes de projeto, o trabalho se propõe a abranger todas as etapas da vida da estrutura: concepção, dimensionamento, construção, operação, inspeção e manutenção.

Uma pesquisa bibliográfica, feita em materiais técnicos nacionais e internacionais, permite constatar a quase inexistência de literatura dedicada ao assunto – principalmente quando se deseja obter uma ótica brasileira e atualizada. De forma geral, observa-se que as informações técnicas pertinentes ao tema abrangem conceitos dispersos por três áreas de conhecimento – disciplinas estas que, por vezes, não são comunicantes entre si. Dentre tais conceitos, destacam-se os seguintes:

- **Tanques de Armazenamento:** Concepção, operação e inspeção de tanques de armazenamento para a indústria do petróleo (consistindo, tipicamente, em equipamentos compostos por chapas e perfis de aço);
- **Reservatórios de Concreto:** Concepção, projeto, construção, inspeção e manutenção de reservatórios de concreto protendido para armazenagem de líquidos em geral (tipicamente água e efluentes);
- **Durabilidade Estrutural:** Comportamento e requisitos adicionais de estruturas de concreto sujeitas à ação de produtos perigosos – englobando, por sua vez, disciplinas tais como tecnologia do concreto, sistemas protetores, patologia e terapia das construções.

O presente trabalho propõe-se a atingir seu objetivo conciliando informações de tais linhas à realidade brasileira atual (no que tange normas, técnicas e materiais disponíveis), discorrendo sobre aspectos de projeto, construção, utilização, inspeção e reparo das estruturas em estudo. Desta forma, objetiva-se consolidar – e propor – novas alternativas para o setor de óleo e gás, abordando aspectos que poderiam suscitar inseguranças quanto à sua adoção em parques de armazenamento nacionais.

## 1.2 Estrutura do Trabalho

Este trabalho divide-se em sete capítulos. O presente capítulo, introdutório, apresenta os objetivos e motivações do trabalho, bem como sua estrutura. O capítulo 2 apresenta uma contextualização global, envolvendo tanto aspectos relevantes sobre tanques de armazenamento convencionais (em aço), como também de reservatórios em concreto e das características demandadas quando do seu uso para contenção de produtos perigosos.

Aspectos diretamente ligados ao *projeto* dos tanques foram concentrados no capítulo 3. Nele são abordadas premissas, pré-dimensionamento, análise estrutural, dimensionamento e detalhamento das diversas partes constituintes dos equipamentos – fundações, fundo, costado e teto. Atenção também é dada, neste capítulo, aos elementos de ligação e às aberturas da estrutura.

No capítulo 4 são abordados os temas relativos à *construção e montagem* dos tanques. Nele apontam-se cuidados e procedimentos recomendados para a prevenção de futuras anomalias no funcionamento da estrutura. Até este capítulo, o enfoque do trabalho é dado, majoritariamente, à garantia de segurança da estrutura sob as óticas de *estabilidade* e de *adequação ao uso*.

A partir do capítulo seguinte, o trabalho passa a abordar de maneira mais direta a garantia de *durabilidade* da estrutura. Este terceiro aspecto – fundamental para a adoção da alternativa em concreto – é introduzido no capítulo 5, onde são apresentados aspectos da deterioração do concreto com armaduras, bem como *meios para seu combate e/ou controle*.

O capítulo 6 aborda a *inspeção e manutenção* de tanques de concreto, apresentando um panorama sobre o estudo de patologias em estruturas deste tipo, bem como diretrizes para levantamento e estimativa da sua vida útil. De forma complementar discorre, também, sobre aspectos pertinentes à sua terapia e reparo.

O capítulo 7 apresenta as considerações finais, e aponta diretrizes para trabalhos futuros. Ao término, são apresentadas as referências bibliográficas que embasaram o presente trabalho, além de apêndices e anexos mencionados ao longo do mesmo.

## 2 CONTEXTUALIZAÇÃO E ASPECTOS GERAIS

### 2.1 Parques de Armazenamento

#### i) Apresentação

Tanques de Armazenamento compõem – em conjunto com Vasos de Pressão e Tanques de Baixa Pressão – uma classe de equipamentos industriais estáticos denominada *Vasos de Armazenamento*. Tal classe destina-se ao armazenamento dos mais diversos insumos e produtos petroquímicos (sob variadas condições de pressão), e podem assumir diferentes conceitos geométricos – esféricos, esferoidais, cilíndricos (horizontais, verticais ou inclinados), cônicos ou ainda combinações destes.

Neste contexto, Tanques de Armazenamento possuem como aspecto característico sua condição interna de armazenagem, que se apresenta em circunstâncias aproximadamente atmosféricas – com pressões manométricas, na superfície do líquido armazenado, dentro da faixa de 17,2 kPa a -6,9 kPa (vácuo). A grande maioria dos exemplares encontrados em refinarias, terminais, bases de distribuição e parques industriais é composta por tanques cilíndricos, verticais, não enterrados e constituídos por chapas de aço carbono (Fig. 2.1).



**Fig. 2.1:** Tanques de armazenamento em aço carbono.

## ii) Definição das dimensões da tancagem

Conforme aponta Barros (2012), o projeto de um Parque de Armazenamento – área destinada à armazenagem e transferência de produtos, englobando tanques de armazenamento, tubovias, armazéns e sistemas de bombeamento (Fig. 2.2 e Fig. 2.3) – envolve diversos fatores. Em um primeiro momento, sua localização é regida por aspectos estratégicos da região, tais como: *natureza do solo* (um dos mais importantes aspectos, tendo em vista a forte influência dos custos de fundações na construção dos tanques), *previsão para ampliação da tancagem*, *facilidade de operação* (existência de terreno elevado para auxílio ao bombeamento) e *respeito à segurança operacional* (afastamento de zonas densamente povoadas e facilidade de acesso).



Fig. 2.2: Parque de armazenamento em construção.

Além disso, a definição da capacidade de armazenamento da unidade operacional deve obedecer a diretrizes legais – tais como as dispostas na resolução nº 3 da Agência Nacional do Petróleo - ANP (1981) –, devendo levar em consideração aspectos como: tipo da *unidade operacional* (refinaria, terminal, base de distribuição, etc); tipo de *produto(s) armazenado(s)*; *produção e/ou demanda* da unidade operacional; *consumo* da região; modal utilizado para *suprimento/escoamento* da unidade operacional (dutoviário, rodoviário, aquaviário, etc).



**Fig. 2.3:** Parque de armazenamento em operação.

Uma vez determinada a capacidade de armazenamento da unidade, parte-se para a definição dos volumes individuais dos tanques – e, conseqüentemente, do número de tanques a serem construídos na unidade, para cada tipo de produto. Nessa etapa do estudo, diversos aspectos devem ser considerados (Tab. 2-1), de tal forma que a realidade específica da futura instalação seja respeitada.

**Tab. 2-1:** Aspectos determinantes na seleção da capacidade de armazenamento de um tanque.

Aspectos	Influência na Definição do Volume do Tanque
Custo do barril armazenado	Menor quanto maior for a capacidade de armazenamento do tanque.
Perdas por evaporação	Menores quanto maior for o volume armazenável do tanque (um tanque de grandes dimensões apresenta menor superfície de exposição térmica do que vários tanques menores que, estando sujeitos a ambiente idêntico, totalizem mesmo volume global).
Segurança da continuidade operacional	Maior quanto maior for o número de tanques (para um dado tipo de produto).
Custos de manutenção e inspeção	Menores quanto menor for o número de tanques.
Requisitos logísticos	Imposição do número de tanques por características próprias da unidade operacional (segregação de tanques em função do tipo e/ou da qualidade dos produtos, logística de navios, ciclos de enchimento/esvaziamento, etc).

*Fonte:* Barros (2012).

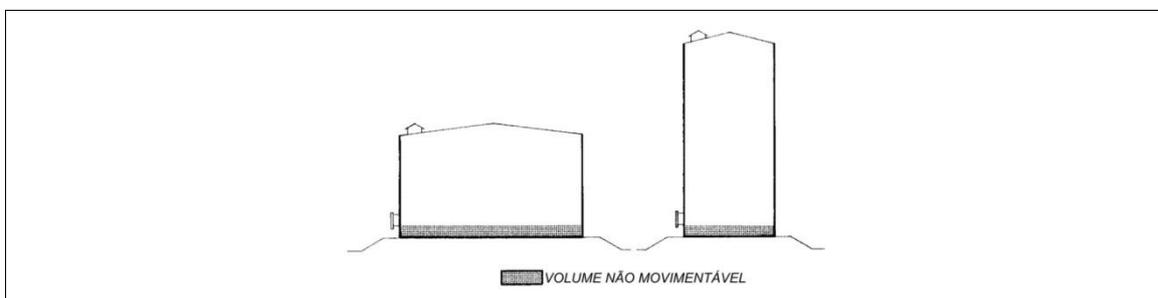
Finalmente, após definido o número de tanques – e suas respectivas capacidades nominais –, pode-se partir para a determinação de suas

dimensões características: *diâmetro* e *altura*. Tal dimensionamento é de suma importância, e deve buscar a otimização dos custos envolvidos em todas as etapas da vida útil do equipamento. Contudo, esta análise não é trivial, pois leva em conta diversos aspectos de projeto, construção, operação e manutenção do tanque – bem como a interdependência entre eles. Para efeito de exemplificação, a Tab. 2-2 apresenta os fatores contemplados ao se definir a geometria de tanques convencionais em chapas metálicas (BARROS, 2012).

**Tab. 2-2:** Aspectos determinantes no dimensionamento de um tanque de aço.

Aspectos	Influência na Definição da Geometria do Tanque
Largura comercial de chapas	O corte de chapas, paralelamente ao comprimento, não é prática recomendável. Sendo assim, a altura do tanque fica restrita aos múltiplos da largura comercial das chapas utilizadas nos anéis do seu costado.
Minimização de cortes em chapas	Tal procedimento visa minimizar as operações de soldagem e controle de qualidade, tendo-se sempre em vista a racionalização do consumo de aço.
Carga de vento	Tanques com grande altura e pequeno diâmetro demandam maiores cuidados estruturais em decorrência dos efeitos de vento. Em geral, tais cuidados devem ser tomados principalmente em tanques com relação diâmetro/altura (D/H) inferiores a 1/3.
Carga nas fundações	Quanto maior o diâmetro de um tanque (para um dado volume fixo), menor será o carregamento sobre suas fundações – e, por conseguinte, menores os custos com as mesmas.
Ocupação do parque de armazenamento	Maiores diâmetros demandam maiores espaçamentos entre tanques, exigindo maior área destinada à tancagem.
Lastro operacional (volume morto)	Quanto maior o diâmetro de um tanque (para um dado volume total), maiores são os volumes não movimentáveis destes, decorrentes de limitações físicas do equipamento (Fig. 2.4).

Fonte: Barros (2012).



**Fig. 2.4:** Correspondência entre o volume morto de um tanque e seu diâmetro (BARROS, 2012).

### iii) Aspectos gerais de tanques de armazenamento

Tanques metálicos são estruturas constituídas por um *fundo* (responsável pela transmissão das cargas oriundas dos produtos armazenados para as fundações), por um *costado* (parede cilíndrica responsável pelas contenções laterais) e por um *teto* (cobertura, com a função de impedir a exposição direta das substâncias armazenadas ao meio externo; pode apresentar, como será visto, diversas concepções de funcionamento). Por todas estas regiões, *acessórios e tubulações* são instalados, de forma a assegurar o adequado funcionamento do equipamento durante sua fase operacional. A Fig. 2.5 ilustra, de modo esquemático, os principais elementos constituintes de tanques convencionais.

No Brasil, a base para regulamentação de projeto, construção e montagem de tanques convencionais (em aço) tem sido dada pela norma americana API STD 650 - *Welded Tanks for Oil Storage* (2011), do *American Petroleum Institute* (API) – base essa dada tanto pela sua adoção direta em projeto, como pela fundamentação a outras normas (nacionais e/ou corporativas) que o façam<sup>1</sup>.

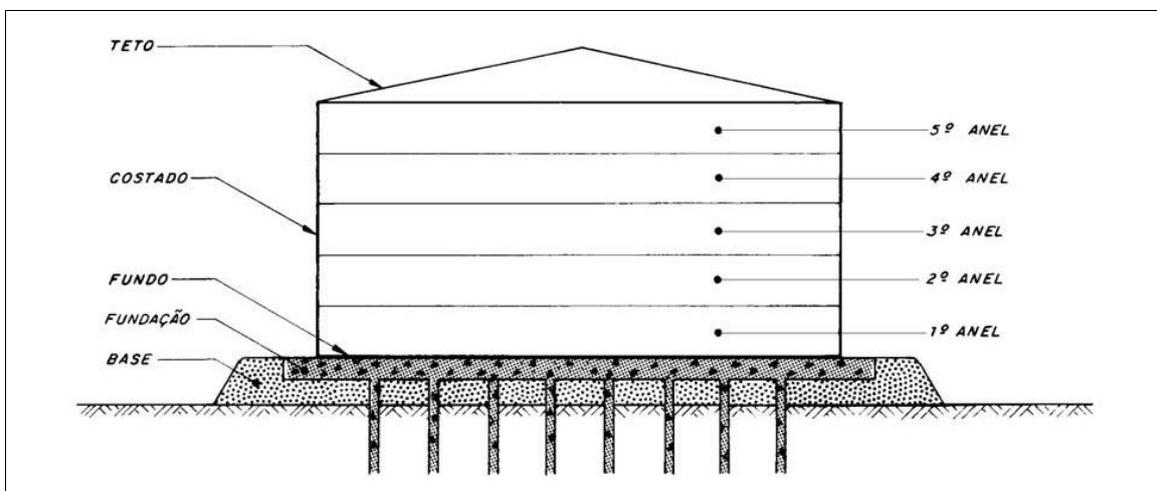


Fig. 2.5: Componentes típicos de um tanque de armazenamento convencional (BARROS, 2012).

Por meio dos critérios e exigências desta norma, é típico que tanques em aço carbono sejam projetados para operarem com uma vida útil de cerca de 20 anos – prazo a partir do qual se fazem necessárias intervenções

<sup>1</sup> No API 650 (2011) são estabelecidos requisitos mínimos para materiais, dimensionamentos, fabricação, montagem e teste de tanques de armazenamento metálicos, de construção soldada, cilíndricos, verticais, não enterrados, de topo fechado ou aberto, aplicados em serviços não refrigerados e com pressões internas aproximadamente atmosféricas.

corretivas para que seu uso possa ser postergado, tendo-se em vista os mecanismos de corrosão atuantes sobre as mais diversas partes e componentes do equipamento.

No que tange a capacidade útil, existe uma extensa faixa de volumes de armazenamento plausíveis à realidade de tanques de armazenamento, indo-se desde alguns metros cúbicos, até equipamentos com capacidade de estocar quase 200.000 m<sup>3</sup> (cerca de 1.250.000 barris de petróleo). Nesse contexto, a Tab. 2-3 fornece uma classificação empírica para tanques, tendo como critério sua capacidade de armazenamento.

**Tab. 2-3:** Classificação de tanques de armazenamento segundo sua capacidade útil.

Classificação	Capacidade
Pequenos Tanques	De 16 a 8.000 m <sup>3</sup> (~ 100 a 50.000 bbl)
Médios Tanques	De 8.000 a 87.500 m <sup>3</sup> (~ 50.000 a 550.000 bbl)
Grandes Tanques	Acima de 87.500 m <sup>3</sup> (~ 550.000 bbl)

Outra forma de classificação dos tanques de armazenamento metálicos é segundo o tipo de teto que possuem, o que será detalhado na alínea a seguir.

#### iv) Tipos de tetos e critérios de seleção

A definição do tipo de teto a ser adotado em um tanque de armazenamento passa por uma análise global do equipamento, que leva em conta aspectos técnicos, econômicos e ambientais inerentes a todas as etapas da sua vida útil – construção, operação e manutenção. Em tal estudo, conforme se demonstrará, o fator preponderante para a escolha do teto é a perda de produto por evaporação.

Conforme apresenta Barros (2012), a classificação de tanques de armazenamento metálicos pode ser feita segundo a concepção do seu teto (Fig. 2.6), conforme descrito a seguir:

- **Tanques de Teto Fixo:** São tanques onde o teto é diretamente ligado à parte superior do costado. O suporte do teto pode ser feito exclusivamente pelo costado (tetos *autoportantes*, utilizados em tanques de pequeno diâmetro) ou por uma estrutura interna de perfis metálicos (tetos

*suportados*, mais comuns). De grande aplicação, estes são os tanques que apresentam menores custos de construção e maiores perdas por evaporação. Quanto à forma geométrica, podem ser *cônicos* (*cone fixed roof*; possuindo a forma de um cone reto, correspondendo à grande maioria dos tetos fixos), *curvos* (*dome fixed roof*; sob a forma de calotas esféricas, geralmente autoportantes) ou *em gomos* (*umbrella fixed roof*; uma modificação do tipo curvo, constituído pela união de chapas cortadas de forma semelhante aos fusos de uma calota esférica).

➤ **Tanques de Teto Flutuante:** Tanques onde o teto encontra-se flutuando diretamente por sobre o líquido armazenado, deslocando-se verticalmente (acompanhando as operações de enchimento e esvaziamento) ao longo da superfície interna do costado – o que demanda um sistema de selagem por todo seu perímetro. Também de amplo uso, apresentam menores perdas evaporativas, a custo de maiores gastos com sua construção e manutenção. Apresentam também elevado volume morto, tendo em vista a prática operacional recomendada de manter-se o teto em posição de flutuação<sup>2</sup>. Demandam, também, grande cuidado com a drenagem (de águas pluviais) e com o acúmulo de neve, cuja falha pode levar ao adernamento do teto e/ou à contaminação do produto armazenado. Quanto à sua concepção estrutural, tetos flutuantes podem ser dos tipos *simples* (*single deck* ou *pan-type floating roof*; constituído por um lençol de chapas flutuando sobre o produto; apresenta menor custo de construção, pior fluabilidade e maior transmissão da energia solar), *duplo* (*double deck floating roof*, composto por dois lençóis de chapas unidos por estruturas metálicas, conformando compartimentos estanques; apresenta maiores custos, melhor fluabilidade, maior isolamento térmico e a maior rigidez – deixando-o mais vulnerável a danos por fadigas e recalques) ou *com flutuador* (*pontoon floating roof*; consistindo em um lençol singelo de chapas

---

<sup>2</sup> Caso seja permitido que as pernas de sustentação do teto, ao longo dos diversos ciclos de trabalho do tanque, apoiem-se no fundo (originando a formação de um espaço vapor abaixo do teto flutuante) acaba-se por sujeitar o lençol inferior do teto a uma frequente alternância das deformações (abaulamentos) observadas – que tem como característica uma inversão de curvatura entre os estágios de enchimento e esvaziamento. Este cenário favorece a formação de trincas por fadiga em tais chapas, especialmente em regiões próximas a elementos enrijecedores (tais como anteparas da estrutura interna ao teto). Essas trincas podem promover a inundação de compartimentos flutuantes – o que pode, eventualmente, resultar no adernamento de todo o teto.

dotado de flutuadores – semelhantes aos tetos duplos –, localizados ao longo do perímetro do teto e/ou no seu centro; possui custos, fluabilidade, perda evaporativa e rigidez intermediários, embora apresente a configuração mais problemática para drenagem das águas pluviais). Cabe ressaltar que tetos flutuantes podem ser utilizados em associação com tetos fixos (designados, quando assim, de tetos *internos*; nestes casos, são geralmente do tipo simples, e dispensam o uso de drenos pluviais e escadas articuladas). Tipicamente, quando se apresentam como único teto do tanque (tetos flutuantes *externos*), deve-se utilizar apenas os tipos duplo ou *pontoon*, devido ao maior risco de adernamento dos tetos simples frente às intempéries.

➤ **Tanques de Teto Móvel:** São tanques cujos tetos também se movimentam, contudo, isto se dá pela pressão interna no seu espaço vapor<sup>3</sup>. Nos tanques de teto móvel (*lifting roof*), o deslocamento do teto se dá pela superfície externa do costado, devendo ser dotado de sistema de selagem específico. Em termos práticos, possui uma aplicação bem menor que os dois anteriores, devido ao alto custo associado, geralmente sendo utilizados apenas em sistemas fechados de movimentação de produtos, trabalhando como “tanques pulmão”.

➤ **Tanques de Teto com Diafragma Flexível:** São tanques de teto fixo com geometria tal que permita a existência de um componente interno funcionando como uma membrana flexível (*diaphragm*). Isso permite uma variação do espaço vapor em função da pressão interna. Apresentam as mesmas aplicações e restrições práticas apontadas para os tanques de teto móvel.

Conforme comenta Barros (2012), estima-se que cerca de 3% de todo petróleo produzido seja desperdiçado em decorrência da sua evaporação ou da de seus derivados. Mais do que simplesmente o custo econômico atrelado, essa perda contínua demanda, também, uma constante atenção aos riscos operacionais e ambientais envolvidos no fenômeno.

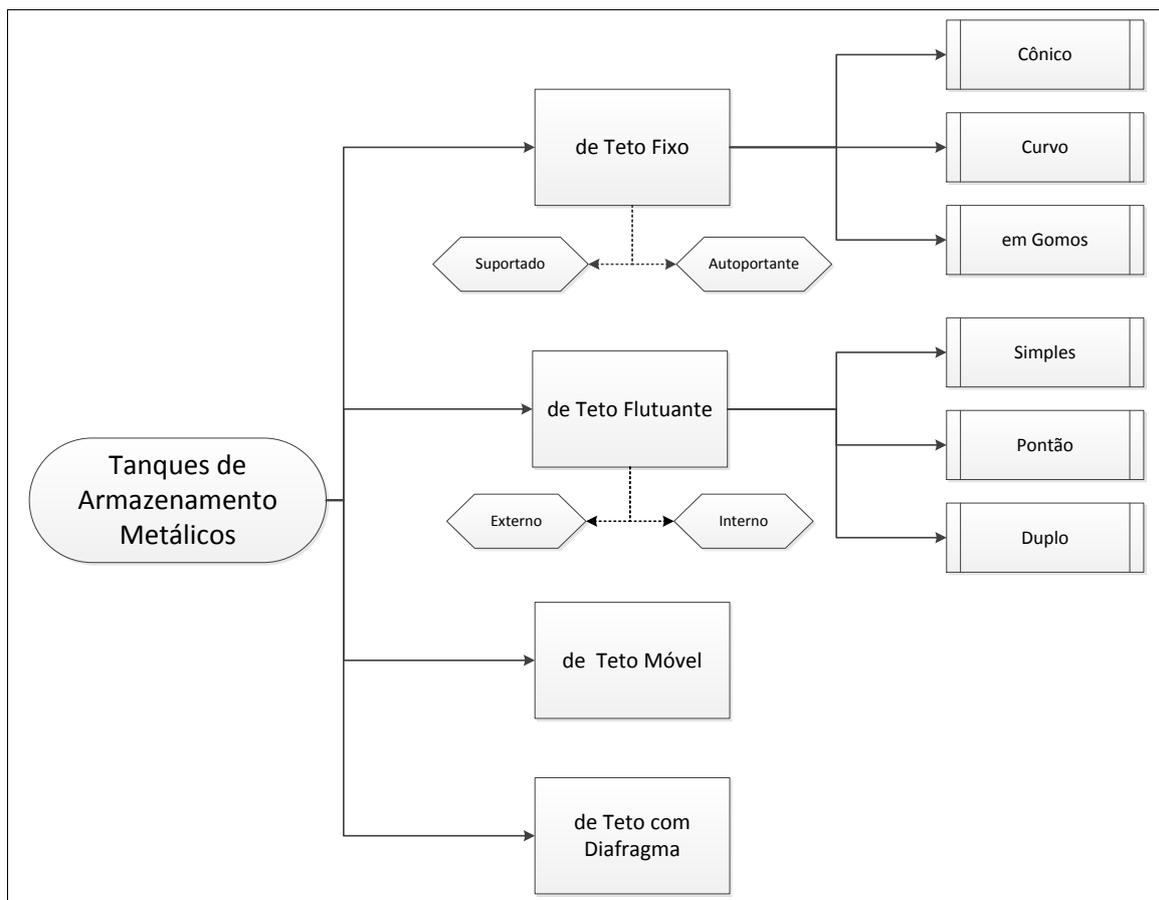
Segundo Bussard (1956), são quatro as condições de armazenamento cruciais para a ocorrência do fenômeno da evaporação em tanques: 1)

---

<sup>3</sup> *Espaço vapor* é a denominação dada para a região localizada entre a superfície líquida do produto armazenado e a cobertura do tanque (independentemente do tipo de teto que possui).

temperatura elevada da superfície líquida; 2) grande espaço vapor; 3) renovação constante dos gases do espaço vapor; e 4) elevada área total da superfície líquida.

É neste ponto que a seleção do tipo de teto se faz importante, pois afeta diretamente os segundo e terceiro fatores. Pouco se pode fazer, em tanques convencionais de aço, para minimizar o primeiro fator: o calor – fundamental para a ocorrência da evaporação –, que tem como fonte majoritária a energia solar, recebida tanto de forma direta (através dos raios solares incidentes sobre costado e teto), como indireta (por meio da atmosfera envolvente). Essa energia não encontra grandes barreiras em atingir o produto armazenado, tendo em vista a elevada condutibilidade térmica das chapas de aço (da ordem de  $0,120\text{cal.}(s.\text{cm.}^{\circ}\text{C})^{-1}$ ). O quarto fator, por sua vez, é impactado pela definição das dimensões do tanque, o que é feito ainda na etapa de concepção do parque de armazenamento, obedecendo a diversas outras premissas (v. alínea ii).



**Fig. 2.6:** Classificação de tanques de armazenamento convencionais segundo a natureza do seu teto.

Segundo Barros (2012), a adoção de tetos flutuantes nos tanques convencionais permite uma redução de cerca de 90% das suas perdas evaporativas. Contudo, estes tetos são de 25 a 50% mais caros do que os tetos fixos, além de possuir maiores custos de manutenção e um excessivo volume morto operacional. O Anexo A do presente trabalho apresenta um resumo elaborado por Bussard (1956), onde são comparadas características de variados tipos de tanques de armazenamento (bem como de outros vasos de armazenamento). Tal comparativo relaciona as diferenças encontradas – tanto sob a ótica de custos, como sob a de perdas evaporativas –, ilustrando prós e contras de cada equipamento.

## **2.2 Tanques de Concreto: Apresentação e Histórico**

### **i) Apresentação**

No contexto apresentado, este trabalho visa avaliar a proposta de adoção do concreto protendido como alternativa de material para tanques de armazenamento. De forma rotineira, estruturas de concreto vêm sendo utilizadas na construção de reservatórios de água e efluentes (sejam domésticos ou industriais) com projetos que contemplam, minimamente, vidas úteis da ordem de 50 anos – correspondendo a 2,5 vezes àquelas tipicamente projetadas para tanques de aço. Esse maior tempo em serviço permite, por si só, a diminuição dos gastos operacionais, uma vez que há maior diluição no tempo dos custos (diretos e indiretos) demandados por reabilitações e paradas operacionais.

O porte estrutural de tanques de concreto também traz benefícios ao projeto e à operação do equipamento, uma vez que permite maior liberdade de dimensionamento<sup>4</sup> e melhor resposta a deslocamentos de apoio (recalques de fundações e eventos sísmicos, estando dentro de limites previstos ou não). Somado a isso, tem-se a baixa condutividade térmica apresentada pelo concreto – da ordem de 1,5 W/(m.K), mais de 30 vezes menor que a do aço. Esta característica, associada ao fato do seu projeto demandar costados de

---

<sup>4</sup> Tanques convencionais metálicos têm suas dimensões básicas (altura e diâmetro) restringidas, de forma indireta, pelas máximas espessuras permitidas para as chapas de aço – limitação essa que se faz necessária para garantia da ductilidade das mesmas, tendo em vista a classe de tensões do material (especificada por normas e estabelecida na fabricação).

grandes espessuras – da ordem de vinte a trinta vezes superiores aos de aço–, permite que o projetista atue diretamente no primeiro dos quatro fatores<sup>5</sup> necessários à evaporação do produto armazenado: a transferência de calor à superfície do líquido. Isto acaba por favorecer a adoção de tetos fixos (também em concreto), abrindo-se mão dos tetos flutuantes e dos subsequentes “volumes mortos” operacionais<sup>6</sup>.

Essa maior robustez estrutural e térmica também favorece a segurança operacional das instalações, uma vez que dá aos tanques maior resistência contra incêndios, impactos e ataques externos. Além disso, o concreto caracteriza-se por ser um mau condutor elétrico (com uma resistividade elétrica da ordem de 70  $\Omega$ .m, cerca de 7 vezes maior do que a do aço), promovendo, também, maior segurança intrínseca contra descargas atmosféricas.

Como aspecto desfavorável, tanques de concreto impõem maior carga ao terreno, o que pode demandar o uso de fundações de maior porte. Outro dificultador à adoção do concreto como alternativa de projeto para tanques de armazenamento é o fato da solução em tanques de aço estar enraizada na cultura da indústria, demandando uma forte mudança de paradigma – fato este que exige que a solução de concreto contemple, desde a sua concepção, respostas a todos os questionamentos a ela trazidos.

## ii) Reservatórios de concreto

A adoção do concreto como material para a construção de reservatórios de água e outros materiais é uma escolha que, nacional e internacionalmente, vem sendo feita há muito tempo (LEONHARDT, 1964; CRUZ, 2009). Tal decisão tem se dado, em grande parte, graças aos menores custos construtivos (mão-de-obra e materiais mais acessíveis) e de manutenção (maior vida útil e robustez estrutural) envolvidos.

A grande vantagem da concepção cilíndrica para tanques é que, nesta configuração, o costado do tanque fica predominantemente sujeito a tensões

---

<sup>5</sup> V. seção 2.1 (alínea iv).

<sup>6</sup> Tetos flutuantes internos, caso necessário, ainda podem vir a ser utilizados. Estes, contudo, podem permitir concepção mais simples (projeto de estruturas mais simples, uso de materiais mais leves, dispensa de drenos pluviais, etc) e apoio mais favorável (sustentação feita exclusivamente pelo teto fixo, adoção de menor número de pernas, etc) que aqueles apresentados por tetos flutuantes externos.

de membrana, demandando assim espessuras menores. Para combate das tensões de tração despertadas pelos materiais armazenados, lança-se mão da protensão circunferencial do costado – solução que, conforme aponta a ABNT NBR 6118 (2007), é especialmente conveniente a estruturas que exijam garantias quanto a sua estanqueidade.

Tal como outros sistemas de armazenamento, reservatórios e tanques em concreto podem ser classificados quanto a sua posição em relação ao terreno em quatro tipos: *enterrados*, *semienterrados*, *de superfície* ou *elevados*.

*Reservatórios enterrados* (*underground storage tank*, Fig. 2.7) e *semienterrados* (*in-ground storage tank*, Fig. 2.8) possuem as características de oferecer maior proteção à estrutura contra sismos e ataques externos, de reduzir a área de tancagem demandada e de anular – total ou parcialmente – os impactos visuais ao seu entorno. Contudo, sua estrutura (costado, fundo e, eventualmente, teto) deve ser projetada para resistir aos empuxos adicionais promovidos pelo solo e por águas subterrâneas. Por suas características, costuma ser aplicado no armazenamento de gás natural liquefeito (GNL), que é feito em condições criogênicas (CARVALHO, 2008). Custos construtivos desses tipos de tanques tendem a serem maiores, tendo em vista a maior robustez estrutural e os maiores gastos com movimentações de terra<sup>7</sup>.



**Fig. 2.7:** Tanque enterrado para GNL; Yokohama, Japão (TOKYO GAS CO., LTD, 2012).

<sup>7</sup> Outro sistema que se pode considerar é o de armazenamento em cavernas (*lined rock cavern storage*), onde estas são revestidas com camadas de concreto, materiais isolantes e chapas de aço para contenção do produto armazenado (petróleo, GNL, etc).

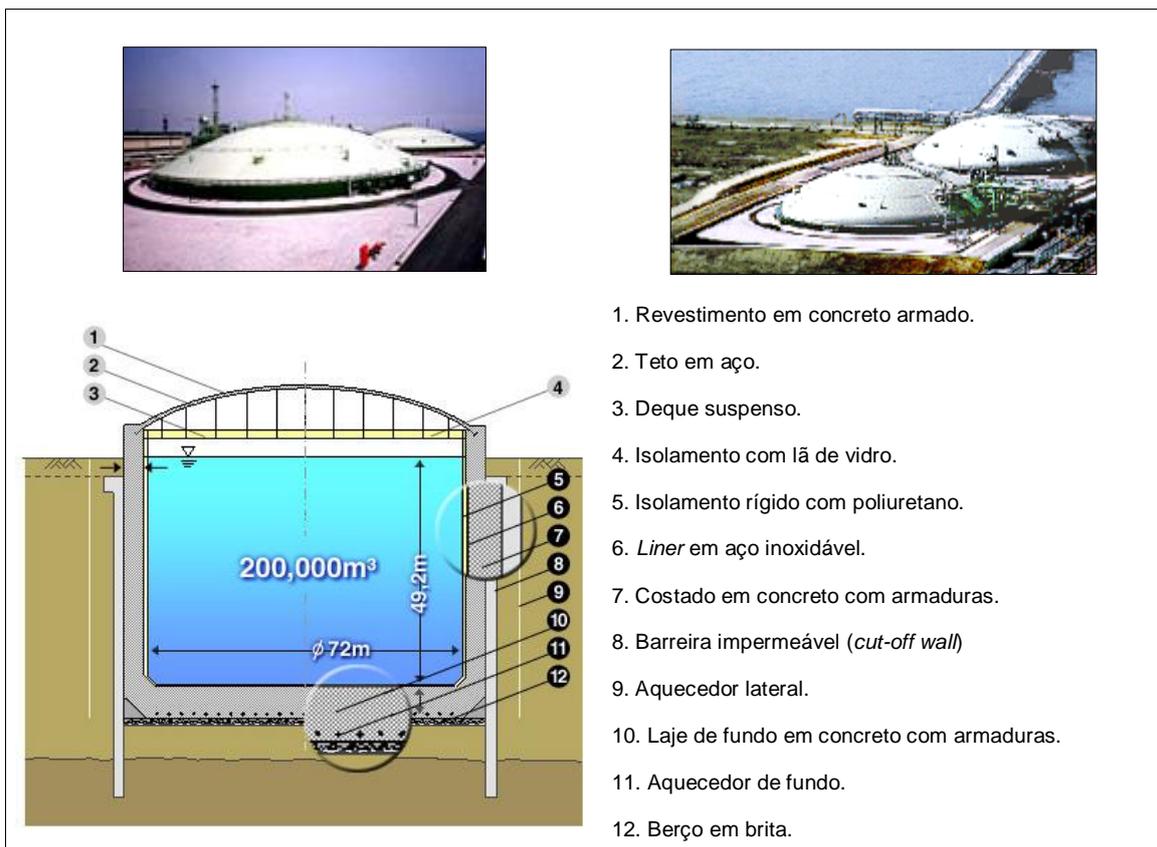
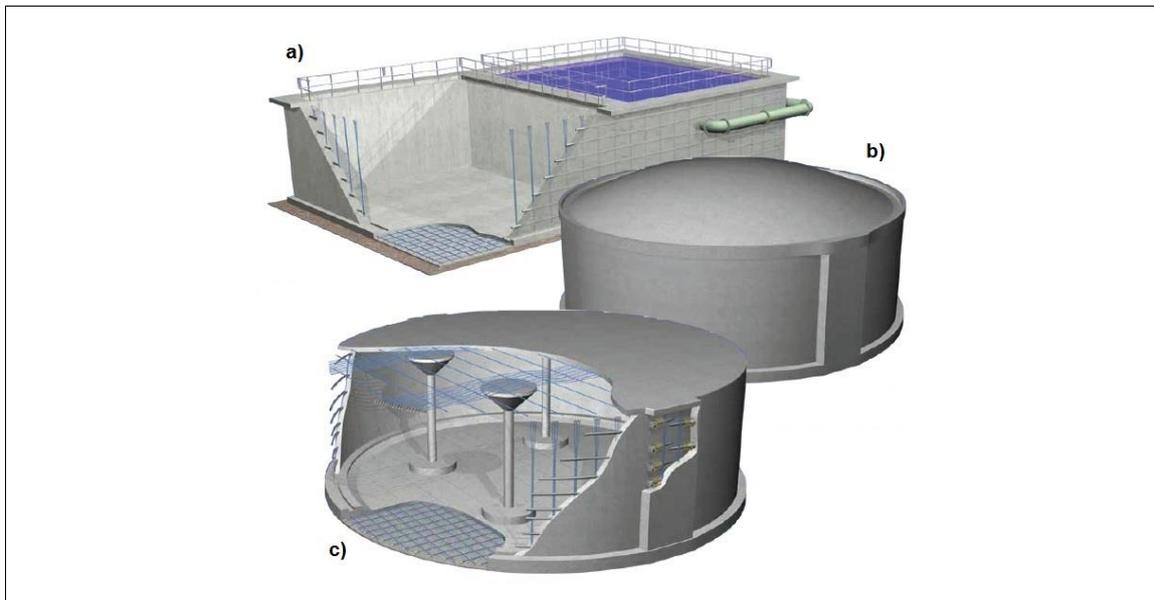
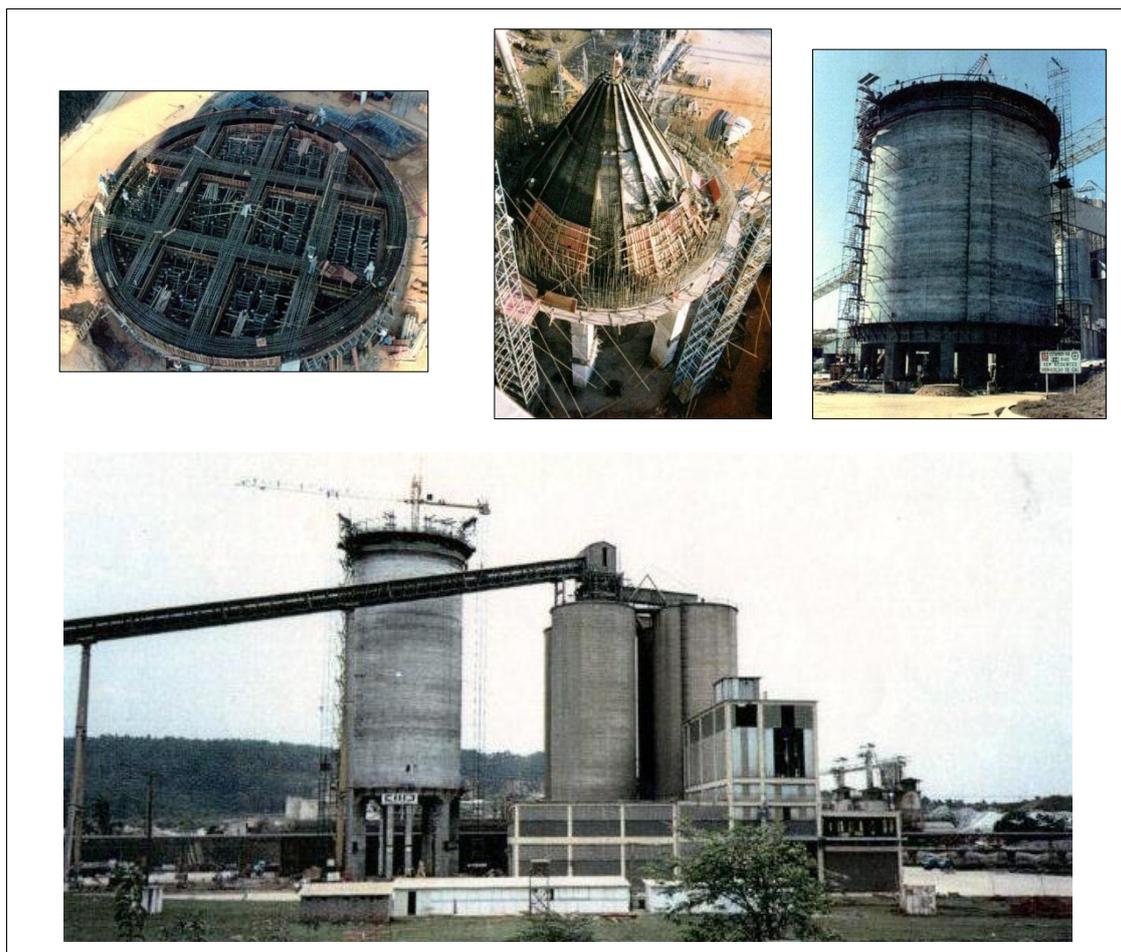


Fig. 2.8: Tanques semienterrados para armazenagem de GNL (TOKYO GAS CO., LTD, 2012).

*Reservatórios de superfície (aboveground storage tank, Fig. 2.9)* são apoiados sobre o terreno, possuindo fundações (superficiais ou profundas) diretamente vinculadas ao fundo. Esta concepção estrutural demanda maiores parques de armazenamento, contudo apresentam custos construtivos reduzidos, além de permitir melhor inspeção e manutenção das suas partes e componentes. *Reservatórios elevados (elevated storage tank, Fig. 2.10)*, por sua vez, apresentam uma estrutura intermediária ligando o fundo às suas fundações, o que promove um maior gasto construtivo. Contudo, algumas vantagens operacionais eventualmente interessantes são obtidas, tais como ganho de energia para o escoamento, menor troca térmica entre o produto armazenado e o solo, além de maior acessibilidade nas inspeções e manutenções do fundo (de estruturas e tubulações). Ambos os tipos possuem larga aplicação em reservatórios de água potável e efluentes (residenciais ou industriais), bem como para silos e depósitos de materiais sólidos (cereais, açúcar, cimento, etc).



**Fig. 2.9:** Diversas configurações de reservatórios de superfície protendidos (com pós-tensão): a) Retangular; b) Cilíndrico com teto em domo; c) Cilíndrico com teto cônico (VSL, 2010).



**Fig. 2.10:** Diversas etapas da construção de reservatório elevado (siló) para armazenamento de cimento; Itaú de Minas, MG (GRUPO STADIA, 2012).

Como a grande maioria dos tanques de armazenamento da indústria de óleo e gás existente é composta por equipamentos apoiados sobre o terreno (v. seção 2.1), o presente trabalho se concentrará no estudo de tanques de concreto *de superfície*. Ainda assim, por se tratar da concepção mais básica, basta que inclusões conceituais sejam feitas ao seu projeto, adaptando-a a condições enterradas ou elevadas. Além disso, cabe ressaltar que algumas soluções utilizadas para tanques convencionais, em aço, podem ser aplicadas diretamente às alternativas em concreto – caso da estrutura utilizada para elevação de alguns equipamentos existentes (Fig. 2.11).



**Fig. 2.11:** Mesoestrutura de um tanque de armazenamento convencional (em aço) elevado; Rio de Janeiro, RJ (RIBEIRO, 2012).

Com respeito a construção e montagem de seus componentes estruturais, o projeto de um reservatório pode adotar duas concepções básicas: utilizando peças estruturais *concretadas no local* da obra (elementos moldados *in loco*, Fig. 2.12); ou concretadas *previamente*, em locais diferentes ao da construção (elementos pré-fabricado/pré-moldados, Fig. 2.13). É possível, ainda, que o projeto conceitual apresente solução híbrida – como no caso, por exemplo, de tanques com costado e fundo concretados no local, e teto constituído por elementos pré-fabricados<sup>8</sup>.

<sup>8</sup> O tipo de protensão aplicada aos elementos (com pré-tensão, com pós-tensão, com pós-tensão sem aderência) traz, também, importantes consequências de prazo e custo na construção e montagem de tanques de concreto. Tais temas serão abordados em seções posteriores (v. capítulos 3 e 4).



**Fig. 2.12:** Reservatório protendido moldado *in loco* (com domo geodésico em alumínio), para armazenamento de cerca de 11.000m<sup>3</sup> de água; Nevada, EUA (LESLIE & ASSOCIATES, INC, 2012).

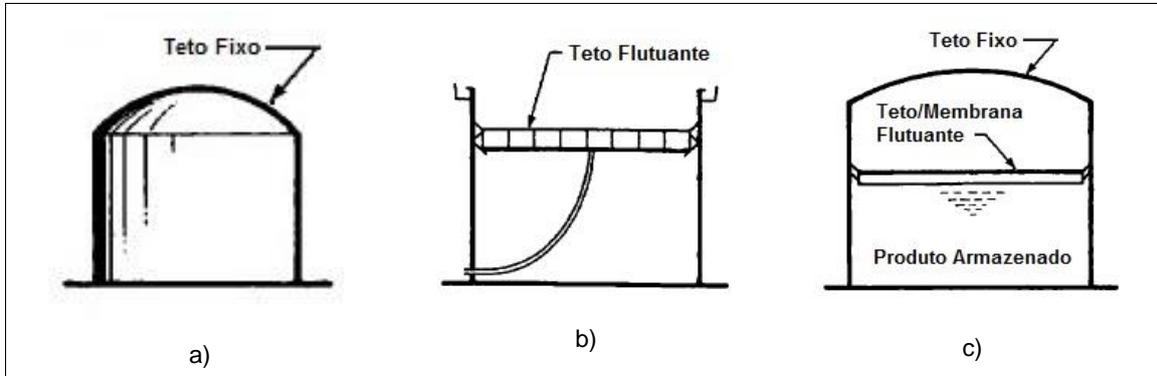


**Fig. 2.13:** Tanques em elementos protendidos pré-fabricados, para armazenamento de água e efluentes; Leeds, Inglaterra (A-CONSULT LTD, 2011).

### **iii) Tanques em concreto protendido para armazenamento de petróleo e derivados**

Apesar de haver, na literatura internacional, diversas menções ao uso de tanques em concreto protendido para a indústria do petróleo, poucas são as que abordam o tema em detalhes. O documento técnico que melhor aborda o assunto data de 1978, sendo elaborado pela extinta *Fédération Internationale de la Précontrainte* (FIP, absorvida pela atual *Fédération Internationale du Béton* - FIB) com o intuito de fornecer diretrizes para dimensionamento e construção de estruturas deste tipo (FIP, 1978).

Este documento classifica os tanques de concreto para petróleo e derivados, segundo seu teto, de uma forma muito similar à adotada para tanques metálicos. Pelas peculiaridades da solução em concreto, os tanques cilíndricos ficam resumidos a três tipos (Fig. 2.14):

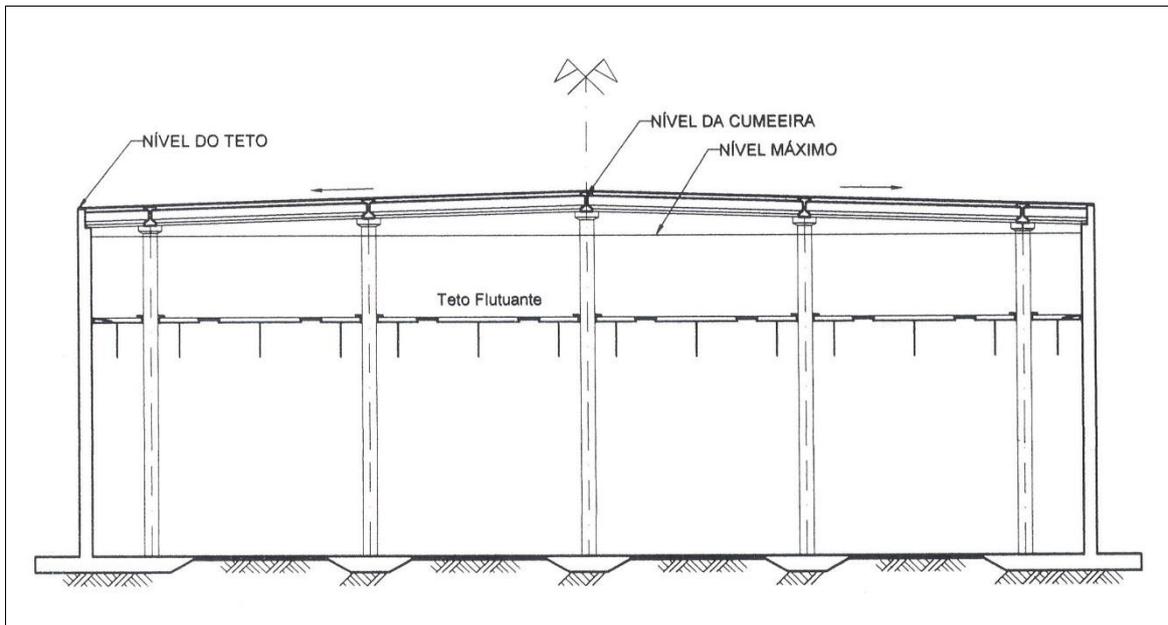


**Fig. 2.14:** Tipos de tanques de armazenamento em concreto: a) de teto fixo; b) de teto flutuante (externo); e c) de teto fixo com flutuante interno [adaptado de FIB (1978)].

➤ **Tanques de Teto Fixo:** A cobertura de concreto do tanque possui ligação direta com o topo do costado, podendo assumir a forma de tetos em domo, tetos planos ou tetos cônicos. Quanto ao comportamento estrutural, podem ser *autoportantes* (apoio exclusivo no costado; Fig. 2.9-b) ou *suportados* (demandam estruturas intermediárias de suporte, tais como vigas e pilares de concreto que se apoiam sobre o fundo do tanque; Fig. 2.9-c);

➤ **Tanques de Teto Flutuante (Externo):** O costado do tanque apresenta o *topo aberto*, sendo que a cobertura é feita por uma estrutura metálica flutuante análoga àquelas utilizadas em tanques de aço (v. seção 2.1, alínea iv). Apresenta peculiaridades operacionais e demanda cuidados com precipitações meteorológicas também equivalentes aos tetos flutuantes adotados em tanques convencionais;

➤ **Tanques de Teto Fixo com Flutuante Interno:** Apresentam costado e teto fixo em concreto (análogos ao primeiro tipo) associados a uma membrana flutuante interna (com mesmo propósito e princípio de funcionamento do segundo tipo, contudo, com estrutura mais flexível; Fig. 2.15). No caso de tetos fixos sustentados, cuidados devem ser tomados para o correto funcionamento dos tetos flutuantes frente às interferências com as estruturas de suporte do teto.



**Fig. 2.15:** Proposta de tanque de concreto com teto flutuante interno, e teto fixo em elementos pré-moldados de concreto (lajes alveolares protendidas) (CAMARGO, 2008).

De uma forma geral, comportamentos operacionais e aspectos relativos às perdas evaporativas de cada concepção de teto seguem os mesmos apontados para seus semelhantes em tanques de chapas de aço (seção 2.1, alínea iv). Contudo, as características peculiares do concreto (seção 2.2, alínea i) alteram significativamente os critérios de seleção, uma vez que tetos fixos (convencionais ou com flutuante interno) ganham maior destaque, mesmo para tanques com grandes diâmetros e/ou para armazenagem de produtos mais voláteis – principalmente quando são contabilizados os subsequentes custos com a operação e a manutenção do equipamento.

### **2.3 Análise de Viabilidade**

Conforme apontado, a proposta de ampliação da vida útil de tanques de armazenamento – bem como a de aumento da sua durabilidade, frente a agentes agressivos – tem como benefício direto a redução dos custos operacionais (*opex*) desses equipamentos. Isto se faz possível porque menores investimentos se fazem necessários com manutenções rotineiras e (principalmente) com manutenções para reabilitação – intervenções

generalizadas no equipamento (para ampliação de sua vida operacional) que, via de regra, demandam sua parada operacional<sup>9</sup>.

Contudo, reduções dos investimentos demandados pela sua construção – custos de bens de capital (*capex*) – também são metas buscadas no projeto de tanques e parques de armazenamento. Nesse contexto, uma solução cujos sistemas construtivos empregados demandem menores investimentos – para uma mesma capacidade de armazenamento – pode trazer benefícios à sua implantação no sistema logístico. Nesse sentido, o presente trabalho realizou uma estimativa paramétrica de custos, com objetivo de permitir uma comparação dos gastos construtivos entre tanques de concreto e tanques convencionais (metálicos).

Tal estudo – cujos resultados, em termos de custos relativos (com data-base de outubro de 2011), estão apresentados na Fig. 2.16 – avaliou cenários contemplando duas capacidades nominais de armazenamento (tanques médios, de 18.000m<sup>3</sup>, e tanques tipo “Maracanã”, de 87.500m<sup>3</sup>), além de duas condições de fundações (diretas e profundas).

Todos os tanques de concreto do estudo foram considerados possuindo teto fixo, ao passo que – para retratar adequadamente a realidade – tanques de aço receberam seus tetos em função do seu volume: tanques com 18.000m<sup>3</sup> foram considerados com tetos fixos; e tanques de 87.500m<sup>3</sup>, com tetos flutuantes externos. As concepções em concreto avaliadas no estudo utilizaram quantitativos e especificações apresentadas pelo inovador trabalho de Camargo e Fragelli (2011)<sup>10</sup>.

Deste estudo preliminar, observa-se uma tendência de menor custo construtivo apresentada pela solução em concreto – mesmo quando se avaliam seus aspectos desfavoráveis. Uma das desvantagens da solução é a sobrecarga fornecida ao solo (devido ao peso próprio da estrutura), superior várias vezes àquela promovida por tanques em aço<sup>11</sup> – fato que, em alguns solos, pode demandar fundações mais robustas. Contudo, mesmo quando se comparam tanques (de aço e concreto) com diferentes tipos de fundações

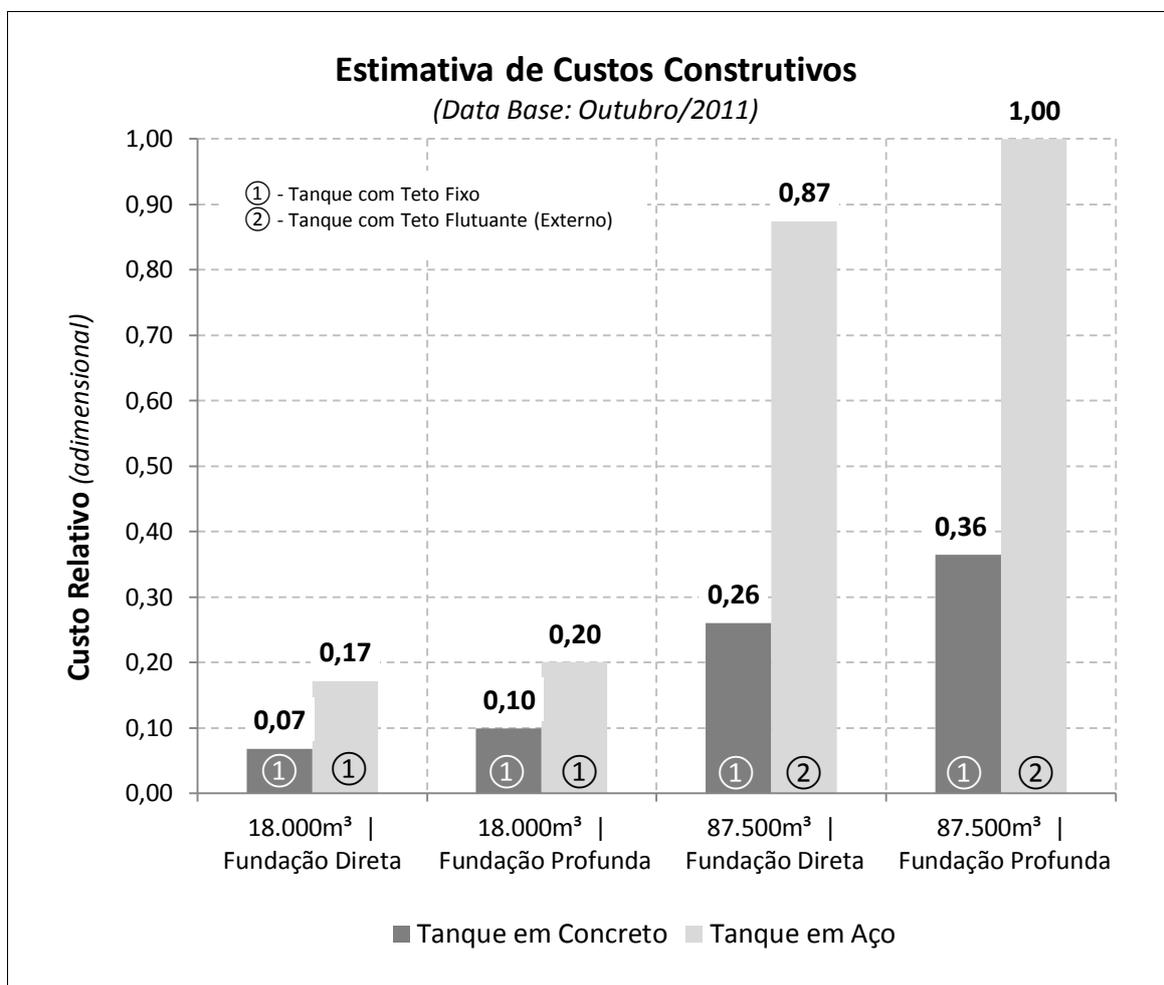
---

<sup>9</sup> Aspectos como redução de perdas evaporativas e diminuição de lastros operacionais (“volumes mortos”) também contribuem para redução do custo operacional do equipamento.

<sup>10</sup> Tanques de concreto com tetos em seção reta, suportados por vigas e pilares internos apoiados sobre o fundo.

<sup>11</sup> O peso da estrutura de tanques de aço é da ordem de 2% do peso do volume de água que pode ser armazenado no mesmo. Em tanques de concreto, estima-se que este percentual esteja em torno de 30%.

(diretas e profundas, respectivamente), a solução em concreto mostra-se vantajosa – apresentando-se com custos construtivos na faixa de 40% a 60% daqueles observados para tanques em aço.



**Fig. 2.16:** Análise comparativa dos custos de construção de tanques com estrutura convencional (metálica) e em concreto.

## 2.4 Normas e Documentos Técnicos

Independentemente da sua composição (chapas de aço ou elementos de concreto), tanques de armazenamento devem receber a salvaguarda de normas técnicas adequadas às suas particularidades. É através do seu atendimento que são fornecidas garantias acerca da qualidade, segurança e durabilidade de materiais, componentes e sistemas que o compõem – atendimento esse que deve se dar ao longo de todas as etapas de especificação, projeto, fabricação, construção, montagem, operação e manutenção.

No que tange tanques convencionais, em aço, as normas brasileiras em vigor<sup>12</sup> fazem menção (implícita ou explicitamente) à norma americana API 650 (2011), elaborada pelo *American Petroleum Institute* (API). No entanto, no que se refere a tanques de concreto, a abordagem torna-se diferente. Estruturas de concreto no Brasil são historicamente concebidas, dimensionadas, detalhadas, verificadas e especificadas por diversas normas elaboradas pela Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT. Para efeito de comparação: das mais de vinte mil normas atuais dessa entidade, a primeira de todas foi a que estipulava o “Cálculo e Execução de Obras de Concreto”, lançada em 1940 – à época denominada de NB-1, hoje rebatizada como ABNT NBR 6118 (2007), com última revisão aprovada (até a data de defesa deste trabalho) emitida em 2007.

Desta forma, para uma completa compatibilidade com o mercado brasileiro – no que se refere a empresas projetistas, construtoras e fornecedoras dos materiais e sistemas de construção –, observa-se como imprescindível a adoção, em primeira instância, das normas amparadas pela ABNT. Contudo, sobre aspectos técnicos e disciplinas específicas aos quais as normas da ABNT ainda mostrem-se incompletas ou ausentes, é recomendada sua complementação por documentos técnicos emitidos por entidades normativas internacionais, de reconhecido conhecimento técnico nestas áreas – tais como a *Fédération Internationale du Béton* (FIB), o *American Concrete Institute* (ACI) e a *American Water Works Association* (AWWA). Pode-se, ainda, fazer o uso complementar de normas técnicas corporativas, cuja aplicação já seja consagrada pela comunidade técnica – tais como normas da Petrobras e do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT).

Para atendimento dos seus objetivos, o presente trabalho busca, no seu decorrer, apontar as diversas normas (nacionais ou estrangeiras) cujos escopos sejam pertinentes aos temas abordados. Contudo, de uma forma geral, um grupo de documentos técnicos foi utilizado como elemento direcionador do presente estudo, por apresentar relação direta com as diversas áreas do conhecimento abordadas pelo tema. Tal documentação é apresentada pela Tab. 2-4.

---

<sup>12</sup> Tanto a ABNT NBR 7821 (2012), da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), como a N-270 (2010) e a N-271 (2010), da Petrobras.

**Tab. 2-4:** Documentação técnica utilizada como base do presente trabalho.

Documento	Descrição
ABNT NBR 6118 (2007)	Norma que estabelece os requisitos básicos exigíveis para projeto de estruturas de concreto simples, armado e protendido.
ABNT NBR 12655 (2006)	Norma que especifica requisitos para o preparo, controle e recebimento de concreto de cimento Portland de construções moldadas na obra e componentes estruturais pré-moldados/pré-fabricados.
ABNT NBR 6122 (2006)	Norma que estabelece os requisitos a serem observados no projeto e execução de fundações de estruturas de construções civis.
FIB (1978)	Relatório técnico que traz recomendações para o projeto de tanques de concreto protendido para armazenamento de petróleo e derivados.
ACI 350.2 R (2004)	Relatório técnico que apresenta recomendações de material, projeto e construção de estruturas de concreto para contenção de produtos perigosos (inflamáveis, corrosivos, reativos e/ou tóxicos).
ACI 373 R (2010)	Relatório técnico que fornece recomendações para projeto e construção de reservatórios cilíndricos de concreto (moldado <i>in loco</i> ou em elementos pré-moldados), circunferencialmente protendidos com pós-tensão das armaduras.

## 3 PROJETO

### 3.1 Critérios Básicos de Projeto

A presente seção tem por objetivo delinear os aspectos fundamentais que devem balizar o projeto das estruturas em estudo. Para tal, são introduzidos alguns conceitos básicos do dimensionamento de estruturas de concreto para que, em seguida, possam ser apontadas as especificidades pertinentes ao projeto estrutural de tanques de armazenamento em concreto.

#### 3.1.1 Premissas Básicas

Em sua essência, o projeto de estruturas de concreto deve fundamentar-se em três aspectos básicos: *estabilidade estrutural* (aptidão no recebimento e na transferência de ações, mantendo segura distância das situações de colapso), *adequação ao uso* (comportamentos e deslocamentos aceitáveis, dentro de diversas condições de serviço) e *durabilidade* (garantia de segurança, estabilidade e competência em serviço durante o período correspondente à sua vida útil). Tais diretrizes devem nortear não apenas procedimentos de cálculo e detalhamentos, mas também a especificação de materiais e a concepção de elementos da estrutura.

Na busca pela garantia do terceiro destes fatores – a durabilidade –, a norma ABNT NBR 6118 (2007) fixa requisitos e exigências de projeto<sup>1</sup> de acordo com uma classificação das estruturas de concreto, feita segundo o nível de agressividade a que as mesmas estão sujeitas. Com tal classificação, procura-se atrelar à estrutura níveis crescentes de exigências, conforme se aumentam os ataques físico-químicos<sup>2</sup> impostos a estas pelo ambiente no qual estão inseridas (graduados segundo seu tipo: rural, urbano, marinho, industrial, etc).

---

<sup>1</sup> Que inclui a definição de valores limítrofes para parâmetros de projeto tais como resistência a compressão característica do concreto ( $f_{ck}$ ), fator água-cimento, níveis de protensão, cobertura de armaduras, dentre outras.

<sup>2</sup> Ações estas contempladas, aqui, apenas sob a ótica da durabilidade da estrutura. Outras ações, consideradas em etapas posteriores de cálculo – tais como as ações mecânicas, térmicas e químicas abordadas na seção 3.1.5 – deverão ser sempre consideradas, independentemente da classe de agressividade adotada.

Tendo em vista as características dos produtos armazenados, bem como dos ambientes nos quais tanques de armazenamento em concreto estão inseridos, não se vê outra premissa de cálculo a ser adotada senão a que considera a Classe de Agressividade Ambiental mais agressiva fornecida pela referida norma (CAA IV, agressividade muito forte)<sup>3</sup>. Desta forma, ainda segundo a ABNT NBR 6118 (2007), todo concreto especificado em seu projeto deve possuir um  $f_{ck}$  mínimo de 40 MPa, além de um fator água-cimento máximo<sup>4</sup> de 0,45.

Com respeito ao nível de protensão a ser adotado, considera-se fundamental que todas as estruturas protendidas sejam projetadas com *protensão completa* – nível 3, segundo nomenclatura da norma –, tendo-se em vista as características ambientais mencionadas e a garantia de estanqueidade demandada pela estrutura.

Por fim, cabe ressaltar a importância de se prever, ainda durante a etapa de projeto, recursos que viabilizem a adequada utilização da estrutura – tais como facilidade de acesso à inspeções e manutenções, adequações às necessidades operacionais existentes, além do dimensionamento de sistemas/dispositivos para águas pluviais.

### 3.1.2 Premissas Construtivas

Como em outras obras-de-arte especiais em concreto, o projeto de tanques de armazenamento é profundamente influenciado pelos *materiais* e *sistemas construtivos* adotados para sua execução. Dessa forma, sua seleção e especificação devem ser feitas de forma integrada com as equipes envolvidas na construção do equipamento, objetivando uma adequada compatibilidade entre o previsto e o realizado.

Um dos objetivos do presente capítulo (bem como do capítulo 4) é fornecer diretrizes e parâmetros para a avaliação de diversos *sistemas construtivos* cabíveis na edificação de tanques de concreto. Aspectos relativos aos *materiais* empregados na sua construção são apresentados no Apêndice A

---

<sup>3</sup> As unidades operacionais onde os tanques se encontram instalados (refinarias, terminais, etc) são *ambientes industriais* por definição e, não raro, se encontram sob *atmosferas marinhas*. Por sua vez, a região interna do tanque compõe local fechado, com baixa renovação de ar – o que caracteriza, conforme define Helene (1986), um ambiente de *atmosfera viciada*.

<sup>4</sup> Contudo, limites ainda mais restritivos de fator água-cimento podem se fazer necessários, tendo em vista aspectos de durabilidade e estanqueidade da estrutura (v. capítulo 5).

– bem como nos capítulos 5 e 6, que o fazem com enfoque na utilização, inspeção e manutenção das estruturas resultantes.

Outro ponto a ser observado é que, tendo-se em vista a estanqueidade exigida durante sua operação, tanques de concreto demandam um cuidadoso projeto das suas *juntas estruturais* – intervalos entre elementos ou sistemas estruturais. Dentre tais juntas, podem ser citadas as seguintes:

➤ **Junta de concretagem (ou junta fria):** junta oriunda do intervalo de lançamento entre duas concretagens justapostas – onde a nova concretagem é feita após o início da pega do concreto da etapa anterior. Sua execução demanda um tratamento adequado da superfície da interface, bem como da previsão de armaduras de ligação;

➤ **Junta de dilatação (ou expansão):** descontinuidade na estrutura de concreto destinada a permitir sua expansão (térmica). Seu projeto deve impedir a entrada de água ou outros elementos prejudiciais, bem como assegurar a transmissão adequada das cargas entre as seções contíguas;

➤ **Junta de retração (ou contração):** junta que tem a finalidade de controlar as fissuras provocadas pela retração (contração volumétrica) do concreto. É formada por uma seção enfraquecida, conveniente selada (junta de seção enfraquecida ou junta serrada).

Além destas, as vinculações do costado do tanque a elementos do fundo e do teto demandam – como será visto em seções posteriores – grandes cuidados construtivos. Diferentes configurações demandam diferentes detalhamentos, que podem lançar mão de vários tipos de materiais (perfis de vedação, aparelhos de apoio, enchimentos, selantes adesivos, dentre outros) em uma região com já elevadas taxas de armadura. Desta forma, cuidados de projeto devem ser tomados para que o risco da formação de vazios de concretagem seja, nestas regiões, minimizado. Insertos, aberturas e bocais embutidos nas seções de concreto devem receber igual cuidado e atenção – tendo em vista serem naturais concentradores de tensões da estrutura.

### 3.1.3 Premissas Operacionais

#### i) Contenção dos produtos armazenados

Exigências legais de órgãos ambientais tipicamente requerem, para tanques de armazenamento, meios que permitam a contenção e detecção de

eventuais vazamentos que venham a ocorrer, impedindo que os mesmos atinjam solos e águas subterrâneas.

Neste contexto, costuma-se designar como *sistema primário de contenção* de um tanque o conjunto de elementos estanques que ficam em contato direto com os materiais estocados. Pode ser constituído pela estrutura do tanque propriamente dita (fundo, costado e teto; v. Fig. 3.1-a e Fig. 3.1-b), ou ainda por outros elementos – tais como forros protetores (*liners*) – instalados internamente a esta estrutura (v. Fig. 3.1-c).

Contudo, tendo em vista a natureza dos produtos estocados, medidas adicionais podem ser exigidas para garantia da integridade do entorno do equipamento. Sendo assim, define-se *sistema secundário de contenção* como aquele cuja finalidade é conter produtos perigosos que, no caso de falhas quaisquer no sistema primário, venham a vaziar<sup>5</sup>. Normalmente secos em serviço, sistemas secundários de contenção são projetados com enfoque na impermeabilidade dos seus componentes – o *conjunto estanque* (geossintéticos, camadas de solo, elementos de concreto, etc).

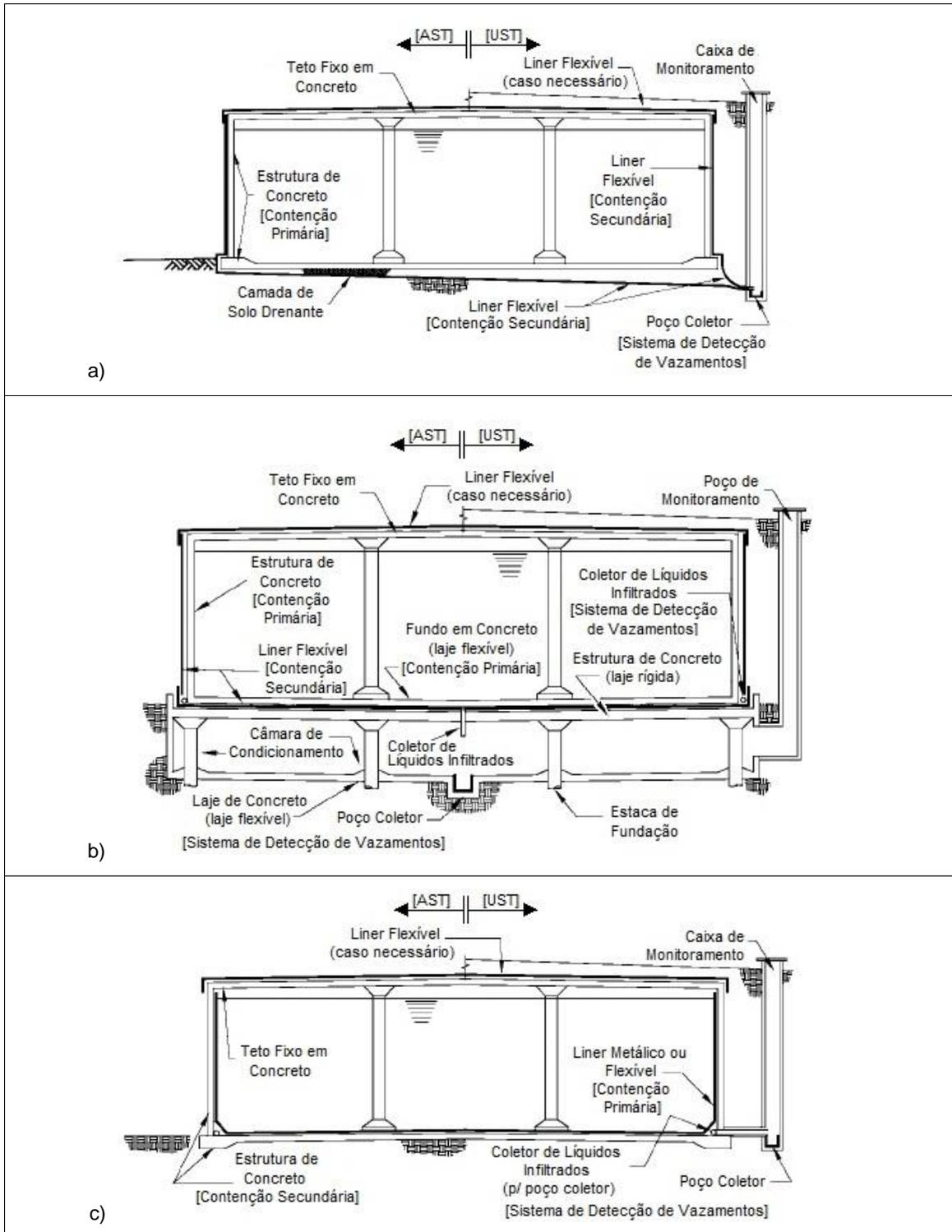
Além de impedir o escape do material vazado, é fundamental que a detecção do mesmo se dê de forma efetiva e breve, permitindo, assim, uma rápida resposta operacional (parada do equipamento, esvaziamento do conteúdo armazenado, localização e reparo da falha, etc). Para este fim, definem-se elementos que constituem o *sistema de detecção de vazamentos* do tanque, cuja concepção é voltada para a condução do material vazado até dispositivos responsáveis pela sua detecção e monitoração<sup>6</sup>. Tal condução se dá através de um *conjunto drenante* – tipicamente composto por geossintéticos e/ou camadas de solo –, cujo projeto deve permitir a detecção de vazamentos

---

<sup>5</sup> Ao abordar *sistemas secundários de contenção*, o presente trabalho se refere a barreiras projetadas sob o fundo e/ou sobre a estrutura de tanques de armazenamento, não contemplando outros elementos tais como diques, bacias de contenção e minidiques – que, apesar de também serem elementos de contenção fundamentais para situações de contingências, já são soluções de uso corrente no projeto de parques de armazenamentos convencionais; v. ABNT NBR 17505-1 (2013), ABNT NBR 17505-2 (2013) e Barros (2012).

<sup>6</sup> Cabe ressaltar que, em alguns aspectos, a distinção entre o *sistema secundário de contenção* e o *sistema de detecção de vazamentos* possui um caráter didático – enquanto componentes do primeiro têm foco na estanqueidade, os do segundo possuem maior enfoque na drenagem. Em termos práticos, os dois sistemas são complementares (conceitual e construtivamente), de tal forma que faz pouco (ou, em alguns casos, nenhum) sentido optar-se pela adoção de apenas um deles no projeto de tanques de armazenamento.

no sistema primário tão logo quanto possível seja <sup>7</sup>. A Fig. 3.1 ilustra, também, algumas concepções adotadas para tais sistemas em tanques de concreto.



**Fig. 3.1:** Algumas concepções de sistemas para contenção e detecção de vazamentos em tanques de concreto, sejam de superfície (AST) ou enterrados (UST): a) com *liner* externo; e b) com *liner* externo e câmara de condicionamento; c) com *liner* interno [adaptado de ACI 350.2 R (2009)].

<sup>7</sup> Requisitos específicos para o projeto de sistemas de contenção e detecção de vazamentos serão fornecidos na seção 3.2.2 (alínea iv).

Todos estes cuidados interferem diretamente no projeto de tanques de concreto que, dentre outros elementos, pode demandar a especificação de forros protetores (*liners*) internos ou externos ao tanque – sendo, por sua vez, tipicamente constituídos por geomembranas ou chapas de aço. Na base do tanque, camadas de solo e/ou geossintéticos também podem ser utilizados para compor os sistemas de contenção e detecção – seja como componentes drenantes, seja como componentes estanques.

Com respeito ao sistema primário de contenção adotado, FIB (1978) classifica os tanques de concreto em três categorias:

- **Tipo A:** Tanques com sistema de contenção primário composto pela estrutura de concreto (sem adoção de *liners* internos);
- **Tipo B:** Tanques com sistema de contenção primário composto por *liners* plásticos (geomembranas);
- **Tipo C:** Tanques com sistema de contenção primário composto por *liners* metálicos (chapas soldadas).

Como se pode notar, nos casos enquadrados como sendo dos tipos B e C, a estrutura em concreto constitui o sistema de contenção secundária do tanque – enquanto que nos do tipo A, tal sistema fica a cargo de *liners* externos, diques, bacias de contenção, geossintéticos e/ou camadas de solo sob o tanque.

A seleção da condição de revestimento interno do tanque é feita com base no tipo de líquidos (produtos) a serem armazenados no tanque, bem como substâncias a eles associadas (vapores, borras oleosas e águas associadas). De uma forma geral, tal definição deve levar em consideração características dos produtos tais como inflamabilidade, densidade, viscosidade, compatibilidade química com o concreto e requisitos de qualidade final do próprio produto. Critérios adotados em projeto para o controle da fissuração devem levar em conta, também, a classificação do tanque segundo seu revestimento interno<sup>8</sup>.

Independentemente da categoria, ainda segundo FIB (1978), nenhuma tensão *circunferencial* de tração é admitida sob condições de carregamento

---

<sup>8</sup> A norma ABNT NBR 17505-2 (2013) menciona, de forma genérica, que tanques de concreto sem revestimento (tipo A) podem ser usados para o armazenamento de líquidos com densidade igual ou superior a 40° API. A mesma norma faz a menção de que tanques com “revestimento especial” podem ser utilizados para estocagem de líquidos com densidades maiores, contudo, não são fornecidos maiores detalhes sobre tais revestimentos.

operacional<sup>9</sup>. Sob condições extremas, pequenas tensões *verticais* de tração são admitidas, contanto que providências adequadas sejam tomadas para controle da fissuração – por meio de armaduras verticais passivas, ativas ou ambas. Nestes casos, devem ser seguidos os requisitos apontados pela ABNT NBR 6118 (2007) e outras observações específicas (conforme aquelas feitas ao longo do presente capítulo).

Sob combinações excepcionais de cargas (incluindo carregamentos sísmicos sob condições operacionais), tensões de tração são admitidas em ambas as direções, contanto que limites sejam respeitados. FIB (1978) recomenda que, nestes casos, em tanques dos tipos A e B, as tensões no concreto fiquem limitadas a um terço da resistência à tração (direta) deste, enquanto que nas armaduras (ativas e passivas), a 85% da sua tensão de escoamento. Nos tanques do tipo C, os mesmos requisitos são aplicáveis, com exceção da máxima tensão de tração no concreto, limitada à metade da resistência à tração do material.

Por último, cabe salientar que a adoção de *liners* pode acarretar no aumento dos custos relacionados à manutenção do tanque, demandando reparos nos mesmos durante a parada operacional do equipamento. Além disso, *liners* trazem dificuldades à inspeção das superfícies internas de concreto, podendo demandar sua retirada (parcial ou total) e posterior reinstalação, de tal forma a permitir a avaliação da integridade da estrutura.

## ii) Controle operacional de carregamentos

Durante o projeto do tanque, providências devem ser tomadas para que se garanta que os carregamentos operacionais (v. seção 3.1.5) fiquem limitados – com uma adequada margem de segurança – aos valores previstos em projeto. Essas medidas envolvem a previsão de sistemas tanto para a *monitoração do nível máximo operacional* – englobando desde controles e alertas automatizados do nível armazenado, até a existência de tubos extravasores –, como para o *controle das pressões desenvolvidas no espaço vapor* – que inclui válvulas e dispositivos contra sobre ou subpressões.

Estes sistemas devem ser dimensionados para limitar as variáveis operacionais dentro dos limites de projeto, levando em consideração as vazões

---

<sup>9</sup> V. seção 3.1.5, (alínea iii).

máximas de enchimento e/ou esvaziamento que efetivamente venham a ocorrer no tanque – incluindo em situações de falhas operacionais no sistema de transferência (válvulas, tubos e/ou bombas). Diretrizes podem ser obtidas em documentos técnicos tais como o ACI 373 R (2010), o API 2350 (2012) e o API 650 (2011).

### 3.1.4 Premissas de Utilização, Inspeção e Manutenção

De forma semelhante ao estabelecido para carregamentos diretamente impostos pela operação do tanque (v. seção 3.1.3), medidas de projeto devem ser tomadas para o controle dos efeitos indiretos das mesmas – principalmente aqueles decorrentes da alternância dos seus estados cheio e vazio. Dentre tais medidas, destaca-se o controle de pressões hidrostáticas ocasionadas por águas profundas (empuxos e subpressões), controle esse feito através da previsão de sistemas de drenagem subterrânea (v. seção 3.2.4). O relatório técnico ACI R 373 R (2010) recomenda que tais sistemas sejam adotados em fundos de tanques sujeitos a subpressões superiores a 67% do peso dos elementos de fundo<sup>10</sup>.

Previsões de projeto devem ser feitas, também, para dotar o tanque da capacidade de resistir a *ações ambientais* – vento, neve, chuva, insolação, ar atmosférico e sismo – impostas pela localidade na qual a estrutura será construída<sup>11</sup>. Dentre as considerações cabíveis de serem introduzidas no projeto, podem ser citadas as seguintes:

- Variações de temperatura e umidade às quais a estrutura estará sujeita;
- Sobrecargas decorrentes do acúmulo de águas pluviais e neve;
- Pressões de vento sobre costado e teto;
- Previsão de armaduras, ligações de costado e alturas de espaço vapor<sup>12</sup> adequadas a eventuais efeitos sísmicos;
- Especificação e dimensionamento de cobrimentos compatíveis com o ambiente;

<sup>10</sup> Sistemas de alívio de subpressões que utilizem válvulas de alívio de pressão *não devem* ser utilizados em tanques para armazenamento de petróleo e derivados.

<sup>11</sup> Maiores detalhes sobre tais ações serão fornecidos na seção 3.1.5.

<sup>12</sup> Altura livre sobre a superfície líquida, para proteção de tetos fixos contra o efeito de ondulações induzidas por sismos (*sloshing*).

➤ Uso de sistemas protetores, contra a ação de atmosferas agressivas (marinhas, industriais e/ou urbanas); dentre outras.

Avaliações também devem ser feitas quanto à necessidade de proteção da estrutura do tanque contra descargas atmosféricas – considerando-se os materiais de construção adotados e os tipos de produtos armazenados. Tal estudo deve respeitar as condições estabelecidas pela ABNT NBR 5419 (2005), que também fornece as diretrizes e requisitos para projeto, instalação e manutenção de sistemas de proteção contra descargas atmosféricas (SPDA)<sup>13</sup> – caso venham a ser necessários. Além das informações fornecidas pelo Anexo A da referida norma, diretrizes especiais para tanques de armazenamento – especialmente para tanques de concreto com tetos flutuantes externos – podem ser obtidas em API 545 (2009).

Por fim, considerações devem ser feitas para o funcionamento do equipamento sob condições de incêndio – adaptadas para as condições específicas apresentadas por tanques de concreto. Nesse contexto, *sistemas de combate a incêndio* (SCI) devem ser desenvolvidos para permitir ações de proteção à estrutura e às suas cercanias – tanto contra sinistros ocorridos no próprio tanque, como para aqueles ocorridos em instalações vizinhas.

### 3.1.5 Ações e Carregamentos

#### i) Estados limites

Conforme mencionado, estruturas de concreto devem ser dimensionadas para responder de forma apropriada às suas ações solicitantes, sendo tais respostas devidamente afastadas das condições de ruína estrutural e/ou incompatibilidades funcionais. Para tal, a ABNT NBR 6118 (2007) estipula que seu dimensionamento se dê por meio do *método dos estados limites* – cálculo que contempla aspectos desfavoráveis (de cargas, geometrias e materiais) durante a verificação da competência mecânica da estrutura em cumprir sua função (respeitando limites de deslocamentos ou tensões), segundo uma série de configurações pertinentes.

Dessa forma, durante o dimensionamento e detalhamento da estrutura, concreto e armaduras (passivas ou ativas) têm suas seções projetadas para

---

<sup>13</sup> Para ilustração da distribuição, em território brasileiro, da incidência de ventos, sismos e descargas atmosféricas, v. Anexo B.

resistir a *situações de colapso* – onde recebem a denominação de Estados Limites Últimos (ELU) –, bem como a *comportamentos inadmissíveis* – designados por Estados Limites de Serviço (ELS)<sup>14</sup>. Nesse contexto, a segurança da estrutura é obtida pela aplicação de coeficientes de ponderação sobre ações solicitantes (majorando-as) e resistências de materiais (minorando-as). Em todas as situações, coeficientes fornecidos pela ABNT NBR 6118 (2007) e pela ABNT NBR 8681 (2011) devem ser utilizados.

Estruturas protendidas devem ser dimensionadas para que as tensões despertadas respeitem limites superiores e inferiores – enquanto trações excessivas permitirão o surgimento de fissuras, compressões demasiadas poderão romper o concreto ao ser protendido –, tendo-se como base os níveis de protensão definidos pela Classe de Agressividade Ambiental (v. seção 3.1.1). Critérios para limitação de fissuração (de peças protendidas ou armadas) em tanques devem levar em consideração tanto suas condições operacionais, como os aspectos que envolvem sua durabilidade (capítulo 5).

## ii) Ações solicitantes

Ações são todas as causas que provocam esforços ou deformações na estrutura. Etapa importante do projeto estrutural consiste no levantamento das ações que poderão influenciar significativamente o comportamento da estrutura, tendo-se em vista os estados limites pertinentes.

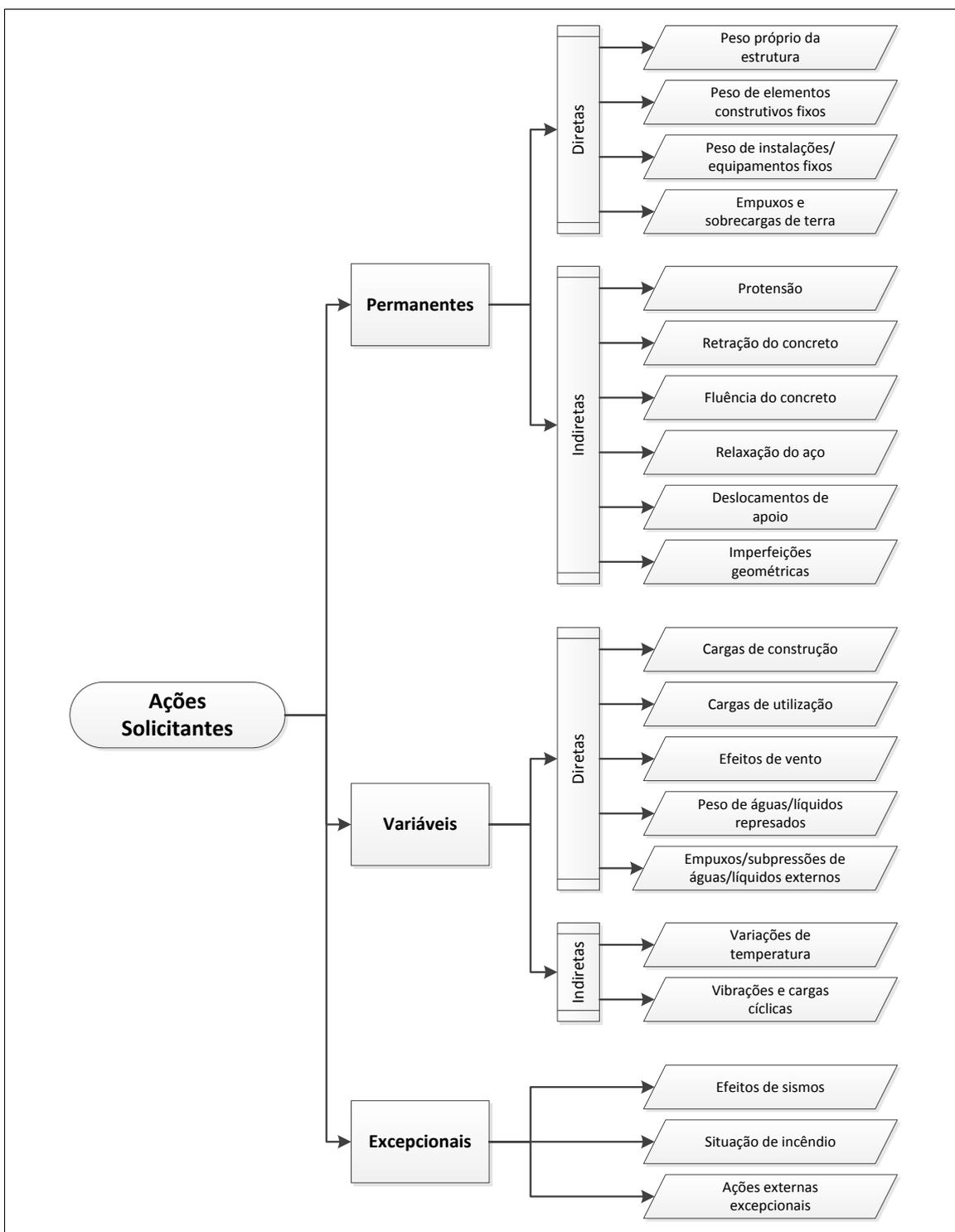
Em termos práticos, forças e momentos aplicados à estrutura são denominados de *ações diretas*, enquanto que às deformações impostas à mesma denominam-se *ações indiretas*.

Critérios e requisitos de segurança para ações atuantes podem ser obtidas nas normas ABNT NBR 8681 (2011) – para construções em geral – e ABNT NBR 6118 (2007) – para o caso específico de estruturas de concreto. Ambas categorizam as ações solicitantes segundo sua variabilidade (seja de magnitude, seja de probabilidade de ocorrência) ao longo de toda vida útil da construção, classificando-as em três tipos: *ações permanentes*, que ocorrem com valores praticamente constantes ao longo da vida útil da construção (ou,

---

<sup>14</sup> Exemplos de ELS são: *estado limite de formação de fissura* (ELS-F) – aquele no qual se inicia a formação de fissuras (por esgotamento da resistência à tração do concreto) –, *estado limite de descompressão* (ELS-D) – quando algum ponto de uma seção protendida atinge, pela primeira vez, tensão normal nula – e *estado limite de compressão excessiva* (ELS-CE) – decorrente do surgimento de tensões compressivas (ocasionadas pela aplicação da protensão, p. ex.) prejudiciais à peça (aumento da fluência, esmagamento da seção, etc).

ainda, que crescem com o tempo de maneira convergente a um valor constante); *ações variáveis*, que se apresentam com significativa variabilidade de valores, ao longo da vida da estrutura; e *ações excepcionais*, que, apesar de acontecem em situações de muito curta duração e baixa probabilidade de ocorrência, resultam em efeitos catastróficos que não podem ser controlados por outros meios, devendo ser consideradas em projeto. Exemplos de ações solicitantes são apresentados na Fig. 3.2.



**Fig. 3.2:** Ações solicitantes de projeto para estruturas de concreto.

De uma forma geral, os critérios e requisitos apresentados por tais normas, para tratamento de ações solicitantes, são aplicáveis à realidade das estruturas em estudo. Contudo, aspectos específicos devem ser levados em consideração, conforme recomendações feitas pelas mesmas normas. Desta forma, apresenta-se a seguir um detalhamento das ações atuantes em tanques de armazenamento de concreto protendido, que devem ser contempladas em seu projeto<sup>15</sup>.

➤ **Ações Construtivas:** Cargas (permanentes ou variáveis) que atuem sobre o tanque durante sua(s) fase(s) executiva(s), tendo-se em vista os sistemas construtivos adotados (v. capítulo 4 e demais itens do presente capítulo). Devem ser levantadas as ações efetivamente atuantes nos diversos momentos da construção, para garantia de segurança da obra em cada uma de suas fases;

➤ **Ações Permanentes:** Consistem nos pesos próprios da estrutura do tanque (incluindo seus diversos elementos, componentes e revestimentos), de seus acessórios (escadas, insertos, válvulas, etc) e de instalações/equipamentos que sejam a ele fixados (tubulações, misturadores, plataformas, etc). Incluem, também, o efeito de aterros (sobrecargas e/ou empuxos de terra), caso existam e sejam admitidos não removíveis. Os efeitos do lençol freático (subpressão no fundo e empuxo no costado), caso existentes, também são aqui englobados;

➤ **Protensão:** Ação da força de protensão sobre os elementos estruturais do tanque – incluindo os efeitos das suas perdas iniciais e diferidas ao longo do tempo (conf. parágrafo a seguir). Devem ser avaliados tanto os efeitos nas peças protendidas propriamente ditas, como também naquelas outras que sejam indiretamente impactadas pela aplicação da protensão;

➤ **Fluência, Retração e Relaxamento:** Os comportamentos de curto e longo prazo da estrutura (estabilidade, utilização e durabilidade) são altamente influenciados pelos fenômenos de fluência e retração do concreto, bem como pelo de relaxamento da armadura ativa –

---

<sup>15</sup> Segundo diretrizes de FIB (1978), Barros (2012), ABNT NBR 6118 (2007) e API 650 (2011).

especialmente nos aspectos de protensão e estanqueidade do tanque. Devido a isso, devem ser adequadamente computados no dimensionamento da estrutura, conforme critérios apontados pela ABNT NBR 6118 (2007);

➤ **Deslocamentos de Apoio:** Movimentos de fundações, especialmente recalques diferenciais, que promovam alterações significativas na distribuição de esforços pelos elementos estruturais do tanque;

➤ **Cargas Acidentais:** Ações variáveis rotineiras, que atuam sobre regiões do tanque (tais como teto, plataformas e escadas) em decorrência do acesso de pessoas e equipamentos ao longo da vida útil da estrutura (operação, inspeção e manutenção);

➤ **Peso de Coluna Líquida:** Pressões promovidas pelo produto a ser armazenado no tanque<sup>16</sup> (em vários estágios de enchimento), bem como pela água utilizada no teste hidrostático do mesmo (v. seção 6.1.3, alínea iii)<sup>17</sup>. A Tab. 3-1 apresenta valores das densidades relativas de produtos armazenados na indústria do petróleo, tipicamente adotados no projeto de tanques metálicos, e que podem ser utilizados para tanques de concreto;

➤ **Pressões no Espaço Vapor:** Pressões internas ao tanque, na região do seu espaço vapor, adicionais àquelas promovidas pelos líquidos armazenados. FIB (1978) aponta como limite superior para tais pressões (manométricas) o mesmo valor de 17,2 kPa (2,5 psi) tradicionalmente apontado para tanques de armazenamento atmosféricos em aço – conforme API 650 (2011). Para limite inferior (vácuo) pode-se adotar como indicativo o valor apontado pelo API 650 (2011) para tanques de aço, de -6,9 kPa (-1,0 psi);

---

<sup>16</sup> Ações promovidas pelo armazenamento de água – o que, acredita-se, possa ser estendido para o de outros líquidos – devem receber, segundo aponta a norma ABNT NBR 6118 (2007), um coeficiente de ponderação específico, dado por  $\gamma_f = \gamma_{f3} = 1,20$ . Contudo, cabe citar a recomendação internacional mencionada por Lin e Burns (1982), onde se diz que, no caso de reservatórios em concreto protendido, tais pressões de armazenamento devem ser majoradas por um fator de 1,25.

<sup>17</sup> Tal categoria de ações incluem, também, aquelas decorrentes de eventual lâmina d'água pluvial retida em certas regiões do tanque (p. ex.: teto), correspondente ao nível da drenagem efetivamente garantida pela construção.

- **Ações Ambientais:** Solicitações impostas à estrutura pelo efeito do vento – conforme prescrições da ABNT NBR 6123 (1990)<sup>18</sup> –, da neve ou de outros elementos naturais atuando sobre regiões do tanque (costado e teto);
- **Ações Sísmicas:** Ações excepcionais, atuantes sobre a estrutura em decorrência da resposta desta aos deslocamentos sísmicos do solo no qual se apoia. Seus efeitos, conforme aponta FIB (1978), são mais severos quando o tanque está no seu nível de enchimento máximo<sup>19</sup>. Diretrizes de projeto, que podem adequar sua consideração à realidade brasileira, podem ser obtidas na ABNT NBR 15421 (2011);
- **Efeitos de Temperatura:** Ações variáveis indiretas impostas pela diferença de temperatura entre os ambientes externos e internos do tanque (cheio ou parcialmente cheio), bem como em decorrência do aquecimento de produtos viscosos neles armazenados (caso existam). Comportamentos e critérios para essas variações (ao longo dos elementos estruturais) são fornecidos pela ABNT NBR 6118 (2007);
- **Cargas Excepcionais:** Quaisquer outras ações promovidas por situações excepcionais de carregamento, que precisam ser contempladas em projeto tendo em vista a incapacidade de controle dos seus efeitos por outros meios. Como exemplos, podem ser citados: ação de fogo e elevação de pressão interna decorrentes de incêndio em tanques vizinhos; impacto de projéteis lançados contra a estrutura; e sabotagem. Diretrizes sobre tais efeitos, e sua consideração no projeto de tanques de concreto, podem ser obtidas no anexo B de FIB (1978)<sup>20</sup>. No que tange o comportamento de estruturas de concreto em situações de incêndio, critérios de projeto atualizados à realidade brasileira devem, também, ser obtidos na norma ABNT NBR 15200 (2012).

---

<sup>18</sup> Para diretrizes de cálculo para estruturas sujeitas a ações (excepcionais) de tornados – pressões de vento, variações na pressão atmosférica e impacto de objetos –, v. Valente (2012).

<sup>19</sup> Nesse estado, ainda segundo FIB (1978), o líquido armazenado impõe dois tipos de ações dinâmicas ao costado: uma força impulsiva associada ao movimento em conjunto do líquido e do tanque (atuando como uma massa única); e uma força “convectiva” superposta, gerada pela parcela do líquido que responde como sendo uma massa sólida oscilante independente do costado (mas flexivelmente conectada a ele).

<sup>20</sup> Referências sobre a ação de sismos – e medidas de projeto a serem tomadas – em tanques de armazenamento também podem ser obtidas nos apêndices E e EC do API 650 (2011).

**Tab. 3-1:** Valores típicos de projeto para a densidade relativa de produtos da indústria do petróleo.

PRODUTO	DENSIDADE RELATIVA
Petróleo (valor médio)	0,90
Gasolina A	0,75
Gasolina B	0,75
Óleo Diesel	0,86
Etanol	0,82
Óleo Combustível	0,98
Querosene de Aviação	0,82
Querosene Diluente	0,81
Querosene Iluminação	0,83
Asfalto Diluído (ADP)	1,05
Cimento Asfáltico (CAP)	1,06
<i>Spindle</i> (óleo lubrificante básico)	0,86
<i>Bright Stock</i> (óleo lubrificante básico)	0,90
Neutro Leve (óleo lubrificante básico)	0,87
Neutro Médio (óleo lubrificante básico)	0,88
Neutro Pesado (óleo lubrificante básico)	0,88
Cilindro 1 (óleo lubrificante básico)	0,92
Cilindro 2 (óleo lubrificante básico)	0,94
Nafta Leve (int.)	0,73
Nafta Petroquímica	0,75
Nafta Diluente	0,77
Nafta Craqueada	0,77
Nafta Pesada (int.)	0,77
Nafta Pesada para MEROX	0,77
<i>Light Cycle Oil</i> (LCO)	0,94
Gasóleo FCC	0,95
Resíduo Asfáltico	1,05
Resíduo Craqueado	0,94
Resíduo de Vácuo para Desasfaltização	0,98
Resíduo Destilado	0,98
<i>Slop</i>	0,95

Fonte: Barros (2012).

### iii) Carregamentos

Diversas ações solicitantes podem ocorrer sobre a estrutura de forma simultânea, requisitando a estrutura sob vários modos desfavoráveis, ao longo da sua vida útil. Devido a isso, o dimensionamento deve ser conduzido submetendo-se a estrutura a diversas combinações de ações cabíveis

(carregamentos), que devem ser contempladas segundo o estado limite pertinente.

Tal combinação é feita, considerando-se as probabilidades de ocorrência simultânea das ações (dentro de certo período de tempo). As combinações empregadas em ELU's são definidas pela situação em que as ações atuam na estrutura (combinação normal, construtiva ou excepcional), enquanto que aquelas adotadas nos ELS's pelo tempo de permanência das ações na mesma (combinação quase permanente, frequente ou rara). Cada tipo de combinação adota coeficientes de ponderação específicos (tanto para ações principais, como para secundárias), cujos critérios de cálculo são definidos pela ABNT NBR 6118 (2007).

No que tange o caso específico de tanques de armazenamento, devem ser levantadas as fases construtivas que configurem situações críticas de carga (estágios de protensão, cargas temporárias de construção, teste hidrostático, etc), que devem receber avaliações exclusivas. Para análise de cada uma, devem ser utilizados os parâmetros (de geometria, material, vinculação e ações atuantes) efetivamente apresentados pela estrutura, no estágio em questão.

No decorrer do presente trabalho, a expressão “carregamento operacional” estará se referindo à consideração conjunta das seguintes ações solicitantes<sup>21</sup>: cargas permanentes, protensão (incluindo efeitos de fluência, retração e relaxamento), cargas acidentais, pressões internas (peso de líquidos<sup>22</sup> e condições de espaço vapor), recalque diferencial e eventuais efeitos residuais das ações construtivas.

#### **iv) Resistências dos materiais**

Conforme mencionado, as resistências dos materiais (concreto e armaduras) devem ser ponderadas, para sua adoção em projeto. Os critérios e coeficientes de ponderação a serem utilizados em projeto – para cada estado limite e para cada tipo de combinação em análise – devem ser aqueles definidos pela ABNT NBR 6118 (2007).

---

<sup>21</sup> Conforme definido anteriormente, na presente seção (v. alínea ii).

<sup>22</sup> Englobando tanto situações de armazenamento de produtos, quanto de água para teste hidrostático.

### 3.1.6 Documentações Técnicas

Após a edificação de tanques de armazenamento, faz-se fundamental que seja compilada uma coletânea técnica (*data book*) que venha a congregiar todas as informações relevantes (de projeto, especificação, construção e inspeção) envolvidas na condução da obra.

Sendo assim, diversos são os documentos que deverão compor o *data book* de tanques de armazenamento, dentre os quais se pode citar (minimamente) os seguintes:

- Arranjos finais (“como construído”) das diversas partes, componentes e acessórios do tanque;
- Desenhos e especificações finais (“como construído”) dos diversos elementos e componentes do tanque, contendo detalhamentos de montagem, requisitos técnicos e listas de materiais dos mesmos. Devem incluir – porém não se limitar a – dados sobre geometrias e materiais dos seguintes itens: peças de concreto; armaduras passivas e, principalmente, de protensão (incluindo seus posicionamentos no interior dos elementos estruturais); ancoragem das armaduras ativas; sistemas protetores; e elementos de ligação/vedação (aparelhos de apoio, perfis de vedação, etc);
- Memoriais de cálculo do dimensionamento dos diversos elementos constituintes do tanque (costado, teto, fundo, fundações, estruturas de suporte, acessórios e equipamentos associados), apresentando premissas, formulações, ações solicitantes, modelos, resultados de análises, verificações, normas e documentos técnicos utilizados nas etapas de projeto do equipamento;
- Procedimentos executivos dos sistemas construtivos adotados durante a edificação do tanque;
- Testes e ensaios de fabricação de materiais e sistemas utilizados na obra (v. seção 6.1.2);
- Relatórios de inspeção de construção e montagem das diversas etapas executivas relevantes (v. seção 6.1.3);

- Relatórios de acompanhamento e validação dos sistemas e procedimentos de protensão empregados;
- Critérios para transporte, içamento e montagem de elementos pré-moldados/pré-fabricados;
- Levantamento planialtimétrico de fundo e costado realizado antes do teste hidrostático do tanque;
- Folha de dados completa do tanque, atualizada para refletir suas condições finais (“como construído”).

Diretrizes adicionais para a elaboração desta documentação também podem ser obtidos no apêndice W da norma API 650 (2011).

Tendo em vista o porte e a agressividade do meio ao qual tanques de armazenamento em concreto estão sujeitos, é recomendável que – de posse de todas estas informações reunidas – seja também elaborado, por profissional habilitado, um *manual de utilização, inspeção e manutenção* do equipamento. Conforme recomenda a ABNT NBR 6118 (2007), tal manual deve “especificar de forma clara e sucinta os requisitos básicos para a utilização e manutenção preventiva necessárias para garantir a vida útil prevista da estrutura”. Diretrizes para elaboração de tal documento podem ser obtidas da ABNT NBR 5674 (1999).

## **3.2 Fundações e Fundo**

### **3.2.1 Aspectos Gerais**

#### **i) Embasamento de tanques de armazenamento**

Embasamentos de tanques de armazenamento – independentemente da estrutura destes ser composta por chapas de aço ou peças de concreto –, têm seu funcionamento regido pela interdependência dos três elementos fundamentais que os constituem: o *solo*, as *estruturas de fundação* e o *fundo* (Fig. 3.3). Seu correto dimensionamento passa pela avaliação do comportamento global de tais elementos frente aos agentes e cenários aos quais estão submetidos.

Neste contexto, o presente trabalho descreve o *projeto* do embasamento de tanques como sendo composto por cinco aspectos básicos, descritos a seguir. Nessa visão, o desrespeito a apenas um deles resultará em sérios contratemplos futuros, a serem enfrentados ao longo da vida útil do equipamento – seja na sua operação ou, antes mesmo, durante sua fase construtiva. Durabilidade e durável.

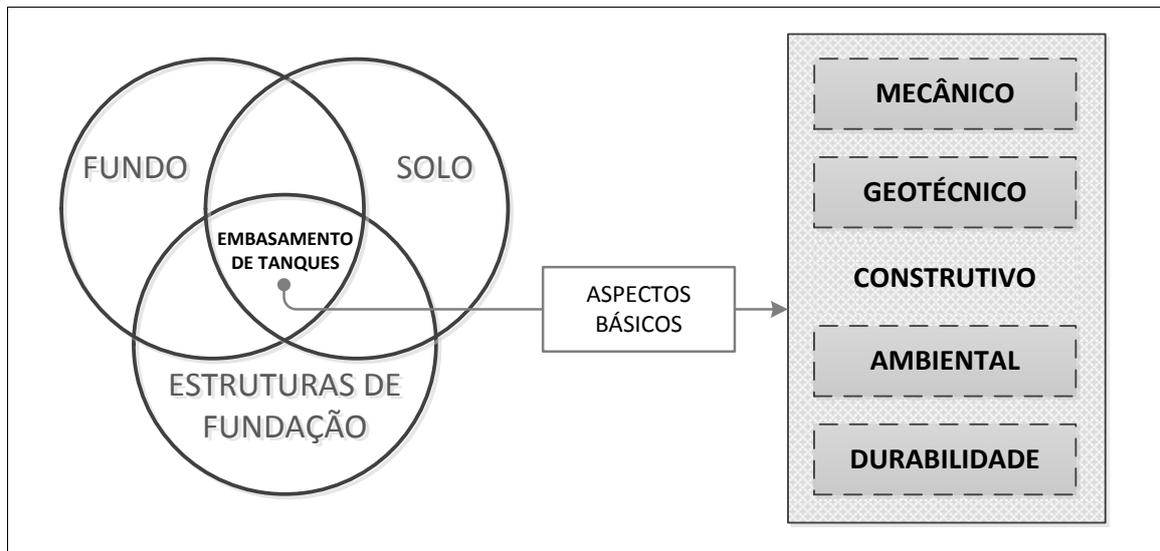


Fig. 3.3: Embasamento de tanques de armazenamento.

- **Aspecto Mecânico:** Envolve desde a *concepção estrutural* do fundo do tanque (materiais constituintes e uniões entre peças e regiões), até a sua *concepção hidráulica* (caimentos, inclinações e localização de drenos/bacias);
- **Aspecto Geotécnico:** Aborda tanto o projeto do *subleito* e das *demais camadas suporte* (que servirão de base para estruturas de fundação e fundo), como também dos *elementos de fundação* propriamente ditos (superficiais e/ou profundos);
- **Aspecto Ambiental:** Envolve sistemas projetados para atuarem no caso de falhas em quaisquer dos outros aspectos, protegendo o meio ambiente e sinalizando para a necessidade de medidas corretivas. É o foco dos *sistemas de contenção* (primários ou secundários), bem como dos *sistemas de detecção de vazamentos* – ambos sendo constituídos, basicamente, pelo uso de *geossintéticos* e/ou *camadas de solo* associados à estrutura do tanque propriamente dita;

➤ **Aspecto de Durabilidade:** Contempla os sistemas protetores que irão salvaguardar o fundo do tanque dos ataques físico-químicos oriundos dos ambientes externo e/ou interno. Tais soluções protetoras vão desde *revestimentos anticorrosivos* (tintas, camadas protetoras e *liners*) até *técnicas anticorrosivas* (proteção catódica e inibidores de corrosão);

➤ **Aspecto Construtivo:** Trata da materialização propriamente dita de todos os demais aspectos, sendo decisivo na conformidade e inter-relação destes. Possui importância fundamental, tendo em vista ser na etapa de construção a origem dos principais mecanismos de deterioração do fundo (corrosões, recalques, vazamentos, etc). Contempla todas as etapas executivas do tanque, tais como *terraplanagem, concretagens, estaqueamentos, soldagens, instalação de geossintéticos, tratamento e pintura de superfícies, instalação de liners e implantação da proteção catódica*.

Como pode ser visto, é grande a interferência entre tais aspectos, e, não raro, uma mesma solução de projeto pode envolver mais de um deles. No caso específico de tanques de concreto, essa interdependência é ainda mais forte, tendo-se em vista a *maior carga nas fundações* e a *estreita relação destas com o fundo do equipamento*<sup>23</sup>.

Por último, cabe ressaltar que a negligência para com qualquer destes aspectos pode resultar em substanciais prejuízos futuros – custos estes consideravelmente maiores do que os inicialmente demandados pelas fases de projeto e implantação.

## ii) Requisitos de um projeto de fundações

Fundações são os elementos responsáveis pela transferência das cargas advindas da superestrutura de uma edificação para o terreno no qual esta se apoia. Em qualquer construção, uma fundação é constituída por dois componentes básicos: os *elementos de fundação* – constituídos pelas peças estruturas propriamente ditas, tais como sapatas, estacas e *radiers* – e os *solos de fundação* – compostos pelas camadas (e águas) subterrâneas, que irão afetar e ser afetados pela edificação. O projeto de fundações deve contemplar

---

<sup>23</sup> Ao contrário do que ocorre com tanques de aço, os conceitos de “fundo do tanque” e “laje de fundação” (*radier*) são indissociáveis, constituindo um mesmo elemento estrutural.

características de cada um destes componentes – bem como às interações entre os mesmos –, de forma a atender três objetivos fundamentais:

- **Deslocamentos aceitáveis:** Respeito, por parte da fundação, aos limites impostos *a priori* para suas movimentações (recalques, levantamentos, vibrações, etc), sob condições reais de serviço;
- **Estabilidade externa:** Garantia de segurança ao colapso, por parte do solo de fundação, durante o projeto de elementos de fundação – de tal forma que estes, sob solicitação, não desencadeiem processos de ruptura do terreno (por recalques, deslizamentos, tombamentos, arrancamentos, etc);
- **Estabilidade interna:** Garantia de segurança ao colapso, por parte dos elementos de fundação, durante o projeto destes – dimensionando-os de tal forma que, sob solicitação, não desenvolvam processos de ruptura estrutural (por compressão, tração, flexão, flambagem ou cisalhamento).

O terceiro objetivo é atingido por meio das ferramentas fornecidas pelo Cálculo Estrutural (disciplina responsável pela análise e dimensionamento de estruturas). De forma complementar, cabe à Geotecnia (disciplina que abrange conhecimentos de Geologia de Engenharia, Mecânica dos Solos e Mecânica das Rochas) o atendimento aos dois primeiros<sup>24</sup> – por meio da estimativa de recalques, do estudo da capacidade de carga e da determinação das pressões de contato na fundação.

Em tanques de armazenamento convencionais, metálicos, as chapas do fundo do equipamento são dispostas sobre sua fundação – seja ela composta por camadas de solo compactado, seja por uma laje de concreto armado –, após esta ser devidamente impermeabilizada. Para tanques de concreto, contudo, tal distinção perde o sentido, uma vez que a laje sobre a base exerce ambos os papéis: *contenção de fundo e fundação em radier*<sup>25</sup>.

---

<sup>24</sup> De fato, mesmo o dimensionamento estrutural dos elementos de fundação depende de um parâmetro básico fornecido pela análise geotécnica – as *pressões de contato*, que são despertadas na interface entre tais elementos e o solo.

<sup>25</sup> *Radier* esse que, como será visto, poderá ser complementado (por razões estruturais e/ou geotécnicas) pela inclusão de outros elementos – tais como estacas e aumentos de espessura.

Nas duas próximas seções serão abordados aspectos conceituais de solos (seção 3.2.2) e elementos (seção 3.2.3) da fundação de tanques. O aspecto geotécnico do seu projeto será abordado na seção 3.2.4, enquanto que o dimensionamento estrutural de fundo e fundações será objeto da seção 3.2.6. Ligando estes dois temas, a seção 3.2.5 enfoca aspectos da análise estrutural do embasamento de tanques, tratando da forte interdependência existente entre solos e peças estruturais.

### **3.2.2 Estudo e Concepção do Subsolo**

#### **i) Consequências estruturais, operacionais e ambientais de falhas geotécnicas**

Do ponto de vista geotécnico, toda fundação inexoravelmente sofre – em decorrência das solicitações às quais está submetida – algum tipo de deslocamento, seja ele vertical (recalques ou levantamentos), horizontal (deslizamentos) ou rotacional (tombamentos). Além de serem função das ações solicitantes, tais deslocamentos dependem de características tanto do solo de fundação, quanto da estrutura em si.

Contudo, quando ultrapassados certos limites, tais deslocamentos podem despertar, na construção, graves problemas de ordem estética, funcional e/ou estrutural – limites estes que devem ser eficazmente evitados. No caso específico de tanques de armazenamento, os principais efeitos que podem ser observados são (BARROS, 2012):

- Funcionamento inadequado de componentes do tanque, tais como o sistema de selagem de tetos flutuantes;
- Erros na medição de nível de produto armazenado;
- Esforços elevados em bocais de tubulações e equipamentos vinculados ao tanque;
- Tensões e deformações inesperadas na estrutura – podendo ocasionar desde vazamentos, até a perda da sua estabilidade estrutural.

#### **ii) Investigação geológica e geotécnica**

Dado o porte dos tanques de armazenamento – bem como o investimento demandado para sua construção –, faz-se imprescindível que um

completo estudo seja feito das características geológico-geotécnicas do terreno onde o equipamento será implantado (subleito).

As investigações geotécnicas têm como objetivo final a identificação espacial das camadas de solos e rochas (bem como de sua natureza) presentes nos maciços que servirão de subleito para a futura estrutura. Para tal, são levantadas e mapeadas as suas propriedades físicas e mecânicas que sejam pertinentes ao projeto – bem como a posição do nível d'água (NA) e outras condições hidrogeológicas relevantes.

Para execução de tal estudo, faz-se imprescindível que um programa de investigações seja traçado desde as primeiras etapas de concepção do empreendimento. Com base nas definições da ABNT NBR 6122 (2010) pode-se estabelecer as seguintes etapas de investigação:

➤ **Reconhecimento inicial:** Com base em visitas e levantamentos do local, deve ser obtida uma série de informações da região do empreendimento, tais como *topografia*, *históricos geotécnicos* (instabilidade de taludes, presença de aterro/bota-fora, erosões, existência de contaminações no solo por ocupações anteriores, experiência local no projeto e execução de fundações precedentes, etc) e *peculiaridades geológico-geotécnicas* (presença de matacões, afloramentos rochosos, regiões brejosas ou coluvionares, minas d'água, etc);

➤ **Investigação geológica:** Em função de condicionantes específicos da obra, deve ser conduzida uma vistoria geológica de campo por profissional especializado. Tal vistoria pode, adicionalmente, ser complementada por estudos geológicos específicos;

➤ **Investigação geotécnica preliminar:** Para qualquer edificação exige-se que seja feita uma investigação de reconhecimento do terreno em questão – ainda nas fases de estudos preliminares ou de planejamento do empreendimento. O objetivo é o levantamento da estratigrafia e classificação dos solos, da posição do nível d'água e do índice de resistência à penetração ( $N_{SPT}$ ), devendo consistir, minimamente, em sondagens a percussão com *Standard Penetration Test* (SPT)<sup>26</sup> – contudo,

---

<sup>26</sup> Ensaios estes normatizados pela ABNT NBR 6484 (2001), e cuja terminologia de classificação deve respeitar as definições dadas pela ABNT NBR 6502 (1995).

para um completo levantamento do perfil geotécnico do local (estudo do material impenetrável a percussão, transposição de blocos de rochas existentes, etc) deve-se, em decorrência do porte da obra, dar preferência ao uso de sondagens mistas (associação da sondagem a percussão com a sondagem rotativa). Diretrizes para a programação (definição dos números, localizações e profundidades) dos furos de sondagem podem ser obtidas pela ABNT NBR 8036 (1983);

➤ **Investigação geotécnica complementar de projeto:** Nesta etapa – onde o envolvimento do projetista de fundações faz-se ainda mais notória – são esclarecidos aspectos do subsolo relevantes ao comportamento das futuras fundações. Nela, com base nas informações coletadas no estudo preliminar, a investigação é pormenorizada através de observações do nível d'água e verificações do material impenetrável a percussão, bem como do levantamento de parâmetros de resistência, deformabilidade e permeabilidade dos solos<sup>27</sup>. Para tal investigação, além de sondagens adicionais, lança-se mão de uma série de ensaios de campo (*in situ*) e de laboratório, conforme aqueles compilados na Tab. 3-2<sup>28</sup>;

➤ **Investigação geotécnica complementar de execução:** durante a etapa de construção das fundações, novos ensaios podem ser necessários para dirimir questionamentos executivos (confirmação/retificação de parâmetros para projeto, grande variabilidade de solos encontrados, dificuldade construtiva do tipo inicialmente projetado de fundação, etc). Essa investigação também deve ser indicada e acompanhada pelo projetista de fundações, podendo ser ampliada pelo responsável pela execução da obra. Nela, pode-se lançar mão de quaisquer dos ensaios (de campo e/ou de laboratório) mencionados no item anterior e na Tab. 3-2.

---

<sup>27</sup> Por serem estruturas especiais, tanques de armazenamento demandam, por exemplo, o completo entendimento de parâmetros que envolvam a resistência ao cisalhamento e a compressibilidade dos solos.

<sup>28</sup> Em muitos destes ensaios é exigida a retirada de amostras de solo (deformadas ou indeformadas). Regulamentações sobre tais retiradas feitas por meio da abertura de poços e trincheiras de inspeção são feitas pela ABNT NBR 9604 (1986), enquanto que amostragens oriundas do ensaio SPT, o são pela ABNT NBR 9820 (2008).

Tab. 3-2: Relação de ensaios geotécnicos.

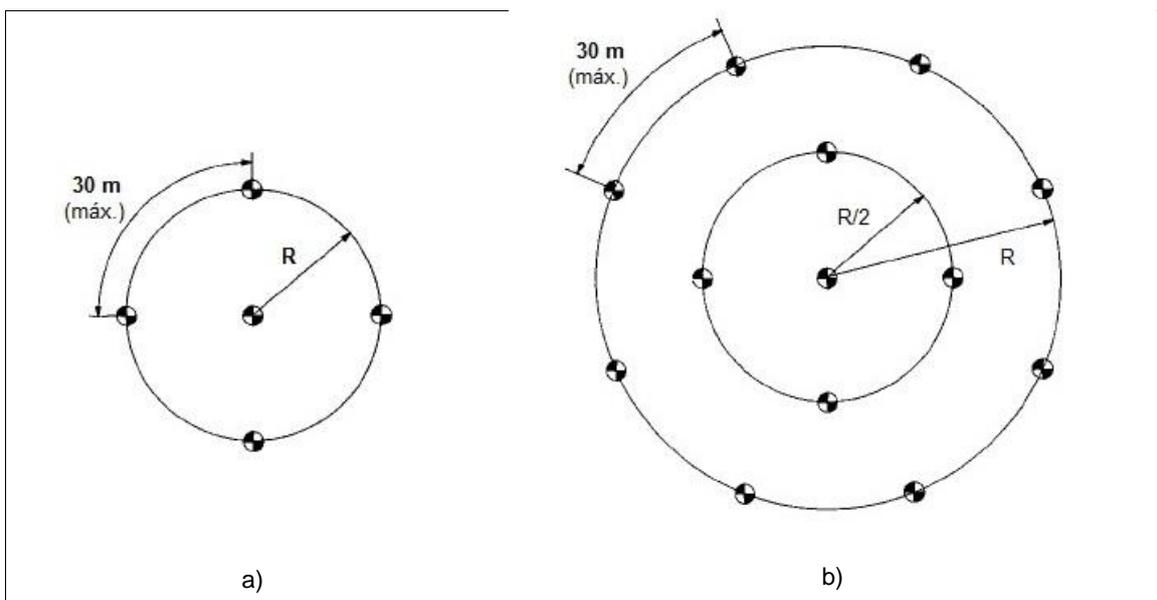
Tipo	Ensaio	Referências
Ensaio de campo ( <i>in situ</i> )	Penetração dinâmica (sondagem à percussão com SPT)	ABNT NBR 6484 (2001), ABNT NBR 9820 (2008) e ABNT NBR 8036 (1983)
	Sondagem rotativa	-
	Sondagem mista (percussão + rotativa)	-
	Sondagem a percussão com medida de torque (SPT-T)	-
	Sondagem a trado	ABNT NBR 9603 (1986)
	Observação de nível d'água - NA (medidor de NA e piezômetro)	-
	Penetração estática ( <i>Cone Penetration Test</i> - CPT)	ABNT NBR 12069 (1991)
	Medição de poro-pressões (piezocone - CPTU)	-
	Pressiométrico ( <i>Pressiometer Ménard Test</i> - PMT)	-
	Dilatométrico ( <i>Dilatometer Marchetti Test</i> - DMT)	-
	Palheta ( <i>vane-test</i> - EP)	ABNT NBR 10905 (1989)
	De placa (direta)	ABNT NBR 6489 (1984)
	Permeabilidade durante SPT (infiltração ou bombeamento/recuperação)	Boletim ABGE nº 4 – jun/1996
	Sísmico/geofísico ( <i>crosshole</i> , <i>downhole</i> ou cone sísmico - CPTUS)	-
	Massa específica aparente (frasco de areia)	ABNT NBR 7185 (1988)
	Massa específica aparente (cilindro de cravação)	ABNT NBR 9813 (1987)
	Ensaio de laboratório	Abertura de poços e trincheiras
Teor de umidade		ABNT NBR 6457 (1986)-anexo A
Massa específica aparente (amostra indeformada)		ABNT NBR 10838 (1988)
Massa específica real e aparente (solos)		ABNT NBR 6458 (1988)
Massa específica real dos grãos (pedregulhos)		ABNT NBR 6508 (1984)
Granulometria		ABNT NBR 6457 (1986) e ABNT NBR 7181 (1988)
Limite de liquidez		ABNT NBR 6459 (1984)
Limite de plasticidade		ABNT NBR 7180 (1988)
Limite de contração		ABNT NBR 7183 (1982)
Compactação		ABNT NBR 6457 (1986) e ABNT NBR 7182 (1988)
Equivalente de areia		ABNT NBR 12052 (2008)
Índice suporte Califórnia (CBR)		ABNT NBR 9895 (1987)
Permeabilidade à carga constante (solos granulares)		ABNT NBR 13292 (1995)
Permeabilidade à carga variável (solos argilosos)		ABNT NBR 14545 (2011)
Compressão simples (não confinada)		ABNT NBR 12770 (2008)
Compressão triaxial rápido (UU)		ASTM D 2850 (2007)
Compressão triaxial lento (CD)		-
Compressão triaxial rápido pré-adensado (CU) com ou sem medidas de poro-pressão		ASTM D 4767 (2011)
Cisalhamento direto		-
Adensamento unidirecional (oedométrico)		ABNT NBR 12007 (1990)
Expansibilidade [vários: com equipamento do ensaio de adensamento; por granulometria (porcentagem da fração argila); por índice de plasticidade; por difração de raios X (caracterização do mineral argílico); por adsorção de azul-de-metileno; por análise termodiferencial; por espectrometria infravermelha]		-
Colapsibilidade (com equipamento do ensaio de adensamento)		-
Ensaio químicos (contaminação de solos e/ou águas subterrâneas)		-

Fontes: ABNT NBR 6122 (2010), ABNT NBR 6497 (1983) e ABNT NBR 8044 (1983).

No que tange, mais especificamente, as investigações de subleitos de tanques de concreto, o relatório técnico ACI 372 R (2003), em seu apêndice A, fornece recomendações para quantidade e localização de furos de sondagens tipo

SPT (Fig. 3.4). Segundo ele, em casos de tanques com até 60m de diâmetro, deve ser executado um furo na região prevista para o seu centro, sendo os demais distribuídos ao longo da projeção do seu futuro costado<sup>29</sup> – sendo que o espaçamento entre tais furos periféricos não deve exceder 30m. Para tanques com diâmetro superior a 60m, deve ser seguido o mesmo princípio, complementado por um nível intermediário de quatro furos (localizados entre o centro do tanque e a projeção do costado). Furos adicionais podem, ainda, ser especificados no caso de uma das seguintes situações:

- Topografia irregular apresentada pelo local;
- Presença de regiões de aterro (pré-existentes à obra);
- Estratigrafia de solo apresentando significativa variabilidade horizontal;
- Previsão da construção de camadas de aterro em regiões adjacentes ao tanque.



**Fig. 3.4:** Recomendações de furos de sondagem para fundações de tanques de concreto: a) com diâmetro entre 15m e 60m; b) com diâmetro superior a 60m [adaptado de ACI 372 R (2003)].

As profundidades dos furos de sondagem devem ser tais que permitam caracterizar os materiais impenetráveis à percussão (maciço rochoso, rocha alterada ou, eventualmente, solo residual jovem) – segundo critérios de parada apontados pelas normas brasileiras já mencionadas. Para o caso específico de tanques em concreto, o relatório do ACI recomenda que, para cada

<sup>29</sup> Para tanques com diâmetro inferior a 15m o número de furos periféricos pode ser reduzido.

equipamento, ao menos um dos furos penetre até uma profundidade equivalente à 75% do raio do tanque (não sendo inferior à 18m) – sendo que todos os demais furos devem ter uma profundidade ao menos igual à 25% do raio do tanque (porém não inferior à 9m).

Conforme mencionado, cabe ao projetista de fundações a elaboração da programação das investigações preliminares e complementares, bem como a seleção e análise dos ensaios adotados. Diretrizes gerais (programação, realização e apresentação de resultados de investigações) e específicas (para estudo de viabilidade, projeto básico e projeto executivo de obras envolvendo a construção de aterros e fundações) podem ser obtidas na ABNT NBR 8044 (1983).

### iii) Concepção da base do tanque

A *base de tanques de armazenamento* é composta basicamente pela superfície preparada do terreno natural (subleito) e pelas eventuais camadas de aterro subsequentemente executadas (camadas suporte). Ela deve ser adequadamente concebida e projetada, de tal forma assegurar uma série de características (construtivas ou operacionais) necessárias ao funcionamento do equipamento. Dentre as responsabilidades atreladas a bases de tanques, pode-se citar as seguintes:

➤ **Resistir e distribuir esforços verticais:** a base do tanque deve garantir que a capacidade de carga das fundações seja suficiente para suportar o peso próprio do equipamento e dos seus conteúdos armazenados (tanto produtos a serem estocados, como água para seu teste hidrostático), bem como quaisquer outros carregamentos que venham a atuar sobre o mesmo;

➤ **Manter a conformação superficial da base do tanque:** subleito e camadas suporte devem apresentar um comportamento com uniformidade suficiente para minimizar e limitar movimentos relativos das fundações (em especial, *distorções* sob o fundo e *recalques diferenciais* sob o costado). No caso de solos com propriedades especiais (colapsíveis, expansivos, etc), medidas especiais devem ser tomadas para o efetivo controle de deslocamentos (recalques ou levantamentos). Em se tratando do

armazenamento de produtos com temperaturas elevadas o suficiente para causar danos à fundação, medidas devem ser tomadas nas camadas suporte para garantia da proteção térmica às mesmas;

➤ **Permitir a drenagem das águas do subsolo:** devem ser concebidas camadas suporte e/ou geossintéticos que permitam a percolação de águas profundas, de tal forma a proteger o fundo do tanque de aspectos mecânicos (subpressão/tendência a flutuação) e físico-químicos (deterioração do fundo do tanque) destas. Adicionalmente, cuidados de projeto devem ser tomados com respeito à granulometria das camadas sob o fundo, que deverão manter-se bem graduadas o suficiente para impedir a formação do fenômeno de erosão interna (*piping*);

➤ **Resguardar aspectos ambientais:** a base do tanque deve garantir as características de drenagem, impermeabilização e/ou proteção mecânica das diversas partes que compõem o sistema de contenção secundário e/ou o sistema de detecção de vazamentos do tanque (v. alínea seguinte);

➤ **Estabilizar o terreno para construção e montagem:** a base deve manter sua integridade ao receber movimentações de equipamentos, materiais e pessoas durante todas as fases construtivas do tanque.

#### **iv) Concepção do sistema secundário de contenção e do sistema de detecção de vazamentos**

Conforme apresentado na seção 3.1.3, estruturas de concreto empregadas no armazenamento de produtos perigosos devem adotar sistemas primários e secundários na contenção dos mesmos – redundância esta complementada por elementos que permitam a detecção de eventuais vazamentos na contenção primária.

Tanto a literatura técnica relativa a tanques de concreto – como o ACI 350.2 R (2009) – quanto a relativa a tanques de aço – como o Apêndice I do API 650 (2011) – fornecem subsídios para a concepção de sistemas de contenção e detecção de vazamentos. Algumas dessas diretrizes são apontadas a seguir:

- Vazamentos pelo fundo do tanque devem ser detectados no perímetro do equipamento, por meio de caixas, poços e/ou tubos de monitoramento – se um vazamento é detectado, ele deve ser coletado;
- Os sistemas de detecção mais recomendados são aqueles baseados na inspeção visual dos fluxos (gravitacionais) de vazamentos. O uso de instrumentação (sensores eletrônicos, sondas, malha de fibra ótica, etc) é aceitável para detecção (e, eventualmente, localização) de vazamentos<sup>30</sup>, contudo, os requisitos do parágrafo anterior devem ser respeitados. Qualquer sensor adotado deve apresentar alta confiabilidade e/ou permitir sua efetiva calibração a qualquer tempo;
- O tempo entre o início do vazamento e sua detecção não deve exceder 24 horas, nem limites de capacidade apresentados pelo sistema secundário de contenção;
- Todos os materiais empregados nesses sistemas (conjunto estanque e conjunto drenante) devem ser quimicamente compatíveis com os produtos passíveis de serem estocados no tanque – bem como com suas temperaturas de armazenagem;
- A compatibilidade de materiais do sistema secundário de contenção também deve ser assegurada contra degradação pelo seu contato contínuo com o substrato (meio externo) no qual estará instalado;
- Materiais do conjunto estanque que compõem o sistema secundário de contenção devem possuir baixa permeabilidade, não superior a  $1 \times 10^{-7}$  cm/s. Sua constituição deve ser monolítica, ou de tal forma que suas eventuais juntas apresentem estanqueidade, permeabilidade e resistência química iguais às do restante do conjunto;
- Os princípios para contenção e detecção de vazamentos devem abranger, também, os acessórios de fundo do tanque, concebidos para drenagem do mesmo (tubulações, bacias, etc);

---

<sup>30</sup> Por meio da medição de parâmetros de vapores e líquidos vazados, tais como condutividade térmica, condutividade elétrica e/ou resistividade elétrica.

➤ Tanto projeto como procedimentos construtivos dos sistemas de contenção de vazamentos devem ter como diretriz principal a garantia da sua estanqueidade. De forma análoga, a qualidade do sistema de detecção de vazamentos é função direta da localização (de projeto e real, contemplando interferências de campo e efeitos de recalques) dos pontos de monitoração. Os materiais drenantes também devem ser adequadamente projetados e construídos, de tal forma a garantir a formação de linhas de fluxo de material vazado até estes pontos, tendo-se em mente todas as possíveis interferências construtivas e operacionais que possam existir (fundações, tubulações, recalques, etc).

Sistemas para contenção e detecção de vazamentos apresentam custos consideravelmente menores quando instalados durante a construção de uma estrutura nova – se comparados com sua instalação em tanques existentes. Além disso, durante a concepção do embasamento de um tanque de armazenamento, deve-se ter em mente os altos custos ambientais, financeiros e sociais envolvidos na limpeza e remoção de todo subleito contaminado por uma eventual falha no sistema de contenção do equipamento.

### 3.2.3 Concepção das Fundações e Fundo

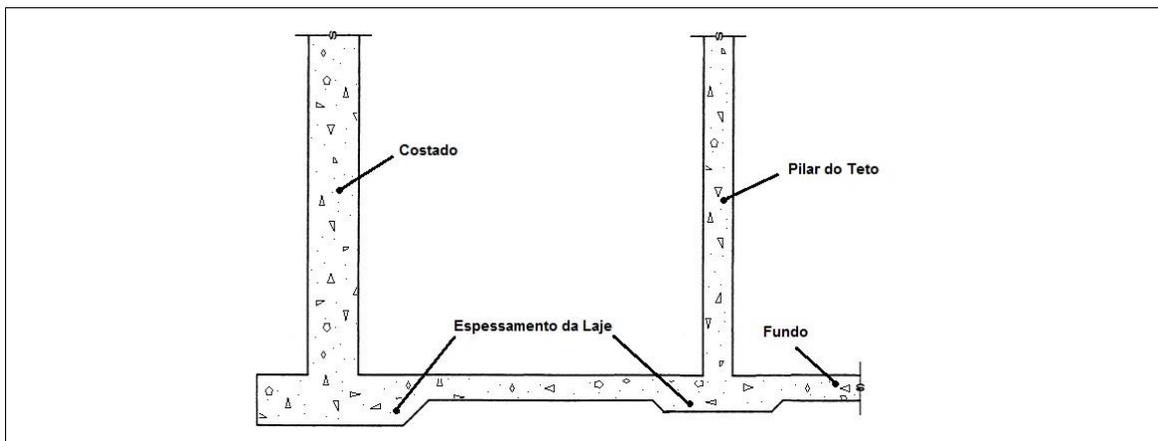
#### i) Definição do tipo de fundação

Dependendo das condições apresentadas por cada situação, tanques de armazenamento podem ser concebidos apenas com fundações superficiais (*radiers*), ou podem receber a complementação de elementos de fundação profunda (estacas). A definição do tipo de fundação a ser adotada é feita após a análise conjunta de aspectos locais, cargas atuantes e características da estrutura – envolvendo fatores tais como resistência (capacidade de carga) e comportamento do solo (adensamento), diâmetro e altura do tanque, além de exigências operacionais (recalques e distorções limítrofes).

De fato, a fundação superficial de tanques de concreto consiste basicamente na própria laje de fundo do equipamento, que desempenha o papel de um *radier*. Pode-se recorrer ao aumento da sua espessura em regiões de aplicação de cargas concentradas, resguardando-a do efeito de puncionamento (*radier* em laje cogumelo, Fig. 3.5). Desta forma, confere-se à

estas regiões da laje de fundo comportamentos análogos ao de sapatas corridas (na região da borda do radier, abaixo do costado) e de sapatas isoladas (abaixo de pilares internos, eventualmente demandados por tetos fixos suportados)<sup>31</sup>. Tais variações de espessuras podem ser previstas voltadas tanto para o lado inferior, como para o superior do fundo, deixando a face oposta da laje completamente plana.

Quando medidas adicionais são necessárias, pode-se lançar mão de elementos de fundações profundas – consistindo tipicamente de estacas e respectivos complementos (capitéis, blocos de coroamento e/ou cintas) –, que são projetados de forma associada à laje de fundo<sup>32</sup>. Cabe ressaltar que, em tais cenários, a adoção de outras soluções geotécnicas (estabilização de solo, estacas de areia, emprego de geossintéticos, pré-carregamento, controle de recalques, etc) pode viabilizar a não adoção de fundações profundas, apresentando-se como uma alternativa interessante para redução dos custos construtivos (v. seção seguinte, alínea ii).



**Fig. 3.5:** Corte esquemático demonstrando o espessamento da laje de fundo em regiões sujeitas a punção.

## ii) Concepção hidráulica do fundo

Sob o ponto de vista de escoamento, são tipicamente encontradas três concepções geométricas para fundos de tanques de armazenamento: fundo plano, fundo cônico com caimento do centro para periferia (*cone up*) e fundo cônico com caimento da periferia para o centro (*cone down*).

<sup>31</sup> Alternativamente, pode-se, para agilidade da fase construtiva, definir uma espessura constante para toda a laje de fundo. Contudo, tal espessura deve ser igual àquelas que seriam necessárias para as regiões abaixo do costado e dos eventuais pilares internos.

<sup>32</sup> Esse emprego conjugado do estaqueamento com elementos de fundação superficial (laje de fundo/*radier*) apresenta uma configuração denominada *fundação mista*.

Em tanques convencionais, de aço, fundos planos são aplicáveis apenas para equipamentos de pequeno diâmetro (até 6m), sendo os fundos cônicos aplicáveis à maioria das situações – tanto por auxiliar no esgotamento dos materiais estocados (produtos, águas associadas, borras oleosas, etc) até os pontos de coleta (bocais de saída, bacias de drenagem, etc), como por minimizar efeitos de recalques. Fundos com centro mais elevado apresentam as seguintes vantagens: facilidade de drenagem dos produtos e águas associadas (coleta periférica, na proximidade do costado), reduzindo a quantidade de tubulações e instalações internas (de difícil inspeção e manutenção); minimização dos efeitos de recalques (maiores na região central, onde são compensados pela maior cota de fundo apresentada); apresentação da estrutura do fundo funcionando sob compressão, o que diminui riscos de vazamentos (efeito amplificado pela presença de recalques); redução, no caso de tanques com tetos flutuantes externos, da contaminação do produto por água de chuva que venha a ultrapassar o sistema de selagem e percole através do costado interno (essa água percorre menor distância até os pontos de drenagem do fundo, localizados próximos ao costado); e diminuição, pela sua geometria, do volume morto apresentado por tanques com teto flutuante. Por sua vez, fundos invertidos (com centro rebaixado), apresentam como vantagem a maior rapidez na drenagem tanto dos produtos, como na de contaminantes (resíduos e águas decantadas) que afetam sua qualidade.

Devido a sua constituição – lajes espessas com boa resistência à flexão –, fundos de concreto apresentam melhores condições de manter sua configuração original ao longo da vida operacional, minimizando distorções e uniformizando recalques (v. seção 3.2.5). Devem – como em qualquer tanque de armazenamento – ter as camadas de solo da sua base adequadamente projetadas e executadas, de forma a impedir a geração de esforços excessivos na sua estrutura e na sua ligação com tubulações e equipamentos.

Por último, cabe observar que ACI 350.2 (2009) recomenda que fundos de estruturas destinadas ao armazenamento de produtos perigosos apresentem um mínimo de 2% de caimento, para facilidade dos seus sistemas de drenagem.

### iii) Concepção estrutural do fundo

O fundo do tanque deve ser projetado com três enfoques básicos: *transmissão de esforços* (decorrentes do armazenamento) às fundações; *estanqueidade* compatível com a estocagem de líquidos; e *flexibilidade estrutural* adequada à absorção de parcela dos efeitos oriundos dos recalques diferenciais. Com respeito ao seu comportamento estrutural, as lajes de fundo costumam ser classificadas por normas e documentos técnicos, segundo seu comportamento, em dois tipos: *fundo flexível* (*concrete membrane floors*) e *fundo rígido* (*concrete structural floors*)<sup>33</sup>.

*Lajes de fundo flexíveis* devem ser capazes de transmitir seus carregamentos verticais às camadas suporte sem, no entanto, serem solicitadas por esforços de flexão em seu interior. Podem ser concebidas armadas ou protendidas, e, apesar de poderem contemplar em seu dimensionamento a presença de (pequenos) recalques diferenciais, são mais recomendadas para situações onde uma considerável homogeneidade possa ser assegurada pelo apoio. Além disso, para garantia da estanqueidade, devem ser concretadas em pano único, sem a existência de juntas (frias) de concretagem. Por suas características, não admitem o tráfego de veículos sobre sua superfície (em condições construtivas ou de manutenções).

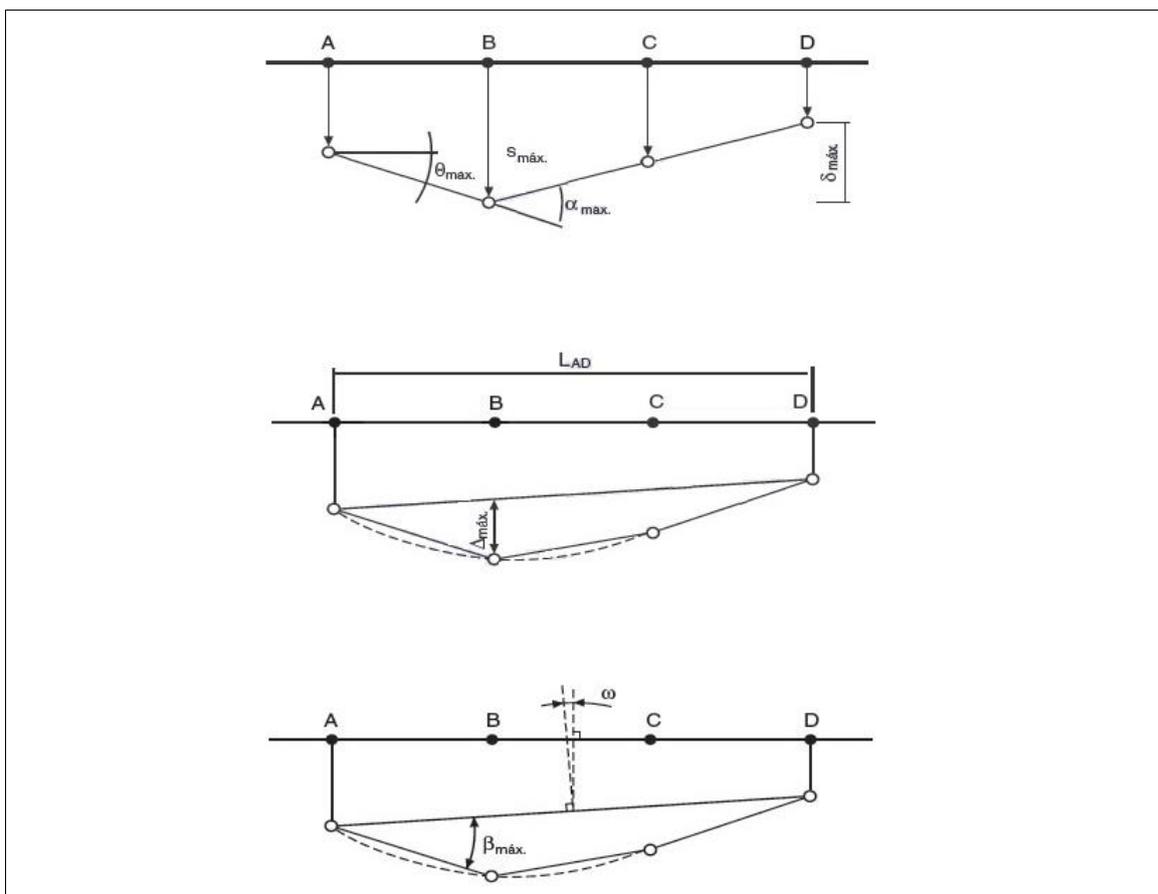
*Lajes de fundo rígidas* são utilizadas em circunstâncias onde esforços de flexão ganhem notoriedade em sua estrutura – tais como situações sujeitas a fortes subpressões (de águas subterrâneas), a elevados recalques e/ou à alta heterogeneidade de apoio (tais como bases de rigidez variável, construídas sobre regiões de cortes e aterros). Também podem ter concepção protendida ou armada, e são tipicamente recomendadas quando do uso de estaqueamento ou da necessidade de câmaras e canais sob o fundo – para inspeção e reparo de tubulações e/ou sistemas de detecção de vazamentos (v. Fig. 3.1-b). Apesar de admitirem a existência de juntas de construção – com adequadas medidas de controle da estanqueidade –, estas devem ser minimizadas ao máximo, tendo em vista serem pontos sensíveis da estrutura.

<sup>33</sup> Tais nomenclaturas têm o objetivo de auxiliar na apresentação dos requisitos de dimensionamento e detalhamento do fundo (seção 3.2.6), sendo aplicados no presente trabalho a *radiers lisos* (apoiados diretamente sobre o solo) – ou, ainda, a *radiers com pedestais/em laje cogumelo*, no caso de se utilizarem espessamentos (sob costados e pilares internos). Contudo, níveis crescentes de rigidez podem ser obtidos ao se adotarem cintas associadas à laje de fundo (configurando um *radier nervurado*) ou fundos com lajes duplas e vigas internas (*radier em caixão*) – que não serão aqui abordados.

### 3.2.4 Projeto Geotécnico

#### i) Movimentos e comportamentos da fundação

Movimentos de fundação consistem em *deslocamentos lineares* (recalques, levantamentos e deflexões) ou *angulares* (rotações, desaprumos, distorções e deformações) apresentados pela fundação de uma estrutura, após sua construção (Fig. 3.6). Podem ser medidos em relação a um referencial inalterado (como a posição original da estrutura; p.ex.: recalque total), ou em relação pontos internos da estrutura que também tenham sofrido deslocamento (p. ex.: recalque diferencial). Destes deslocamentos, os mais prejudiciais à estrutura de tanques de armazenamento são os *recalques diferenciais* e as *distorções angulares* – sendo ambos promovidos por adensamentos ocorridos de forma desigual ao longo do seu fundo.



**Fig. 3.6:** Movimentos de fundação típicos:  $s$ , recalque ou levantamento total;  $\delta$ , recalque diferencial ou levantamento relativo;  $\Delta$ , deflexão relativa;  $\Delta/L$ , relação de deflexão;  $\theta$ , rotação;  $\beta$ , distorção angular (ou rotação relativa);  $\omega$ , desaprumo;  $\alpha$ , deformação angular.

A magnitude dos adensamentos passíveis de ocorrência depende de características da estrutura, do solo e – principalmente – da interação entre ambos. No caso de tanques, podem ser citados os seguintes fatores:

- **Aspectos da sobrecarga:** características tanto da estrutura – peso próprio do tanque e acessórios –, quanto do armazenamento – volume (altura e diâmetro internos) e pesos específicos (dos produtos e da água de teste hidrostático);
- **Desenvolvimento do carregamento:** efeito relativo entre a velocidade de aplicação da carga e a velocidade de percolação da água subterrânea pela estrutura granulométrica do solo (estado de variações das poro-pressões) – resultando em comportamentos *drenados* ou *não drenados*;
- **Características do solo:** parâmetros do maciço que regem as respostas do terreno a carregamentos no curto prazo (deslocamentos elásticos), no longo prazo (adensamento secundário) e em situações excepcionais (tais como a liquefação do solo sob eventos sísmicos).

Por particularidades da sua constituição e função, tanques de armazenamento costumam apresentar níveis de cargas vivas muito superiores ao de cargas mortas: o peso próprio da estrutura é apenas uma pequena fração do peso de líquido armazenado (água ou produto) – carga essa que pode ser totalmente aplicada em questão de horas. Tais ações, associadas ao elevado diâmetro do equipamento, promovem acréscimos de tensão que chegam até camadas muito profundas do solo<sup>34</sup> – o que amplifica o alcance dos dois últimos fatores mencionados.

Parte fundamental do projeto geotécnico consiste no estudo de todos esses comportamentos, bem como dos recalques subsequentes. É dessa análise – que deve ser conduzida por profissional especializado – que sairão as diretrizes tanto para dimensionamento das fundações, como para o projeto de eventuais melhorias de solo.

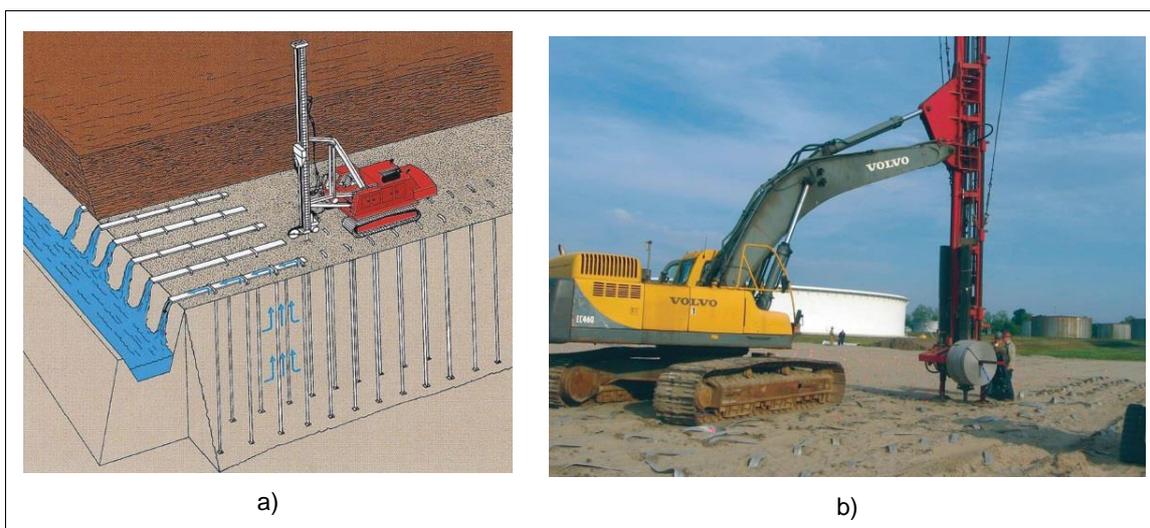
---

<sup>34</sup> Seu primeiro enchimento – tipicamente o teste hidrostático pós-constutivo (v. seção 6.1.3, alínea iii) – é, de fato, uma prova de carga da fundação – devendo possuir um criterioso acompanhamento dos (elevados) recalques observados durante sua execução.

## ii) Projeto de terraplanagem e de melhoria de solos

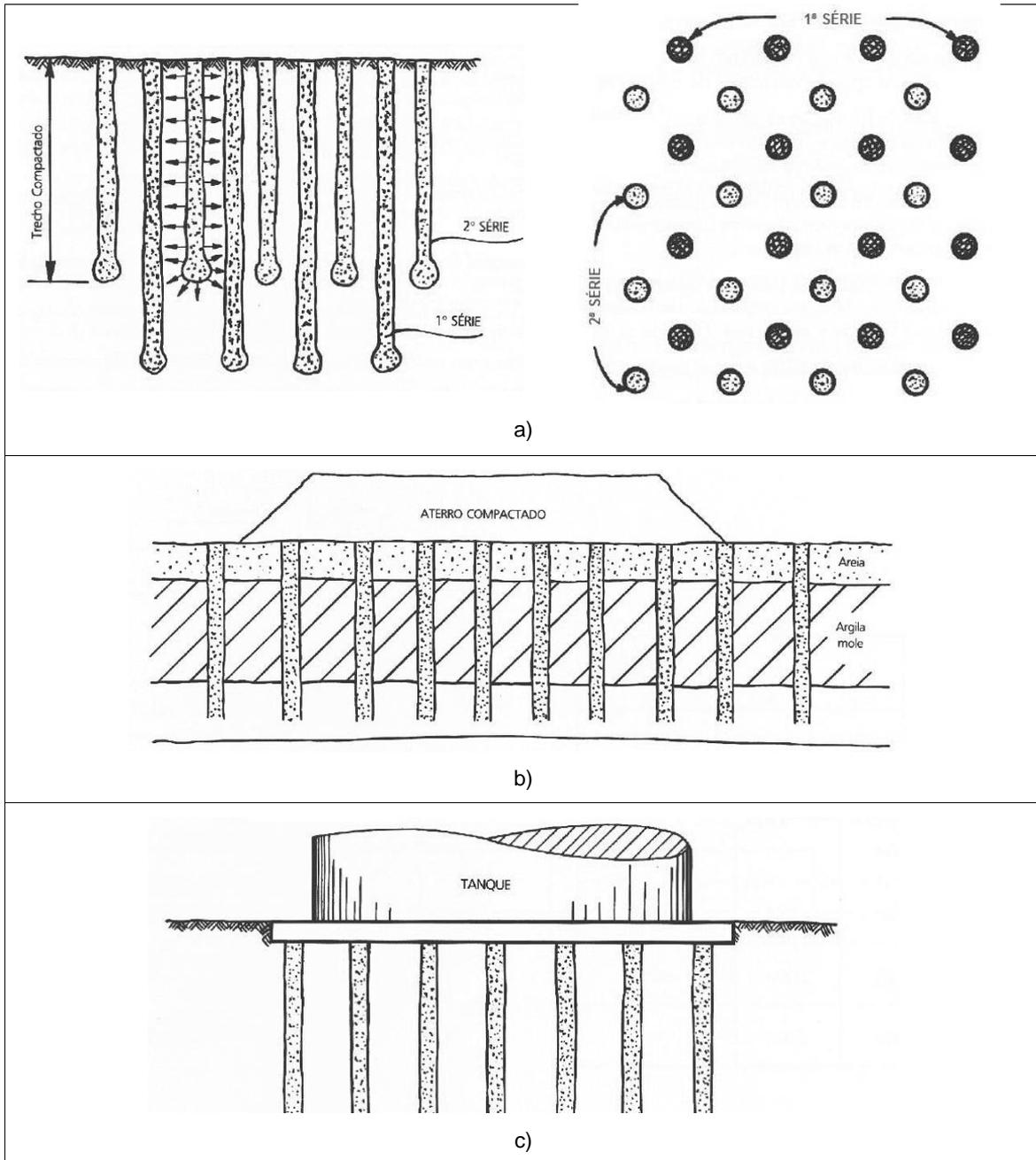
Com foco nas suas diretrizes de projeto (seção 3.2.2, alínea iii), bases de tanques são dimensionadas definindo-se materiais e espessuras das suas camadas constituintes. Tipicamente compostas por materiais estabilizados granulometricamente sem aditivos (solo natural, brita graduada simples, areia, etc), as camadas suporte devem ser devidamente compactadas e, eventualmente, entremeadas por geossintéticos<sup>35</sup> para cumprimento das mais diversas funções. Além de conter todas essas especificações, o projeto de terraplanagem deve contemplar, também, todas as movimentações de terra necessárias (cortes, aterros, transportes, espalhamentos, compactações, etc) para conferir ao subleito e camadas suporte a configuração desejada.

Caso o solo natural se mostre inadequado (técnica e/ou economicamente) para o cumprimento de tais funções, deve-se lançar mão de procedimentos apropriados que melhorem o desempenho desse subleito. Diversas são as técnicas de *melhoria de solo* disponíveis, das quais podem ser citadas: remoção e substituição do material impróprio; adoção de técnicas para aceleração do adensamento de camadas argilosas (com emprego de camadas granulares e/ou geossintéticos drenantes; Fig. 3.7); estabilização do maciço por processos físicos e/ou químicos, tais como a execução de estacas de compactação (colunas de areia e/ou brita, instaladas dinamicamente no solo; Fig. 3.8) ou de colunas de solo-cimento (*jet grouting*, *deep soil mixing*, etc; Fig. 3.9).



**Fig. 3.7:** Utilização de geocompostos drenantes para minimização de recalques, bem como para evitar a ruptura dos solos moles: a) funcionamento do sistema; b) instalação dos drenos verticais (TAUBE, 2008).

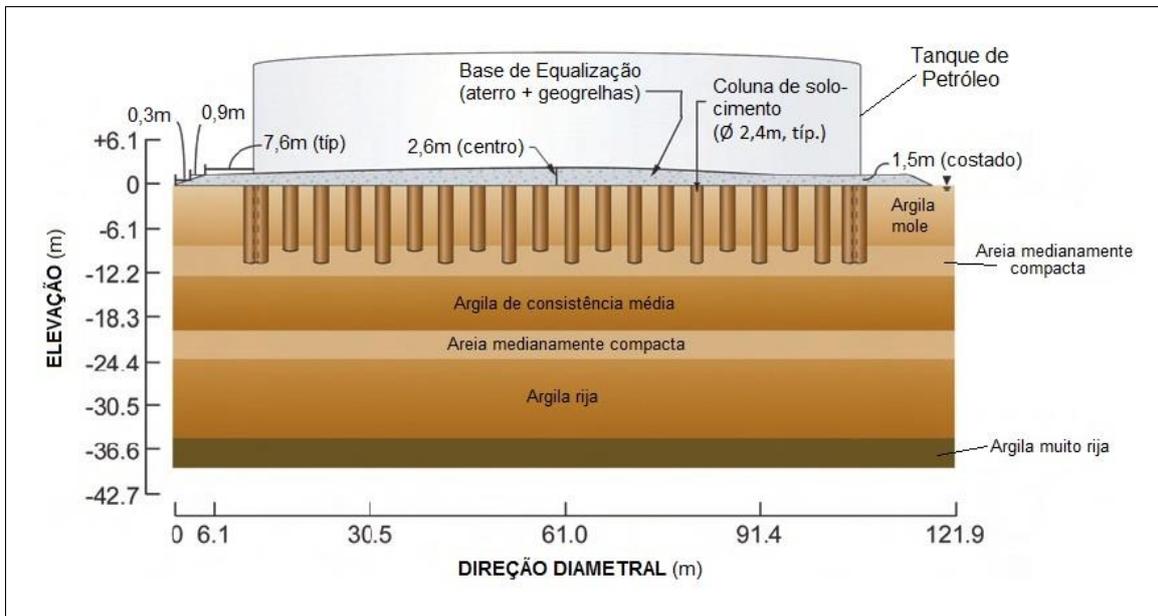
<sup>35</sup> Tais como geomembranas, geocompostos, geotubos, geogrelhas, dentre outros.



**Fig. 3.8:** Aplicações de estacas de compactação para melhoria de solos: a) colunas de areia e brita para aumento da resistência superficial; b) colunas de areia para aceleração de adensamento; e c) colunas de brita para redução de recalques e aumento da capacidade de carga [Fonte: Franki (2004)].

O critério para seleção da melhor alternativa deve levar em conta aspectos técnicos e financeiros. Por exemplo, a troca completa de solo pode ser uma alternativa vantajosa para pequenas espessuras de camadas mole, e inviável para elevadas – desempenho inverso à solução com geossintéticos drenantes associados a um pré-carregamento. Comparativos técnicos e econômicos de alternativas para melhorias de solos podem ser obtidos na norma DNIT/DNER-PRO 381 (1998). Soluções técnicas para situações

geotecnicamente complexas envolvendo tanques de armazenamento também podem ser obtidas em Taube (2008) e Boehm (2008).



**Fig. 3.9:** Solução adotada para melhoria do solo de fundação de um tanque metálico de petróleo construído em Lafourche Parish, EUA (BOEHM, 2008).

Além de interferir no adensamento de solos de fundação, águas subterrâneas podem igualmente impor elevadas solicitações sobre a estrutura do tanque (v. seção 3.1.4). Também em tais casos, camadas de solo e geossintéticos devem ser utilizados, de tal forma que se proporcione uma drenagem adequada do lençol freático existente.

Independentemente da finalidade das camadas suporte (drenagem, elevação da cota do fundo, troca de solo, etc), todo material de aterro deve ser de boa qualidade e duradouro, sendo isento de vegetação, outros materiais orgânicos e substâncias que possam promover deterioração ao fundo do tanque. O anexo C da ABNT NBR 7281 (2012), que trata das fundações de tanques de armazenamento em aço, recomenda que o material seja, minimamente, equivalente ao que é usado em aterro rodoviário de primeira categoria.

### iii) Inspeção e controle geotécnico de curto prazo

Conforme estabelece a ABNT NBR 6122 (2010) – e tendo em vista a criticidade do comportamento geotécnico de tanques de armazenamento –

torna-se fundamental a monitoração do desempenho de suas fundações<sup>36</sup>. Tal acompanhamento pode ser feito – antes, durante e depois da sua construção – por meio de instrumentações de campo que podem incluir: inclinômetros verticais próximos ao costado, inclinômetros horizontais sob o fundo, pinos de referência fixados na periferia da fundação/estrutura do tanque, dentre outros. Sua função é fornecer leituras de grandezas físicas que possibilitem uma correta interpretação geotécnica da situação, permitindo a previsão e/ou o controle do desempenho da obra.

Critérios e ensaios para controle do desempenho de elementos de fundação podem ser obtidos na ABNT NBR 6122 (2010). Fatores a serem monitorados durante a execução de camadas suporte da base de tanques – bem como ensaios e procedimentos de controle pertinentes – podem ser obtidos pelo estabelecido pela norma ABNT NBR 5681 (2008). Exemplos de instrumentos e procedimentos para monitoramento e controle do comportamento geotécnico de tanques de armazenamento, durante sua fase construtiva, podem ser obtidos em Boehm (2008).

### 3.2.5 Análise Estrutural

Tanto a avaliação do comportamento geotécnico de embasamentos de tanques (previsão de recalques), como o projeto das suas peças estruturais (dimensionamento e detalhamento), dependem de dois resultados fornecidos pela sua análise: os *deslocamentos* – exibidos por fundações e fundo – e as *pressões de contato* – despertadas na interface entre estes e o solo – resultantes da interação com as cargas atuantes.

Além de serem altamente interdependentes, estes dois parâmetros recebem, também, grande influência das características mecânicas do *solo* e das *estruturas* de fundação<sup>37</sup>. Isso pode ser ilustrado por meio da *rigidez relativa fundação-solo* ( $R_r$ ) – um parâmetro que representa o comportamento (elástico) conjugado dos elementos e solos envolvidos<sup>38</sup>. Quanto menor o valor dessa relação – ou seja, quanto maior a flexibilidade da fundação como um

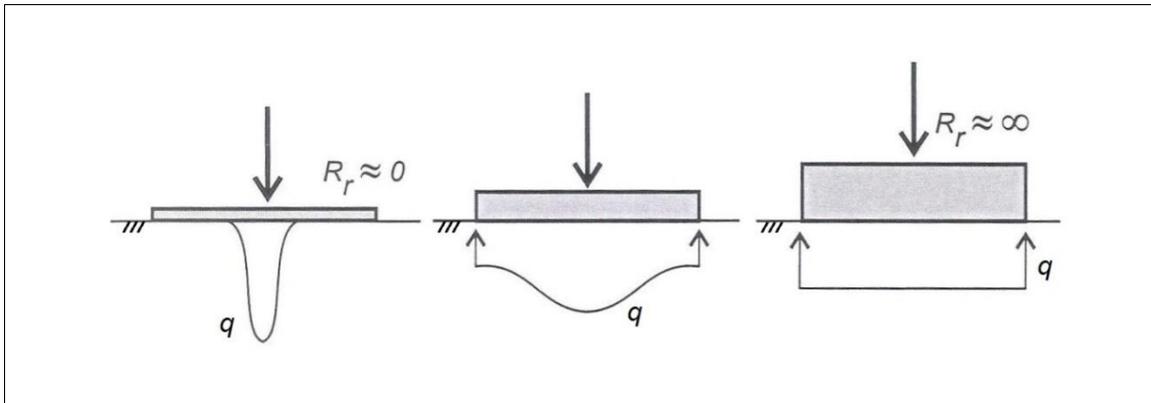
---

<sup>36</sup> Envolvendo, minimamente, o acompanhamento de recalques e, eventualmente, de deslocamentos horizontais, desaprumos, integridade e tensões.

<sup>37</sup> Além, evidentemente, do aspecto e da intensidade das cargas oriundas da superestrutura.

<sup>38</sup> A obtenção de tal parâmetro varia conforme o tipo de fundação (se viga ou placa), mas, via de regra, é obtido por relações entre parâmetros elásticos da peça estrutural (módulo de elasticidade do concreto, momento de inércia da seção, etc) e do solo em questão (módulo de Young do solo, coeficiente de mola, área de contato, etc).

todo (solo + estruturas) –, mais as pressões de contato tendem a refletir o carregamento aplicado (Fig. 3.10).

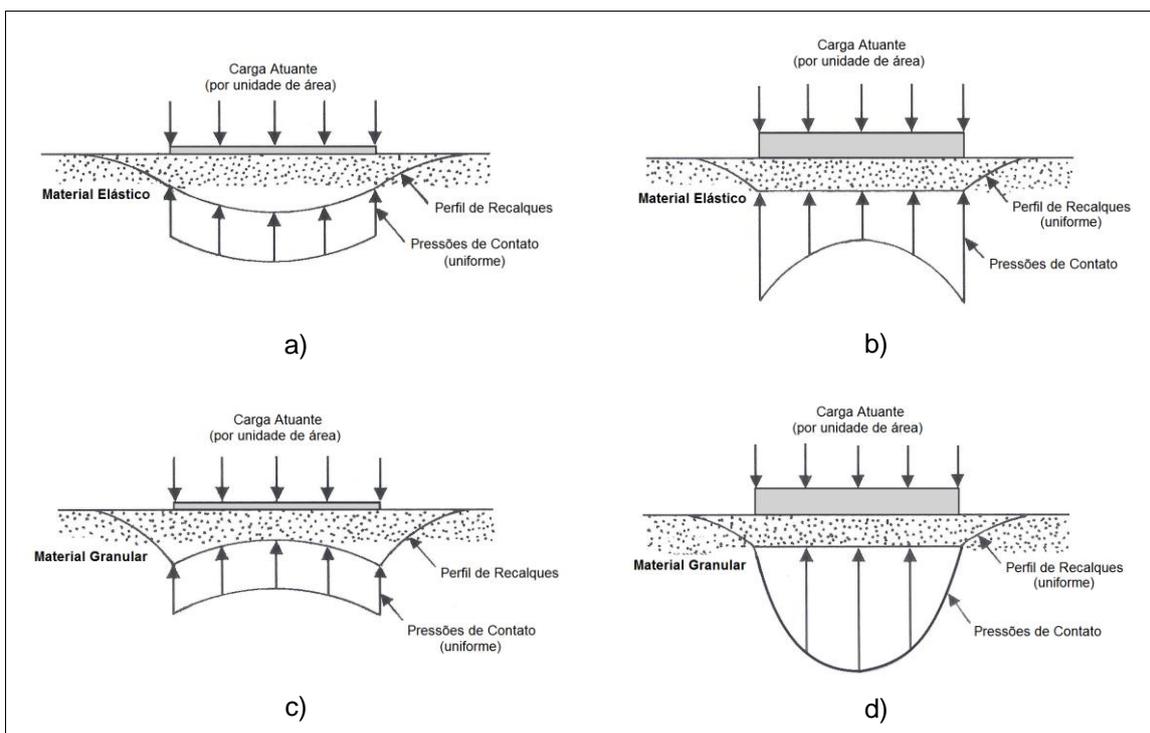


**Fig. 3.10:** Diferentes esquemas de fundações sob cargas concentradas, ilustrando a influência da rigidez relativa ( $R_r$ ) nas pressões de contato ( $q$ ) [adaptado de Velloso e Lopes (2004)].

Em fundações superficiais sujeitas a apoios reais, os deslocamentos e pressões de contato passam a sofrer, também, grande influência das propriedades constitutivas do solo: enquanto solos mais resistentes (tais como argilas sobreadensadas) reproduzem comportamentos semelhantes àqueles apresentados por meios elásticos (Fig. 3.11-a e Fig. 3.11-b), solos com pouca resistência (areias e argilas normalmente adensadas) comportam-se de maneira distinta (Fig. 3.11-c e Fig. 3.11-d)<sup>39</sup>. Apesar de situações reais apresentarem configurações intermediárias às ilustradas na figura, pode-se inferir que tanques com fundo em chapas metálicas (apoiadas diretamente sobre o solo) aproximam-se comportamento de fundação flexível (Fig. 3.11-a e Fig. 3.11-c), enquanto tanques (com ou sem chapas metálicas) apoiados sobre lajes de concreto tendem ao de fundação rígida (Fig. 3.11-b e Fig. 3.11-d)<sup>40</sup>.

<sup>39</sup> Essa diferença se dá em função das diferentes resistências ao cisalhamento dos solos (responsáveis por definir os níveis máximos de pressão de contato nos bordos da fundação), bem como pela maior compressibilidade das areias na região das bordas (por estarem sob confinamento parcial).

<sup>40</sup> Tanques de armazenamento caracteristicamente apresentam seus maiores recalques na região central. Isto decorre das elevadas cargas impostas pelo armazenamento – e pela forma gradativa com que se dá seu aumento, durante seu enchimento (especialmente no primeiro, tipicamente seu teste hidrostático pós-construção). Graças a isto, os maiores recalques acontecem no centro, mesmo em situações onde as maiores pressões de contato ocorrem inicialmente na periferia (Fig. 3.11-b) – nelas, há uma plastificação do solo, por cisalhamento, na região das bordas (cujas pressões passam a ficar constantes), enquanto as pressões de contato da região central permanecem aumentando com o enchimento (influenciando seus recalques).



**Fig. 3.11:** Distribuições típicas de pressões de contato e recalques, para fundações flexíveis ( $R_r \approx 0$ ) [a e c] e rígidas ( $R_r \approx \infty$ ) [b e d] sujeitas a cargas distribuídas, apoiadas sobre solos elásticos [a e b] e granulares [c e d] [adaptado de Das (2009)].

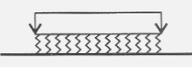
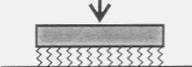
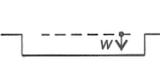
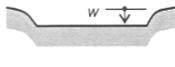
Como se pode ver, enquanto fundações muito rígidas (Fig. 3.11-b e Fig. 3.11-d) acabam por despertar elevadas pressões de contato – e, por conseguinte, maiores recalques –, por outro lado fundações mais flexíveis (Fig. 3.11-a e Fig. 3.11-c) apresentam-se mais suscetíveis a deslocamentos relativos de apoio (fundações rígidas permitem maior uniformização dos recalques). Cabe ressaltar, ainda, que certas construções – dentre elas tanques e reservatórios em concreto – possuem uma rigidez de fundação ( $R_r$ ) altamente suscetível à rigidez apresentada pela superestrutura – fato que altera substancialmente o comportamento global do conjunto.

Por todos os motivos apresentados, faz-se interessante a opção por um estudo interativo, que possa analisar o comportamento de todos os elementos – solo, estruturas de fundação e superestrutura. Por meio dessa análise – denominada *interação solo-estrutura* – torna-se possível o projeto de uma fundação que apresente um comportamento mais otimizado – tanto no curto, quanto no longo prazo (uma vez que permite contemplar os efeitos dos recalques diferidos no tempo). Através dela é possível a obtenção dos deslocamentos da fundação – e, conseqüentemente, da própria estrutura –, bem como dos seus esforços internos.

Para condução de tal análise, faz-se necessária a definição de um modelo que represente matematicamente o comportamento do solo real. Nesse contexto, dois tipos de modelagens costumam ser adotadas na análise de fundações: *solo com hipótese de Winkler* (apoio elástico representado por molas) e *solo como meio elástico contínuo* (compondo um maciço elástico sob a fundação<sup>41</sup>).

A Tab. 3-3 apresenta um comparativo entre os resultados típicos apresentados por esses modelos (para ambos os casos extremos de rigidez). Pode-se observar que os dois modelos de solo apresentam resultados semelhantes para *pressões de contato em fundações flexíveis* (Tab. 3-3: célula B1 ≈ célula B2) e para *recalques em fundações rígidas* (célula A3 ≈ célula A4). Contudo, diferenças substanciais são observadas nas demais situações – *pressões de contato para fundações rígidas* (célula B3 x célula B4) e *recalques para fundações flexíveis* (célula A1 x célula A2) –, que demandam avaliações prévias quanto a sua validade frente ao tipo de solo existente no local.

Tab. 3-3: Comparativo de respostas fornecidas por diferentes modelos de solo.

		Tipo de Fundação Superficial			
		Fundação Flexível ( $R_r \approx 0$ )		Fundação Rígida ( $R_r \approx \infty$ )	
Modelo de Solo		Hipótese de Winkler	Meio Contínuo	Hipótese de Winkler	Meio Contínuo
					
		1	2	3	4
Respostas dos Modelos	Recalques				
	Pressões de Contato				

Fonte: Adaptado de Velloso e Lopes (2004).

<sup>41</sup> O meio contínuo adotado pode ser *elástico* – cujas soluções são obtidas pela Teoria da Elasticidade, tipicamente para vigas e placas – ou *elastoplástico* – baseado na Teoria da Plasticidade, e que possui menor uso, devido ao alto custo computacional demandado pela sua resolução numérica (Método dos Elementos Finitos ou Método dos Elementos de Contorno).

Para a análise (interativa ou não) de fundos de tanques, podem ser utilizados diversos procedimentos de cálculo, tais como *métodos analíticos* – equações de placa sobre molas –, *método das diferenças finitas* – também com modelo de placas sobre molas, passível de ser programado – e *método dos elementos finitos* – que utiliza *radiers* compostos por elementos de placa ou sólidos e solos sendo representados por molas ou elementos sólidos (e que tipicamente emprega programas comerciais para seu processamento). Soluções específicas para *radiers* em situação axissimétrica de geometria, carregamento, material e vinculação – como a apresentada por tanques de armazenamento – foram desenvolvidas, e são apresentadas em Velloso e Lopes (2004).

Para a análise de fundos estaqueados (fundação mista)<sup>42</sup>, deve-se lançar mão de métodos que determinem a rigidez final do conjunto, bem como o rateio (das cargas transferidas ao solo) feito entre o elemento horizontal (*radier*) e os verticais (grupo de estacas) da fundação. Exemplos de tais metodologias – algumas computacionais – são fornecidas em Décourt *et al* (1998).

Por último, cabe ressaltar que, independentemente dos modelos adotados na análise, os parâmetros de solo a ser utilizados (seja para ajuste da mola de Winkler, seja para caracterização do meio contínuo) devem ser diretamente obtidos dos resultados de ensaios e levantamentos geotécnicos, adequadamente conduzidos no local da futura construção (v. seção 3.2.2).

### 3.2.6 Dimensionamento e Detalhamento Estrutural

#### i) Dimensionamento estrutural de fundo e fundações

Com respeito a seções mínimas de concreto, tanto relatórios técnicos para armazenamento de materiais perigosos – ACI 350.2 R (2009) e FIB (1978) – como para não perigosos – ACI 373 R (2010) – estabelecem critérios semelhantes, com espessuras tipicamente variando entre 13 e 20 cm.

*Lajes de fundo flexíveis protendidas*<sup>43</sup> – tipicamente construídas utilizando cabos pós-tensionados não aderentes –, devem ter uma espessura mínima de 13 cm. Suas armaduras ativas não devem ser espaçadas a mais de

<sup>42</sup> Tal solução pode ser interessante, mesmo quando não se faz necessário o emprego de estacas, por permitir uma redução nos recalques observados (por aumentar a rigidez global da fundação).

<sup>43</sup> Detalhes sobre a aplicação/seleção de fundos flexíveis e rígidos, v. seção 3.2.3 (alínea iii).

60 cm, e devem ser posicionadas, de forma alternada, na região central de sua espessura. AWWA D115 (2006) e ACI 373 R (2010) recomendam que sejam protendidas em diferentes estágios, tão logo quanto o concreto tenha capacidade de recebê-los. Devem apresentar uma compressão residual (de longo prazo) equivalente a 1,4 MPa – inclusive em regiões da laje dotadas de espessamentos (bases do costado e dos pilares internos) – sua função é garantir a estanqueidade da região, mesmo quando essa fica sujeita a ações (não excessivas) de recalques, retração e/ou gradientes térmicos. No que diz respeito a lajes flexíveis *armadas*, estas devem possuir uma espessura mínima de 15 cm.

Por sua vez, lajes rígidas *protendidas* devem ser construídas com uma espessura mínima de 15 cm – com demais características semelhantes às citadas no parágrafo anterior –, enquanto lajes rígidas *armadas* com um mínimo de 20 cm.

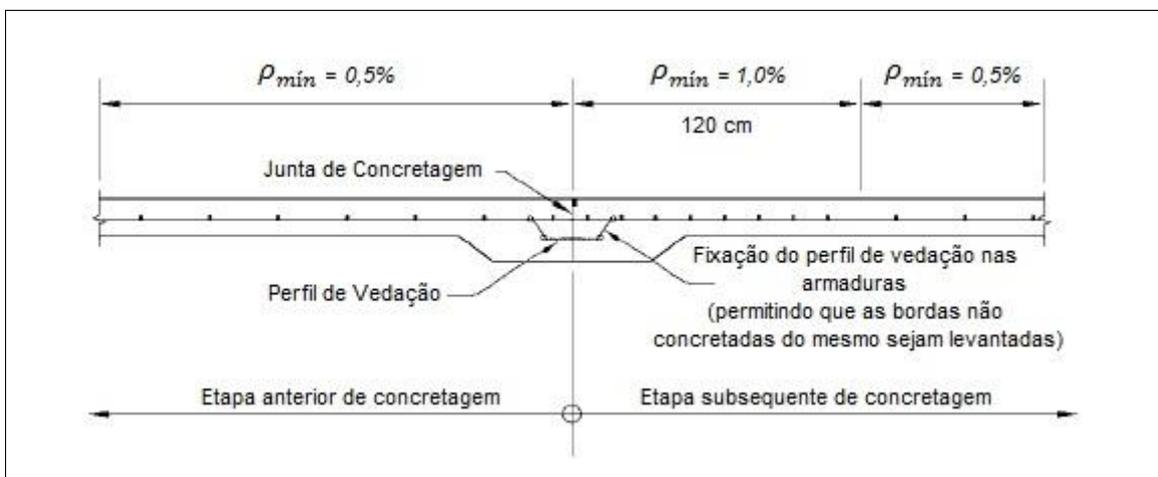
No caso da laje de fundo ser em concreto armado, e compor o *sistema de contenção secundário* do tanque (v. seção 3.2.2, alínea iv), os critérios fornecidos pela ABNT NBR 6118 (2007) são suficientemente adequadas para seu dimensionamento e detalhamento – garantindo, inclusive, os efeitos de retração e variações de temperatura aos quais estará sujeito. O mesmo vale para o caso de lajes protendidas que desempenhem tal função, devendo apenas ser complementadas por armaduras passivas nos casos onde deformações por retração sejam parcialmente restringidas (como em fundos diretamente apoiados sobre o solo). Nestas situações, ACI 350.2 R (2004), demanda que sejam previstas taxas mínimas de armadura passiva de 0,15%, para cada uma das duas direções ortogonais.

Para os casos em que o fundo de concreto atue como parte do *sistema de contenção primário*, recomendações adicionais devem ser feitas. Em lajes armadas, ACI 350.2 R (2009) estabelece que a taxa de armadura mínima ( $\rho_{min}$ ), em ambas direções, seja de 0,50%, para efetivo combate aos efeitos da retração e das variações de temperatura<sup>44</sup>. Tais efeitos também devem ser considerados nas juntas de concretagem, onde a taxa mínima de armadura

---

<sup>44</sup> ACI 373 R (2010) recomenda que, para lajes com espessuras superiores a 20 cm, tal taxa mínima de armadura passiva deva ser (para cada direção ortogonal) de 0,60%, dividida em duas camadas: uma com taxa mínima de 0,40%, posicionada numa região até 9 cm do topo da laje – respeitando-se o cobrimento definido pela ABNT NBR 6118 (2007) –; e outra, com taxa mínima de 0,20%, posicionada a uma região até 12,5 cm da base da laje – com um cobrimento mínimo de 7,5 cm para o seu fundo.

passa a ser de 1,00% no plano de concretagem subsequente, em uma faixa paralela à junta com 1,20m de largura (Fig. 3.12). Em lajes protendidas, essas mesmas recomendações devem ser seguidas (incluindo a taxa de armadura doce de 1,00% na proximidade da junta). Devem ainda, em casos que apresentem restrição às deformações por retração (conforme parágrafo anterior), respeitar um requisito mínimo de taxa de armadura passiva – que, no caso de sistemas primários, deve ser equivalente a 0,30%. O critério para seleção dos diâmetros e espaçamentos de barras deve seguir os requisitos para controle de estados limites de fissuração fornecidos pela ABNT NBR 6118 (2007). Detalhes adicionais – que dizem respeito à estanqueidade do tanque – serão fornecidos na alínea seguinte.



**Fig. 3.12:** Detalhamento do entorno de juntas de concretagem em fundos de tanques [adaptado de ACI 350.2 R (2009) e ACI 373 R (2010)].

Em regiões do fundo próximas às ligações fundo-costado que não permitam o deslizamento relativo entre ambas as regiões, armaduras adicionais devem ser previstas para que seja fornecida resistência aos esforços (cortantes radiais e momentos fletores) despertados pela restrição. Maiores detalhes sobre tais esforços serão fornecidos na seção 3.3.

O projeto de elementos de fundações profundas (estacas, blocos, cintas, etc) devem seguir critérios adotados na prática corrente de dimensionamento e detalhamento de tais estruturas – fundamentados nos requisitos das normas ABNT NBR 6122 (2010) e ABNT NBR 6118 (2007).

## **ii) Recomendações especiais: Juntas de fundo**

Como ocorre nas demais regiões do tanque, juntas no concreto devem ser evitadas o quão possível for. Em casos onde sua existência seja inevitável, deve-se lançar mão de perfis de vedação (*waterstops*) para que a garantia à estanqueidade seja assegurada (Fig. 3.12).

Quaisquer armaduras e conectores que transpassem tais juntas devem ser projetados para não provocarem interferências com as bordas dos perfis, quando do seu levantamento durante a concretagem (v. seção 4.2.4). Espessamentos da laje também devem ser previstos nas regiões de tais juntas, para maior garantia da estanqueidade e desempenho de perfis de vedação. AWWA D115 (2006) recomenda que a faixa com taxa de armadura aumentada, localizada próxima a juntas de concretagem (conforme mencionado na alínea anterior), deve ultrapassar o término de tal espessamento em, no mínimo, 60cm. Cuidados durante a seleção dos diâmetros das armaduras doces – o quão menores possíveis – devem ser tomados, para controle da fissuração dessa região.

## **iii) Recomendações especiais: Inspeção e controle geotécnico de longo prazo do embasamento do tanque**

A monitoração do comportamento geotécnico de tanques de armazenamento se faz importante não apenas durante sua etapa construtiva (seção 3.2.4, alínea iii), mas também ao longo da fase operacional. A necessidade deste tipo de controle fica ainda mais proeminente em locais que apresentem comportamentos geotécnicos desfavoráveis – camadas com baixa capacidade de carga, solos colapsíveis ou expansivos, drenagem subterrânea, etc. Tais sistemas viabilizam a elaboração de planos de inspeção e acompanhamento (por meio das instrumentações existentes) que permitem a tomada de decisões, de forma preventiva, frente a tendências geotécnicas que possam comprometer a segurança das instalações.

### 3.3 Costado

#### 3.3.1 Aspectos Gerais

Conforme apontado em 2.2, a protensão circunferencial é uma solução muito apropriada para costados de tanques e reservatórios de concreto, especialmente sob a ótica do tipo de esforços ali despertados – decorrentes do conteúdo armazenado. Além de garantir uma resposta adequada às essas solicitações impostas, tal concepção permite um estado de compressão residual no costado – mesmo após seu carregamento –, favorecendo características de estanqueidade da estrutura.

Nesse contexto, o presente capítulo tem como objetivo apresentar diferentes aspectos que envolvem concepção, análise, dimensionamento e detalhamento de tais costados. Cabe ressaltar, antes, que o escopo do presente trabalho diz respeito a tanques cilíndricos não enterrados, destinados a armazenar produtos líquidos – ou seja, uma situação de axissimetria não apenas sob o ponto de vista das geometrias, vinculações e materiais envolvidos, mas também no que tange os carregamentos atuantes<sup>45</sup>. O armazenamento de materiais sólidos (granéis) e/ou a ação desigual de solos heterogêneos sobre o costado (reaterros ao longo do perímetro) despertam tensões na direção circunferencial do costado que demandam cuidados adicionais – tais como maiores espessuras de costado e previsão de armaduras adicionais –, situações essas que não serão aqui abordadas.

#### 3.3.2 Concepção Estrutural

##### i) Concepção do sistema construtivo

Do ponto de vista construtivo, costados de reservatórios de concreto podem seguir dois conceitos básicos: moldados *in loco* (Fig. 2.12, p. 19) ou constituídos por elementos pré-moldados/pré-fabricados (Fig. 2.13, loc. cit.).

Para garantia da estanqueidade – e independentemente da concepção construtiva adotada –, juntas horizontais (circunferenciais) de construção não devem ser permitidas *ao longo da altura do costado* – originadas por interrupções na sua montagem ou concretagem. No caso de costados pré-

---

<sup>45</sup> Medidas construtivas e operacionais devem ser adotadas para assegurar essa axissimetria apresentada pelas ações solicitantes. Caso isso não seja possível, providências de projeto (condizentes com a realidade do tanque) devem ser implementadas para adequação da estrutura.

moldados, isso é implicitamente obtido ao definir-se que seus elementos sejam fabricados na forma de painéis verticais – moldados de maneira verticalmente monolítica, e podendo apresentar certa curvatura horizontal (segundo o raio de projeto do tanque). Contudo, para costados concretados no local, medidas especiais devem ser tomadas, de forma a atender esse requisito.

Uma alternativa é a realização da concretagem *in loco* do costado por etapas (construção por segmentos), conduzidas de modo a conformar apenas juntas verticais (v. Fig. 4.1, p. 134). Além da etapa de projeto, tais juntas também devem receber especial atenção durante a fase construtiva do tanque, demandando uma completa interação entre as equipes de projeto e execução. Para melhor consolidação da estrutura, uma estratégia passível de ser adotada é proceder a construção do costado seguindo-se uma sequência alternada de segmentos (LIN e BURNS, 1982).

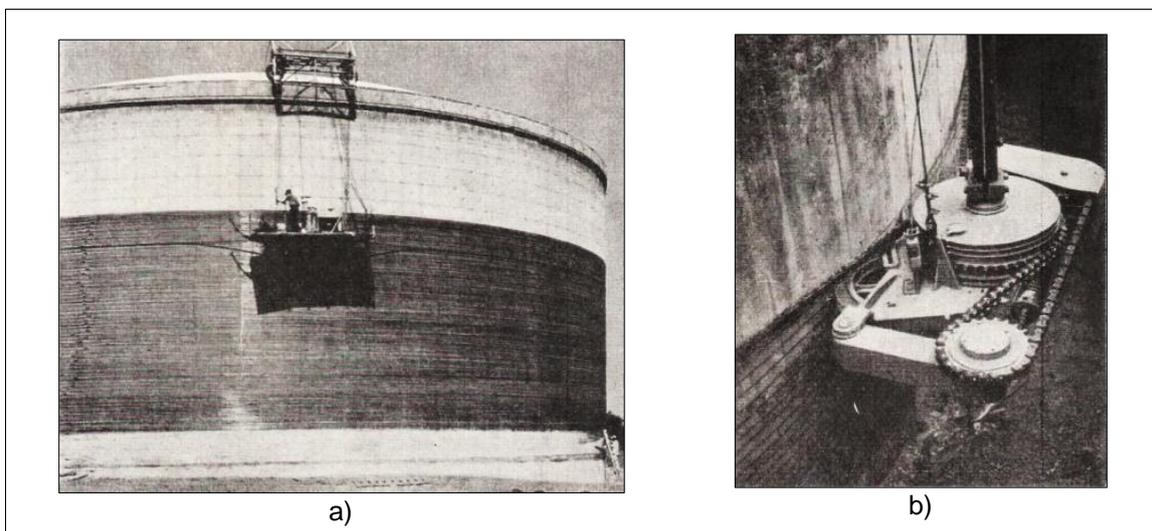
Outra possibilidade para eliminação das juntas verticais em costados moldados *in loco* é a adoção de *fôrmas deslizantes* durante sua etapa construtiva – o que permite, também, maior agilidade do processo construtivo. Contudo, deve-se atentar para o potencial que o processo apresenta de gerar vazios de concretagem ou, até mesmo, juntas circunferenciais construtivas não previstas – aspectos especialmente prejudiciais a estruturas destinadas à contenção de líquidos. O uso de tal processo demanda uma jornada ininterrupta de trabalho, fazendo uso de equipamentos, procedimentos, mão-de-obra e materiais cuidadosamente especificados – de tal forma a garantir, de fato, a construção de uma estrutura monolítica.

No que tange costados compostos por elementos pré-moldados, as juntas verticais de montagem devem receber especial atenção de projetistas e construtores – o que envolve o tratamento de suas superfícies, sua eventual armação e o posterior preenchimento –, de forma a garantir a efetiva continuidade estrutural. Cabe observar que juntas mal projetadas e/ou mal construídas representam um caminho preferencial tanto para percolação de líquidos armazenados, quanto para acesso de agentes agressivos (de origem interna ou externa ao tanque) ao núcleo da estrutura. Tal aspecto deve ser levado em conta durante a seleção da concepção a ser usada em costados de tanques, sob a ótica peculiar demandada pelo armazenamento de petróleo, derivados e biocombustíveis – principalmente pela elevada quantidade de juntas verticais apresentada pela solução em elementos pré-moldados.

## ii) Concepção da protensão circunferencial

No que tange a protensão circunferencial do costado (seja ele moldado *in loco*, seja composto por elementos pré-moldados), tanques de concreto podem assumir duas concepções básicas, que se distinguem pela localização das suas armaduras ativas horizontais – em relação ao *núcleo do costado* efetivamente protendido (*core wall*).

A primeira dessas concepções a surgir é denominada, no presente trabalho, de *sistema externo de protensão*: nela, as armaduras ativas (fios ou cordoalhas de protensão) são enroladas ao redor do costado, diretamente sobre sua face externa, ao mesmo tempo em que são tensionadas<sup>46</sup>. Esta concepção (*cabos helicoidais contínuos*) exige o uso de maquinário especialmente desenvolvido para o emprego em tanques e reservatórios, que se apoiam e deslocam por sobre elementos estruturais já construídos (Fig. 3.13)<sup>47</sup>. Tal sistema demanda que todas as armaduras externas sejam, posteriormente, revestidas com camadas de concreto projetado, para sua completa proteção contra corrosão (Fig. 3.14-a)<sup>48</sup>. Novas camadas de armadura podem ser enroladas ao redor das primeiras (entremeadas por camadas de concreto projetado) para conferir maior protensão em regiões onde esta se faça necessária (Fig. 3.14-b).

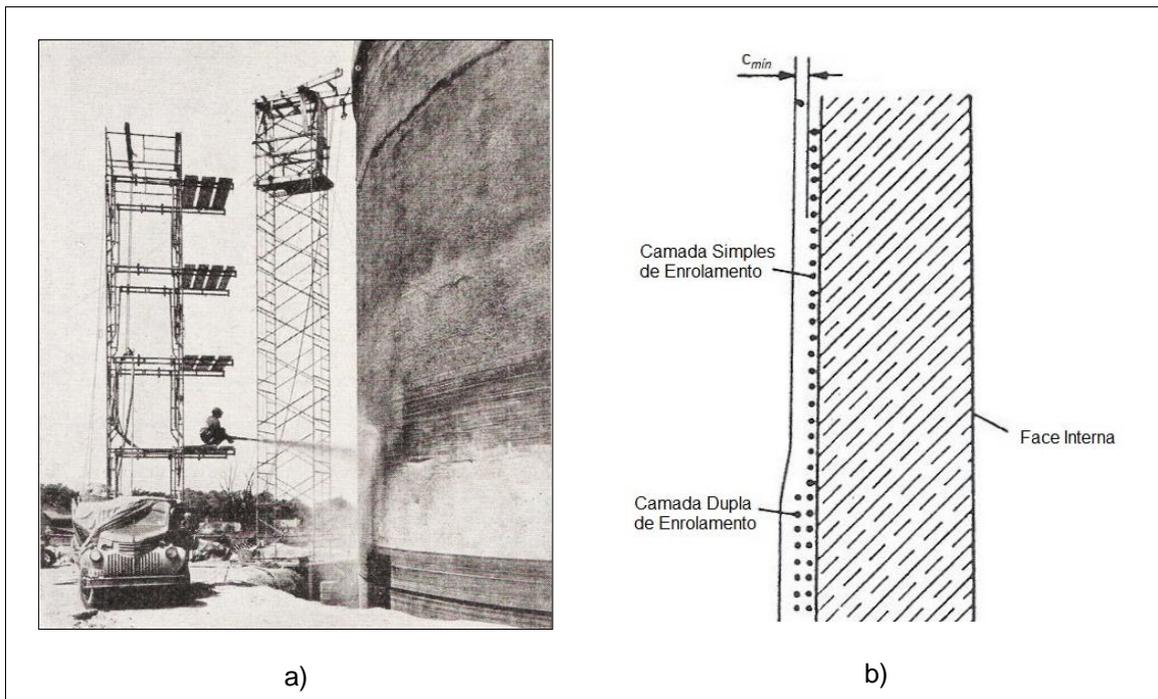


**Fig. 3.13:** Equipamento utilizado para aplicação da protensão externa helicoidal: a) operação em tanque de 40m de diâmetro e 17m de altura; b) detalhe do equipamento (LEONHARDT, 1964).

<sup>46</sup> Protensão externa, com aderência e com pós-tração das armaduras (v. Apêndice A, seção A.2.3).

<sup>47</sup> Durante a execução, a armadura deve, a cada certo número de voltas, ser temporariamente ancorada em algum de seus passos anteriores, evitando, assim, o risco de perda de protensão.

<sup>48</sup> Para maior proteção das armaduras em casos de incêndio, FIB (1978) menciona o emprego de camadas de materiais especiais (como perlita), aplicadas sobre a de concreto projetado.



**Fig. 3.14:** Protensão externa helicoidal: a) aplicação do concreto projetado; b) detalhes das camadas de protensão e do seu revestimento protetor [adaptado de Leonhardt (1964)].

Existem, ainda, concepções de protensão externa que fazem uso de *cabos circulares* (semelhantes aos que serão abordados nos próximos parágrafos), instalados de forma a que não haja contato entre os mesmos e o costado<sup>49</sup>. Tal afastamento é promovido por elementos fixados no costado (tais como roletes, Fig. 3.15), instalados de forma escalonada ou diagonal na superfície da parede (distribuindo, assim, as forças radiais concentradas). Essas armaduras só podem ser instaladas em camadas simples, e devem ser igualmente revestidas com concreto projetado. Maiores detalhes sobre essa concepção podem ser obtidos em ACI 373R (2010) e AWWA D115 (2006).

Ainda outras configurações têm sido empregadas para costados com protensão circunferencial externa, que lançam mão de diafragmas metálicos associados ao núcleo do costado – podendo este último, por sua vez, ser concebido em concreto moldado *in loco*, concreto projetado e/ou painéis pré-moldados. Contudo, tendo em vista a falta de referências sobre sua aplicabilidade para tanques de armazenamentos da indústria do petróleo, tais concepções não farão parte do escopo do presente trabalho<sup>50</sup>.

<sup>49</sup> Protensão externa, sem aderência e com pós-tração das armaduras.

<sup>50</sup> Para maiores informações, v. ACI 372 R (2003) e AWWA D110 (2005).

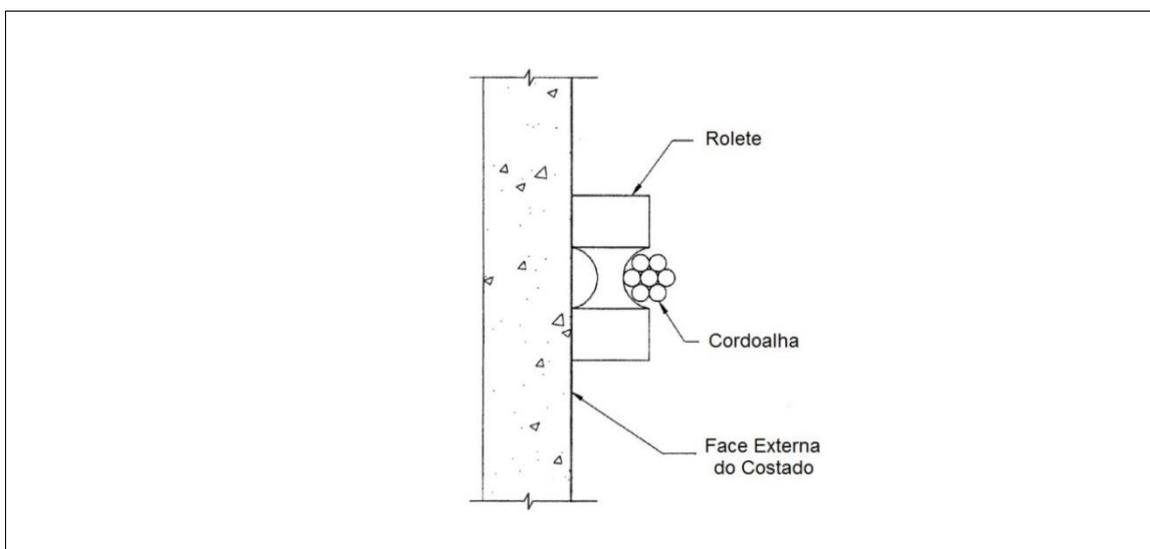


Fig. 3.15: Detalhe dos roletes utilizados para protensão externa circular [adaptado de ACI 373 R (2010)].

Mais recentemente, outra concepção foi desenvolvida para reservatórios e tanques, empregando técnicas e conhecimentos oriundos da protensão linear (com armaduras pós-tracionadas) – soluções essas já consagradas em projetos de outros tipos de estruturas. Nesta segunda concepção – aqui denominada *sistema interno de protensão* –, a cablagem é posicionada no interior do costado, previamente à sua concretagem, sendo protendida após o adequado endurecimento da peça. Sua configuração consiste, tipicamente, em uma protensão com aderência posterior (com bainhas injetadas)<sup>51</sup>.

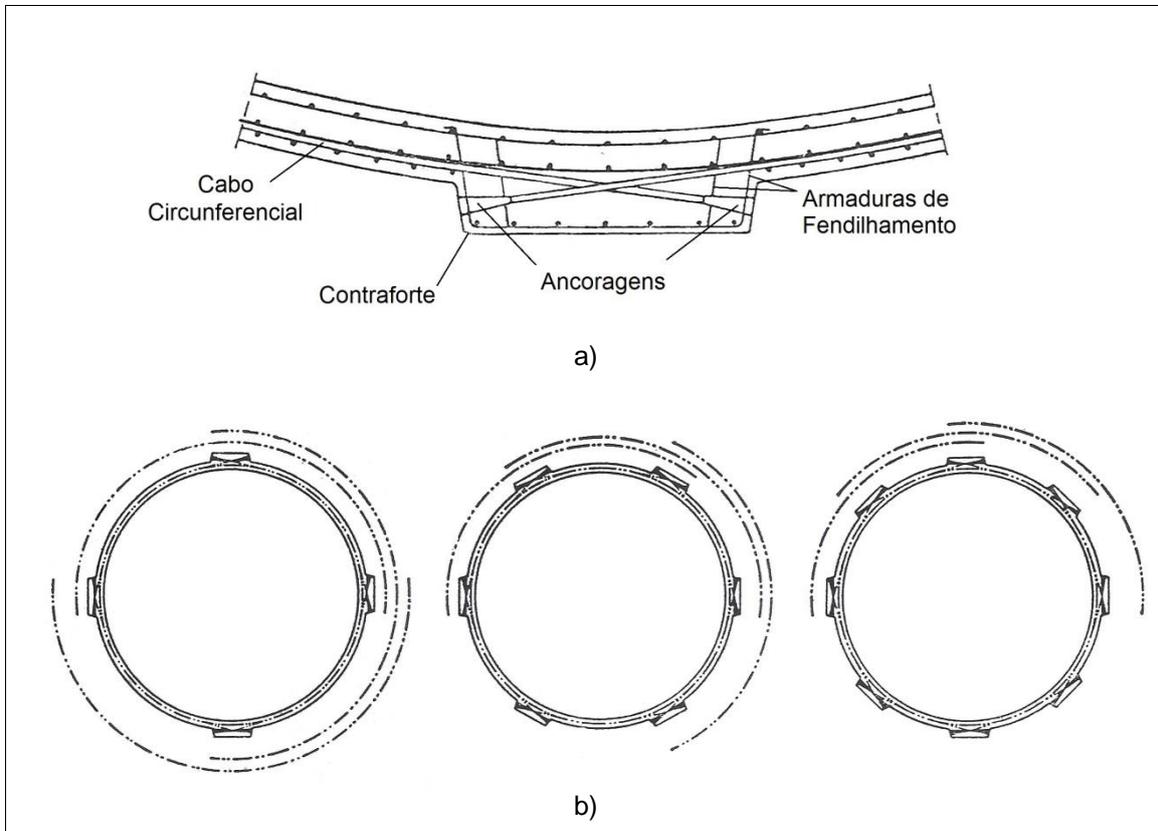
Tendo em vista que a curvatura do costado eleva consideravelmente o atrito nos cabos, é fundamental que cada um destes estenda-se apenas por uma fração da circunferência do tanque. Sendo assim, recomenda-se que o comprimento dos cabos fique restrito a, no máximo, metade do perímetro do tanque – limitando, assim, os ângulos de desvio em 90° (para protensões aplicadas por ambas as extremidades do cabo)<sup>52</sup>.

De tal forma a permitir maior rigidez da estrutura nos pontos de aplicação da protensão – além de melhor posicionamento para os equipamentos necessários nesta etapa –, faz-se imprescindível a previsão de elementos especiais denominados *contrafortes*. Conforme pode ser visto na Fig. 3.16, estes consistem em elementos verticais, associados ao costado, que

<sup>51</sup> Para adoção de cabos com pós-tração sem aderência (cordoalhas engraxadas), garantias devem ser feitas quanto ao adequado funcionamento destas frente à realidade de tanques de armazenamento (proteção contra corrosão, controle de fissuração, etc).

<sup>52</sup> Por questões práticas – e tendo em vista os menores níveis de protensão demandados – tanques de diâmetros muito pequenos podem apresentar comprimento de cabo limitado a até dois terços do seu perímetro, protendidos por ambos extremos (ângulos de curvatura de 120°).

permitem a ancoragem alternada dos cabos de protensão pelas suas duas faces laterais<sup>53</sup>. Como a perda por atrito é função, também, do comprimento dos cabos, tanques de maiores diâmetros acabam por demandar um maior número de contrafortes.



**Fig. 3.16:** Protensão interna de tanques: a) detalhe de um contraforte; b) exemplos de tanques com quatro, seis e oito contrafortes (e respectivos escalonamentos de cabos) [adaptado de Leonhardt (1964)].

Diversos níveis de cabos são necessários ao longo de cada seção vertical do costado, sendo que uma defasagem deve ser prevista no posicionamento horizontal destas armaduras – promovendo, assim, uma protensão uniforme ao longo da estrutura<sup>54</sup>. Tal escalonamento deve fazer com que cada cabo fique deslocado em metade do seu comprimento, quando comparado àqueles que se encontram em níveis adjacentes (Fig. 3.16-b).

<sup>53</sup> Tendo em vista alguns aspectos práticos – tais como a minimização da curvatura (final) da cablagem e o acesso às ancoragens, bem como o funcionamento de tetos flutuantes –, contrafortes devem ser voltados para o lado externo do costado, não podendo ser previstos na face interna do tanque.

<sup>54</sup> Essa defasagem permite certa compensação mútua, entre cabos vizinhos, dos decréscimos na força de protensão observados ao longo dos seus comprimentos (decorrentes das perdas por atrito), homogeneizando as tensões no costado. É benéfica à estrutura, ainda, por permitir melhor distribuição dos pontos de aplicação da protensão – não apenas ao longo da circunferência do costado, mas também da sua altura.

Em todos os casos, é fundamental que cada contraforte ancore, no máximo, até 50% dos cabos circunferenciais existentes no tanque<sup>55</sup> – minimizando, assim, as perdas por protensões sucessivas. Por último – e ainda com o objetivo de minimizar os efeitos do atrito –, cabe observar que a protensão circunferencial costuma ser aplicada pelas duas extremidades dos cabos (emprego apenas de ancoragens ativas)<sup>56</sup>.

Sistemas internos de protensão circunferencial apresentam a vantagem de fazer uso de materiais e sistemas largamente difundidos no cenário atual da construção civil brasileira. Adicionalmente, FIB (1978) aponta que costados construídos com esse sistema resistem a maiores tempos de exposição frente a situações de incêndio, uma vez que as armaduras se encontram em regiões mais internas do costado.

Além do respeito aos requisitos gerais apresentados pela ABNT NBR 6118 (2007), outros documentos técnicos podem fornecer diretrizes específicas para a protensão circunferencial de tanques de concreto. Para estruturas com protensão circunferencial *interna*, diretrizes podem ser obtidas em ACI 373R (2010) e AWWA D115 (2006); no que tange tanques com protensão circunferencial *externa*, informações são fornecidas por ACI 372R (2003) e AWWA D110 (2005).

### iii) Concepção da ligação do costado com fundo e teto

Conforme ressalta Leonhardt (1964), graus de liberdade nas direções radiais do costado impactam significativamente tanto distribuições, como magnitudes dos esforços verticais nele despertados (momentos e cortantes). Nesse contexto, as *ligações de costado* – vinculações deste com fundo e teto – surgem como atores fundamentais na definição do comportamento estrutural do tanque.

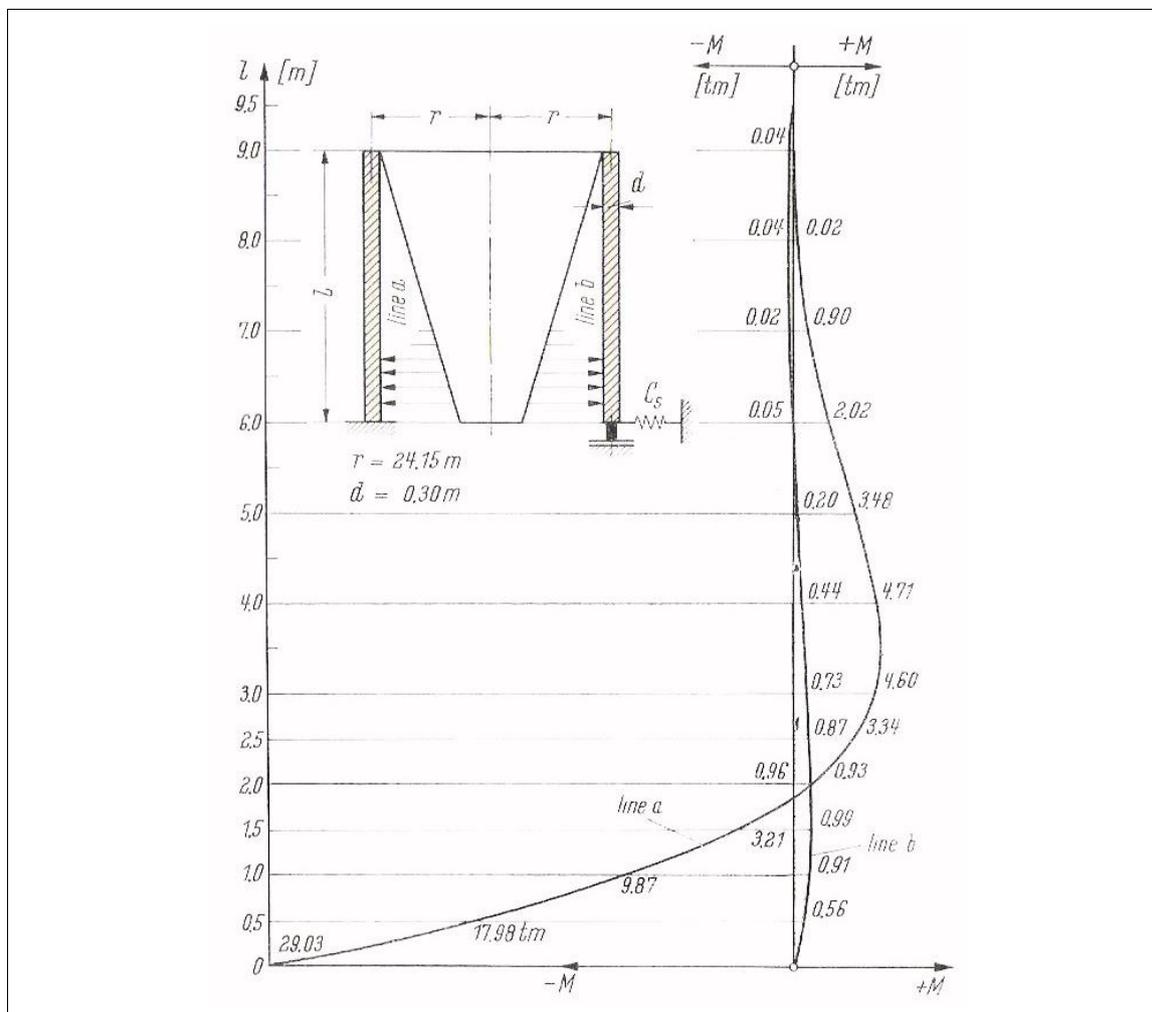
O efeito das ligações pode ser visualizado na Fig. 3.17, onde são apresentados os momentos verticais despertados em um tanque (sem teto) submetido à solicitação hidrostática do conteúdo armazenado. Na figura, as

---

<sup>55</sup> Este percentual, para cada contraforte, é igual ao inverso da metade do número de contrafortes – fato que corrobora o mínimo de quatro contrafortes por tanque, inferido de recomendações anteriores (cabos com, no máximo, metade do perímetro do tanque).

<sup>56</sup> Em síntese, a definição da protensão circunferencial interna costuma ser resultado de uma análise econômica – feita para cada caso – cujo enfoque deve ser o de balancear *custos de ancoragem* (contrafortes e sistemas de ancoragem) com *custos de cablagem* (consequência da força de protensão no cabo, após cômputo das perdas de curto e longo prazo).

respostas são apresentadas segundo duas concepções de ligação fundo-costado: engastada e rotulada. Como pode ser visto, o aumento da restrição no apoio promove um aumento significativo nos momentos observados – efeito esse, cabe mencionar, que é acompanhado por uma redução dos esforços normais (extensionais de membrana) despertados na direção circunferencial.



Em linhas gerais, as ligações de costado podem ser concebidas para exibir – em termos de seus deslocamentos (translações e rotações) – três comportamentos fundamentais: *engastado*, *rotulado* e *deslizante*. Maiores detalhes sobre os aspectos práticos e teóricos destas ligações serão fornecidos nas seções seguintes. Contudo, de forma geral, cabe dizer que cada uma destas condições de apoio agrega diferentes características – estruturais, construtivas e de estanqueidade – à estrutura, trazendo consigo vantagens e desvantagens.

Se, por um lado, vinculações com maior grau de restrição permitem certa redução nas forças horizontais necessárias, por outro favorecem o surgimento de elevados esforços verticais do costado – principalmente em situações com variação nas ações circunferenciais (como etapas de protensão, evolução dos estágios de enchimento/esvaziamento do tanque, e efeitos da retração do concreto).

Uma solução que tira proveito de ambas as situações descritas é a que adota *condições de apoio variáveis* durante a vida útil da estrutura. Nela, lança-se mão, durante as primeiras fases construtivas, de ligações que permitam deslocamentos radiais no costado – impostos pela retração do concreto e pela protensão circunferencial –, o que minimiza os momentos verticais e cortantes radiais suscitados. Após o desenvolvimento das ações, é feita a solidarização do costado ao restante da estrutura, modificando o comportamento estático da ligação. Algumas dessas configurações serão apresentadas seção 3.3.4.

Sendo assim, a seleção do tipo de vínculo se dará em função das concepções (estruturais e construtivas) do tanque, bem como das intensidades dos esforços ao qual o mesmo estará sujeito – sob condições normais (operacionais), construtivas (concretagens e protensões) e excepcionais (sismos e ações externas extremas).

#### **iv) Concepção da armadura vertical**

Conforme visto, não apenas as solicitações na direção circunferencial de tanques devem receber atenção durante seu projeto: a sua direção vertical também irá sofrer, ao longo de toda vida útil da estrutura, considerável influência das ações atuantes sobre o costado – especialmente daquelas cujos efeitos tendam a alterar o diâmetro do tanque<sup>57</sup>.

Além das já mencionadas restrições de apoio (fomentadas pela elevada rigidez radial de fundo e teto), aspectos outros tais como diâmetro do tanque, espessura do costado, níveis de tensão alcançados no concreto (influenciando

---

<sup>57</sup> Etapas de protensão, operações de enchimento/esvaziamento, retração do concreto, presença de aberturas e bocais, variações de temperatura e umidade, dentre outras.

o comportamento de fluência) e evolução das ações circunferenciais<sup>58</sup> também promovem forte impacto nos esforços verticais. Todos esses fatores devem ser adequadamente contemplados, evitando-se que danos à estrutura – tais como fissuras horizontais – surjam e comprometam sua integridade e funcionamento.

No caso de tanques com protensão circunferencial interna, pode-se conceber suas armaduras verticais fazendo uso da protensão ou não. No caso de costados moldados *in loco*, por exemplo, as armaduras verticais podem ser ativas – posicionadas próximas à região central da sua espessura do costado<sup>59</sup> – ou passivas – dispostas nas proximidades das duas faces. Já costados compostos por elementos pré-moldados podem lançar mão de painéis com armaduras verticais pré-tensionadas ainda em sua fôrma, ou mesmo pós-tensionadas na obra. Armaduras passivas também podem compor esta concepção – em conjunto ou em substituição às armaduras verticais ativas.

Costados com protensão circunferencial externa, moldados *in loco* e em cabos helicoidais são verticalmente protendidos, com armaduras pós-tracionadas e aderentes – devendo ser obrigatoriamente ancoradas na base e no topo do costado. Armaduras passivas verticais são tipicamente dimensionadas para auxiliar tais cabos de protensão no combate a flexões promovidas por restrições, gradientes de temperatura e umidade, bem como em regiões de aberturas. Para costados com protensão circunferencial externa em cabos circulares não aderentes (Fig. 3.15), as armaduras verticais podem assumir as mesmas concepções mencionadas no parágrafo anterior.

#### **v) Tipos de seção e espessuras mínimas**

Conforme aponta Leonhardt (1964), o costado de tanques deve ser dimensionado com a menor espessura possível, de tal forma a reduzir os momentos nele despertados – além, evidentemente, dos menores custos construtivos associados. Contudo, tal espessura deve ser suficiente para assegurar a estabilidade estrutural do equipamento (sob carregamentos normais, construtivos e excepcionais), bem como os aspectos de durabilidade

---

<sup>58</sup> Momentos verticais e cortantes radiais são influenciados não apenas pela existência das ações circunferenciais, mas também pela *variação* destas – ao longo do costado, e/ou ao longo do tempo. Estes comportamentos podem ocasionar significativos esforços localizados, que também deverão ser previstos e combatidos.

<sup>59</sup> Nestes casos, armaduras ativas verticais podem também ser necessárias, para trabalho em conjunto com as armaduras de protensão.

e adequação operacional – conforme apontados ao longo de todo o presente trabalho.

Além disso, aspectos construtivos também devem ser levados em consideração durante a definição da espessura do costado: ela deve ser tal que permita a correta instalação de armaduras e elementos seladores, além de viabilizar as operações de montagem, construção (lançamento, adensamento e cura do concreto) e aplicação de protensão. Tendo em vista estes aspectos, valores mínimos para espessuras de núcleos de costados são propostos por normas e documentos técnicos – alguns dos quais apresentados na Tab. 3-4<sup>60</sup>. Cabe ressaltar, contudo, que espessuras de costado devem respeitar, ainda, os critérios e limites estabelecidos pela ABNT NBR 6118 (2007) – que incluem o uso, quando pertinente for, do coeficiente adicional de majoração ( $\gamma_n$ , conforme definido pelo seu item 13.2.3), a ser aplicado sobre os valores de projeto das ações solicitantes.

**Tab. 3-4:** Limites mínimos de construção para espessuras de costados.

Tipo de Costado	Espessura Mínima
Moldado in loco, com protensão circunferencial interna, verticalmente protendido ou armado, possuindo armaduras passivas próximas às faces	25 cm
Moldado in loco, com protensão circunferencial interna, verticalmente protendido, possuindo armaduras passivas na região central da espessura	23 cm
Em elementos pré-moldados, com protensão circunferencial interna, verticalmente protendido (com pós-tração) ou armado	20 cm
Em elementos pré-moldados, com protensão circunferencial interna, verticalmente protendido (com pré-tração)	18 cm
Moldado in loco, com protensão circunferencial externa (em cabos helicoidais contínuos), verticalmente protendido (com pós-tração)	20 cm
Em elementos pré-moldados, com protensão circunferencial externa (em cabos circulares não aderentes), verticalmente protendido (com pré-tração)	13 cm

Fonte: ACI 373 R (2010), AWWA D115 (2006), ACI 372 R (2003) e AWWA D110 (2005).

<sup>60</sup> Cabe ressaltar que tais dimensões mínimas só podem ser adotadas em situações onde os momentos na direção circunferencial do tanque (momentos horizontais) sejam desprezíveis – devido à homogeneidade de ações atuantes ao longo do seu perímetro (axissimetria), conforme abordado em 3.3.1.

Por questões práticas, costuma-se adotar espessuras constantes ao longo de toda a altura do costado – principalmente quando se opta pela sua construção por meio de fôrmas deslizantes<sup>61</sup>. Contudo, concepções de costado que adotem espessura variável ao longo da altura são também possíveis. Tal alternativa permite melhor racionalização dos materiais empregados – uma vez que permite a adoção de espessuras maiores na região da base (onde se observam os maiores esforços). Cabe ressaltar, contudo, que os momentos verticais observados no costado sofrem alterações, quando da adoção de espessuras variáveis.

Nestas concepções, a definição da menor espessura (na região superior) fica a cargo de fatores construtivos – tais como a geometria de ancoragens empregadas pela eventual protensão vertical do costado. Conforme aponta FIB (1978), tais exigências demandam, tipicamente, espessuras de topo de costados superiores a 15 cm. No entanto, deve-se salientar que, em tanques que adotem tetos flutuantes (externos ou internos), a face interna do costado deve permanecer vertical – cabendo à face externa adaptar-se de tal forma a fornecer o perfil geométrico desejado.

### 3.3.3 Análise Estrutural

#### i) Modelos estruturais

Costados de tanques são cascas estruturais cilíndricas, tendo seus esforços seccionais calculados por meio de análises elásticas. Nessas estruturas, tais análises são tipicamente baseadas em formulações fornecidas pelas *Teorias de Cascas Esbeltas*<sup>62</sup> – tais como a *Teoria de Flügge* e a *Teoria de Love*. Por meio destas obtém-se, para cada ponto da superfície, as dez solicitações despertadas na estrutura: seis de *flexão* – que consistem nos esforços cortantes (perpendiculares à casca), momentos fletores e momentos torsores (ou volventes) referentes às duas direções –, e quatro de *membrana* –

---

<sup>61</sup> Certos sistemas de fôrmas deslizantes permitem seu emprego em paredes cilíndricas com espessuras variando linearmente com a altura – contudo, tais sistemas demandam procedimentos e cuidados adicionais durante sua operação.

<sup>62</sup> Conjunto de teorias onde as deformações por cisalhamento no plano são, no decorrer de suas formulações, desconsideradas (embora as tensões de cisalhamento não o sejam). Todavia, para que tal simplificação possa ser feita, é necessário que a espessura da estrutura seja (em quaisquer pontos de sua superfície média) inferior a 5% dos raios de curvaturas observados – que, no caso de estruturas cilíndricas, consiste no próprio raio (médio) desta.

compostos pelos esforços extensionais (normais às seções) e tangenciais (cortantes, paralelos à casca), também em duas direções ortogonais.

Por serem superfícies de revolução<sup>63</sup>, podem ser analisados como *cascas axissimétricas* – bastando que carregamentos, vinculações e materiais apresentem, também, simetria em relação ao eixo do tanque<sup>64</sup> –, o que resulta na inexistência de tensões cisalhantes envolvendo a direção circunferencial do costado (eixo  $\theta$ , Fig. 3.18). Em decorrência disso, apenas cinco esforços – independentes dessa direção – se desenvolvem efetivamente: *momentos fletores* e *esforços extensionais* nas direções verticais ( $M_x$  e  $N_x$ ) e circunferenciais ( $M_\theta$  e  $N_\theta$ ), além de *esforços cortantes* ( $Q_x$ ) na direção radial.

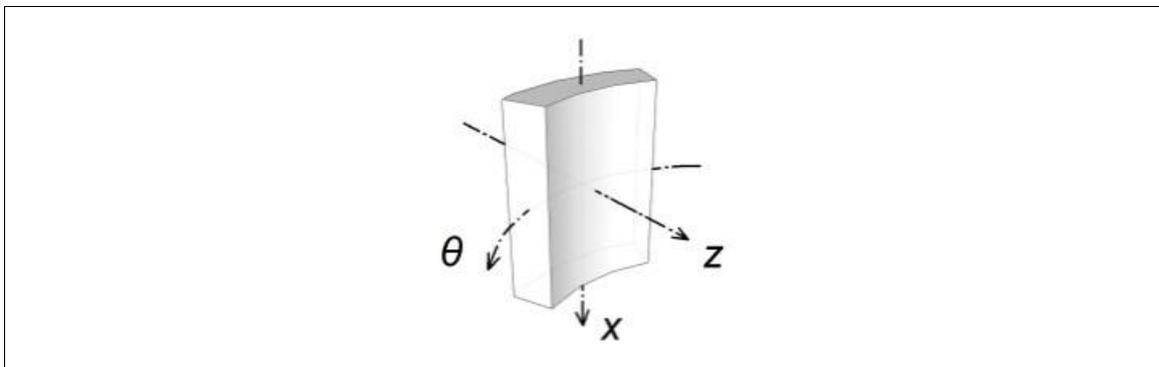


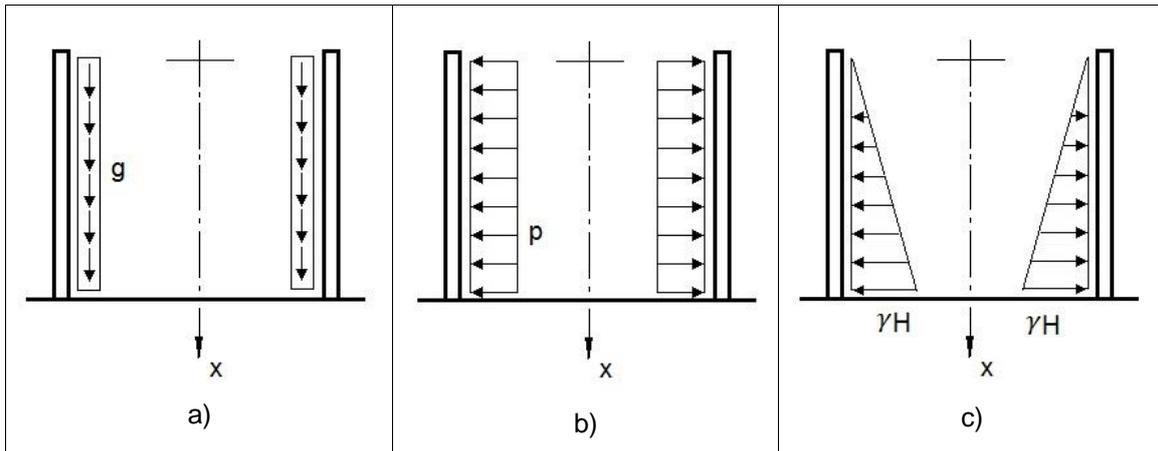
Fig. 3.18: Elemento de casca cilíndrica do costado.

Quando certas condições são atendidas – espessuras constantes (ou com variações suaves), circularidade do costado garantida, inexistência de cargas concentradas aplicadas e presença de apoios deslizantes –, a estrutura cilíndrica deixa de desenvolver significativos esforços de flexão em seu interior (ou seja, momentos e cortantes). Nesta situação, o costado passaria a apresentar respostas predominantemente membranais ( $N_\theta$  e  $N_x$ ), o que permitiria que fosse estudado pela *Teoria de Membrana*. A Fig. 3.19 e a Tab. 3-5 apresentam alguns valores<sup>65</sup> desses esforços – para carregamentos típicos encontrados em tanques (com altura  $H$  e raio médio  $R$ ).

<sup>63</sup> Cascas de revolução cilíndricas são superfícies de revolução cujas geratrizes são retas verticais (meridianos), e cujas diretrizes são circunferências de raio constante (paralelos).

<sup>64</sup> Em reservatórios cilíndricos, condições de apoio e de material costumam atender a este requisito. Carregamentos, contudo, podem desrespeitá-lo, caso apresentem variações ao longo do perímetro da estrutura – promovidas por fatores tais como: armazenamento de granéis, costados enterrados ou ações excepcionais (v. seção 3.3.1).

<sup>65</sup> Valores positivos referem-se a esforços de compressão, enquanto negativos, de tração.



**Fig. 3.19:** Ações solicitantes típicas em costados cilíndricos: a) peso próprio; b) pressão interna uniforme; c) pressão interna hidrostática.

**Tab. 3-5:** Valores das solicitações de membrana típicas de costados.

Ação Interna	$N_{\theta}(x)$	$N_x(x)$
Peso Próprio	0	$g \cdot x$
Pressão Uniforme	$-p \cdot R$	0
Pressão Hidrostática	$-\gamma \cdot R \cdot x$	0

Contudo, ao serem impostas restrições aos apoios do costado (principalmente na sua ligação com o fundo do tanque), significativas solicitações de flexão são despertadas nas suas imediações<sup>66</sup> – enquanto regiões mais afastadas dos bordos tendem a manter seu comportamento de membrana. A essa distância (ao longo da altura do tanque) na qual a influência do apoio faz-se considerável, denomina-se *comprimento de decaimento* ( $\ell_c$ ), sendo convencionada como:

$$\ell_c = \frac{\pi}{\beta},$$

Eq. 3.1

onde:

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3(1-\nu^2)}{R^2 \cdot t_c^2}},$$

sendo  $t_c$  a espessura do costado, e  $\nu$  o coeficiente de Poisson do concreto.

<sup>66</sup> Cabe observar que situações semelhantes – surgimento de comportamentos de flexão – podem ocorrer nas cercanias de cargas concentradas aplicadas.

Tanques mais altos que o dobro do comprimento de decaimento são considerados *tanques longos*, e podem ter a análise simplificada pela subdivisão da sua estrutura em três regiões: uma próxima à cada bordo – onde são contemplados os efeitos da flexão –, e uma região central – onde predominam os efeitos de membrana (Tab. 3-5). Procedimentos e formulações para análise e resolução de estruturas em cascas podem ser obtidos em Flügge (1973), Timoshenko e Krieger (1959) e Montoya et al (1978).

Análises não lineares que façam uso do *método dos elementos finitos* e de programas comerciais são práticas úteis – e adotadas – para tais tipos de estruturas, uma vez que permitem a avaliação completa e consistente das suas respostas frente a não linearidades geométricas e/ou físicas das situações de carregamento.

## ii) Vinculações

Conforme mencionado anteriormente, ligações de costado devem receber atenção especial durante o projeto de tanques, tendo em vista as diversas ações – especialmente as circunferenciais – que as solicitarão ao longo de sua vida útil. Contudo, diversas concepções de ligações são propostas – de maneira dispersa e pouco correlata – em variado número de normas e documentos técnicos internacionais. Visando consolidar as alternativas existentes segundo um critério em comum, o presente trabalho apresenta, a seguir, propostas para a classificação de ligações fundo-costado (Tab. 3-6) e costado-teto (Tab. 3-7). Tais classificações utilizam como critério os comportamentos estáticos (aproximados) apresentados pelas ligações – ou seja, as condições de apoio do costado, por elas fornecidas, nas suas direções radiais e circunferenciais.

Por esse critério, *ligações fundo-costado* passam a ser classificadas em *não deslizantes* ou *flexíveis* (v. Tab. 3-6). Enquanto as primeiras não permitem translações da base do costado – sendo subdividas em ligações fixas (tipo FA) e ligações articuladas (tipo FB) –, as últimas caracterizam-se pelos maiores graus de liberdade permitidos, decorrentes do uso de aparelhos de apoio – e, por sua vez, sendo distinguidas em ligações ancoradas (tipo FC), ligações não ancoradas e não contidas (tipo FD) e ligações não ancoradas e contidas (tipo FE).

Tab. 3-6: Tipos de vinculações para ligações fundo-costado.

Ligação Fundo-Costado			Comportamento Aproximado		Seção Esquemática
			Radial	Circunferencial	
Ligações Não Deslizantes	Fixa	FA			
Ligações Não Deslizantes	Articulada	FB			
Ligações Flexíveis	Ancorada	FC			
	Não Ancorada e Não Contida	FD			
	Não Ancorada e Contida	FE			

Na região superior do costado, por sua vez, são encontradas configurações semelhantes de vinculações (v. Tab. 3-7). Tais *ligações costado-teto* também podem ser classificadas em *ligações não deslizantes* – fixas (tipo TA) ou articuladas (tipo TB) – e em *ligações flexíveis* – ancoradas (tipo TC) ou não ancoradas (tipo TD). Detalhes sobre aspectos construtivos de todas estas ligações de costado (com fundo e teto) serão dados na seção 3.3.4.

Tab. 3-7: Tipos de vinculações para ligações costado-teto.

Ligação Costado-Teto			Comportamento Aproximado		Seção Esquemática
			Radial	Circunferencial	
Ligações Não Deslizantes	Fixa	TA			
Ligações Articuladas	Articulada	TB			
Ligações Flexíveis	Ancorada	TC			
	Não Ancorada	TD			

Conforme abordado na seção anterior, em muitos casos torna-se interessante conceber ligações que apresentem mais de um dos comportamentos acima, variando sua resposta ao longo do tempo – notadamente na fase construtiva do tanque. Em tais casos, para cada fase (construtiva ou operacional) de análise, deve ser contemplado o tipo de vinculação que estará efetivamente atuando na estrutura – de tal forma que as tensões de cálculo guardem correspondência com aquelas despertadas na estrutura real. Critérios construtivos e casos de aplicação de tais *ligações variáveis* também serão abordados na seção seguinte.

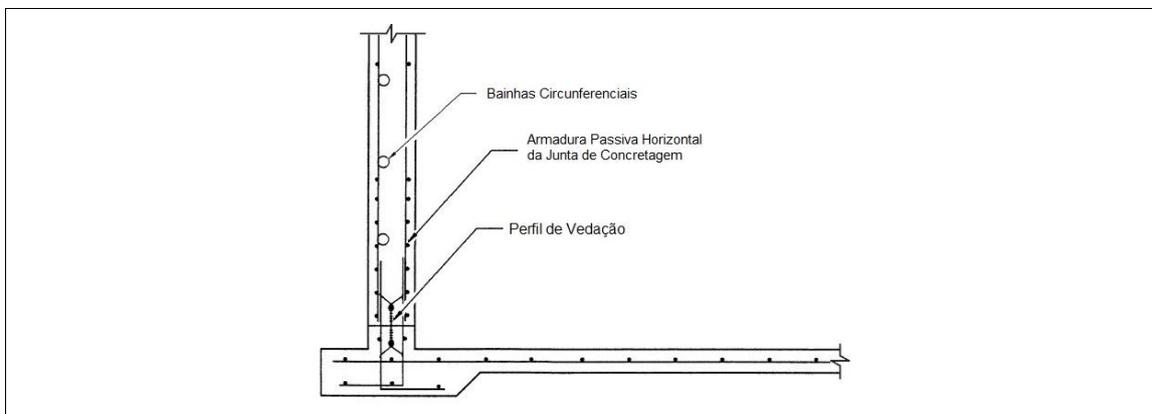
Por último, é importante ressaltar que *estruturas reais* não apresentam vinculações completamente engastadas, rotuladas ou deslizantes. Em situações onde um comportamento intermediário seja preponderante, a análise deve ser conduzida para ambas as condições de apoio correlatas, obtendo-se, assim, uma envoltória de tensões máximas desenvolvidas – que deverá ser utilizada no dimensionamento do costado.

### 3.3.4 Dimensionamento e Detalhamento Estrutural

#### i) Projeto das ligações de costado

Conforme já mencionado, diversas são as concepções para ligações de costado que podem ser adotadas. No que diz respeito a *ligações fundo-costado* (v. Tab. 3-6), as configurações *não deslizantes* – que tem por característica o impedimento à translação radial – podem se apresentar com os dois comportamentos seguintes:

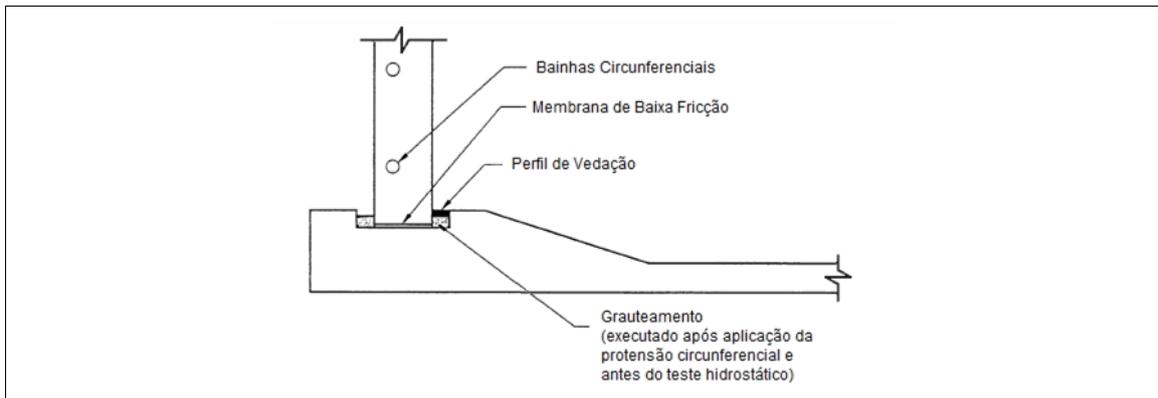
➤ **Fixo (FA):** Costado e fundo são solidarizados durante a concretagem, apresentando armaduras comuns entre si (Fig. 3.20);



**Fig. 3.20:** Ligação de fundo fixa (tipo FA) de costado moldado *in loco* com protensão circunferencial interna [adaptado de ACI 373 R (2010)].

➤ **Articulado (FB):** A vinculação é obtida por efeito de intertravamento, por meio da instalação do costado em um entalhe – devidamente preparado – na laje de fundo<sup>67</sup> (Fig. 3.21).

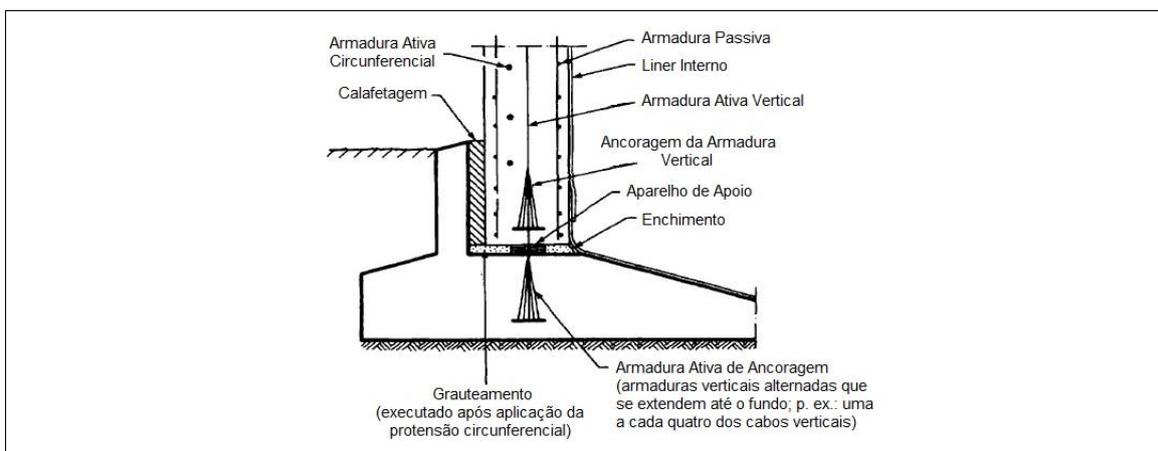
<sup>67</sup> Caso necessário, armaduras para esforços sísmicos podem ser previstas para conexão do costado ao fundo.



**Fig. 3.21:** Ligação de fundo articulada (tipo FB) de tanque com protensão circunferencial interna [adaptado de ACI 373 R (2010)].

Já ligações *flexíveis* são aquelas onde a base do costado fica assente sobre *aparelhos de apoio e enchimentos*, localizados sobre a laje de fundo<sup>68</sup>. Tais elementos de apoio – tipicamente compostos por materiais elastoméricos – têm a função de transmitir cargas verticais às fundações, permitindo, contudo, movimentos horizontais e rotacionais do costado. A estanqueidade é assegurada por meio de perfis de vedação (*waterstops*), instalados ao longo da ligação (paralelamente aos aparelhos de apoio). Ligações flexíveis podem, por sua vez, apresentar os seguintes comportamentos:

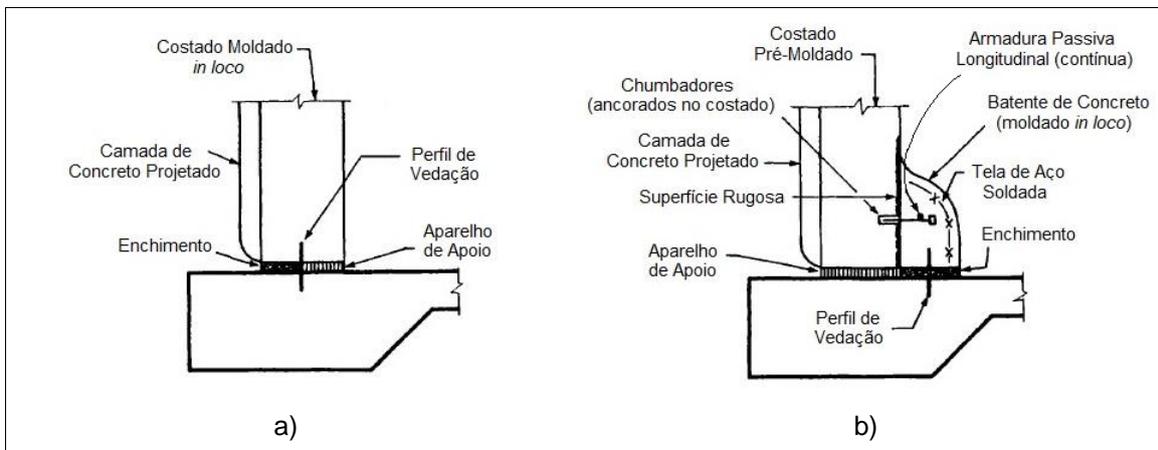
➤ **Ancorado (FC):** Têm a função de permitir a transmissão de (limitados) movimentos radiais, garantindo, contudo, a não transmissão de movimentos tangenciais. Tal feito é conseguido por meio de armaduras (ativas ou passivas) específicas, embutidas tanto no costado, como no fundo. Têm aplicação para resistência de cargas especiais ou excepcionais, tais como recalques diferenciais (Fig. 3.22) e sismos (Fig. 3.32);



**Fig. 3.22:** Exemplo de ligação de costado, com armaduras ativas para resposta a recalques diferenciais (comportamento FC), em tanque com protensão circunferencial interna [adaptado de FIB (1978)].

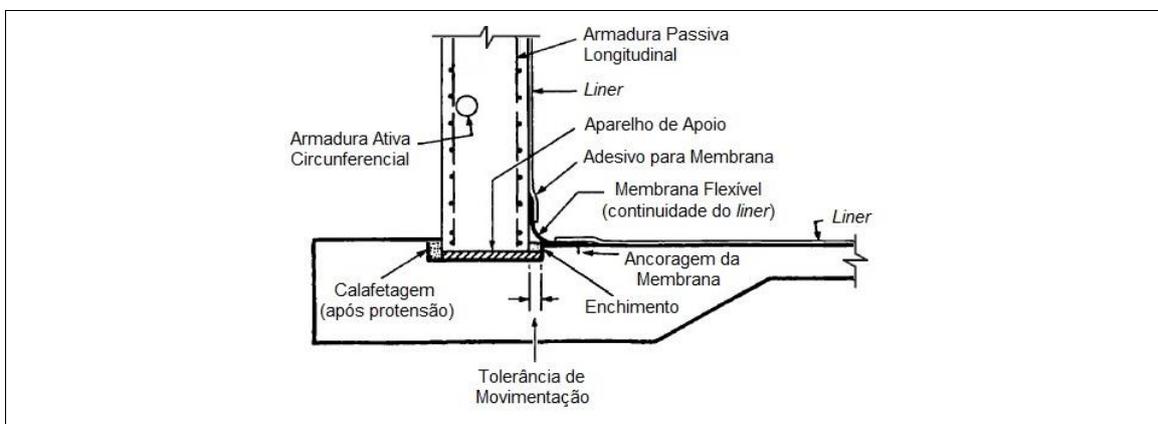
<sup>68</sup> Assim como em outras estruturas de concreto que fazem uso de aparelhos de apoio, o projeto de tanques deve prever – desde sua concepção e projeto – facilidades de acesso que viabilizem a inspeção e manutenção de tais elementos ao longo da vida útil da estrutura.

➤ **Não Ancorado e Não Contido (FD):** Apresentam constituição semelhante à anterior, porém sem a instalação de armaduras que restrinjam movimentações tangenciais (Fig. 3.23 e Fig. 3.31);



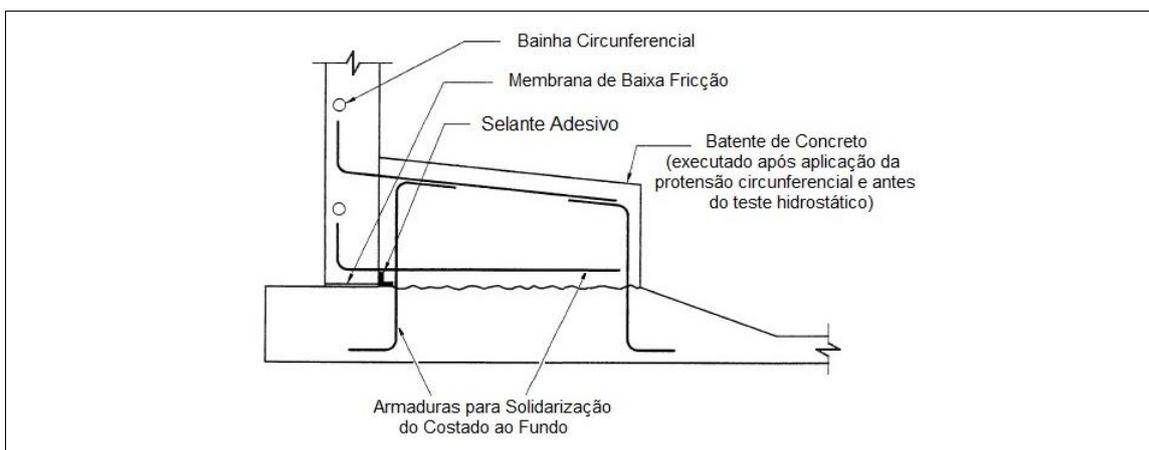
**Fig. 3.23:** Ligações de fundo flexíveis (tipo FD) de tanques com protensão circunferencial externa e costado: a) moldado *in loco*; e b) composto por elementos pré-moldados [Adaptados de FIB (1978)].

➤ **Não Ancorado e Contido (FE):** São constituídas de forma semelhante às do tipo FB (posicionamento do costado em um entalhe-guia executado na laje de fundo), com a diferença de que permitem o desenvolvimento de deslocamentos tangenciais (Fig. 3.24).



**Fig. 3.24:** Ligação de fundo não ancorada e contida (tipo FE) de tanque com protensão circunferencial interna [adaptado de FIB (1978)].

Conforme pode ser observado em muitos dos exemplos apresentados, vinculações variáveis costumam ser adotadas, para alívio das tensões despertadas durante as etapas de concretagem e protensão. Com isto, o que se fornece à estrutura, de fato, é uma vinculação com *comportamento flexível* (FC, FD ou FE) durante as primeiras idades do costado, ligação essa que, após a protensão, é adaptada para apresentar *comportamento não deslizante* (FA ou FB) – por meio da concretagem de batentes ou do grauteamento de rótulas. A Fig. 3.25 ilustra outro exemplo desse tipo de vinculação variável.



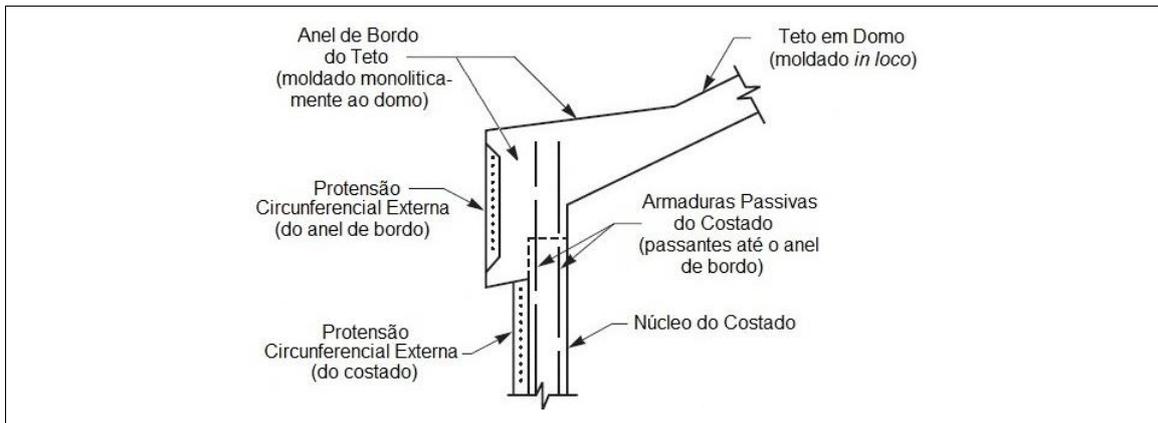
**Fig. 3.25:** Ligação de fundo variável (comportamento FD até a protensão, e FA após) de tanque com protensão circunferencial interna [adaptado de ACI 373 R (2010)].

No caso de ligações de apoio que promovam *cortantes radiais* no costado (tais como as promovidas por ligações tipo FA, FB e FE), as armaduras necessárias para seu combate podem ser definidas por critérios – fornecidos pela ABNT NBR 6118 (2007) – para dimensionamento de lajes sujeitas a forças cortantes. Já no caso de dimensionamento a *cortantes tangenciais* (promovidas por ligações tipo FA, FB e FC), diretrizes podem ser obtidas no item 11.9 da norma ACI 318 (2012).

No que tange os elementos de vedação utilizados em ligações fundo-costado, ACI 350.4 R (2004) sugere que sejam adotados perfis de vedação com dimensões mínimas de 10 x 150 mm. Para recomendações adicionais sobre tais elementos, v. Apêndice A (seção A.3.2).

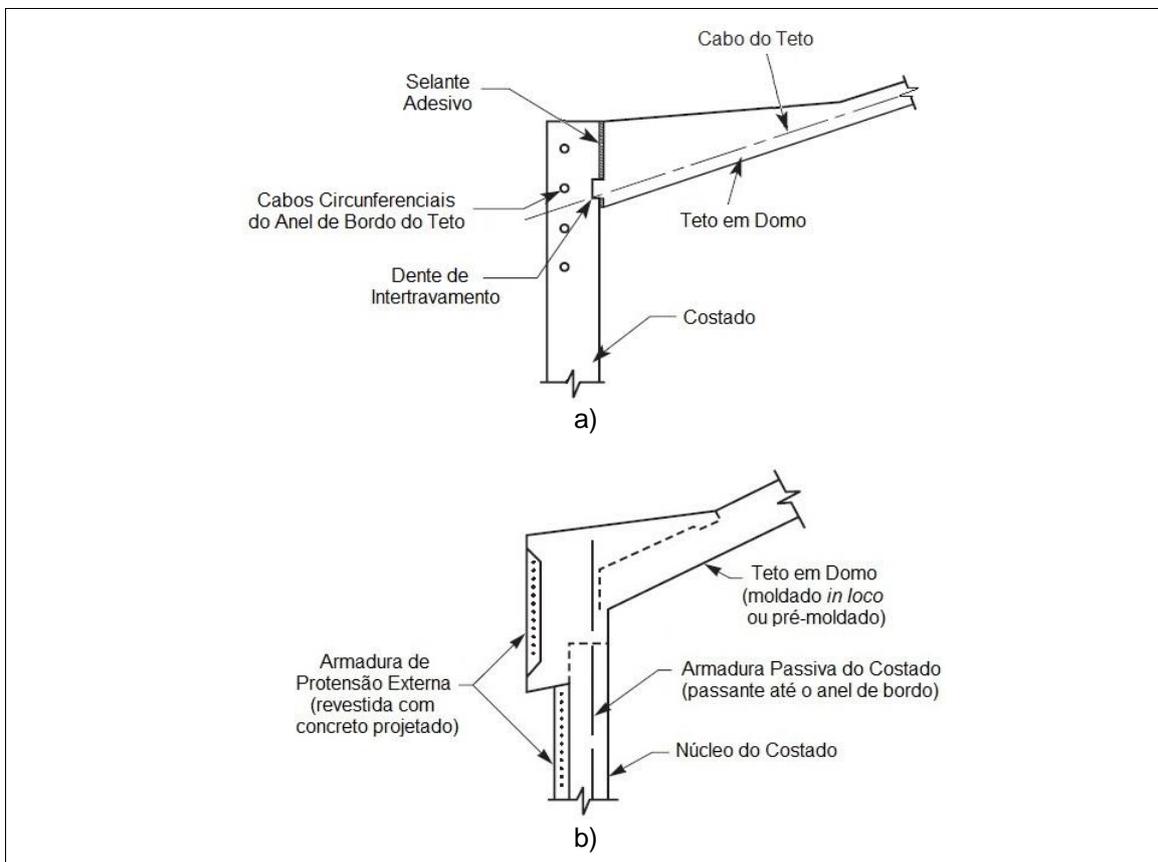
De forma geral, tanques com protensão circunferencial interna podem apresentar quaisquer dos comportamentos anteriormente mencionados. Por outro lado – conforme apontam normas como a AWWA D110 (2005) –, em reservatórios de concreto dotados de protensão helicoidal externa, apenas ligações com comportamentos dos tipos FA, FC e FD costumam ser adotadas.

De modo análogo, *ligações costado-teto* (v. Tab. 3-7) podem ser classificadas em *ligações deslizantes* – fixas (tipo TA; Fig. 3.26) ou articuladas (TB; Fig. 3.27) – e em *ligações flexíveis* – ancoradas (tipo TC; Fig. 3.28 e Fig. 3.32-a) ou não (tipo TD; Fig. 3.29, Fig. 3.30 e Fig. 3.31). Seus comportamentos estruturais guardam semelhança com as configurações de ligações de fundo equivalentes – com aparelhos de apoio e enchimentos sendo, nas ligações flexíveis, igualmente utilizados para suporte do teto.

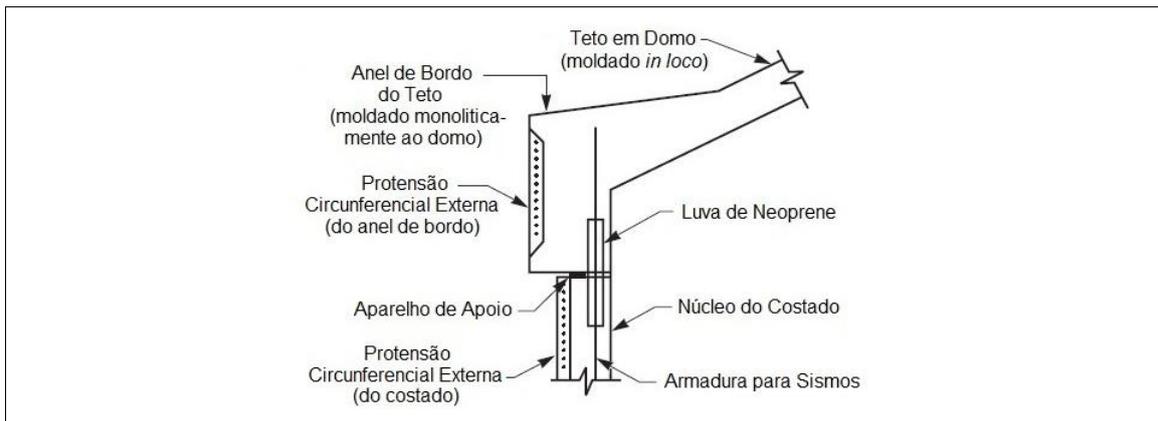


**Fig. 3.26:** Ligação fixa com tetos em domo (tipo TA) de costado com protensão circunferencial externa [adaptado de AWWA D110 (2005)].

Para menor solicitação da estrutura, é recomendável que o topo do costado não forneça restrições à aplicação da protensão circunferencial do tanque, apresentando liberdade a deslocamentos radiais da parede – seja pela adoção de vinculações flexíveis, seja pela inexistência do teto na ocasião. Outros efeitos que também têm forte influência sobre a região da ligação costado-teto são a fluência e a retração do concreto, bem como variações de temperatura e umidade observados ao longo do costado (durante o armazenamento de água e/ou produtos).

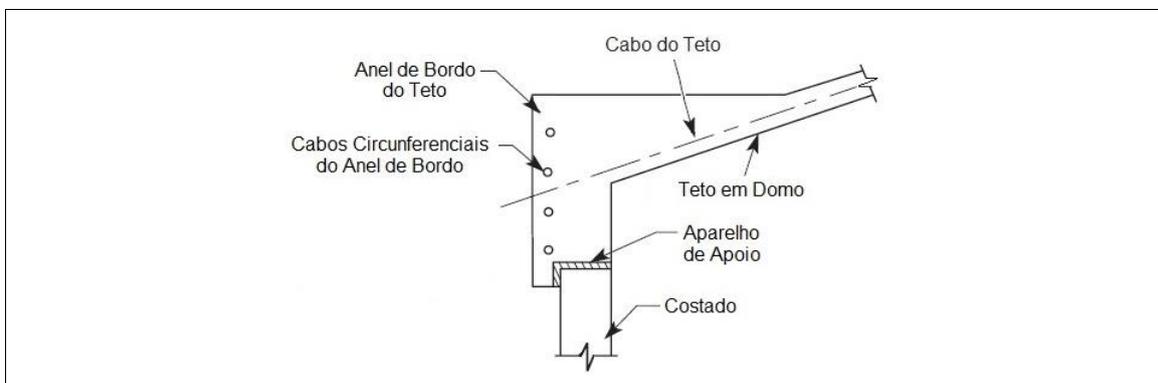


**Fig. 3.27:** Ligações articuladas de tetos em domo (tipo TB) de tanque com protensão circunferencial: a) interna; b) externa [adaptados de AWWA D115 (2006) e AWWA D110 (2005)]



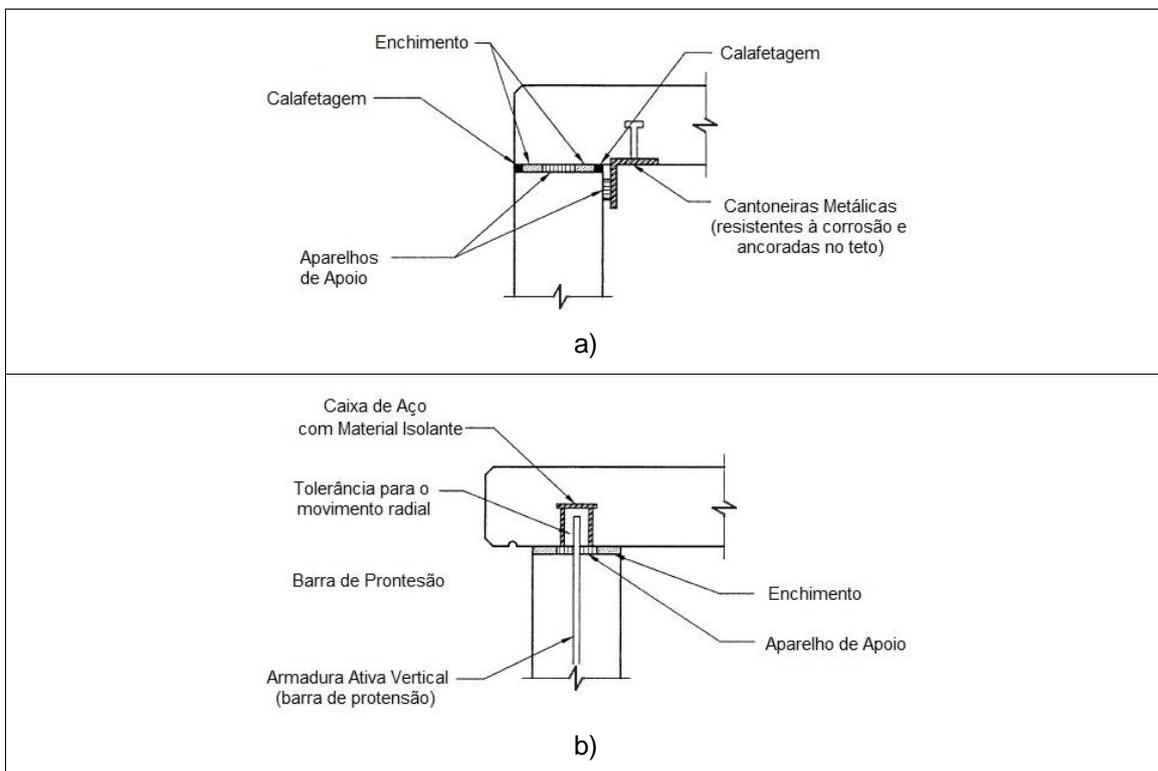
**Fig. 3.28:** Ligação flexível ancorada de teto em domo (tipo TC) de tanque com protensão circunferencial externa [adaptado de AWWA D110 (2005)].

Ligações costado-teto merecem especial cuidado durante seu projeto e construção, ainda, visto que essa mesma região pode abrigar outros elementos fundamentais à estrutura do tanque, tais como juntas de baixa resistência mecânica (de tetos em geral) e anéis de bordo (de tetos em domo; v. Fig. 3.26 a Fig. 3.29) – elementos esses que serão abordados na seção 3.4.

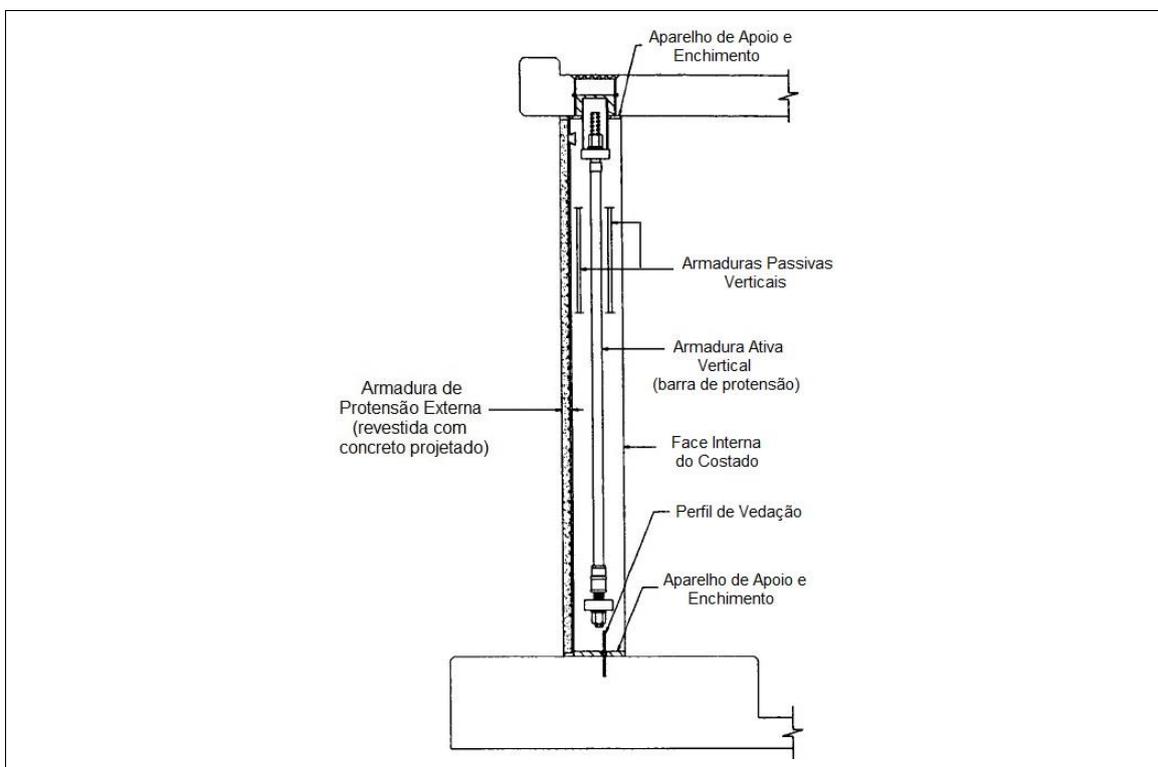


**Fig. 3.29:** Ligação flexível de teto em domo (tipo TD) de tanque com protensão circunferencial interna [adaptado de AWWA D115 (2006)].

Cabe também observar que a concepção do tipo TB que adota dentes de intertravamento (Fig. 3.27-a) é a que inspira maiores reservas quanto à sua adoção: nela, as funções desempenhadas pelo dente do costado e pelas cablagens do teto são fundamentais para sua estabilidade – demandando medidas ainda mais cuidadosas de projeto, construção e (de forma fundamental) manutenção.

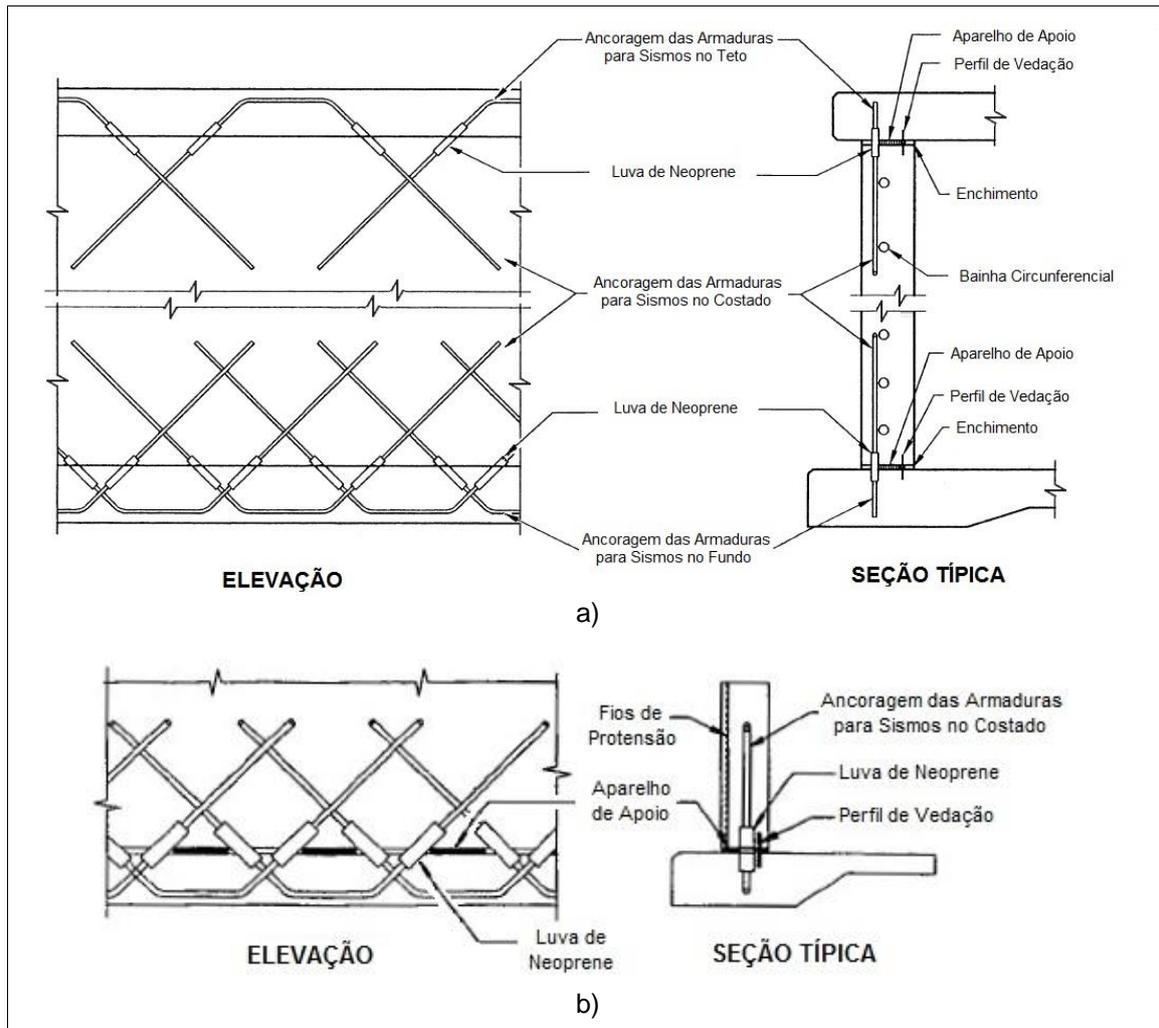


**Fig. 3.30:** Ligações flexíveis de tetos planos (tipo TD) em costados com protensão circunferencial interna e armadura vertical: a) passiva; e b) ativa (barras de protensão) [adaptados de ACI 373 R (2010)].



**Fig. 3.31:** Exemplos de vinculações (tipos FD e TD) para costado moldado *in loco*, com protensão circunferencial externa e verticalmente protendido (com barras de protensão) [adaptado de ACI 372 R (2003)].

De forma geral, ligações de costado (tanto de fundo, como de teto) devem ser projetadas para resistir não apenas a carregamentos rotineiros, tais como pressões de armazenamento e tensões de protensão. Durante a seleção dos tipos de vinculações adotadas – e, posteriormente, em seu dimensionamento e detalhamento – devem ser contempladas situações especiais e excepcionais de solicitações – tais como as decorrentes de recalques diferenciais (Fig. 3.22) e eventos sísmicos (Fig. 3.28 e Fig. 3.32).



**Fig. 3.32:** Exemplos de ligações de costado para resistência a sismos (comportamentos FC e TC), com armaduras passivas, em tanque com protensão circunferencial: a) interna; e b) externa [adaptados de ACI 373 R (2010) e ACI 372 R (2003)].

Independentemente dos tipos de ligações que venham a ser adotados, cuidados de projeto e execução relativos à estanqueidade da estrutura devem ser tomados. É fundamental que o detalhamento de base e topo do costado preveja todos os elementos exigidos por tais ligações – armaduras, ancoragens, perfis de vedação, aparelhos de apoio, enchimentos, selantes e *liners* –, tratando de todas as interferências observadas entre os mesmos.

## ii) Dimensionamento das armaduras circunferenciais

Conforme aponta Lin e Burns (1982), peças de concreto protendido apresentam excelente comportamento quando sujeitas à tração, uma vez que combinam a resistência do aço de alta capacidade com a rigidez do concreto. Por esta razão, elementos tracionados em concreto protendido costumam apresentar deslocamentos menores do que aqueles apresentados por estruturas similares compostas somente por perfis metálicos ou concreto.

Para avaliar o comportamento de costados tracionados, analisa-se, inicialmente, o comportamento de um tirante (retilíneo) em concreto protendido – Fig. 3.33.

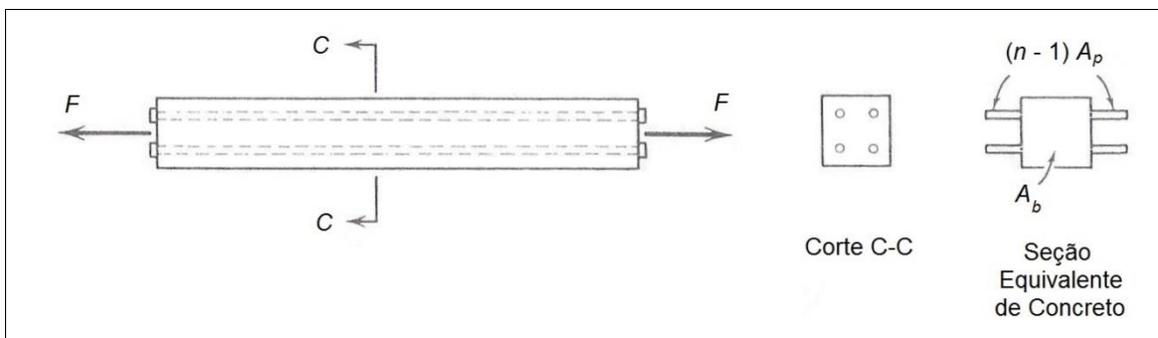


Fig. 3.33: Tirante de concreto protendido [adaptado de Lin e Bruns (1982)].

Nessa configuração, aço e concreto – sob ação da força externa  $F$ , de tração –, apresentam mesmo alongamento. Sendo assim – e utilizando-se conceitos da Resistência dos Materiais para vigas compostas por dois materiais –, pode-se fazer uso da área equivalente ( $A_{eq}$ ) da seção, em concreto, durante sua análise. Esta é dada – em função das áreas de concreto ( $A_c$ ) e de aço de protensão ( $A_p$ ) da seção – pela expressão:

$$A_{eq} = A_c + n \cdot A_p , \quad \text{Eq. 3.2}$$

onde  $n$  é a relação entre os módulos de elasticidade da armadura ativa e do concreto ( $n = \frac{E_p}{E_c}$ )<sup>69</sup>.

Nesse contexto, a aplicação da força externa  $F$  na peça – ação essa resistida por ambos os materiais – desperta esforços de tração ao longo de

<sup>69</sup> Caso se queira considerar a área bruta do tirante ( $A_b$ ; v. detalhe à direita na Fig. 3.33), a área da seção homogênea fica dada pela expressão  $A_{eq} = A_b + (n - 1) \cdot A_p$ .

todo seu comprimento. No concreto, a tensão correspondente a apenas essa ação fica dada por<sup>70</sup>:

$$\sigma_{c,F} = - \frac{F}{A_{eq}} \quad \text{Eq. 3.3}$$

Por outro lado, a tensão (de compressão) despertada na seção de concreto pela força de protensão – tanto no ato da sua aplicação ( $F_p^i$ ), como no longo prazo ( $F_p^\infty$ , depois de transcorridas suas perdas) – é fornecida pelas expressões:

$$\sigma_{c,p}^i = \frac{F_p^i}{A_c} \quad \text{Eq. 3.4}$$

e:

$$\sigma_{c,p}^\infty = \frac{F_p^\infty}{A_c} \quad \text{Eq. 3.5}$$

Sendo assim, a tensão resultante no concreto ( $\sigma_c$ ) – devido à ação conjunta de protensão e ação externa – será dada pela expressão:

$$\sigma_c^t = \sigma_{c,p}^t + \sigma_{c,F} \Rightarrow \sigma_c^t = \frac{F_p^t}{A_c} - \frac{F}{A_{eq}} \quad \text{Eq. 3.6}$$

onde  $F_p^t$  significa o valor da força de protensão no instante ( $t$ ) de aplicação da força externa  $F$ .

A deformação específica no tirante decorrente de tal tensão é dada por:

$$\varepsilon = \frac{\sigma_c^t}{E_c} \quad \text{Eq. 3.7}$$

onde  $E_c$  significa o módulo de elasticidade do concreto<sup>71</sup>.

<sup>70</sup> No presente trabalho, seguindo tradição no projeto de estruturas de concreto protendido, serão adotados valores positivos para as tensões compressivas, e negativos para as de tração.

<sup>71</sup> Em qualquer situação de cálculo, o realismo das tensões e deformações obtidas será tão melhor quanto os forem os parâmetros elásticos adotados para a seção do elemento – seja com respeito à idade da peça (concreto jovem, perdas de protensão, etc), seja com respeito aos níveis de tensão efetivamente apresentados (seção fissurada, fluência, etc).

Nesse contexto, a força externa que irá promover um estado nulo de tensões na seção do tirante ( $\sigma_c = 0$ ) pode ser obtida a partir da Eq. 3.6 (e da Eq. 3.2):

$$\begin{aligned} \frac{F_p^t}{A_c} - \frac{F}{A_{eq}} = 0 &\Rightarrow F = F_p^t \cdot \frac{A_{eq}}{A_c} = F_p^t \cdot \frac{(A_c + n \cdot A_p)}{A_c} \Rightarrow \\ &\Rightarrow F = F_p^t \cdot (1 + n \cdot \rho_p), \end{aligned}$$

Eq. 3.8

onde  $\rho_p$  é a taxa geométrica de armadura de protensão ( $\rho_p = \frac{A_p}{A_c}$ ).

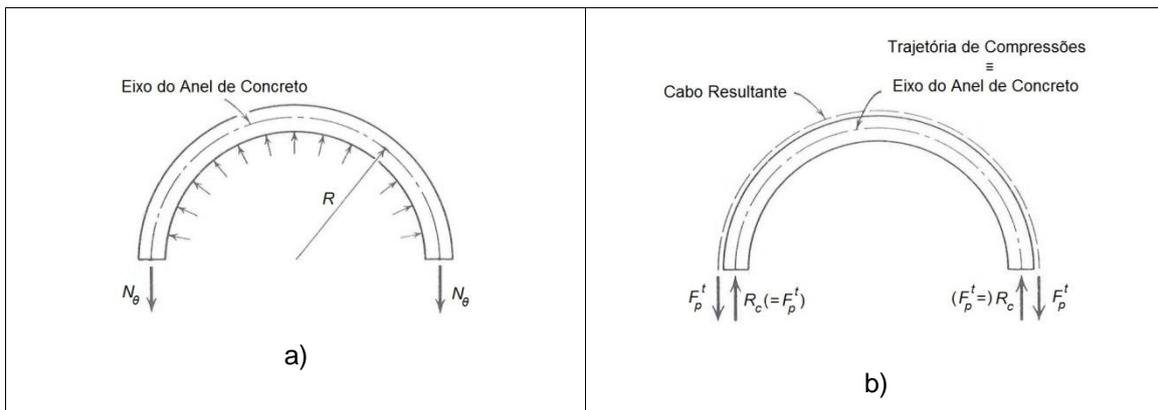
Pode-se observar que a ação suportada pelo tirante, até o estado de tensão nula, supera ligeiramente a força de protensão atuante na peça. Contudo, para garantia da segurança estrutural, elementos de concreto protendido necessitam, de fato, da presença de uma margem de segurança que o afaste desse estado de tensões<sup>72</sup>. Nesse sentido, o dimensionamento deve buscar que um *estado residual de tensões compressivas* seja mantido na peça – mesmo após a aplicação de todas suas solicitações externas.

Com base nos argumentos apresentados, avaliação semelhante pode ser conduzida para estruturas circulares protendidas (Fig. 3.34). Quando circunferencialmente solicitados pela pressão interna de armazenamento ( $N_\theta$ , v. Tab. 3-5, p. 85), aço e concreto ficam submetidos a iguais deformações, permitindo que as tensões nos mesmos sejam obtidas pela análise elástica da situação – o que, por meio do método da seção equivalente (Eq. 3.2), conduz a formulação análoga à Eq. 3.3.

Por sua vez, a força de protensão  $F_p^t$  existente na armadura desperta tensões de compressão nas seções de concreto – de tal forma que a resultante

<sup>72</sup> A partir do estado de tensão nula, o concreto de estruturas monolíticas começa a trabalhar à tração, cuja resistência última é consideravelmente inferior à de compressão. Uma vez que esse limite é ultrapassado, ocorre a formação de fissuras – no entanto, em estruturas compostas por elementos pré-moldados, isso ocorre antes mesmo, logo após se atingir o estado de tensão nula. Na situação fissurada, o carregamento passa a ser resistido exclusivamente pela armadura, que se alonga imediatamente – transferência essa que, pelo seu caráter abrupto, pode trazer consequências ainda mais sérias para toda estrutura. Tais características não desqualificam estruturas protendidas para trabalhos sob tração, apenas ressaltam a importância de que estas sejam dimensionadas por métodos e premissas adequados (método dos estados limites, v. seção 3.1.5).

$R_c$  destas, para cada seção, seja igual a essa força das armaduras ativas. Um ponto a se observar é que vigas circulares (sujeitas a protensões circulares) são estruturas estaticamente indeterminadas: um cabo de protensão que passe pelo seu eixo (protensão centrada) compõe um cabo concordante. Dessa forma, qualquer outro cabo que seja paralelo a este resultará em idêntica trajetória de compressão – ou seja, sempre será promovido um estado de compressão axial, independentemente do posicionamento do cabo resultante na seção da peça (Fig. 3.34-b).



**Fig. 3.34:** Diagrama de corpo livre da metade de uma viga anelar, em concreto protendido: a) ações solicitantes; b) esforços de protensão [adaptado de Lin e Bruns (1982)].

Sendo assim, a teoria básica para protensões circulares em costados de tanques faz-se similar à utilizada para protensões lineares de estruturas tracionadas (como o tirante da Fig. 3.33). As formulações anteriormente apresentadas (Eq. 3.4 a Eq. 3.6) mantêm sua validade, bastando que se considere – para uma altura unitária de costado – a sollicitação circunferencial<sup>73</sup>  $N_\theta$  atuando como ação externa. Ou seja:

$$\sigma_c^t = \frac{F_{pd}^t}{A_c} - \frac{N_{\theta d}}{A_{eq}}$$

**Eq. 3.9**

onde  $\sigma_c^t$  representa a tensão observada na seção de concreto (no tempo  $t$ , ao longo de uma altura unitária de costado), em decorrência da protensão circunferencial e das sollicitações de serviço.

<sup>73</sup> Que, assim como a força de protensão, deve ter seu valor de projeto devidamente ponderado pelos coeficientes pertinentes (v. seção 3.1.5). Efeitos (favoráveis) promovidos por eventuais aterros laterais devem ser desconsiderados nesse dimensionamento.

A seção de aço de protensão deve ser projetada de tal forma que essas tensões despertadas no concreto encontrem-se dentro do intervalo definido pelos estados limites de serviço (v. seção 3.1.5). Para protensões completas (nível 3), o limite inferior dessas tensões é dado pelo *estado limite de descompressão*<sup>74</sup> (ELS-D, para combinações de ações permanentes, quase permanentes e frequentes) ou pelo *de formação de fissura*<sup>75</sup> (ELS-F, para combinações raras); o limite superior, por sua vez, é fornecido pelo *estado limite de compressão excessiva*<sup>76</sup> (ELS-CE, para todos os tipos de combinações).

De forma análoga aos tirantes, tanques demandam tensões residuais de compressão atuantes na seção de concreto, mesmo após o desenvolvimento dos carregamentos operacionais (v. seção 3.1.5) – devendo tal parcela ser computada na Eq. 3.9. Critérios e valores recomendados para tais tensões residuais serão apresentados nas demais alíneas da presente seção.

Sendo assim, o dimensionamento da área  $A_p$  da armadura de protensão (por altura unitária de costado) se processa por meio desse respeito às capacidades resistentes dos materiais envolvidos – concreto (na compressão e na tração) e aço (na tração) –, verificação essa feita tanto no curto (durante e após a operação de protensão), como no longo prazo (após estabilização da perdas). A área unitária de concreto  $A_c$  – e, por consequência, a espessura do costado  $t_c$  – é obtida/verificada em seguida, com base na força de protensão inicial (máxima) e na resistência do concreto à compressão.

Uma vez dimensionadas, as armaduras ativas são verificadas segundo estados limites últimos da estrutura – e, caso se faça necessário, armaduras doces horizontais podem ser previstas, auxiliando no combate às tensões circunferenciais. Outras diretrizes para o dimensionamento de tanques de concreto podem ser obtidas em Nawy (1996). Critérios e experiências observadas envolvendo perdas de protensão nesses tipos de estruturas são apresentados por Lin e Burns (1982). Por sua vez, aspectos envolvendo

<sup>74</sup> Onde não deve haver surgimento de tensões de tração (ou seja,  $\sigma_{c,min}^t \geq 0$ ).

<sup>75</sup> Onde tensões de tração são limitadas pela resistência máxima à tração na flexão do concreto (ou seja,  $\sigma_{c,min}^t \geq -f_{ct,f}$ ) – conforme definida pela ABNT NBR 6118 (2007). É aplicável apenas para costados moldados *in loco* (costados com elementos pré-moldados não admitem trações circunferenciais).

<sup>76</sup> Onde a máxima compressão não deve ultrapassar certos percentuais da resistência máxima à compressão do concreto ( $\sigma_{c,máx}^t \leq 0,7f_{ck,j}$ , para combinações raras, e  $\sigma_{c,máx}^t \leq 0,5f_{ck,j}$  para as demais) – sendo esta calculada para a idade  $t$ , segundo estipula a ABNT NBR 6118 (2007).

tanques parcialmente enterrados (sujeitos a empuxos de terra) são abordados pelo ACI 373 R (2010).

Por último, cabe ressaltar a importância de se contemplar, durante todo dimensionamento do costado, gradientes de temperatura e de umidade decorrentes do armazenamento – e que venham a impor significativas deformações às estruturas do tanque. Tais variações podem ocorrer *radialmente* – através da sua espessura, decorrente das variações entre os ambientes interno e externo –, *verticalmente* – ao longo da sua altura, fruto das diferenças entre regiões acima e abaixo da superfície líquida (altura máxima de operação)<sup>77</sup> – ou *localmente* – causado pelos gradientes existentes entre o costado e outras regiões do tanque (tais como fundo e teto fixo).

### iii) Detalhamento de armaduras circunferenciais

No decorrer de todo o detalhamento das armaduras, exigências e critérios estabelecidos pela ABNT NBR 6118 (2007) devem ser respeitados. Além destes, requisitos adicionais, específicos para a realidade de tanques de concreto, devem ser observados – tais como os apresentados na presente alínea.

Sistemas internos de protensão circunferencial devem ter suas armaduras ativas projetadas o mais próximo possível da face externa do costado – assegurando, com isso, a integridade do concreto frente às solicitações radiais de protensão (empuxo no vazio). De forma geral, deve-se garantir que tais armaduras estejam localizadas na metade exterior da espessura do costado (Fig. 3.35).

Neste sistema, o mínimo afastamento na direção vertical entre cabos circunferenciais (de face a face de bainha) deve ser o maior dentre os seguintes valores: 5 cm; uma vez o diâmetro externo da bainha; duas vezes a dimensão máxima de agregado do concreto; e a distância necessária para que (na região entre os dois cabos adjacentes) não apareçam tensões de tração<sup>78</sup> superiores a  $1,2\sqrt{f_{ck}}$ .

O espaçamento máximo de tais cabos (de centro a centro) deve ser igual a três vezes a espessura do costado – contudo, os espaçamentos

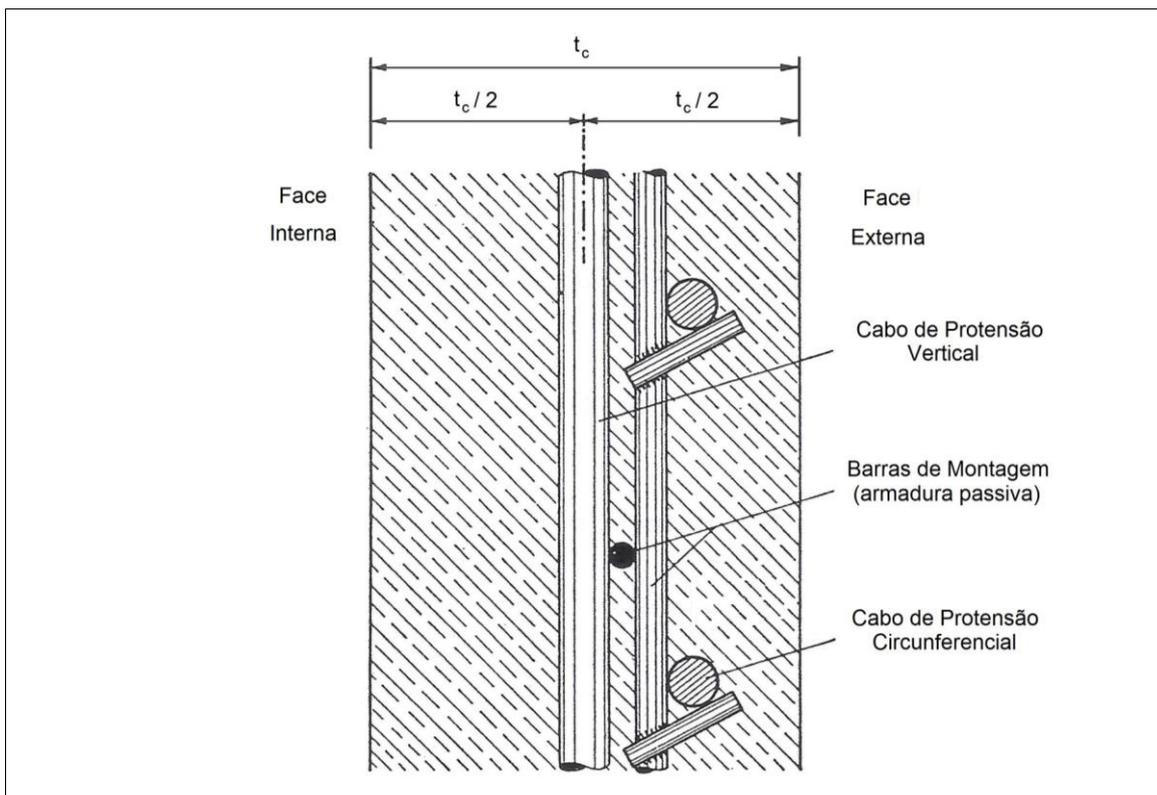
<sup>77</sup> Bem como entre regiões enterradas e não enterradas, caso existam.

<sup>78</sup> Em alternativa a este último critério, armaduras passivas podem ser previstas ao longo destas regiões, de tal forma a combater as trações decorrentes das curvaturas dos cabos.

efetivamente adotados devem ser definidos, para cada caso, com base em resultados apresentados pela análise estrutural (tendo-se em vista os requisitos de tensões residuais que serão apresentados).

Caso sejam adotadas, também, armaduras circunferenciais passivas, os requisitos de espaçamento exigidos pela ABNT NBR 6118 (2007) devem ser respeitados. Adicionalmente recomenda-se que tais espaçamentos – especialmente em costados com vinculações não deslizantes – não excedam 30 cm ou três vezes a espessura do costado.

No caso de armaduras circunferenciais internas constituídas por cabos não aderentes – ou, ainda, para cabos aderentes que possuam espaçamentos elevados ou cobrimentos acima de 5 cm (em relação ao exterior do tanque) – pode ser necessária a previsão de armaduras adicionais (protendidas ou não) para o adequado controle da fissuração sob carregamentos operacionais e/ou excepcionais.



**Fig. 3.35:** Detalhe típico de costado com armadura circunferencial interna [adaptado de Leonhardt (1964)].

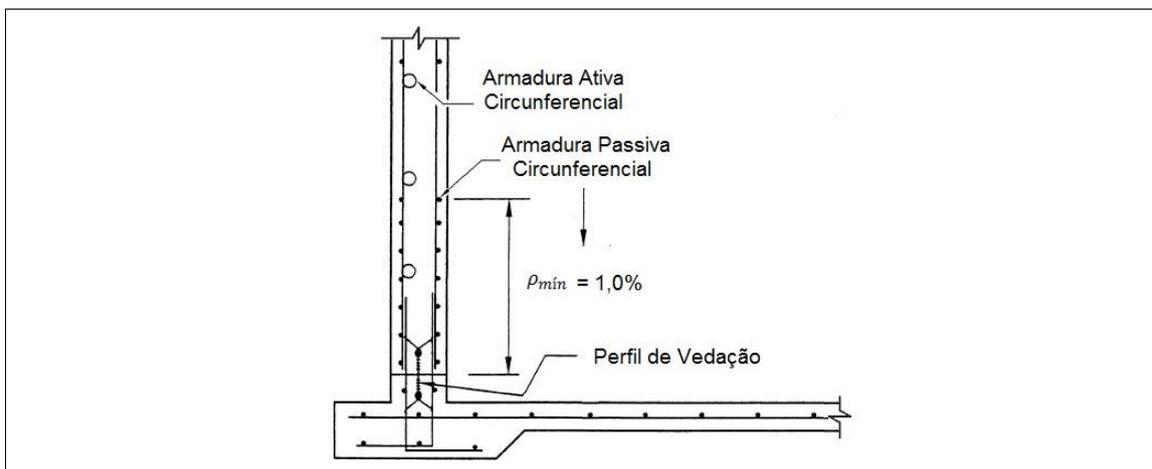
Em costados com protensão circunferencial externa, especial cuidado deve ser dado ao projeto das camadas protetoras, em concreto projetado. O cobrimento final deve ser – em relação à última camada de armaduras – o

minimamente estabelecido por norma. Entre camadas de armaduras, uma espessura mínima de 3 mm de argamassa (*flash coat*) deve ser projetada para garantia de aderência das mesmas ao costado do tanque.

Conforme já abordado, armaduras circunferenciais de protensão devem ser capazes de fornecer, em qualquer ponto da seção bruta de concreto, um estado de compressão residual. Tal estado deve permitir – após atuação das perdas de protensão de longo prazo – a manutenção de tensões mínimas equivalentes a 1,4 MPa.

No caso específico de tanques com teto flutuante externo (topo aberto), devem ser previstas tensões residuais ainda maiores na parte superior do costado, com a finalidade de evitar o surgimento de fissuras verticais nessa região – oriundas de diferenças de temperatura e umidade entre pontos acima e abaixo da superfície líquida do produto armazenado. No topo do costado, as tensões residuais mínimas passam a ser de 2,8 MPa, sendo este limite reduzido linearmente ao longo do costado (porém, nunca inferiores a 1,4 MPa) até certa distância abaixo do nível máximo de armazenamento. Apesar das divergências entre os critérios apontados por diferentes normas para definição dessa distância, acredita-se que o mais razoável seja aquele apresentado pela AWWA D115 (2006), que a estabelece como sendo equivalente a 15% da altura total do costado. Análises estruturais e estudos podem fornecer diretrizes mais acuradas para definição de tal medida.

Em costados que apresentam base restringida no momento da protensão circunferencial (ligações tipo FA), tais tensões residuais são impossíveis de ser obtidas na região da ligação. Em decorrência disto – bem como para resistência aos esforços de retração, após sua concretagem –, medidas especiais devem ser tomadas no detalhamento da região. ACI 373 R (2010) e ACI 350.2 (2009) recomendam a previsão de armaduras circunferenciais passivas, com uma taxa mínima de armadura de 1,0% (Fig. 3.36). Estas devem ser instaladas até uma altura onde, a partir da qual, as análises demonstrem ser possível a obtenção de compressões residuais superiores aos mínimos mencionados (1,4 MPa).



**Fig. 3.36:** Recomendações para regiões inferiores do costado que apresentem vinculações restringidas durante a protensão circunferencial [adaptado de ACI 373 R (2010)].

#### iv) Dimensionamento das armaduras verticais

Conforme mencionado, o dimensionamento das armaduras verticais do costado deve ser feito buscando o combate aos momentos fletores verticais despertados<sup>79</sup>. De forma geral, tais momentos podem ser subdivididos em primários e secundários. *Momentos verticais primários* são, conforme aponta ACI 373 R (2010), aqueles originados por fatores tais como:

- Ações (internas ou externas) associadas às condições de vinculação do costado (base e topo) ao longo das diversas situações de carregamento;
- Distribuições não lineares da protensão circunferencial;
- Interferências (na protensão circunferencial) e concentrações de tensões promovidas por aberturas e bocais presentes no costado;
- Diferenças de temperaturas observadas entre o costado e outras regiões do tanque (fundo e teto) que imponham restrições ao mesmo.

Os efeitos de tais elementos devem ser cuidadosamente previstos durante a etapa de projeto, e seu tratamento já possui amplo conhecimento técnico. Contudo, outras ações são capazes de promover efeitos secundários na distribuição destes esforços – implicações essas, como será apontado, que

<sup>79</sup> Aspectos sobre o dimensionamento frente aos esforços cortantes despertados foram fornecidos anteriormente, na presente seção (v. alínea i).

ainda não são plenamente conhecidas. Tais *momentos verticais secundários* são despertados por fatores como:

- Variações de temperatura e umidade ao longo da espessura do costado;
- Aplicação e sequenciamento das etapas de protensão circunferencial.

De qualquer forma, armaduras verticais de costados (ativas e/ou passivas) devem ser dimensionadas para resistir a todos os momentos primários mencionados – bem como aqueles decorrentes das etapas de protensão – segundo os procedimentos pertinentes estabelecidos pela ABNT NBR 6118 (2007) para dimensionamento de estruturas de concreto armado e protendido<sup>80</sup>. Cabe ressaltar que, além dos momentos, armaduras verticais também devem ser dimensionadas para resistência às cargas verticais oriundas do teto e do peso do próprio costado.

Neste ponto, cabe observar que – caso presentes – as armaduras de protensão circunferenciais e verticais não são independentes. Variações que possam ocorrer no desempenho da primeira despertam (como acontece com quaisquer outras ações horizontais) momentos verticais, por sua vez combatidos pela segunda. Nesse contexto, caso as armaduras ativas verticais sejam posicionadas no centro da seção, um estado de compressão simples é produzido, e a solução será simplificada. Contudo, se a cablagem vertical apresentar curvaturas (o que permitiria sua otimização), a análise torna-se mais complexa, uma vez que tensões radiais de protensão passam a ser despertadas – que, por sua vez, afetarão a protensão circunferencial.

Tendo em vista aspectos práticos, é mais interessante dimensionar uma seção de armadura vertical de protensão (por unidade de perímetro do costado) constante ao longo de toda a altura do tanque. Desta forma, seu dimensionamento deve ser feito segundo o máximo momento observado. Melhor racionalização dessas armaduras ativas pode ser obtida por meio de

---

<sup>80</sup> Deve-se ter em mente que as máximas tensões no costado serão desenvolvidas na situação de tanque vazio. Na condição de tanque cheio, os efeitos da protensão são aliviados por aqueles oriundos da pressão hidrostática interna, reduzindo-se, assim, as tensões no concreto.

estudos que visem otimizar os espaçamentos das mesmas – sem incorrer, contudo, em prejuízos à estabilidade e à estanqueidade da estrutura.

Armaduras verticais passivas (na presença ou não de armaduras protendidas) devem ser dimensionadas nas duas faces do costado, de forma a resistir às tensões de tração oriundas dos momentos primários. No caso de costados verticalmente protendidos, tais armaduras passivas devem ser dimensionadas para combater as tensões remanescentes dos efeitos da protensão vertical (após cômputo das suas perdas).

O projeto de costados verticalmente protendidos deve ser tal que permita (após consideração de todas as perdas) a manutenção de uma tensão vertical média no concreto – ao longo do perímetro do costado – minimamente igual a 1,4 MPa.

É importante ressaltar que armaduras verticais (ativas) pré-tensionadas – aplicáveis no caso de costados compostos por painéis pré-moldados – demandam parcelas do seu comprimento para transferência das tensões de protensão à peça de concreto. Armaduras passivas adicionais podem ser necessárias em tais regiões, para um adequado comportamento estrutural da peça.

No que tange alguns dos efeitos secundários – notadamente aqueles decorrentes de gradientes de temperatura e umidade –, certas observações adicionais são pertinentes. Nestes casos, análises elásticas podem apresentar resultados irreais, caso o cálculo dos momentos verticais despreze comportamentos de fluência no concreto e de fissuração da seção. ACI 373 R (2010) menciona a falta de consenso de projetistas sobre a forma adequada de se proceder em tais dimensionamentos. Enquanto alguns partem de premissas simplificadoras para tais efeitos, outros optam por uma abordagem conservadora, utilizando tais valores no dimensionamento de armaduras. Para efeito de diretriz, aponta-se que as considerações mínimas para controle de fissuração, fornecidas pela ABNT NBR 6118 (2007), devem ser respeitadas. ACI 373 R (2010) também menciona a experiência onde a adoção de taxas mínimas de armaduras (passivas) adicionais equivalentes a 0,5%, entre as duas faces do costado, tem se mostrado adequada a este propósito.

Por último, cabe apontar que armaduras passivas devem ser previstas para situações construtivas que venham a impor consideráveis momentos verticais ao costado – especialmente se forem aplicadas antes da sua

protensão vertical, caso prevista. Um caso típico desse tipo de situação ocorre durante a aplicação da protensão circunferencial de costados com armadura helicoidal externa.

#### **v) Detalhamento das armaduras verticais**

Em costados verticalmente protendidos que possuam ligações fundo-costado restringidas (total ou parcialmente), AWWA D115 (2006) estabelece que o espaçamento máximo entre os cabos verticais de protensão (de centro a centro de armadura) seja igual a três vezes a espessura do costado. Já para tanques com ligações de base deslizantes, esse limite é de cinco vezes a espessura do costado. ACI 373 R (2010) estabelece, de forma adicional, que tal espaçamento não ultrapasse 140 cm.

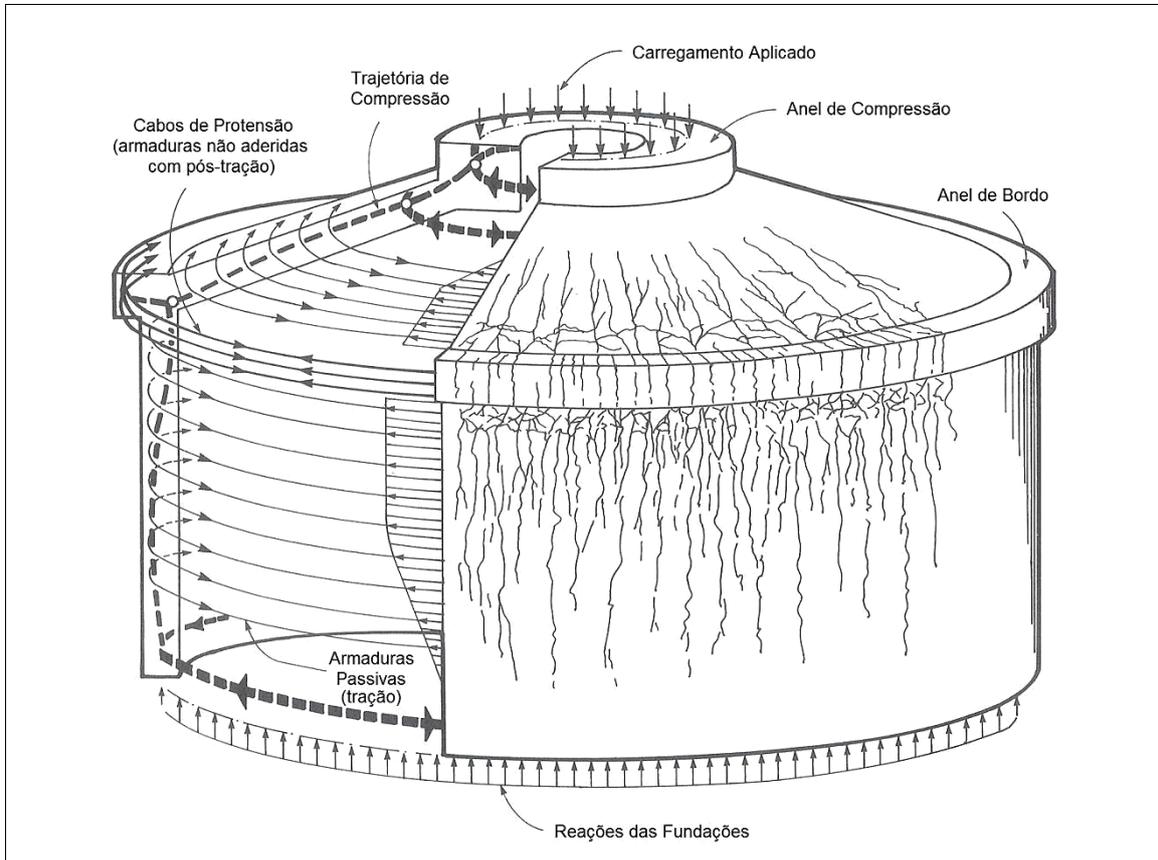
Quando armaduras verticais passivas forem utilizadas sozinhas (costados verticalmente armados), o espaçamento horizontal deve ficar limitado a 30 cm. Nos casos onde sejam empregadas de forma complementar às armaduras ativas (costados verticalmente protendidos) e que possuam ligações de base restringidas, tal espaçamento deve ficar limitado a: 30 cm, nas regiões sujeitas a flexão vertical; ou três vezes a espessura do costado, nas demais regiões.

#### **vi) Testes em modelos reduzidos para estruturas complexas**

Tendo em vista as características singulares apresentadas por costados de concreto – bem como por suas ligações com fundo e teto –, ferramentas adicionais podem ser utilizadas para um completo entendimento do comportamento da estrutura, frente às solicitações impostas. Um destes recursos lança mão de modelos em escala para estudo dos modos de falha reais apresentados por tanques de concreto sob solicitações extremas. Por meio desse ensaio, melhores formulações e modelos de cálculo podem ser obtidos para o dimensionamento das estruturas em condições de serviço – tanto sob a ótica de seus efeitos primários, como secundários.

Collins e Mitchell (1991) mencionam os ganhos obtidos no estudo de modelos em escala reduzida de estruturas de concreto utilizadas em instalações *offshore* e nucleares. Tendo em vista as significativas redistribuições de cargas que se processam na estrutura desde o momento do

surgimento da primeira fissura até o seu colapso (Fig. 3.37), modelos em escala permitiram a redução das taxas de armaduras adotadas no projeto de tais estruturas – comparativamente àquelas necessárias para resistir aos esforços fornecidos pela sua análise elástica.



**Fig. 3.37:** Teste em escala reduzida, para estudo do comportamento complexo de estruturas em casca [adaptado de Collins e Mitchell (1991)].

### 3.3.5 Recomendações Especiais

CrITÉRIOS para definição do posicionamento das armaduras no interior da parede estrutural devem seguir os limites definidos por norma – como os requisitos para cobrimentos, espaçamentos e diâmetros das armaduras, fornecidos pela ABNT NBR 6118 (2007) –, porém não devem ficar restritos aos mesmos. Tanques de armazenamento em concreto protendido podem, por exemplo, demandar detalhamentos específicos no projeto de seus costados – definidos por requisitos de construção, de estanqueidade (v. seção 5.1.1, alínea ii) e/ou de resistência a situações de incêndio – v. FIB (1978), anexo B.

Além dessa atenção dispensada ao detalhamento, outros aspectos especiais também devem ser contemplados durante o projeto de costados, tais como os mencionados nas alíneas seguintes.

### i) Recalques de apoio

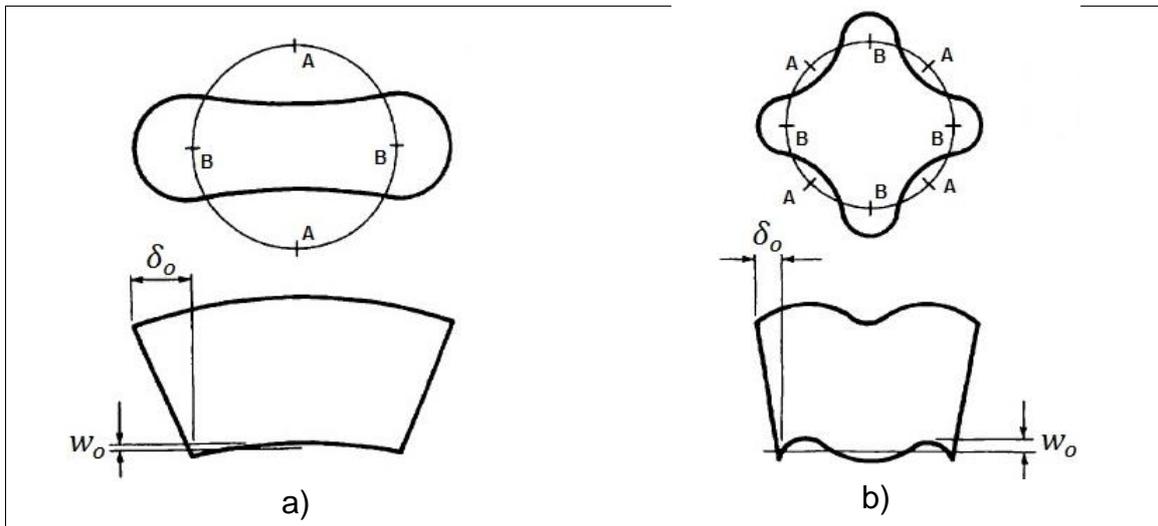
A elevada rigidez intrínseca apresentada por costados em concreto protendido permite que, sob as ações solicitantes, respostas mais adequadas à sua utilização sejam fornecidas. Tais estruturas, quando sujeitas a solicitações axissimétricas (v. item 3.3.1), não apresentam significativas deformações nas suas direções *circunferenciais* – sob condições normais de carregamento<sup>81</sup>.

Contudo, a ocorrência de *deformações verticais* impostas à estrutura – tais como recalques de apoio – costuma demandar maior atenção<sup>82</sup>. Medidas para estimativa e controle destes recalques – bem como sua consideração no projeto do fundo do tanque – podem ser encontradas na seção 3.2. A presente alínea abordará os efeitos dos mesmos no costado do equipamento, e as considerações que devem ser feitas durante seu projeto.

Costados de tanques de concreto em operação encontram-se tipicamente conectados ao fundo do equipamento, de tal forma que movimentos radiais da sua base são em grande parte restringidos. Esse aspecto resulta na ínfima alteração – mesmo quando da ocorrência de grandes recalques – da geometria (circunferência) da base do costado, o que, por sua vez, impacta diretamente os deslocamentos despertados nas demais regiões do costado. A Fig. 3.38 ilustra essa situação, para o caso de um tanque de concreto sem teto sujeito a recalques diferenciais (sob pontos abaixo do seu costado). Na figura, a linha fina (em planta) representa a configuração da base do costado, enquanto a grossa (também em planta) ilustra a geometria final do topo do costado, após os recalques – para simplificação da análise, considera-se que cada seção vertical o costado permanece reta após a acomodação do solo. Ainda nestas figuras, os pontos *A* representam locais sujeitos a levantamentos (pontos altos) e os pontos *B* representam regiões de recalque (pontos baixos). Para efeito de comparação, ilustra-se um caso onde o número de pontos recalcados (*n*) é igual a dois (Fig. 3.38-a), e outro onde esse valor é igual a quatro (Fig. 3.38-b).

<sup>81</sup> Mesmo assim, deve-se garantir que as flechas horizontais decorrentes de situações extraordinárias de carregamento – tais como as geradas pela agitação interna dos líquidos armazenados (*sloshing*) contra o costado, durante a ocorrência de eventos sísmicos – são compatíveis com o correto funcionamento do tanque.

<sup>82</sup> Apesar de costados em concreto apresentarem respostas estruturalmente adequadas a movimentos de fundação localizados (sem necessidade de medidas adicionais), situações que possam apresentar significativos recalques diferenciais – principalmente quando observados entre pontos localizados ao longo da circunferência do tanque – devem ser contempladas durante o seu projeto.



**Fig. 3.38:** Ilustração do efeito de recalques diferenciais no costado de tanques sem teto (acima, configurações em planta; abaixo, em elevação): a) situação com dois pontos recalcados ( $n=2$ ); b) situação com quatro pontos recalcados ( $n=4$ ) [adaptado de FIB (1978)].

Nesse contexto, FIB (1978) – com base na teoria de cascas e no estudo de modelos em escala – aponta que a relação entre o recalque previsto para a base ( $w_o$ ) e o deslocamento radial de topo de costado ( $\delta_o$ ) pode ser dada pela equação:

$$\delta_o = w_o \cdot \frac{H \cdot n^2}{R}$$

**Eq. 3.10**

onde  $H$  representa a altura do tanque, e  $R$  o seu raio.

Da Eq. 3.10 pode-se ver que quanto maior for o valor do recalque, maiores serão seus efeitos no topo do costado. Mais impactante ainda é a influência (da irregularidade) do comportamento do solo sob o costado: quanto mais heterogêneo este for (maior o valor de  $n$ ), maiores os deslocamentos no topo do costado. Esta análise permite avaliar o quanto recalques diferenciais podem influenciar a distribuição de esforços na estrutura de tanques<sup>83</sup>.

Ao ser contemplado, nessa avaliação, o tipo de teto adotado, observações adicionais merecem ser feitas. No caso de *tetos fixos* (sejam planos, cônicos ou em domo), os deslocamentos radiais ficam, em sua maior parte, restringidos. Isso promove um aumento da sollicitação do costado e, principalmente, da região de ligação deste com o fundo (região do rodo), o que

<sup>83</sup> Apesar de apresentarem melhores respostas (sob mesmas condições de carregamento e recalque) do que tanques em chapas de aço, deve-se salientar a importância de que o surgimento de tensões de tração na estrutura de tanques de concreto seja evitado.

– apesar de demandar verificações adicionais de projeto – não ocasiona grandes obstáculos ao funcionamento de tanques de concreto<sup>84</sup>.

Já no caso de tanques com *tetos flutuantes* (externos), recai-se numa situação semelhante à da Fig. 3.38. Como o selo perimetral do teto possui uma limitada capacidade de acomodar variações no espaço entre o mesmo e a face interna do costado (da ordem de 10 cm), é de fundamental importância que os deslocamentos de topo de costado sejam limitados. FIB (1978) ressalta que tais deslocamentos podem ser combatidos pela previsão de anéis de contraventamento fixados à estrutura – os mesmos que fornecem a garantia de circularidade do costado frente às cargas de vento (v. item 3.5.2).

## ii) Contrafortes e fendilhamento

Contrafortes devem ter suas dimensões projetadas de tal forma a não permitir a formação de curvaturas reversas nos cabos circunferenciais de protensão que por eles passam. Alternativamente – e mediante análise específica da região – armaduras doces podem ser detalhadas para resistir a essa resultante radial, oriunda da curvatura das armaduras ativas. Os contrafortes devem, ainda, possuir uma geometria que viabilize o posicionamento e a operação dos equipamentos de protensão utilizados.

ACI 373 R (2010) estabelece para os contrafortes um cobrimento mínimo de 5 cm ou de duas vezes a máxima dimensão característica do agregado graúdo (o que for maior) – tanto para armaduras ativas, como passivas. Uma cobertura de 5 cm também é requerida para as ancoragens das armaduras de protensão. Para os casos onde as mesmas projetem-se para fora dos contrafortes, deve ser projetada uma capa vertical (contínua) de concreto, cuja função é fornecer tal espessura de proteção às ancoragens. Tal capa deverá ter sua aderência ao contraforte garantida por meio do chumbamento – entre as ancoragens – de estribos em forma de U. Barras verticais também devem ser posicionadas nos cantos dos estribos, de tal forma a fornecer uma taxa de armadura mínima (na direção longitudinal de cada

---

<sup>84</sup> Essa solicitação adicional é uma das justificativas para a grande atenção dada, no projeto de tanques convencionais em aço, para as soldas da região do rodo e os recalques diferenciais sob o costado. No projeto de tanques de concreto tais enfoques devem permanecer, contudo, a robustez de tais estruturas lhes confere um comportamento mais eficaz frente à redistribuição de cargas imposta.

capa) de 0,5%. Ainda segundo ACI 373 R (2010), o diâmetro mínimo de tais armaduras passivas (estribo e armadura vertical das capas) deve ser de 10mm.

Adicionalmente, armaduras de fendilhamento devem ser detalhadas para garantia da integridade dos contrafortes, tendo-se em vista as tensões desenvolvidas nas regiões de ancoragem (Fig. 3.39).

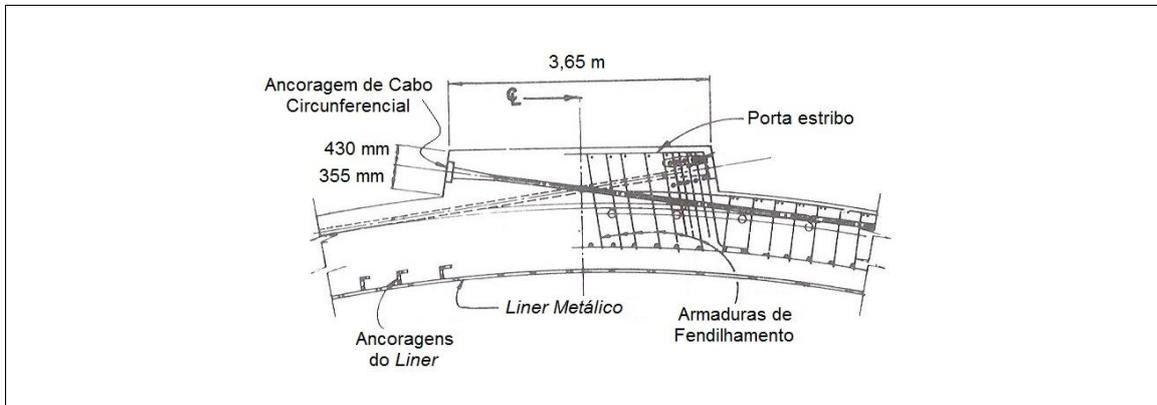


Fig. 3.39: Detalhe de contrafortes [adaptado de Lin e Burns (1982)].

Por último, em casos onde os costados possuam protensão vertical, deve-se atentar para que a tensão média de protensão (vertical) desenvolvida nos contrafortes apresente valor próximo daqueles observados nas demais partes do costado.

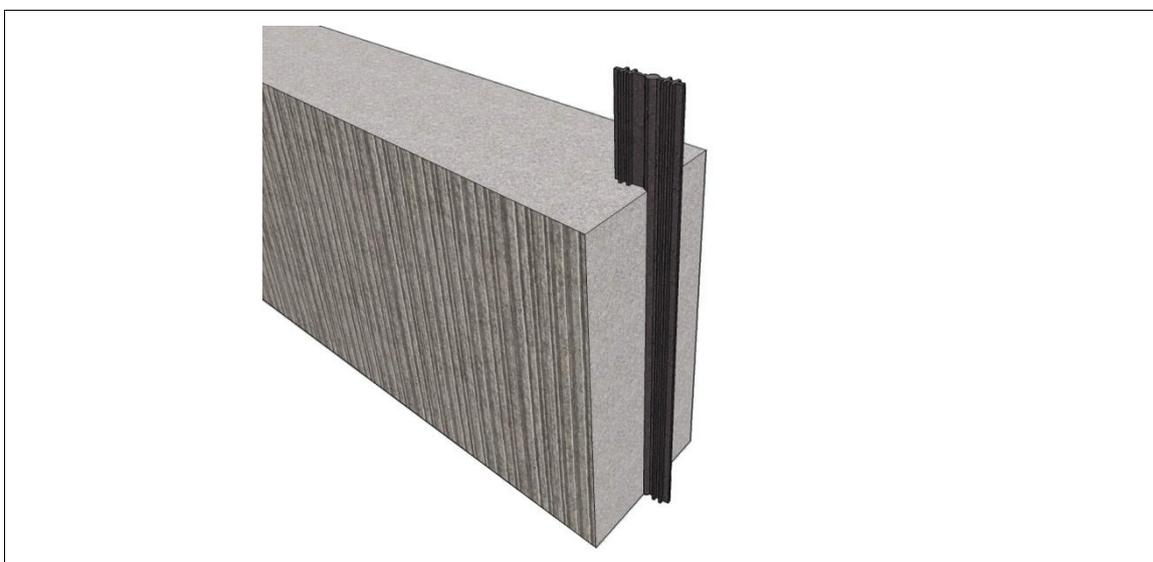
### iii) Juntas de construção

Qualquer junta presente na estrutura – seja ela prevista ou não – que permita a passagem de agentes pelo costado configura em uma vulnerabilidade ao funcionamento e à durabilidade do tanque. Por esse motivo, conforme já mencionado, juntas horizontais (circunferenciais) não devem ser toleradas ao longo da altura do costado. Quanto às juntas verticais – sejam de concretagem, sejam de montagem –, detalhes de projeto precisam ser elaborados, de tal forma a garantir a integridade do equipamento.

Para costados moldados *in loco*, a norma AWWA D115 (2006) sugere que espaçamentos entre juntas verticais sejam limitados a até um máximo de 18m. Tais juntas devem prever o uso de perfis de vedação (perpendiculares à sua seção) ao longo de toda altura, de tal forma a garantir a estanqueidade da estrutura (Fig. 3.40). Armaduras (passivas) contínuas também devem ser previstas transpassando as juntas verticais, com o objetivo de evitar movimentações relativas entre dois segmentos contíguos (afastamentos,

deslocamentos radiais e/ou rotações) enquanto a protensão circunferencial não é aplicada.

Ainda com respeito a costados concretados no local, substâncias adesivas podem ser aplicadas na superfície das juntas verticais, antes da etapa subsequente de concretagem – contudo, deve ser assegurada a sua compatibilidade com materiais de construção e produtos a serem armazenados no tanque. Por último, conforme aponta FIB (1978), é fundamental que tais juntas estejam livres de impurezas e natas de cimento antes da concretagem do segmento seguinte – devem, ainda, apresentar rugosidade superficial adequada à adesão do novo volume de concreto. Para tal, métodos de jateamento (jato abrasivo ou hidro-jateamento) devem ser usados, até o ponto de exposição do agregado graúdo existente na superfície da junta<sup>85</sup>.



**Fig. 3.40:** Seção esquemática de um costado, ilustrando o posicionamento do perfil de vedação ao longo da sua junta vertical.

Em costados compostos por elementos pré-moldados, as juntas verticais de montagem devem ser adequadamente tratadas (com jateamento abrasivo), umedecidas e preenchidas por material compatível aos detalhes da junta (concreto, epóxi ou graute). O ACI 373R (2010) menciona que este enchimento deve ter, no mínimo, a mesma resistência dos painéis – devendo ser superior a esta em casos de juntas estreitas ou com outras condições que dificultem a concretagem. A norma AWWA D115 (2006) exige, de forma mais criteriosa, que tal resistência seja, no mínimo, 20% superior à do concreto dos painéis.

<sup>85</sup> FIB (1978) sugere a abrasão da junta até uma profundidade de 6 mm.

Barras de transferência e encaixes entre os painéis pré-moldados podem ser adotados para prevenção de deslocamentos radiais destes, em momentos anteriores à aplicação da protensão circunferencial. Contudo, deve-se ter em mente que encaixes, além de não serem estruturalmente necessários, promovem dificuldades de enchimento das juntas – podendo acarretar na formação de vazios de concretagem. Por fim, o uso de perfis de vedação pode ser contemplado no projeto destas juntas.

#### **iv) Sismos**

O projeto de tanques sujeitos a solicitações sísmicas deve fazer uma série de considerações especiais, seguindo diretrizes estipuladas na ABNT NBR 15421 (2011). Critérios para o projeto e detalhamento de ligações de costado (com fundo e teto) sujeitas a tais ações (Fig. 3.32, p. 96) podem ser obtidos em ACI 373 R (2010), AWWA D115 (2006), ACI 372 R (2003) e AWWA D110 (2005).

### **3.4 Teto**

#### **3.4.1 Aspectos Gerais**

Coberturas de tanques de armazenamento possuem não apenas a função de proteger os produtos estocados das intempéries (chuva, descargas atmosféricas, neve, etc), mas também a de minimizar suas perdas evaporativas – e seus subsequentes riscos e custos. Nesse contexto – e conforme apresentado na seção 2.2 (alínea iii) –, tanques de concreto podem exibir três diferentes concepções de teto: fixo, flutuante (externo) e fixo com flutuante interno.

Neste ponto, cabe observar que tetos flutuantes – sejam eles externos ou internos – apresentam características, materiais e funcionamentos análogos àqueles encontrados em tanques de armazenamento convencionais, de aço<sup>86</sup>. Por tais tetos – em suas diversas concepções – já possuem detalhes de projeto e construção de amplo conhecimento da comunidade técnica, a presente seção terá seu enfoque direcionado aos tetos fixos em concreto, suas concepções e aspectos de dimensionamento.

---

<sup>86</sup> Para maiores detalhes sobre tipos e funcionamentos de tetos flutuantes, v. seção 2.1 (alínea iv).

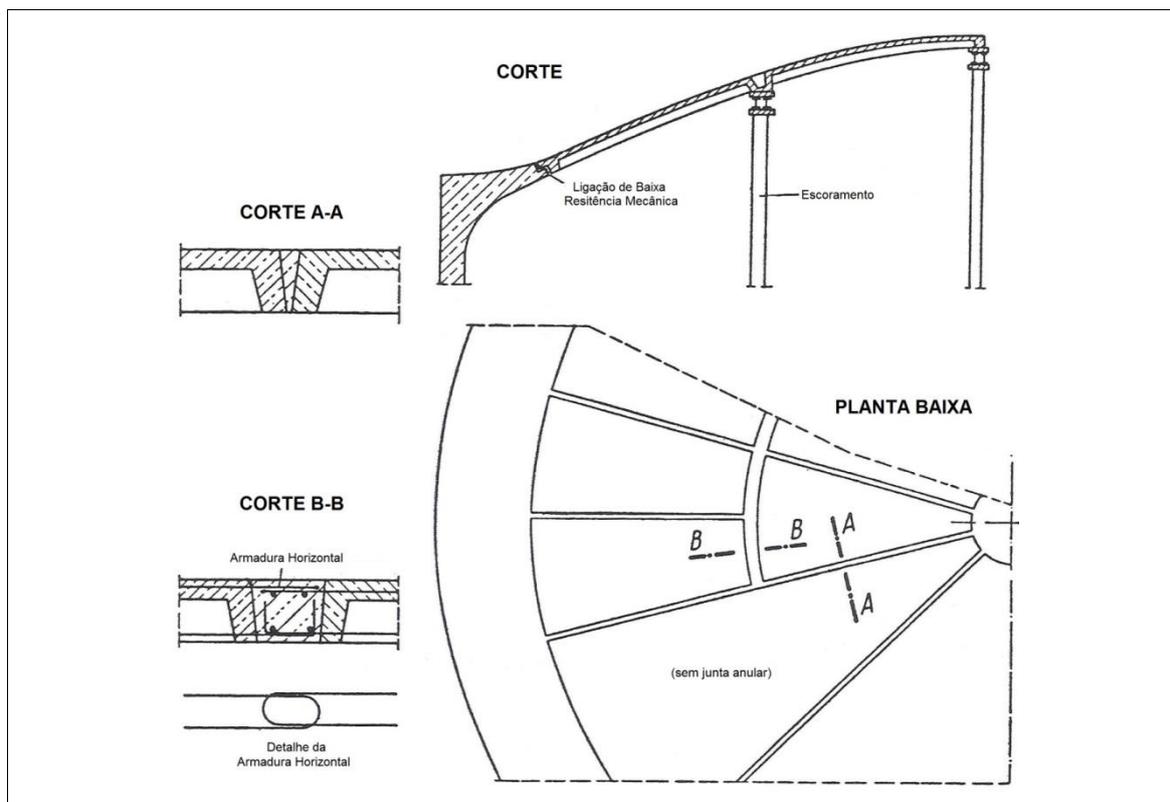
### 3.4.2 Concepção Estrutural

#### i) Concepção geométrica

Em termos gerais, tetos de tanques de concreto podem assumir duas concepções básicas: *tetos de seção curva* (em domo) e *tetos de seção reta*.

*Tetos em domos* são cascas de revolução, que tipicamente apresentam suas curvas geratrizes (meridianos) na forma de segmentos de circunferências ou elipses. Têm a vantagem de ser autoportantes, o que dispensa a necessidade de pilares internos ao tanque – característica essa benéfica ao equipamento, uma vez que não causa interferências com eventuais tetos flutuantes internos, facilita sua limpeza e manutenção operacional e aumenta a capacidade de armazenamento.

Nesse tipo de concepção, a configuração mais adotada para tanques e reservatórios é a de *domo esférico* – alternativa onde o meridiano consiste em um arco de circunferência, cujo centro encontra-se no eixo de revolução do teto (Fig. 2.9-b, p. 17; e Fig. 3.41)<sup>87</sup>.

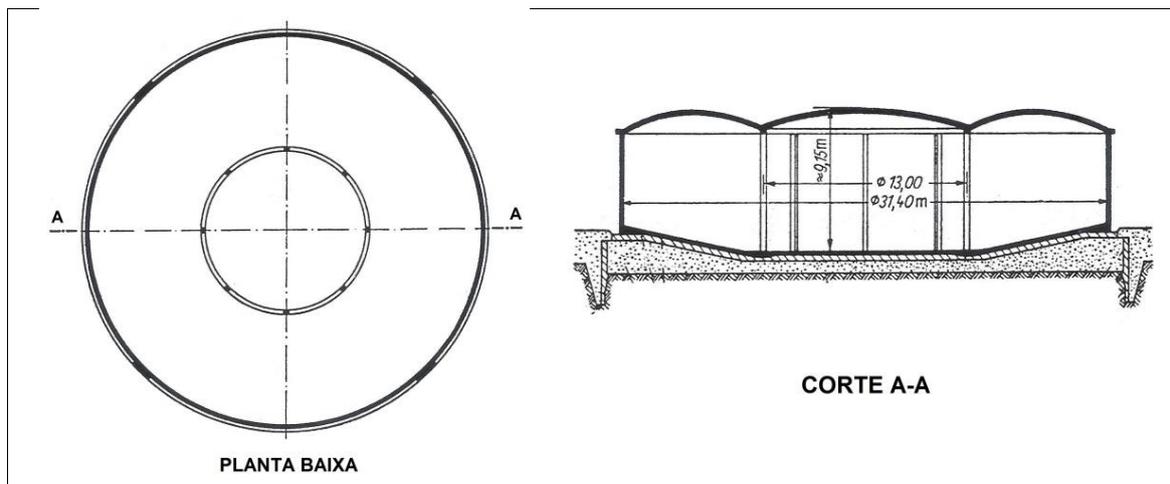


**Fig. 3.41:** Tanque com teto em domo, composto por setores circulares pré-moldados enrijecidos na sua borda [adaptado de Leonhardt (1964)].

<sup>87</sup> Contudo, outras concepções de tetos de seção curva também podem ser encontradas na literatura, tais como a de *domo elíptico* (rotação de uma semi-elipse sobre seu eixo menor), a de *domo parabólico* (rotação de uma parábola sobre sua diretriz) e a de *domo conoidal* (rotação de um arco de circunferência, com centro fora do eixo de revolução).

Domos consistem em cascas estruturais e, tendo em vista seu comportamento sob carga, são passíveis de ser dimensionados segundo a Teoria de Membranas. Para isso, o projeto do domo deve garantir um comportamento tal que seja compatível com as premissas adotadas pelo modelo de cálculo – requisitos estes que serão abordados ao longo das próximas seções (e que envolvem aspectos de espessura, forma, carregamento e vinculação).

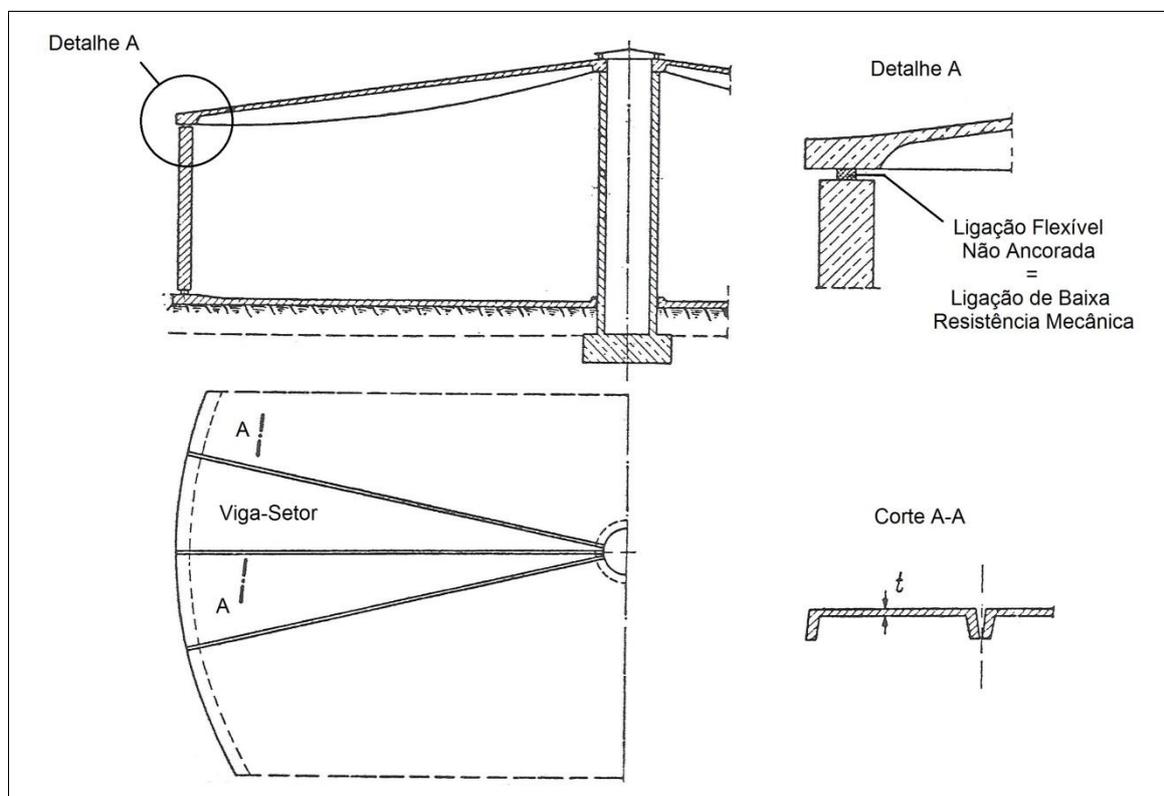
Cabe observar que tetos em domo podem apresentar limitações (estruturais e/ou construtivas) para tanques com diâmetros elevados. Para estes casos, a literatura apresenta a concepção de *tetos em domos compostos*, que consiste em um domo esférico central envolto por um domo toroidal (Fig. 3.42). A união dos domos é feita por um anel de ligação protendido que, por sua vez, apoia-se em uma fileira de pilares internos. Tal concepção diminui a carga sobre o anel de bordo próximo à região do costado, ao mesmo tempo em que permite uma quantidade reduzida de pilares internos.



**Fig. 3.42:** Tanque de petróleo com teto de seção curva, composto por um domo esférico associado a um domo toroidal, Egito [adaptado de Leonhardt (1964)].

A outra concepção passível de ser adotada é a de *tetos com seção reta*, com configuração mais simples (geométrica, estrutural e construtivamente), mas que se apresenta tipicamente suportada. Engloba tanto *tetos cônicos* – cobertura composta por um ponto central elevado, apresentando iguais inclinações para todos os pontos do costado (Fig. 2.9-c, p. 17; e Fig. 3.43) –, como *tetos em águas* – alternativa composta por dois planos (águas), de inclinações divergentes e separados por uma cumeeira diametral (divisor de águas; Fig. 2.15, p. 21).

Muito embora apresentem maiores vantagens construtivas (Fig. 4.1, p. 134), tais concepções tipicamente demandam estruturas de suporte, tais como vigas e pilares internos. Pela necessidade destes últimos, acabam por demandar cuidados na região do fundo (que irá receber suas cargas), bem como na interferência com tetos flutuantes internos.



**Fig. 3.43:** Tanque com teto cônico composto por setores circulares pré-moldados (e bordas enrijecidas) [adaptado de Leonhardt (1964)].

## ii) Concepção do sistema construtivo

Independentemente da geometria adotada (em domo ou plana), tetos em concreto podem ser projetados tanto em concreto armado, como em protendido. Podem, ainda, ser constituídos pela sua moldagem *in loco* (Fig. 2.9, p. 17) ou pela montagem de painéis pré-moldados/pré-fabricados (Fig. 3.41). Além do teto em si, todas essas concepções construtivas são igualmente válidas para seus elementos de suporte (vigas e pilares).

No caso da opção por elementos pré-moldados, as concepções podem adotar desde elementos especialmente projetados para a geometria do tanque em questão (tais como setores circulares pré-moldados, com ou sem a adoção de enrijecedores; Fig. 3.41 e Fig. 3.43), até soluções comerciais de uso amplamente difundido (como lajes alveolares protendidas, de dimensões padronizadas).

### iii) Concepção do anel de bordo

Conforme mencionado, domos são dimensionados segundo a Teoria de Membrana. Uma das premissas básicas dessa teoria diz respeito às condições de vinculação da estrutura, que não devem despertar momentos ou cortantes na mesma. Em outras palavras, isto significa que domos devem possuir condições de apoio tais que restrinjam deslocamentos (translações) apenas nas direções tangenciais à estrutura (ao longo de suas bordas).

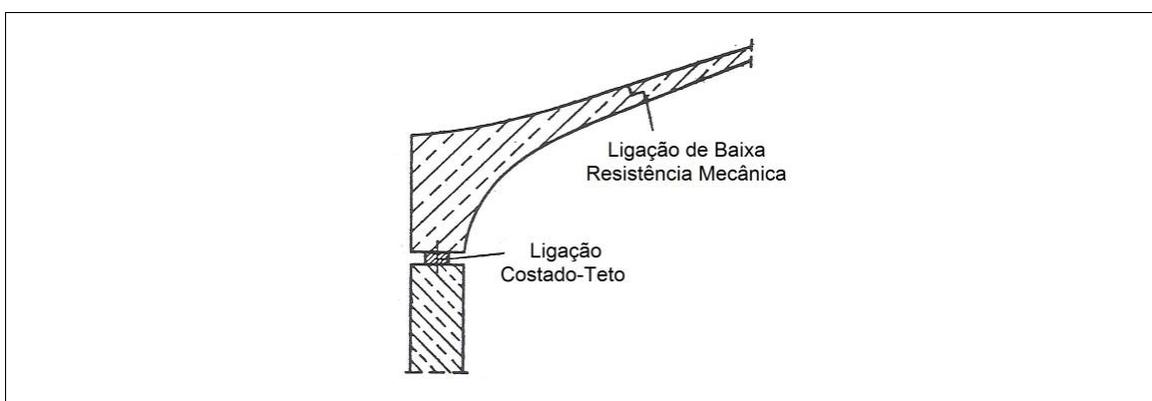
Contudo, por tais apoios serem de difícil materialização, lança-se mão, no projeto de domos, do recurso dos *anéis de bordo*: elemento comprimido, situado ao longo da borda do teto e responsável por ligá-lo ao seu suporte – no caso, o topo do costado. Sua função é compor um sistema autoequilibrado, capaz de fornecer uma componente horizontal à reação (vertical) do apoio, de tal forma a produzir uma resultante inclinada (e tangente) à estrutura – resguardando, assim, seu comportamento de membrana.

O estado de compressão destes anéis é promovido por armaduras de protensão instaladas na região – fato que faz com que o anel apresente-se, tipicamente, incorporado às estruturas do teto e/ou do topo do costado. O tipo de armadura ativa a ser adotado geralmente segue aquele utilizado na protensão circunferencial do costado (interna ou externa), conforme demonstram a Fig. 3.26 (p. 93), a Fig. 3.27 (p. 93), a Fig. 3.28 (p. 94) e a Fig. 3.29 (p. 94). Por se localizarem próximos, a ligação costado-teto e o anel de bordo devem ter suas concepções orientadas para que os funcionamentos de ambos não sejam prejudicados – seja estruturalmente, seja construtivamente.

### iv) Concepção da ligação de baixa resistência mecânica

Apesar de indesejáveis, eventuais situações operacionais que gerem elevadas sobrepressões internas devem ser previstas durante o projeto de tanques de armazenamento. Desta forma, medidas devem ser tomadas para que seja garantida a integridade do costado e da ligação fundo-costado do tanque – regiões estas, cuja ruptura seria catastrófica para o equipamento e suas cercanias. Desta forma, devem ser previstas *ligações de baixa resistência mecânica* no projeto do teto, responsáveis por permitir o escape da sobrepressão interna, minimizando os danos à estrutura.

Tal ligação – tipicamente localizada na região do teto próxima à sua ligação com o costado – pode assumir diferentes configurações, a depender das concepções (estruturais e construtivas) adotadas para teto e costado. No caso de tetos em elementos pré-moldados, a própria característica da estrutura – painéis simplesmente apoiados em seus suportes – já fornece o mecanismo adequado a esse comportamento de junta fraca (Fig. 2.15, p. 21). Em outras, a ligação costado-teto – que deve ser do tipo flexível – cumpre esse papel (detalhe A da Fig. 3.43). Em outras, por sua vez, detalhes de projeto são elaborados para certos elementos da estrutura, de tal forma a desempenharem esse papel (Fig. 3.41 e Fig. 3.44).



**Fig. 3.44:** Detalhe da ligação costado-teto e da ligação de baixa resistência de teto em domo [adaptado de Leonhardt (1964)].

#### v) Pré-dimensionamento do teto

Conforme mencionado anteriormente, domos são caracteristicamente dimensionados segundo a Teoria de Membranas. Dessa forma, o pré-dimensionamento de sua espessura deve ser feito de maneira criteriosa, para que o domo venha a apresentar comportamentos compatíveis com o previsto – a estrutura deve apresentar-se fina o bastante para não despertar solicitações de flexão em seu interior, mas espessa o suficiente para não apresentar instabilidades localizadas (por transposição das tensões críticas).

Além disso, a espessura deve ser tal que permita a instalação adequada das armaduras, garantindo os cobrimentos prescritos por norma. Para referência, um relatório emitido pela *Portland Cement Association* – PCA (1992), recomenda a espessura mínima de 9 cm para domos de concreto armado – contudo, devem ser feitas avaliações levando em conta os requisitos apontados pela ABNT NBR 6118 (2007). PCA (1992) recomenda, também, que considerações especiais sejam feitas para prevenir efeitos decorrentes de

instabilidades localizadas (“flambagem”), caso a relação raio/espessura (do domo) fique superior a quinhentos. Diretrizes sobre domos protendidos – seja com protensão interna, seja com externa – podem ser obtidas em ACI 373 R (2010), AWWA D115 (2006), ACI 372 R (2003) e AWWA D110 (2005).

### 3.4.3 Análise Estrutural

#### i) Modelos estruturais

Tetos em domo – de forma análoga ao que ocorre com costados – devem ser dimensionados com base na análise elástica de elementos de casca. Conforme mencionado na seção 3.3.3, a análise por meio das Teorias de Cascas Esbeltas pode fornecer o resultado das dez solicitações observadas em cada ponto da estrutura (seis de flexão, e quatro de membrana).

No entanto, certas cascas – dentre elas, domos – respondem às ações solicitantes despertando tensões de flexão razoavelmente desprezíveis. Desta forma, foram desenvolvidos procedimentos específicos para sua análise, compondo a denominada *Teoria de Membrana* – na qual apenas as quatro solicitações de membrana surgem como incógnitas. Contudo, por também serem superfícies de revolução, domos podem caracterizar situações de axissimetria – bastando que carregamentos, vinculações e materiais também apresentem simetria em relação ao eixo do tanque –, o que resulta na inexistência de solicitações tangenciais. Nestas condições, apenas os esforços normais de membrana – nas direções circunferenciais ( $N_\theta$ ) e meridionais ( $N_x$ ) – são despertados.

Contudo, para que tal teoria possa ser utilizada, faz-se necessário que certas condições sejam atendidas, permitindo que a estrutura real apresente, de fato, um *comportamento de membrana*. No primeiro desses requisitos, o domo deve apresentar variações suaves de sua geometria, tanto no seu plano médio, como na sua espessura (ou seja, sem alterações abruptas de direção e/ou seção). Além disso, as cargas suportadas também devem ser aplicadas de forma distribuída (uniforme ou suavemente variada), e não concentrada. Por último, as restrições impostas pelos seus apoios não devem despertar momentos ou cortantes relevantes na estrutura<sup>88</sup>.

---

<sup>88</sup> Este comportamento – análogo ao que seria imposto por um apoio do 1º gênero ideal, disposto de forma contínua e normal à superfície do domo – é obtido com o auxílio de um anel de bordo (v. seção 3.4.2, alínea iii).

No caso de tetos de seção reta, a análise elástica pode fazer uso de elementos de placa ou de casca – conforme a concepção geométrica adotada –, adotando-se as teorias já consagradas pela prática (*Teoria de Kirchhoff*, *Teoria de Von Kármán*, formulação *via energia*, *Teoria de Flügge*, etc).

Independentemente da concepção adotada, tetos de tanques – à semelhança de seus costados – podem ter sua análise feita utilizando-se o *método dos elementos finitos*. Nela, considerações de não linearidades geométricas e/ou físicas podem, com o auxílio de programas computacionais, ser conduzidas – situações especialmente interessantes para o estudo de estabilidade de domos.

## ii) Ações e Vinculações

Conforme mencionado na alínea anterior, domos devem apresentar características compatíveis com um comportamento de membrana. Esses requisitos – além de nortear as premissas de projeto e execução – devem embasar critérios, nos modelos de cálculo utilizados, para a introdução das ações solicitantes (que devem ser adequadamente distribuídas sobre a superfície) e o estabelecimento das vinculações de bordo.

Uma vez garantido esse comportamento de membrana, sua análise poderá ser conduzida de forma independente à do restante do tanque, considerando-se que as cascas (teto e costado) estão idealmente ligadas entre si. A efetiva compatibilização de vínculos ficará a cargo do anel de bordo do teto – onde os esforços normais (meridionais) do domo serão decompostos, garantindo-se que sejam transmitidas ao costado apenas suas componentes verticais.

### 3.4.4 Dimensionamento e Detalhamento Estrutural

O dimensionamento de tetos deve ser conduzido capacitando-os a resistir aos seus carregamentos solicitantes típicos – tais como peso próprio e de acessórios/equipamentos, além de cargas acidentais e ações ambientais (chuva, vento, neve, etc). Estes são contemplados na forma de carregamentos verticais<sup>89</sup> aplicados ao longo da superfície (como no caso do peso próprio) ou sobre a projeção horizontal desta (como no caso do peso de neve). Em todas

---

<sup>89</sup> Cargas distribuídas uniformes ou linearmente variáveis – que, nos casos de domos, assumem valores mínimos no ápice do teto.

as situações – seja para tetos cônicos, seja para domos –, as cargas são constantes ao longo de qualquer paralelo da casca (circunferências, de latitude qualquer), de tal forma a garantir situações de axissimetria<sup>90</sup>.

Especificamente no caso de domos, o dimensionamento deve ter como premissa básica a garantia do comportamento de membrana destes. Além disso, deve ser verificada a validade dos resultados de análise obtidos para regiões particulares da estrutura real – tais como seu bordo –, locais esses onde as formulações adotadas podem apresentar resultados pouco acurados em função de aspectos construtivos (diferentes etapas de protensão e/ou concretagem, por exemplo). PCA (1992) menciona, também, a desconsideração – tipicamente feita por procedimentos de cálculo para dimensionamento de domos – do efeito de algumas ações indiretas sobre tais elementos (como efeitos da retração e de recalques de apoio), o que pode agravar tais discrepâncias.

Por todos estes aspectos, atenção especial deve ser dada aos níveis de tensões (compressivas) despertadas em domos. PCA (1992) sugere que tais tensões devam ser mantidas em níveis consideravelmente baixos, cobrindo a eventual ocorrência de situações desfavoráveis. Aponta-se que espessuras otimizadas (técnica e economicamente) de domos tornam-se possíveis à medida que providências de projeto sejam tomadas, tais como: uso de metodologias de análise mais compatíveis com os comportamentos reais da estrutura; emprego de concretos com maiores capacidades resistentes; e uso de protensão.

O dimensionamento do anel de bordo de domos deve, por sua vez, levar em consideração as componentes horizontais das sobrecargas e o peso próprio do teto – sendo, também, altamente influenciadas pelo seu raio. Diretrizes adicionais para dimensionamento de diversas geometrias de domos podem ser obtidas em PCA (1992) e Nawy (1996). Diretrizes sobre domos protendidos – seja com protensão interna, seja com externa – podem ser

---

<sup>90</sup> Desta forma, tais tetos não são, a princípio, projetados para receber cargas concentradas e/ou não axissimétricas – podendo sua existência ser responsável pelo surgimento de níveis críticos de tensão na estrutura. Contudo, cabe ressaltar que um “anel de carregamentos” (carga uniformemente distribuída ao longo de um dos paralelos do teto) não configura nenhum destes casos – a previsão de detalhes construtivos que permitam transformar neste tipo de carregamento as eventuais cargas concentradas existentes pode configurar uma alternativa de projeto (para ilustração, v. anel de compressão da Fig. 3.37, p. 105).

obtidos em ACI 373 R (2010), AWWA D115 (2006), ACI 372 R (2003) e AWWA D110 (2005).

### 3.5 Aberturas e Acessórios

#### 3.5.1 Aspectos Gerais

Independentemente da concepção adotada, tanques de armazenamento demandam a previsão de *aberturas* em sua estrutura. Seu objetivo é permitir a interação entre as regiões interna e externa do equipamento, seja pelo ingresso de tubulações – através de bocais flangeados (para transferência, amostragem ou aquecimento de produto) –, seja pela passagem de pessoal, equipamentos e materiais (durante sua operação, limpeza e manutenção) – através de portas de limpeza (PL) e bocas de visita (BV).

Além destes, diversos outros *acessórios* se fazem necessários para que o equipamento possa ser operacionalizado adequadamente (Fig. 3.45) – não apenas no que diz respeito ao seu funcionamento, mas também ao acesso e controle das variáveis de processo. Exemplos de acessórios de tanques que podem ser citados são amostradores de costado, indicadores de nível, anéis de contraventamento, escadas helicoidais, escotilhas de medição, sistemas de aquecimento, misturadores, equipamentos e sistemas de combate a incêndio, drenos de fundo, placas de identificação, dentre outros.



**Fig. 3.45:** Diversos acessórios e aberturas de tanques de armazenamento (da esquerda para a direita): escada helicoidal, indicador do medidor de nível, amostrador de costado e porta de limpeza.

Tetos flutuantes (Fig. 3.50) demandam, ainda, uma série de acessórios específicos, próprios do seu funcionamento e condição (internos ou externos).

Exemplos são as pernas de sustentação, os selos periféricos, as escadas articuladas, os drenos pluviais e as guias antirrotacionais.

Todas estas aberturas e acessórios podem ser posicionados ao longo das diversas regiões do tanque – fundo, costado ou tetos –, devendo ser levados em consideração aspectos estruturais, operacionais e logísticos<sup>91</sup>. Alguns exemplos destes elementos – para tanques convencionais em aço – são fornecidos ao longo desta seção (Fig. 3.45 a Fig. 3.51).

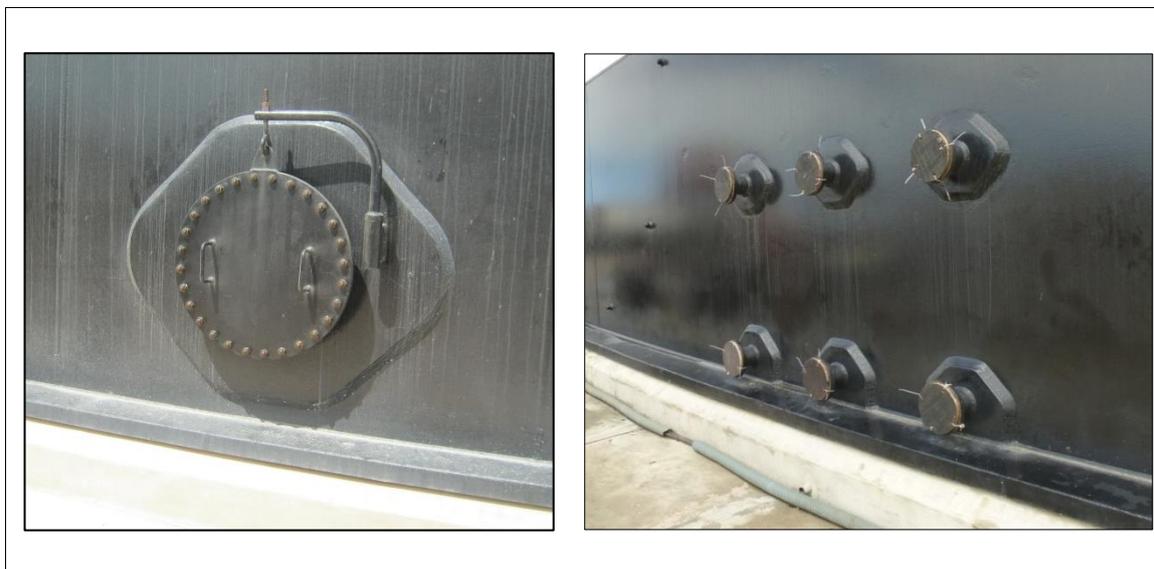


**Fig. 3.46:** Bocais de entrada (tipo sifão) em tanques de aço: aspectos externos (esq.) e internos (dir.).



**Fig. 3.47:** Detalhes de dreno de fundo: aspectos externos (esq.) e internos (dir.).

<sup>91</sup> Maiores detalhes sobre aplicações, especificações e utilizações de bocais e acessórios de tanques de armazenamento podem ser obtidos em API 650 (2011) e Barros (2012).



**Fig. 3.48:** Boca de visita (BV, esq.) e bocais (para tubulações do sistema de aquecimento, dir.) de tanques de aço.



**Fig. 3.49:** Escada helicoidal de costado (esq.) e mesa de medição de nível (dir.) de tanques de aço.



**Fig. 3.50:** Diversas perspectivas de um mesmo teto flutuante (externo), apresentando alguns de seus acessórios (escada articulada, pernas de sustentação e dreno pluvial flexível).

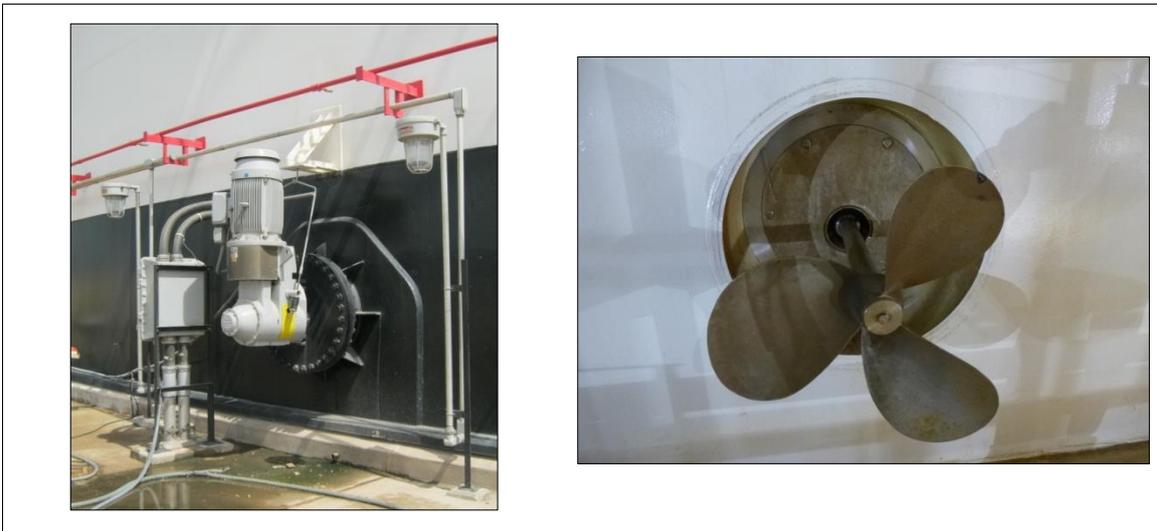


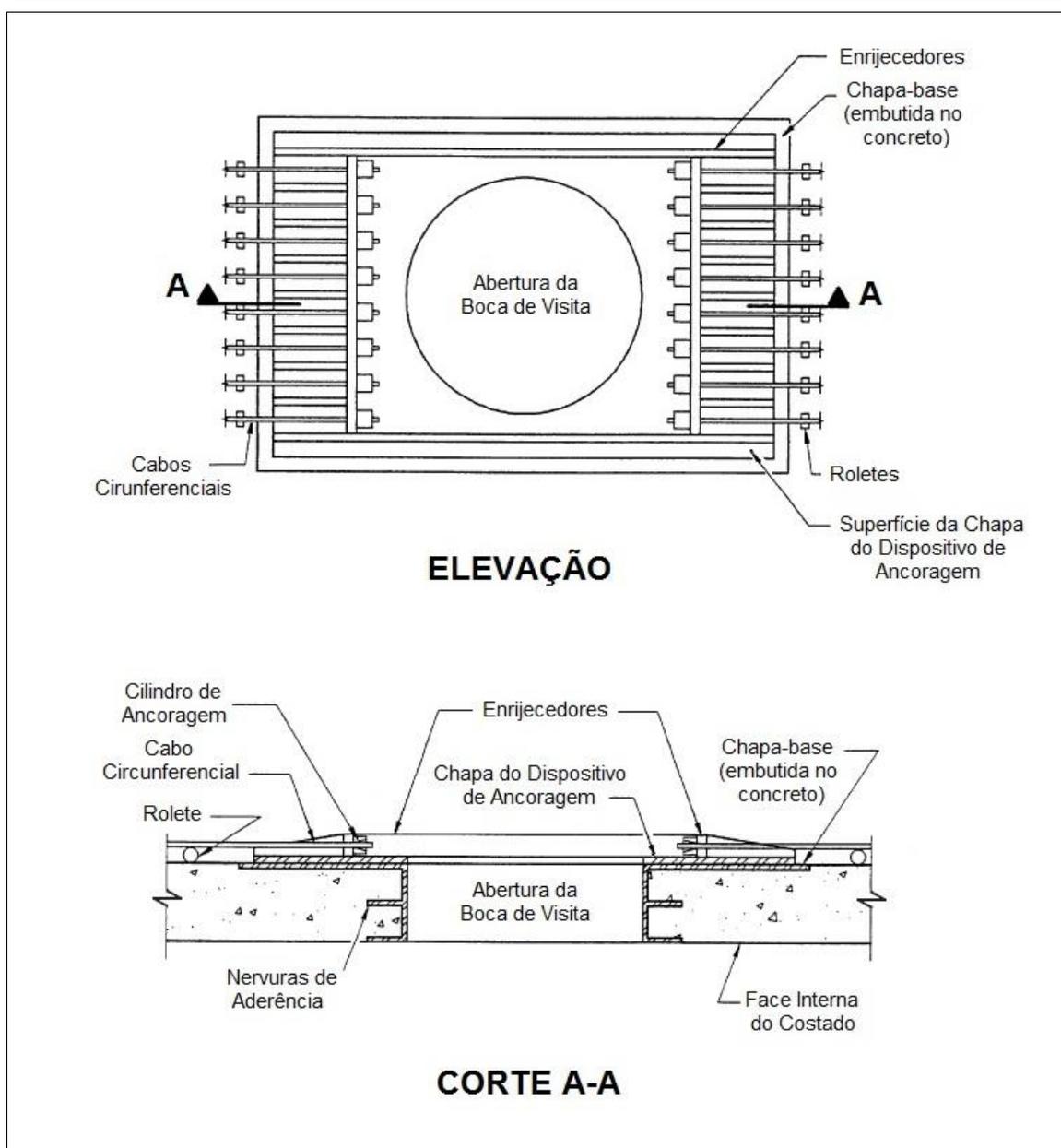
Fig. 3.51: Misturador de costado em tanques convencionais: aspectos externos (esq.) e internos (dir.).

### 3.5.2 Diretrizes para Projeto

Especial cuidado deve ser dado ao projeto de *aberturas* em estruturas de tanques, tendo em vista as concentrações de tensões promovidas pela sua presença – aspecto esse ressaltado, quando da sua ocorrência em elementos protendidos. Requisitos operacionais definem a necessidade e a quantidade destas aberturas, além de fornecerem diretrizes às suas localizações ao longo do equipamento – posicionamentos esses que devem, também, levar em consideração suas interferências com aspectos estruturais do tanque (traçado de cabos de protensão, seções resistentes de concreto, etc).

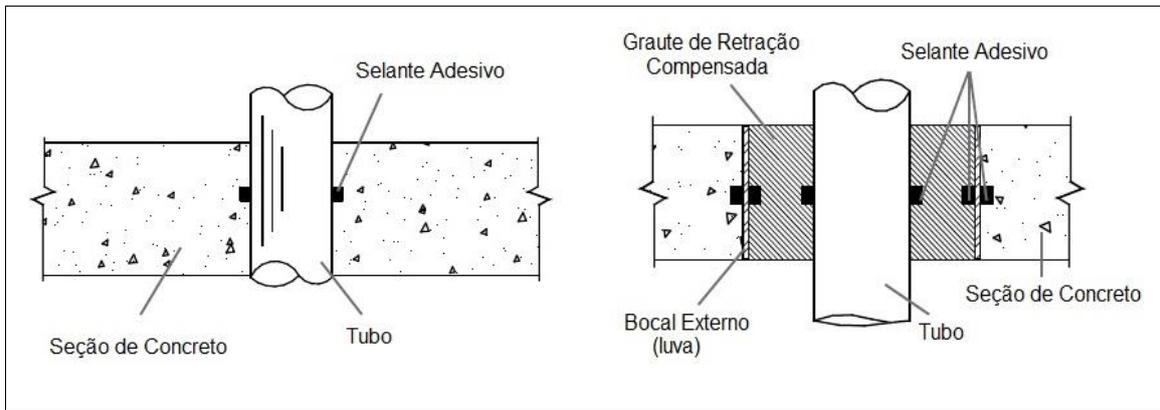
Em aberturas de costados (bocais, BV's e PL's), por exemplo, pode-se fazer necessária a previsão de desvios nas armaduras circunferenciais de protensão na região da abertura – após a qual a armadura deve retornar ao seu eixo original. Nestes casos, tal desvio deve se desenvolver por uma distância superior a seis vezes o diâmetro da abertura (para cada um dos lados, medidos ao longo da circunferência do tanque) – casos onde haja necessidade de distâncias menores devem ser validados por análises de tensão detalhadas.

No caso de cabos internos de protensão, a distância entre estes e a borda da abertura deve ser, no mínimo, igual à do cobrimento exigido para armaduras do costado. No de cabos externos circulares, podem ser projetados dispositivos especiais para ancoragem da cablagem circunferencial a ser interrompida (Fig. 3.52).

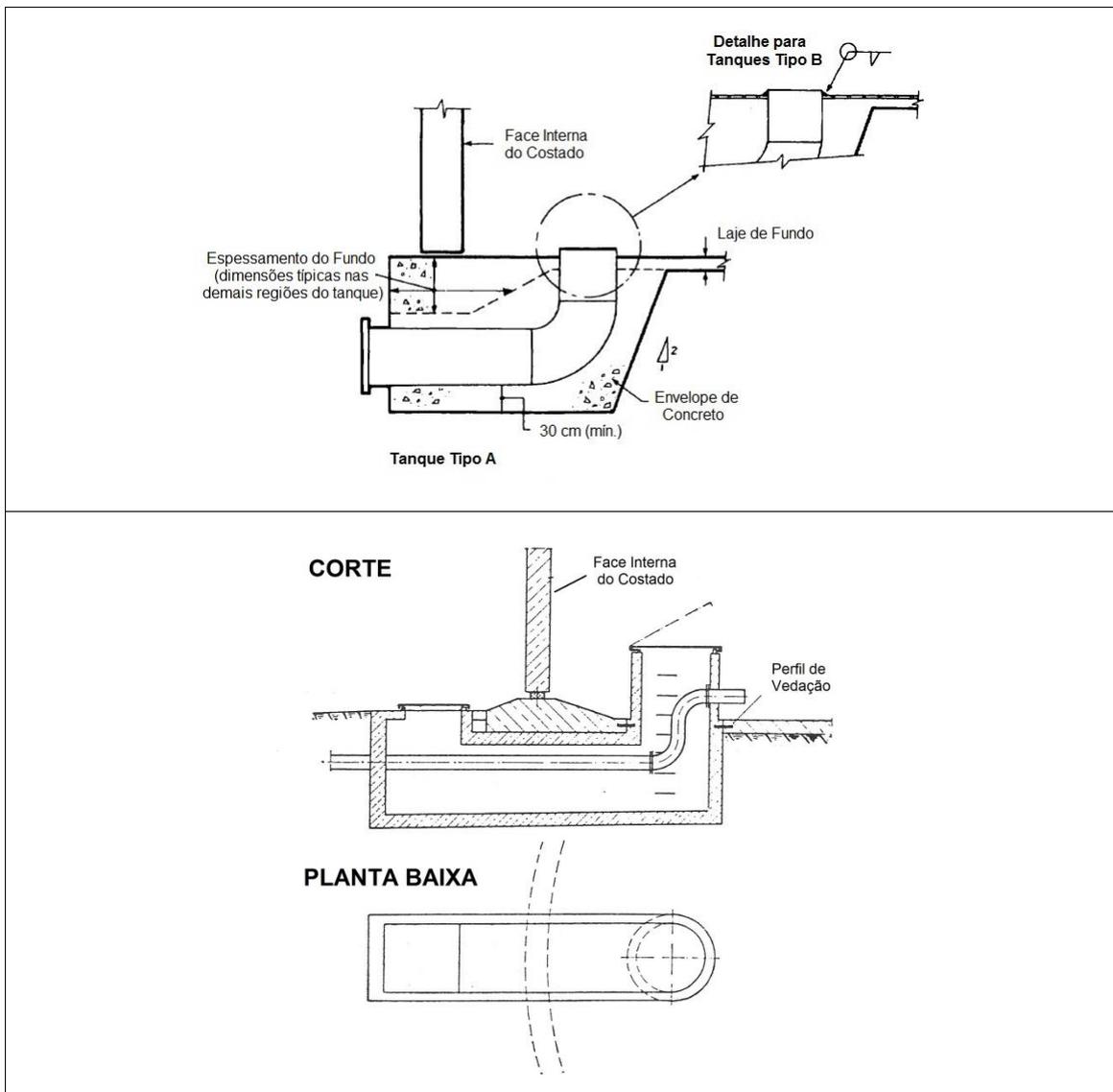


**Fig. 3.52:** Exemplo de solução para bocas de visita em costados com protensão circunferencial externa (com cabos circulares não aderentes; v. Fig. 3.15, p. 76) [adaptado de ACI 373 R (2010)].

Bocais e acessórios devem ser fixados às estruturas de concreto em conjunto com sistemas de vedação – que sejam apropriados à garantia da estanqueidade da estrutura (Fig. 3.53). Sempre que possível for, deve-se dotar as tubulações que transpassem a estrutura do tanque com flexibilidade suficiente para não lhe causar danos pela imposição de tensões e vibrações. No que tange o isolamento elétrico de tubulações, os insertos metálicos que venham a ser utilizados (para composição dos bocais) devem ser isolados das armaduras do concreto. Outros exemplos de bocais e aberturas para fundos (Fig. 3.54) e costados (Fig. 3.55) de tanques de concreto são fornecidos a seguir.



**Fig. 3.53:** Concepções de bocais para tanques de concreto, utilizando selantes adesivos: a) tubo concretado diretamente à estrutura; b) tubo instalado posteriormente à concretagem da estrutura.



**Fig. 3.54:** Exemplo de drenos de fundo para tanques de concreto [adaptado de FIB (1978) e Leonhardt (1964)].

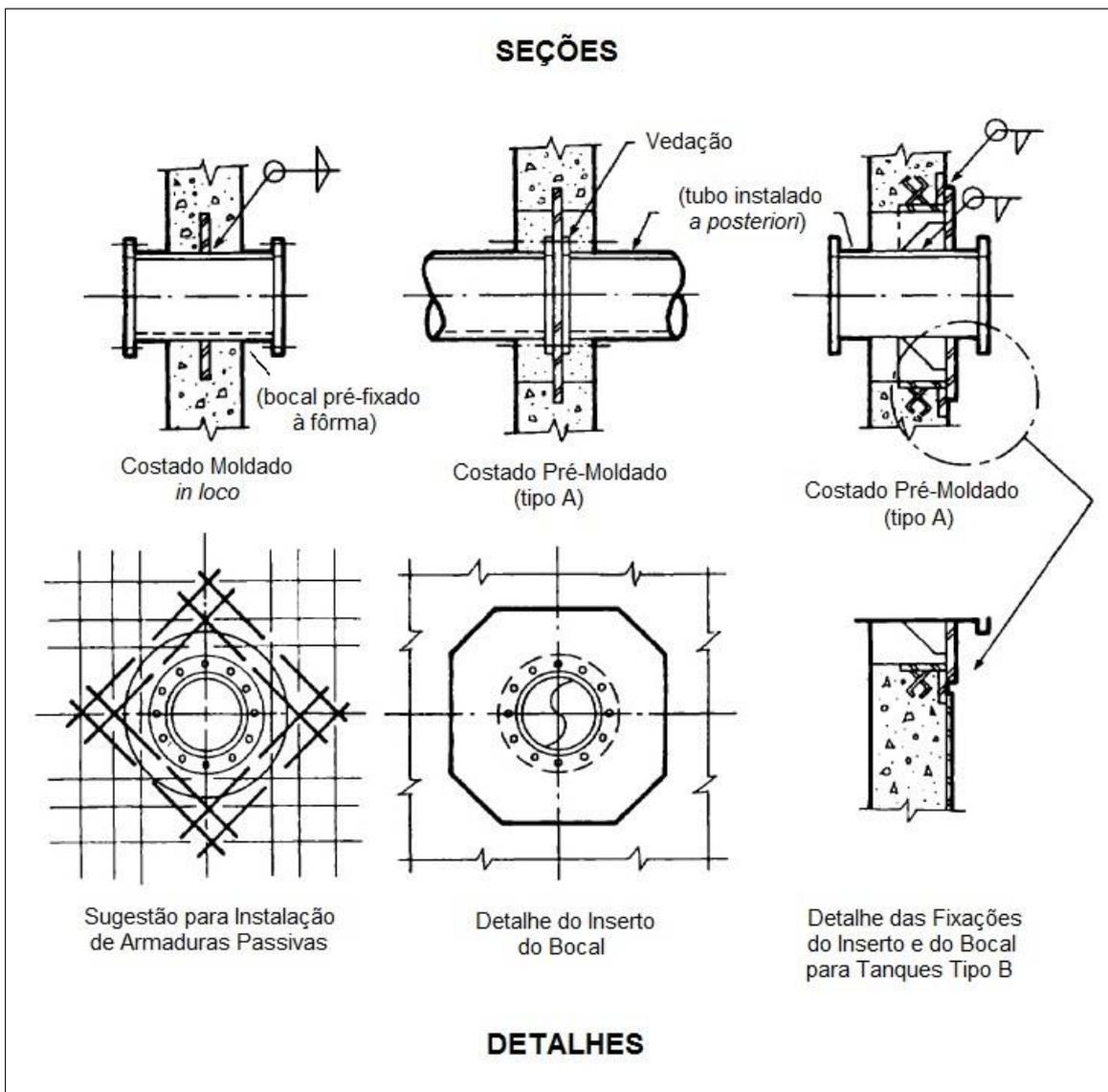


Fig. 3.55: Exemplos de bocais e aberturas de costado de tanques de concreto [adaptado de FIB (1978)].

No caso de tetos flutuantes externos (tanques com topo aberto), faz-se necessária a avaliação da estabilidade do costado quando sujeito a ações de vento, sismo e/ou cargas excepcionais. Conforme aponta FIB (1978), caso se faça necessário aumentar a rigidez dessa região do costado (garantindo sua circularidade sob tais cargas), pode-se lançar mão de um anel de contraventamento – à semelhança daqueles adotados em tanques convencionais de aço. Tal anel pode ser incorporado à estrutura, compondo um passadiço posicionado ao longo do perímetro do topo do costado. Critérios e requisitos de projeto para os mesmos podem ser obtidos na norma API 650 (2011).

### **3.5.3 Diretrizes para Análise Estrutural**

Como já foi observado, a região inferior do costado de tanques de armazenamento é tipicamente povoada por diversas aberturas – bocas de visita, portas de limpeza, entrada/saída de produto, bocais para usos diversos, etc –, sendo suas localizações e dimensões regidas por requisitos operacionais.

Tendo em vista ser justamente nestas regiões que se desenvolvem as maiores tensões observadas na estrutura, é de fundamental importância que o projeto do tanque contemple um completo estudo destas aberturas – por meio de análises que validem as tensões ali despertadas. Esta análise deve fornecer todos os subsídios necessários ao correto dimensionamento e detalhamento dos elementos estruturais presentes na região, permitindo que estes apresentem comportamentos efetivamente adequados às concentrações de tensões ali despertadas.

Devem ser estudadas, também, as interferências de aberturas e acessórios com regiões especiais do tanque tais como domos, ligações fundo-costado e costado-teto, anéis de bordo, contrafortes e ligações de baixa resistência mecânica.

## 4 CONSTRUÇÃO E MONTAGEM

### 4.1 Aspectos Gerais

#### 4.1.1 Administração de Recursos e Processos

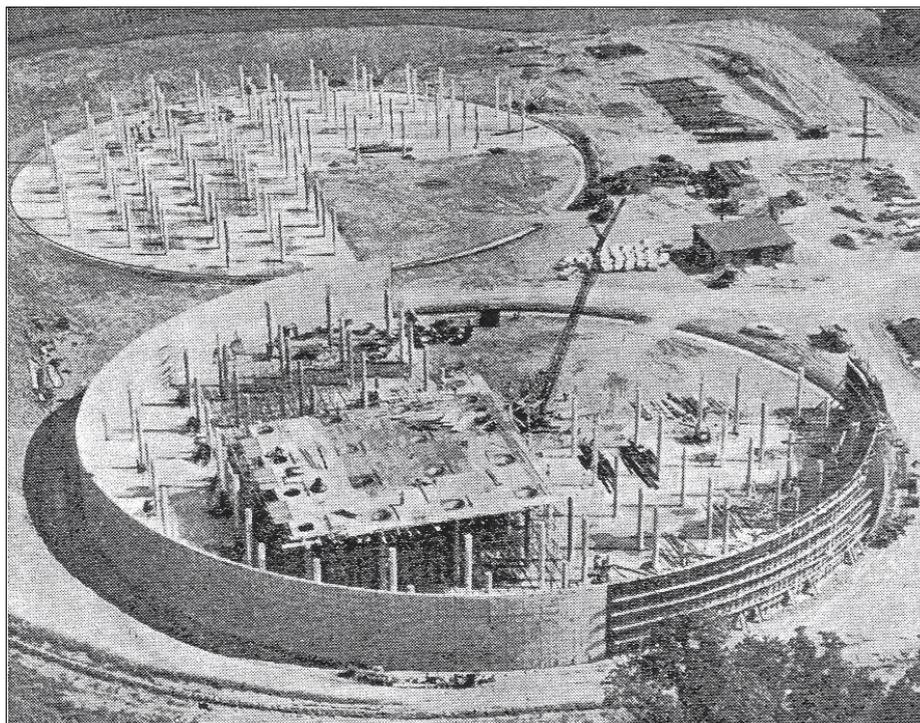
Como será visto em outras partes deste trabalho, a etapa de edificação do tanque também exerce grande influência no seu comportamento ao longo da vida útil, tendo-se em vista ser na construção que se definem os principais fatores que irão afetar sua durabilidade. Devido a isso, deve-se desenvolver criterioso planejamento e controle de todos os aspectos construtivos pertinentes à obra – por meio de registros que indiquem metodologias, materiais, equipamentos, sistemas, sequências construtivas, inspeções e ensaios necessários a cada fase executiva.

Mais do que os procedimentos construtivos em si, o planejamento da construção deve envolver todos os aspectos relativos à administração e fiscalização da obra, ao recebimento e armazenamento de materiais, bem como às qualificações de mão-de-obra, equipamentos e sistemas.

É de suma importância que se dê atenção aos aspectos construtivos envolvendo concreto (dosagem, mistura, lançamento, adensamento e cura), armaduras (instalação e protensão) e fôrmas (metodologia e cronograma de etapas). Tais cuidados devem guardar estreita relação com aspectos de *estabilidade* e *funcionalidade* da estrutura, sem, contudo, perder de vista aqueles ligados à sua *durabilidade*. Nesse contexto, cabe ressaltar que, uma vez mais, atenção especial deve ser dada a elementos como juntas de concretagem, vinculações estruturais (fundo-costado e costado-teto) e ligações da estrutura com aberturas e bocais.

#### 4.1.2 Aspectos Construtivos

Dado o porte e o montante de recursos envolvidos na construção de tanques de concreto (Fig. 4.1), um abrangente controle de qualidade deve estar presente em todas as etapas e procedimentos construtivos envolvidos. Nesse sentido, diretrizes para inspeções e controles construtivos são fornecidos no capítulo 6 e no Apêndice A do presente trabalho.



**Fig. 4.1:** Tanque em construção, com 89m de diâmetro e capacidade para 50.000m<sup>3</sup> (LEONHARDT, 1964).

Para o correto funcionamento e a adequada estanqueidade da estrutura, é de fundamental importância que se obtenha um concreto homogêneo, adensado e livre de vazios ou juntas de concretagem não previstas. Fissuras superficiais, originadas durante sua construção, podem evoluir até atingir maiores profundidades, desencadeando novos processos de degradação da estrutura (v. capítulo 5).

Cuidados na montagem de fôrmas e armaduras, bem como de elementos de ligação, vedação e proteção, também são essenciais à estrutura. Além de permitirem que as etapas de concretagem transcorram de forma adequada, tais procedimentos são críticos para garantia da futura competência estrutural do equipamento.

## **4.2 Aspectos Específicos**

### **4.2.1 Base, Fundo e Fundações**

Conforme mencionado, todos os aspectos necessários ao pleno funcionamento do embasamento de tanques de armazenamento são altamente influenciados pelo fator construtivo (v. Fig. 3.3, p. 44). Desta forma, é

fundamental que procedimentos executivos adequados sejam elaborados e conduzidos durante a construção de todos seus elementos – bases, fundações profundas, panos de concreto, reforços de solo, sistemas secundários de contenção, sistemas de detecção de vazamentos, etc.

Levantamentos prévios e monitorações contínuas dos aspectos geotécnicos da obra quando conduzidos, são benéficos para garantia da integridade da estrutura ao longo de sua construção e operação. Terrenos desfavoráveis – argilas moles, solos colapsíveis ou expansivos, regiões com lençóis freáticos elevados, etc – aumentam a necessidade desse controle, sob risco da ocorrência de recalques, distorções e/ou levantamentos excessivos durante a vida operacional do tanque. Critérios a serem observados são apontados na seção 3.2 deste trabalho.

#### **4.2.2 Costado**

Independentemente da concepção adotada para o posicionamento das armaduras de protensão do costado (internas ou externas), especial cuidado deve ser empenhado para garantir a proteção das mesmas contra a corrosão – durante e após a construção. Injeções de nata de cimento e camadas de concreto projetado devem ser aplicadas o quanto antes sobre as mesmas<sup>1</sup>, evitando sua exposição a agentes agressivos presentes na atmosfera – tais como cristais salinos e sulfetos industriais. Depois de instaladas, caso o tempo de exposição às intempéries seja prolongado (da ordem de algumas horas), medidas especiais devem ser promovidas para garantia da proteção das armaduras.

As bainhas de cabos circunferenciais internos devem apresentar rigidez suficiente para impedir movimentações excessivas ou danos durante a etapa de protensão. Quando costados com protensão circunferencial interna forem compostos por elementos pré-moldados, as bainhas devem apresentar continuidade no interior dos mesmos (sem rupturas ou mudanças súbitas de alinhamento).

Atenção deve ser dada ao controle (e garantia) da força de protensão aplicada a armaduras helicoidais externas – fazendo-se uso, inclusive, de meios que permitam um registro contínuo das tensões de protensão atingidas.

---

<sup>1</sup> Antes da aplicação de tais proteções, as armaduras devem ser lavadas com água limpa em abundância.

Cuidados também devem ser tomados durante a movimentação dos equipamentos de protensão e a fixação temporária das armaduras. Diretrizes e requisitos construtivos para aplicação deste tipo de protensão podem ser obtidos em Gerwick (1992).

A execução do concreto projetado sobre cabos e armaduras externas deve ser feita por equipe treinada, seguindo as normas e procedimentos pertinentes, alguns dos quais apresentados no Apêndice A deste trabalho (v. seção A.1). Requisitos adicionais também podem ser obtidos em ACI 372 R (2003), AWWA D110 (2005) e Gerwick (1992).

Caso o sistema construtivo do costado faça uso de fôrmas deslizantes, deve-se atentar para que a velocidade de avanço destas não seja alta nem baixa demais, sob pena de que sejam promovidas falhas estruturais e/ou de segurança – controle esse que exige um adequado planejamento da logística envolvida, além de uma contínua monitoração das variáveis do processo. Medidas devem ser tomadas, também, para evitar efeitos indesejados ocasionados pela retração do concreto (emprego de cura química, uso de aditivos especiais, etc). Cuidados devem ser tomados, ainda, com respeito à execução da parte final da estrutura, de tal forma que o anel superior do costado não venha a ser seccionado do restante da estrutura.

### **4.2.3 Teto**

Para apresentar um efetivo comportamento de membrana, é preciso que domos não apresentem variações súbitas na geometria, nas cargas recebidas ou nas vinculações – requisitos esses que, pela geometria apresentada pelos domos, demandam cuidados construtivos e de projeto ainda mais exigentes.

A concretagem de tetos em domo deve ser feita em faixas circunferenciais (por zonas esféricas), no sentido da borda para o centro. Rigoroso acompanhamento deve ser feito, para garantia das espessuras de projeto ao longo de todas suas regiões.

Por seu comportamento estrutural, tetos em domo demandam cuidados adicionais com respeito ao projeto de suas fôrmas e escoramentos. A retirada dos mesmos exige atenção e cuidados executivos ainda maiores, sendo feitos da maneira mais suave e uniforme possível, de modo a não promover situações de instabilidade da estrutura recém-construída. Domos protendidos

permitem maior segurança durante o descimbramento, uma vez que a estrutura tende a elevar-se durante a operação de protensão.

Tetos (planos ou curvos) compostos por elementos pré-moldados devem ser montados de tal forma a garantir que todos os esforços decorrentes de ações solicitantes (diretas ou indiretas) sejam transmitidos às demais partes da estrutura. Especial atenção deve ser dada às juntas entre os painéis pré-moldados, que devem seguir o especificado em projeto.

#### **4.2.4 Ligações, Juntas e Vinculações Estruturais**

Regiões próximas a perfis de vedação (*waterstops*) demandam procedimentos executivos cuidadosos durante as etapas de lançamento do concreto. Além de tais operações poderem deslocar o perfil do seu correto posicionamento, vazios de concretagem (localizados próximos às abas destes) podem se formar, comprometendo a durabilidade e estanqueidade da estrutura. O perfil deve estar limpo e livre de impurezas ou respingos de concreto, de tal forma que se garanta o pleno contato de toda sua superfície com o concreto fresco. A alternativa de se reduzir as dimensões máximas do agregado graúdo do concreto deve ser avaliada para tais regiões, devendo ser avaliadas as recomendações feitas pelo fabricante do perfil utilizado.

Da forma análoga, a fixação dos perfis às fôrmas e armaduras da estrutura deve ser cuidadosamente executada e verificada. No caso de juntas verticais, ACI 350.2 (2009) recomenda que os perfis sejam firmemente amarrados/fixados a armaduras que não distem mais de 30 cm entre si – evitando, assim, que ocorram deslocamentos durante a concretagem. Em juntas que estarão sujeitas a movimentações, o bulbo central do perfil utilizado deve ser corretamente posicionado ao longo do eixo das mesmas, de tal forma que sua funcionalidade seja assegurada. O mesmo cuidado se aplica aos procedimentos e equipamentos adotados para a realização das emendas (uniões/soldagens) dos perfis, de tal forma que se possa garantir a completa estanqueidade, resistência e flexibilidade destas. Em todos estes aspectos, as instruções dos fabricantes devem ser respeitadas e avaliadas. No caso da adoção de perfis de vedação compostos por outros materiais (v. Apêndice A, seção A.3.2), procedimentos e requisitos de instalação e inspeção fornecidos pelos fabricantes devem ser analisados e considerados.

No caso das juntas horizontais de fundo de tanque, medidas ainda mais rigorosas devem ser tomadas durante sua concretagem, tendo-se em vista as dificuldades que a sua localização impõe a inspeções posteriores – especialmente quando o tanque estiver em operação. O ACI 350.4 R (2004) sugere para tais juntas a seguinte sequência construtiva: 1) dobrar para cima o perfil de vedação (já fixado à fôrma) ao longo de todo comprimento da junta; 2) lançar e adensar o concreto, apenas até a altura do perfil; 3) reposicionar o perfil, deitando-o sobre o concreto fresco; 4) lançar e adensar a camada superior de concreto restante, por sobre o perfil de vedação. Uma contínua inspeção deve ser feita durante todas estas etapas, para garantia da não formação de vazios sob o perfil. Cuidados devem ser tomados durante a instalação de eventuais barras de transferência que venham a ser utilizadas para ligação entre planos de concretagem. Ao posicioná-las, devem ser utilizados dispositivos – espaçadores soldados (treliças), fôrmas, etc – que as mantenham adequadamente instaladas na metade da espessura do elemento em questão, mesmo durante as operações de concretagens.

Em ligações fundo-costado que apresentem vinculação variável (v. seção 3.3.4, alínea i), a imposição de restrições – concretagem de batentes e grauteamento de rótulas – deve ser feita o mais tardiamente possível (mesmo após a aplicação da protensão circunferencial). Isto permitirá maior liberdade de movimentação dessa região – que será altamente solicitada durante a operação do tanque – frente aos efeitos de retração e fluência do concreto, beneficiando seu comportamento mecânico.

A fixação de *liners* internos (presentes em tanques dos tipos B e C; seção 3.1.3, alínea i) é fator fundamental para o correto funcionamento dos mesmos. No caso de *liners* metálicos, por exemplo, pode-se lançar mão de elementos (cantoneiras, chumbadores, etc) embutidos no concreto – posicionados nas fôrmas, previamente à concretagem – que servirão como suportes nos quais as chapas metálicas serão soldadas (Fig. 3.39, p. 113). Geomembranas demandam providências semelhantes, exigindo a instalação prévia de perfis (compostos do mesmo material da membrana) nas fôrmas, que serão posteriormente fundidos ao *liner*. Em todos os casos, a continuidade dos *liners* deve ser assegurada nas ligações do costado com fundo e teto, respeitando o tipo de vinculação projetada para as mesmas – não deslizante ou flexível (Fig. 3.22, p. 90, e Fig. 3.24, p. 91).

## 5 CORROSÃO E MEIOS DE CONTROLE

Projeto e construção de estruturas de concreto, quando adequadamente regidos, resultam em construções que atendem plenamente a critérios mínimos de segurança e funcionalidade – de tal forma que gastos excessivos com futuros reparos e manutenções não se façam necessários. Sob este cenário, conforme aponta Gentil (2007), as armaduras de aço ficam completamente protegidas dos efeitos da corrosão ao longo do tempo, bastando que o concreto envolvente permaneça íntegro e sem a presença de contaminantes.

Sendo assim, a integridade de qualquer estrutura de concreto passa pela tomada de diversas medidas – de projeto, construção, utilização e manutenção – que impeçam/controlem os fatores e processos que tenham o potencial de degradar tal associação. No caso específico de tanques de concreto, esse enfoque na durabilidade precisa ser ampliado, de forma a abranger sua realidade específica: estudos e projetos devem, também, contemplar os efeitos (físicos, químicos e/ou biológicos) do contato quase contínuo de seus elementos com as diversas substâncias armazenadas – produtos, vapores e resíduos.

Nesse contexto, diversas são as ações que, quando tomadas em conjunto, permitem a completa proteção de tanques de concreto com armaduras. O presente capítulo tem o objetivo de tratar dos aspectos relevantes ao tema, servindo, assim, de base para o seguinte – cujo foco encontra-se na inspeção e manutenção de tais estruturas.

### **5.1 Corrosão e Deterioração em Concreto com Armaduras**

A presente seção tem por objetivo apresentar comportamentos e processos que podem promover – e ser promovidos – pela degradação em estruturas de concreto. Seu objetivo é fornecer subsídios para as seções seguintes, que abordam especificamente medidas que podem ser tomadas para sua proteção – durante projeto, construção e utilização das mesmas.

## 5.1.1 Integridade do Concreto

### i) Fissuração do concreto

Fissuras em estruturas de concreto podem ser causadas por diversos fatores agressivos, e podem, ainda, lhes trazer outros efeitos deletérios, ao afetar sua funcionalidade, durabilidade e, até mesmo, estabilidade. No caso específico de tanques de concreto, sua presença pode afetar, também, um dos seus principais requisitos: a *estanqueidade*. Nesse contexto, a presente seção tem por objetivo fornecer um panorama sobre o fenômeno da fissuração em estruturas de concreto, auxiliando, assim, nos processos de prevenção e correção da sua ocorrência.

Um modo de se classificar fissurações o faz segundo a época em que estas ocorrem, no contexto da idade do concreto em questão (e de suas propriedades)<sup>1</sup>. Nesse contexto, podem ser categorizadas em dois tipos: *fissuras ocorridas no concreto fresco* e *fissuras ocorridas no concreto endurecido*<sup>2</sup>.

*Fissurações ocorridas no concreto fresco* têm sua causa tipicamente deflagrada por restrições a contrações do concreto plástico e/ou por movimentações impostas ao mesmo (em uma idade na qual ainda há pouca capacidade resistente). Nesta configuração, podem ser citados os seguintes casos:

➤ **Fissuras por retração plástica:** Causadas quando, durante a pega do concreto, a taxa de evaporação (da umidade presente) na superfície é superior à taxa de exsudação das camadas mais profundas da peça. Essa diferença de umidade promove uma contração volumétrica da região superficial (*contração por secagem inicial*) que, quando restringida pelo restante da massa de concreto, promove o aparecimento de diversas fissuras rasas e espalhadas – de aspecto poligonal ou, ainda, paralelas entre si. Têm seu desenvolvimento favorecido por fatores tais como altas

---

<sup>1</sup> Cabe ressaltar que fissuras podem, também, ser classificadas por diversos outros critérios, tais como quanto à sua atividade (apresentação ou não de variações ao longo do tempo), bem como quanto às dimensões (espessura e comprimento) e evoluções (variações cíclicas ou crescentes) da sua abertura.

<sup>2</sup> Maiores referências sobre características e propriedades do concreto que afetam e são afetadas pela fissuração (procedimentos executivos, composição, tipos de retração, etc) são fornecidas no Apêndice A (v. seção A.1).

temperaturas do concreto e do ambiente, baixa umidade relativa do ar e alta velocidade do vento sobre a superfície recém-concretada;

➤ **Fissuras por assentamento plástico:** Após as etapas de lançamento, adensamento e acabamento, o concreto ainda mantém uma tendência à sedimentação (das partículas sólidas) no interior das fôrmas. Durante essa movimentação, o concreto sofre restrições locais (promovidas por armaduras, perfis de vedação e fôrmas) que podem ocasionar fissuras e/ou vazios próximos a estes obstáculos (contração por sedimentação). Sua formação é favorecida por misturas muito fluidas (de elevado abatimento), concretos com má dosagem de partículas finas, altas taxas de armação, pequenos cobrimentos, adensamentos inadequados do concreto, além de fôrmas não estanques e/ou muito flexíveis;

➤ **Fissuração por movimentações durante a moldagem:** Causadas pela perda de estabilidade das estruturas responsáveis pela contenção do concreto plástico durante seu endurecimento, sendo tipicamente promovidos por falhas em fôrmas (devido ao inchamento da madeira e/ou à sua incapacidade de resistir às pressões promovidas pelo concreto fresco) ou por adensamento de solos de apoio (devido à drenagem de águas profundas e/ou falhas de compactação);

Por sua vez, *fissurações ocorridas no concreto endurecido* são tipicamente iniciadas por ações físicas e/ou químicas (atuantes interna ou externamente ao elemento estrutural, após o término da pega), que resultam em tensões internas superiores à resistência a tração do material, na idade em questão. Englobam os seguintes tipos:

➤ **Fissuração por retração autógena:** Provocadas por reduções volumétricas do concreto que ocorrem após o início da pega, e que não envolvem a entrada ou saída de substâncias, a variação de temperaturas ou a aplicação de cargas externas. Seus processos internos (retração química e autodessecação) são influenciados por diversos fatores – tais como fator água-cimento, composição e finura do cimento empregado, teor e finura de (eventual) sílica ativa, volume de agregado e temperatura ambiente –, e são mais recorrentes no caso de concretos de alto desempenho (CAD);

➤ **Fissuração por secagem:** Mesmo após o fim da sua pega, o concreto pode apresentar a formação de fissuras – ao ser restringido de movimentar-se – quando da sua *contração por secagem tardia* (retração hidráulica). Aspectos relacionados à composição do concreto – tais como baixo módulo de elasticidade efetivo (impactado pela fluência), elevada quantidade de água, baixo teor de agregados e emprego de agregados de baixa resistência mecânica –, bem como à sua restrição à livre movimentação, são os principais causadores desse tipo de fissuras;

➤ **Fissuração por efeitos térmicos:** É promovida quando regiões distintas (mas contíguas) da construção apresentam diferenças de temperatura entre si. Esse cenário promove diferentes variações volumétricas ao longo da estrutura (retração térmica) que, por sua vez, podem despertar fissuras no concreto – caso sejam despertadas tensões superiores àquelas admissíveis pelo material. Tais variações de temperatura podem ser promovidas por dissipações desiguais do calor de hidratação (entre regiões internas e externas de elementos estruturais) ou por diferenças nos aportes térmicos vindos do entorno da estrutura (exposição diferenciada de suas partes às condições climáticas, diferenças entre as temperaturas externas e de armazenamento, etc);

➤ **Fissuração por ataque químico ao concreto:** Tem seu início em reações químicas que ocorrem na microestrutura do concreto, e que são promovidas por agentes presentes em constituintes do próprio material e/ou oriundos de elementos externos à estrutura, após seu endurecimento. Tais reações resultam em expansões localizadas da massa confinada de concreto e/ou na desagregação da pasta de cimento<sup>3</sup>. Dentre as deteriorações que compõem este tipo estão as reações álcali-agregado (lentos processos químicos entre constituintes mineralógicos dos agregados e hidróxidos alcalinos presentes no concreto) e os ataques à pasta de cimento promovidos por sulfatos (presentes em águas e solos), dióxido de

---

<sup>3</sup> Pode-se incluir neste grupo, ainda, as fissuras decorrentes da redução volumétrica promovida pela reação do dióxido de carbono com componentes da pasta de cimento (retração por carbonatação).

carbono (presente no ar) e ácidos (presentes em chuvas ácidas e vapores industriais)<sup>4</sup>;

➤ **Fissuração por ações cíclicas:** Pode ser promovida por fatores climáticos e/ou operacionais, que impõem à estrutura ciclos recorrentes de congelamento-degelo, molhagem-secagem ou aquecimento-resfriamento. As fissuras que têm origem no primeiro – mais comuns – decorrem do aumento (durante o congelamento) do volume das águas encapsuladas na massa de concreto – sendo favorecidas por elevados fatores água-cimento e pela presença de agregados de baixa resistência. Fissuras promovidas pelos dois últimos processos são causadas por variações volumétricas do próprio concreto, e possuem comportamentos semelhantes às aquelas promovidas por retração e por efeitos térmicos;

➤ **Fissuração por sobrecarga estrutural:** Originadas quando da aplicação de cargas acima daquelas às quais a estrutura foi dimensionada. Costumam apresentar padrões típicos, reproduzindo comportamentos característicos das solicitações últimas. Podem, por um lado, ser decorrentes de carregamentos operacionais, construtivos<sup>5</sup> ou excepcionais (choques, sismos e incêndios) que extrapolem aqueles adequadamente previstos; e, por outro, ser causados por falhas de projeto que não os tenham contemplado da maneira apropriada (gerando dimensionamentos e/ou detalhamentos incompatíveis com a realidade da estrutura<sup>6</sup>);

➤ **Fissuração por corrosão das armaduras:** Quando alvo de processos corrosivos, as armaduras de aço expandem em grande monta seu

---

<sup>4</sup> Reações químicas decorrentes do contato do concreto com ácidos e sais trazidos por agentes externos (sais de degelo, produtos armazenados, água de formação, vapores internos, chuvas ácidas, etc) ou internos (aditivos químicos com cloretos em sua composição, etc) podem, ainda, desencadear outros mecanismos de degradação do concreto e/ou das armaduras – aspectos esses que devem ser contemplados no projeto e na especificação de materiais e sistemas protetores.

<sup>5</sup> Dentre os quais se podem citar: transporte e içamento de elementos pré-moldados; acúmulos de materiais de construção e tráfego de equipamentos de obra não previstos em projeto; choques térmicos decorrentes de curas à vapor; pré-tensão de elementos pré-moldados protendidos; dentre outros.

<sup>6</sup> Por desconsiderar aspectos tais como: respeito a estados limites; movimentos de fundações; concentradores de tensões da estrutura (tais como aberturas, insertos e bocais); especificidades das ligações fundo-costado e costado-teto (e suas influências nas etapas construtivas e operacionais); estruturas de suporte do teto fixo (tais como vigas, pilares e anéis de ligação); comportamento de cascas protendidas (costado e tetos em domo); efeito de restrições a deslocamentos causados por retração, fluência e/ou variações térmicas; vibrações de equipamentos/acessórios; dentre outras.

volume, gerando elevadas pressões internas no concreto. Graças a elas, fissuras são abertas na superfície do elemento – tipicamente paralelamente às armaduras – e, em casos extremos, podem promover a expulsão de grandes áreas do cobrimento (delaminação). Maiores detalhes sobre os mecanismos que favorecem tal processo corrosivo serão fornecidas na seção 5.1.2.

## ii) Propriedades do concreto que afetam sua deterioração.

Diversas propriedades do concreto – como as mencionadas no Apêndice A do presente trabalho (v. seção A.1.3) – são fundamentais para a garantia da durabilidade da estrutura. Dentre essas, destacam-se a *porosidade* e a *permeabilidade* do concreto que – além de gerar grande impacto na sua resistência mecânica – têm grande papel na difusão de substâncias (soluções de eletrólitos e gases) pelo interior das peças estruturais.

Conforme será visto adiante, a presença de tais elementos químicos – associados à redução na resistividade elétrica promovida pela sua presença – será de fundamental importância para desencadear e dar continuidade a processos corrosivos no concreto e/ou nas armaduras. Resulta daí a elevada importância em se produzir concretos de baixa *porosidade* – necessidade que, dentre outras medidas, requer a adoção de baixos fatores água-cimento durante seu preparo.

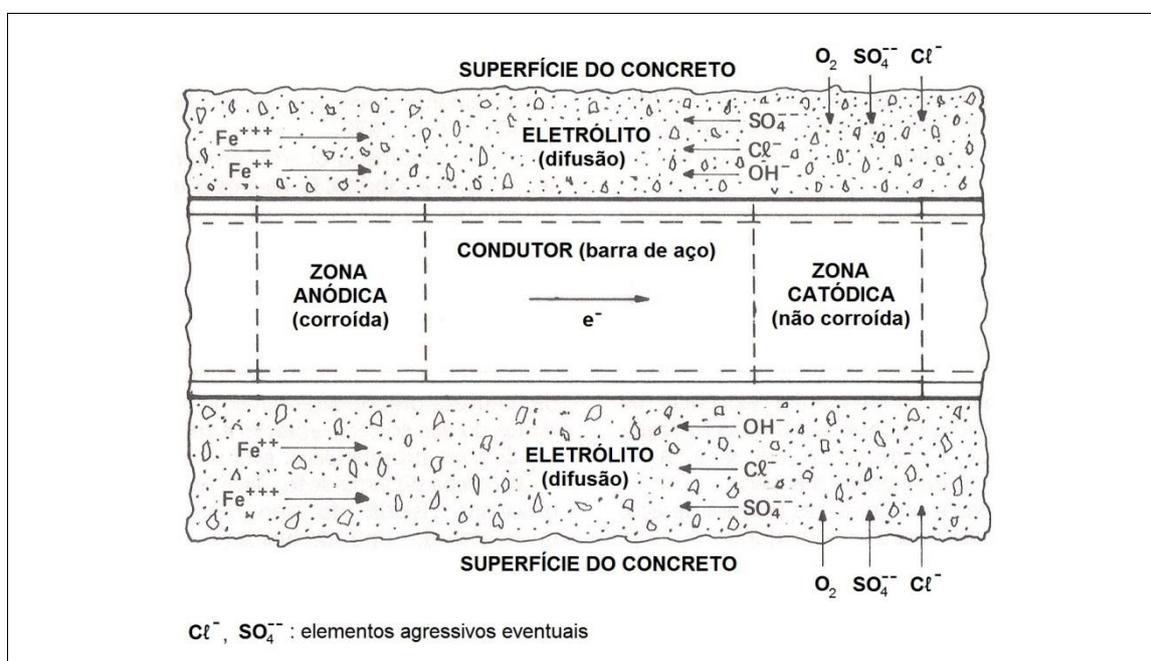
O estudo e a definição de limites para a *permeabilidade* do concreto também é de fundamental importância, especialmente para tanques sem *liners* internos (tipo A, v. seção 3.1.3) que sejam projetados para o armazenamento de produtos com alta volatilidade. Nesse contexto, FIB (1978) menciona alguns testes efetuados para estudo da penetração de petróleo cru em elementos de concreto (com  $f_{ck}$  de 35 MPa), que resultaram em perfis de penetração variando de 25 a 40 mm – contudo, estudos devem ser conduzidos para avaliar o comportamento do concreto frente a cenários atuais, tanto no que se refere aos seus materiais constituintes, quanto aos diversos produtos passíveis de serem armazenados (petróleos, derivados e biocombustíveis).

## 5.1.2 Processos Corrosivos

Materiais processados pelo homem (tais como o concreto e o aço), quando submetidos às ações do ambiente terrestre, apresentam a tendência de se decompor nos seus constituintes originais – sua condição *in natura*. Tal processo é denominado *corrosão*, e busca reverter aços à condição de óxidos e hidróxidos de ferro, e concretos, à de sílicas e compostos de cálcio.

No que diz respeito ao *concreto*, sua deterioração é tipicamente causada por *processos químicos*, promovidos pelo contato direto da pasta de cimento e/ou dos agregados com substâncias agressivas<sup>7</sup> – com especial destaque para a ação de sulfatos, presentes em águas e solos. Podem se manifestar pela formação de poros e fissuras, pela exposição do agregado graúdo, pela exsudação de géis, ou até mesmo pela desagregação de parte da massa de concreto.

Por sua vez, a degradação das *armaduras* (já embutidas no concreto) é caracteristicamente promovida por *processos eletroquímicos*. Para que tal mecanismo de corrosão ocorra, faz-se necessário que três fatores básicos estejam presentes na região da armadura – por serem fundamentais à formação da pilha eletroquímica (célula de corrosão, Fig. 5.1) –, a saber:



**Fig. 5.1:** Célula de corrosão em armadura despassivada no interior de peça de concreto (PORRERO, 1975 *apud* HELENE, 1986).

<sup>7</sup> Que podem abranger alguns tipos de ácidos (tais como o clorídrico, sulfúrico, nítrico e os orgânicos), bases concentradas (soda cáustica) e sais (de amônio, de magnésio e de sulfatos). Soluções aquosas contendo sais (de cálcio ou magnésio) também podem promover a lixiviação de compostos fundamentais do concreto (hidróxido de cálcio), intensificando sua deterioração.

➤ **Eletrólito:** *Solução aquosa* (água e hidróxido de cálcio) que permeia os poros do concreto, e cuja presença é fundamental tanto para ligar as diversas zonas anódicas e catódicas presentes nas armaduras, como para contribuir nas reações químicas propriamente ditas. Mesmo concretos sujeitos a ambientes com baixa umidade relativa do ar podem possuir teores de umidades em seus interstícios aptos a essa função;

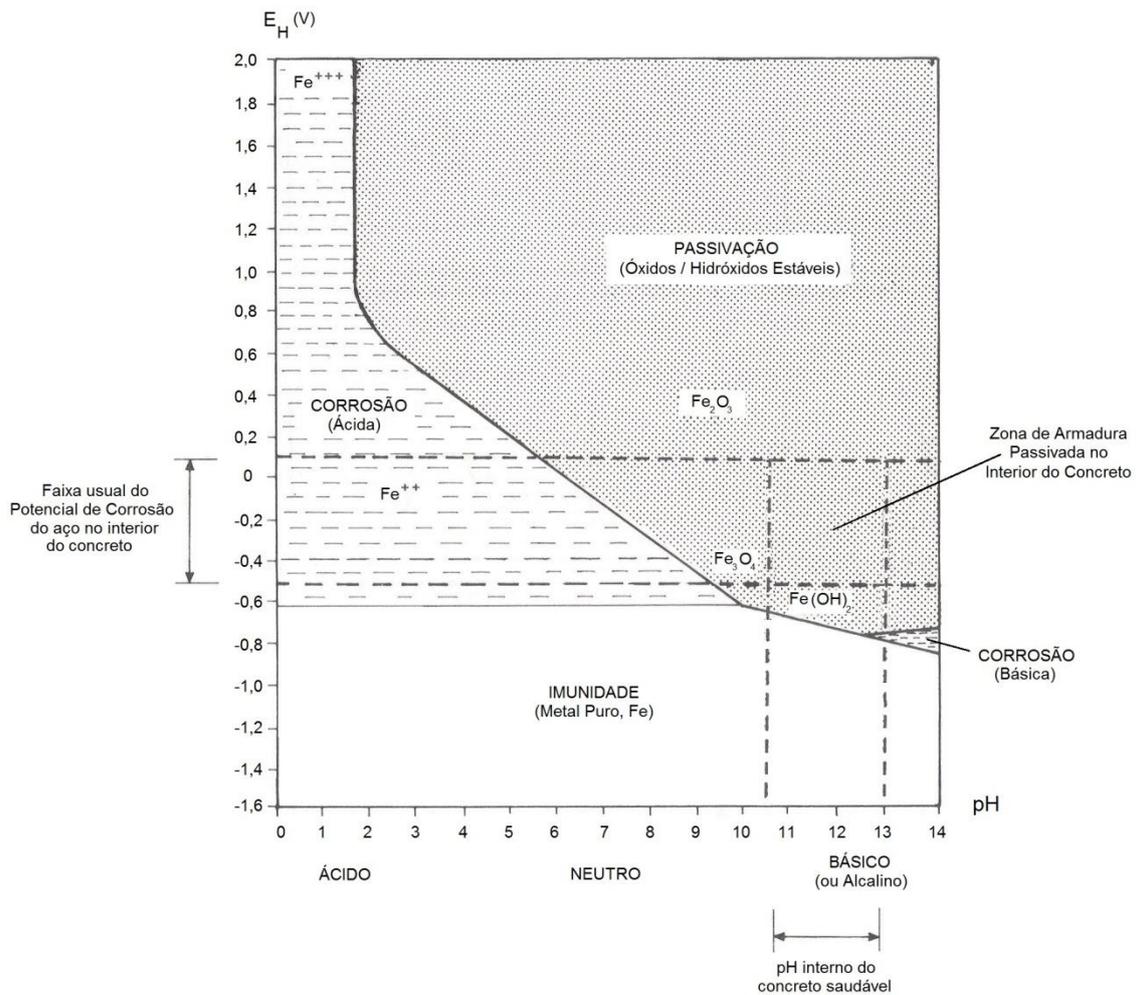
➤ **Oxigênio:** É fundamental a presença de *oxigênio* para que seja possível a formação dos óxidos e hidróxidos de ferro sobre as zonas anódicas;

➤ **Diferença de Potencial:** Ao entrar em contato com o eletrólito, o aço perde parte dos seus átomos de ferro (cátions  $Fe^{++}$  e  $Fe^{+++}$ ), por reagirem com o oxigênio e a água presentes – transferência essa que ocorre deixando elétrons livres ( $e^-$ ) na armadura. Contudo, este processo, por si só, não tem capacidade de gerar força eletromotriz para movimentação dos elétrons: é necessário que uma *diferença de potencial* na armadura seja gerada, para a continuidade do processo<sup>8</sup> – permitindo que uma corrente elétrica se forme, e que nova produção de cátions de ferro se inicie (com perda de massa) na zona anódica. Os elétrons livres, ao chegarem aos pontos da armadura para os quais foram atraídos (zonas catódicas), associam-se à água e ao oxigênio ali presentes, compondo hidroxilas ( $OH^-$ ). Estas, por sua vez, irão também se associar aos cátions de ferro da zona anódica, dando continuidade ao processo.

Nesse contexto, pode-se observar que – mesmo na presença desses três elementos – é preciso que uma condição seja atendida, para que todo o processo eletroquímico ocorra: a troca de componentes químicos entre a armadura e o eletrólito deve ser possível. Uma das grandes vantagens possibilitadas pelo uso conjunto de concreto e aço é o ambiente altamente alcalino que o primeiro oferece ao segundo – benefício esse que é ilustrado pelo diagrama de equilíbrio termodinâmico (diagrama de Pourbaix) do sistema ferro-água (Fig. 5.2).

---

<sup>8</sup> Essa capacidade que um ponto da armadura (zona catódica) apresenta de atrair elétrons livres – excedentes em outros pontos (zona anódica) – é estimulada por diferenças, entre as duas regiões, nas magnitudes de alguma de suas propriedades – tais como umidade, aeração, características metalúrgicas, concentração salina ou tensão mecânica (no aço ou no concreto).



**Fig. 5.2:** Diagrama de potencial de corrosão *versus* pH (do aço no concreto), para o sistema Fe-H<sub>2</sub>O, a 25°C [adaptado de Helene (1986)].

Um concreto sadio fornece ao aço – graças ao *hidróxido de cálcio*, Ca(OH)<sub>2</sub>, que o compõe – um ambiente com pH variando entre 10,5 e 13. Do exposto pelo diagrama de Pourbaix, pode-se ver que esse meio básico – em conjunto com a faixa usual de potencial de corrosão apresentado pelo aço dentro do concreto – possibilita a formação de uma película de óxidos/hidróxidos estáveis e aderentes à superfície da armadura. Este filme (pátina de passivação) apresenta a característica benéfica de bloquear a troca química entre a armadura e o eletrólito – impedindo, assim, o desenrolar do processo corrosivo.

Desta forma, para que a corrosão aconteça, é necessário (além da presença dos três fatores acima mencionados) que o aço seja despассивado. Isto pode ser feito por meio da presença de agentes agressivos que alterem as condições alcalinas do concreto. Dentre tais agentes que viabilizam – e, muitas

vezes, aceleram – o processo corrosivo de armaduras, podem-se citar os seguintes:

- **Ataques por Cloretos:** Íons cloretos ( $\text{Cl}^-$ ) são capazes de quebrar a pátina de passivação das armaduras. Mais do que isso, têm a capacidade de atuar como catalisadores do processo corrosivo iniciado em seguida: associam-se aos cátions de ferro (oriundos das armaduras) para fornecê-los, em seguida, às hidroxilas do eletrólito, em um processo que se dá sem que o ânion cloreto seja consumido ou removido – dando a este mesmo íon a capacidade de promover novas reações e grandes danos<sup>9</sup>;
- **Carbonatação:** É o fenômeno decorrente da entrada do dióxido de carbono atmosférico ( $\text{CO}_2$ ) no interior do concreto que, ao combinar-se com o hidróxido de cálcio da sua composição, acaba por reduzir seu teor de pH – viabilizando a despassivação do aço. A eventual percolação de águas pode agravar o processo, lixiviando o elemento na forma de bicarbonato de cálcio através da superfície da peça (fenômeno da eflorescência);
- **Outros ataques químicos:** Além destes, contatos com outras substâncias químicas – tais como gás sulfídrico, sulfetos e sais de amônio – podem contribuir para desencadear processos corrosivos por meio da queda do pH do concreto e/ou do rompimento direto da pátina de passivação do aço. Deve-se, ainda, ter especial cuidado com agentes que permitam o ingresso de hidrogênio na região de armaduras protendidas, tendo em vista o perigo de serem desencadeados processos de *corrosão sob tensão* nas mesmas (devido à fragilização por hidrogênio).

### 5.1.3 Medidas para Promover a Durabilidade em Tanques de Concreto

Aspectos fundamentais do projeto e construção de tanques de concreto – conforme aqueles apontados ao longo dos capítulos 3 e 4 do presente trabalho – têm influência direta na prevenção e controle dos mecanismos de deterioração abordados nas seções precedentes. Contudo, além dessas

---

<sup>9</sup> Este comportamento de catalisador fixo é a razão pela qual se deve evitar ao máximo a entrada de cloretos nas peças de concreto – uma vez lá, sua saída, por meios naturais, não é mais possível.

medidas básicas, providências complementares devem ser tomadas para garantia de durabilidade dos componentes da estrutura.

Durante a elaboração de tais medidas, aspectos decorrentes do armazenamento de líquidos perigosos e da ação de agentes externos – tais como solo, atmosfera envolvente e radiação solar – devem ser contemplados de maneira holística. As providências resultantes desta avaliação podem envolver desde especificações de *projeto* até requisitos de *construção* – fatores que, muitas vezes, exercerão influência direta nos procedimentos de *inspeção* e *manutenção* a serem adotados durante a fase operacional do tanque.

Nesse contexto, as próximas seções do presente capítulo têm o objetivo de apresentar algumas medidas complementares de projeto e execução – com enfoque na garantia da durabilidade –, passíveis de serem adotadas durante etapas de especificação, preparo, fabricação, construção e montagem de tanques de armazenamento em concreto protendido.

## **5.2 Providências na Formulação e no Preparo dos Materiais**

Durante as fases construtivas – ou até mesmo ao longo da etapa operacional, em manutenções e reparos – é de fundamental importância que sejam empregadas técnicas e tecnologias pertinentes aos cenários sob os quais concretos e armaduras estarão sujeitos.

Nesse contexto, esta seção apresenta aspectos sobre materiais e processos construtivos que sejam úteis – no decorrer da sua edificação e, principalmente, da sua operação – ao combate e/ou controle de agentes e mecanismos prejudiciais à estrutura, como os descritos na seção anterior.

### **5.2.1 Formulação do Concreto**

#### **i) Cimentos**

Durante o processo de fabricação dos cimentos Portland (independentemente do seu tipo<sup>10</sup>), alguns de seus componentes – materiais pozolânicos, escórias de alto-forno e/ou materiais carbonáticos – podem ser dosados de maneira específica, de tal forma que a originar concretos com propriedades mais adequadas à sua realidade.

---

<sup>10</sup> Maiores detalhes são fornecidos no Apêndice A, seção A.1.2 (alínea i).

Para estruturas sujeitas a ambientes ricos em sulfatos, por exemplo, pode-se especificar o uso de cimentos cuja formulação permita maior resistência a ataques químicos deste tipo. Tais cimentos especiais são designados pela sigla original do seu tipo e classe (v. seção A.1.2) acrescida da designação RS (resistente a sulfatos), e devem seguir os requisitos estipulados pela ABNT NBR 5737 (1992).

Outro tipo de cimento especial é desenvolvido para situações onde sejam previstas peças estruturais com elevado volume. Nestes casos, pode ser necessária a especificação de cimentos que liberem menor quantidade de calor durante seu processo de hidratação – minimizando, assim, os efeitos deletérios da retração térmica do concreto. De forma análoga ao caso anterior, cimentos produzidos para apresentar baixa geração de calor de hidratação são designados pela sigla BC (baixo calor), após sua identificação de tipo e classe. Além disso, tais materiais devem respeitar as exigências estipuladas pela ABNT NBR 13116 (1994).

## ii) Aditivos Químicos e Inibidores de Corrosão

Dois exemplos de materiais que permitem ganhos de durabilidade ao serem empregados no concreto são os *aditivos químicos* e os *inibidores de corrosão*. Semelhantes em alguns aspectos, ambos se diferenciam na forma como atuam nos elementos agressivos: enquanto aditivos aprimoram a resistência à corrosão ao *diminuir o ingresso* de agentes corrosivos no concreto (tais como cloretos), inibidores têm seu foco de atuação nas variáveis eletroquímicas necessárias ao processo corrosivo, *sem reduzir* a concentração do agente agressivo presente no concreto.

No que tange *aditivos químicos*, estes podem ter seu uso voltado tanto para a melhoria de propriedades do concreto fresco – diminuição do fator água-cimento, minimização da exsudação, aumento da trabalhabilidade (reduzindo a probabilidade de falhas de concretagem), diminuição da retração e da permeabilidade –, como para o aumento da durabilidade na fase endurecida – caso de aditivos para ganho de resistência contra bactérias e do uso de concretos com polímeros.

*Inibidores de corrosão*, por sua vez, podem ser utilizados em diversos momentos da estrutura: ainda na fase de mistura do concreto (dissolvidos na

água de amassamento); aplicadas diretamente sobre armaduras ativas e passivas, ainda na fabricação destas (na forma de graxas, por exemplo) ou durante a construção e reparo de estruturas (como tintas); ou sobre as superfícies endurecidas de concreto (inibidores migratórios). De qualquer forma, inibidores de corrosão – à semelhança de aditivos químicos – devem ter sua composição validada para o uso com concretos e armaduras em questão, bem como para as situações operacionais vivenciadas pelo tanque.

Faz-se evidentemente que a eficácia destes materiais deve ser comprovada, tendo-se em vista a enorme variedade de produtos oferecidos – bem como de variáveis que podem influenciar no seu correto funcionamento. Testes e certificações específicos para cada material devem ser apresentados pelos seus fabricantes, bem como a garantia de compatibilidade com as condições sob as quais a estrutura será construída e operada. Requisitos e procedimentos executivos recomendados por fabricantes devem ser adequadamente respeitados e avaliados.

### iii) Concretos

De forma geral, a especificação – e a efetiva produção – de concretos com *baixo fator água-cimento*<sup>11</sup> traz benefícios à durabilidade da estrutura, sob diversos pontos de vista. Além de permitir a diminuição da porosidade dos elementos, tem impacto indireto em diversos outros efeitos favoráveis à estrutura – tais como o aumento da sua resistência mecânica, a diminuição de retrações plásticas e de secagem, bem como o incremento na resistência frente a sulfatos e a ciclos de congelamento-degelo. A literatura técnica que aborda o tema menciona fatores água-cimento da ordem de 0,40 como os limites superiores desejáveis para tais aspectos. Por outro lado, valores muito inferiores (principalmente abaixo de 0,30) tendem a favorecer a retração autógena, devendo seus efeitos ser levados em conta durante a especificação do concreto.

Além de definir o fator água-cimento, a especificação do concreto pode aprimorar a resposta deste – frente aos mecanismos e processos de degradação mencionados no presente capítulo – ao estabelecer o emprego de componentes especiais durante sua dosagem (v. alínea ii). Tais concretos

---

<sup>11</sup> Ou, em alguns casos, baixo fator água-materiais cimentícios – quando da adoção de materiais finos associados e/ou em substituição à parte do cimento utilizado na mistura.

possuem características apuradas de retração, porosidade, permeabilidade, trabalhabilidade, resistência mecânica e/ou química, resposta a ciclos de congelamento-degelo, além de outras. Dentre tais materiais, cabe mencionar os concretos de alto desempenho (CAD), os de pequena retração, os reforçados com fibras, os com polímeros, os com ar incorporado, dentre outros – para algumas informações adicionais sobre concretos especiais, consultar o Apêndice A (seção A.1.5).

### 5.2.2 Preparo do Concreto Fresco

Além da adoção de critérios na especificação dos materiais empregados, cuidados com o planejamento e a condução dos procedimentos construtivos devem ser também implementados. As etapas de transporte, lançamento e adensamento do concreto devem ser seriamente executadas e acompanhadas, tendo-se em vista ser nelas a origem de muitos dos danos observáveis em estruturas de concreto. A completa aderência com armaduras, bainhas e perfis de vedação deve ser garantida, evitando-se, assim, a formação de vazios de concretagem (aparentes ou não). Sendo assim, atenção especial deve ser dada a locais tais como fôrmas congestionadas e juntas de concretagem – bem como às regiões estruturalmente críticas do tanque, como ligações fundo-costado, anéis de ligação, juntas, bocais e aberturas, dentre outras.

Conforme apontado em 5.1.1, o processo de fissuração por retração plástica pode ser controlado ao reduzir-se a variação volumétrica relativa entre regiões superficiais e profundas do concreto. Para que isso possa ser feito, faz-se fundamental que, durante o procedimento executivo, adotem-se medidas com objetivos específicos, tais como: *evitar a rápida perda de água superficial* da peça – seja pelo aumento da umidade (na própria superfície e/ou na camada de ar sobre a mesma), seja pelo revestimento do elemento estrutural (minimizando a evaporação) –; *diminuir a temperatura* do concreto fresco – pela redução da temperatura ambiente e/ou do calor de hidratação liberado durante a pega –; e *proteger a superfície recém-concretada* da ação do seu entorno – especialmente da contribuição de vento e Sol na evaporação superficial.

Diversos procedimentos – quando adequadamente conduzidos – auxiliam no alcance desses objetivos, podendo-se citar: o emprego de *curas úmidas* (por meio da aspersão ou represamento de água sobre a superfície, ou,

ainda, da aplicação de materiais umedecidos sobre a mesma), *curas químicas* (aspersão, sobre a superfície da peça, de produto formador de película responsável por impedir a perda de água por evaporação) e/ou *curas térmicas* (feita em câmaras, onde é garantida a umidade necessária ao concreto; trazem outros benefícios à resistência e dosagem do material, e são tipicamente empregadas em elementos pré-moldados); *retirada tardia* de fôrmas; execução de *concretagens noturnas*; uso de *águas de amassamento a baixas temperaturas* (eventualmente empregando-se gelo na mistura); e *instalação de barreiras* contra a ação do vento e do Sol.

Outro aspecto que merece atenção diz respeito ao controle da porosidade das estruturas de concreto – que deve ser compatível com os graus de estanqueidade e durabilidade demandados por tanques de armazenamento. Desta forma, uma vez mais o zelo nas operações de cura do concreto torna-se fundamental, devendo estar presente em todas as etapas de concretagem envolvidas – sejam de elementos concretados *in loco*, sejam de elementos pré-moldados/pré-fabricados. Inícios tardios e términos antecipados dos procedimentos de cura acarretam em graves prejuízos à estrutura, especialmente sob a ótica de durabilidade – efeitos esses que, muitas vezes, não podem ser medidos no ato da construção. No caso de curas úmidas, por exemplo, autores e normas – tais como FIB (1978) – sugerem que seja respeitado um período mínimo de sete dias.

É fundamental que sejam tomados cuidados na execução e no preparo das fôrmas (antes, durante e depois da concretagem), também para prevenção de fissurações do concreto em seu estado fresco – bem como para garantia das propriedades geométricas e mecânicas adequadas ao seu estado endurecido. Sendo assim, aspectos de integridade e estanqueidade de fôrmas e escoramentos devem ser assegurados durante seu projeto, execução e enchimento<sup>12</sup>. Um adequado controle geotécnico (v. seção 3.2.4, alínea iii) também se faz importante, para a prevenção de movimentações de subsolo que possam ocorrer durante as etapas de concretagem.

---

<sup>12</sup> Processo esse que exige um rigoroso controle de qualidade nas diversas etapas do processo de concretagem – que inclui (mas não se limita) à sua resistência às operações de lançamento e adensamento do concreto. Cuidados também devem ser tomados para prevenir a fuga de nata de cimento e a aderência do concreto às fôrmas – podendo demandar, respectivamente, a aplicação de calafetagens e desmoldantes nas mesmas.

Conforme mencionado em 5.2.1, o uso de misturas com baixo fator água-cimento auxilia na prevenção a fissurações no concreto fresco. Nesse contexto, o relatório ACI 224.1 R (2007) menciona um procedimento que faz uso de um fator água-cimento variável ao longo da estrutura – onde a quantidade de água é gradativamente reduzida, conforme uma parede estrutural é construída (de baixo para cima). Com isso, a água exsudada por camadas inferiores tende a suprir as camadas de cima, que tendem a perder umidade por evaporação superficial – equalizando, assim, a quantidade de água na estrutura –, o que contribui na diminuição de fissurações por retração e assentamento plásticos.

Ainda com respeito à relação do fator água-cimento com técnicas construtivas, ressalta-se que a prática de acrescentar água ao concreto – fora do especificado em projeto – para melhoria da sua trabalhabilidade (durante a concretagem) constitui uma medida altamente nociva à durabilidade da estrutura, tendo em vista o aumento da sua porosidade. A prática associada de adição de cimento é igualmente prejudicial – mesmo que venha a manter o fator água-cimento constante –, uma vez que aumenta o teor de pasta da mistura que, por sua vez, promove o aumento nos efeitos de retração.

Por último, cuidados rigorosos também devem ser dispendidos às operações de içamento e transporte de elementos pré-moldados/pré-fabricados – de tal forma que solicitações (e avarias) imprevistas não surjam na peça. No caso, ainda, do emprego de elementos (pré-moldados) protendidos com tratamento de cura a vapor, deve-se proceder a aplicação da pré-tração das armaduras imediatamente após o término da etapa de cura – evitando, assim, a geração de fissuras por choque térmico na peça.

### **5.3 Diretrizes para Seleção de Sistemas Protetores**

A presente seção aborda sistemas adicionais que (em complementação aos materiais já mencionados) podem ser especificados para aprimorar o nível de proteção da estrutura – salvaguardando-a tanto do contato com vapores, resíduos e substâncias associados aos produtos estocados, como do efeito de elementos externos ao tanque.

O emprego destes *sistemas protetores* deve ser cuidadosamente avaliado durante o projeto do tanque – tendo-se em vista todas as variáveis

presentes na sua operação. Para tal, devem ser fornecidas por seus fabricantes todas as informações necessárias para sua correta especificação, fabricação e instalação no tanque.

### **i) Forros Protetores (*Liners*)**

Conforme abordado em 3.1.3, forros protetores (ou *liners*) podem ser especificados para a contenção (primária ou secundária) dos produtos armazenados. Tais forros podem ser concebidos utilizando *membranas flexíveis* (tanque tipo B) – tais como mantas poliméricas (geomembranas em polietileno de alta densidade) – ou *chapas metálicas* (tanque tipo C) – como chapas de aço carbono.

Independentemente do material selecionado, sua escolha deve ser feita após a elaboração de um minucioso estudo, avaliando tanto a sua real necessidade<sup>13</sup>, quanto o seu comportamento frente aos agentes químicos com os quais estarão em contato.

### **ii) Revestimentos Protetores**

Pinturas das superfícies *internas* do tanque são necessárias para proteção destas do contato com as substâncias (líquidas, gasosas ou sólidas) armazenadas – especialmente quando a estrutura de concreto compõe o sistema primário de contenção do equipamento (tanque tipo A, v. seção 3.1.3). Diversas soluções (tintas poliméricas, revestimentos cimentícios, pinturas epoxídicas, poliureia, etc) podem ser adotadas, mas é fundamental que seja selecionada aquela que apresente comportamento adequado às condições (físicas, químicas e biológicas) passíveis de serem desenvolvidas no interior do tanque em questão.

Revestimentos e pinturas *externas* podem fazer-se necessários quando da existência de regiões enterradas do tanque (protegendo-as contra a ação de solos agressivos), ou para fornecer uma camada adicional de proteção físico-química à estrutura em ambientes agressivos, tais como regiões sob influência de atmosferas marinhas ou industriais – medida especialmente interessante para elementos com protensões externas, onde é aplicado o revestimento

---

<sup>13</sup> Em tal avaliação, devem ser levados em consideração tanto aspectos operacionais e ambientais, quanto de inspeção e manutenção do tanque – v. seção 3.1.3 (alínea i).

sobre a camada externa de concreto projetado (cobrindo quaisquer falhas construtivas que haja no mesmo). Cabe ressaltar, ainda, que conforme aponta FIB (1978), o uso de revestimentos externos especiais pode vir a ser importante para proteção da estrutura em situações de incêndio – principalmente no caso de costados com protensão circunferencial externa.

Independentemente da concepção adotada, especial cuidado deve ser dado ao processo de *preparação das superfícies* de concreto, para recebimento da pintura ou revestimento. Este deve incluir procedimentos no substrato tais como: reparos de falhas de concretagem/montagem, confirmação da inexistência de eflorescências, limpeza superficial (mecânica e/ou química) para remoção de impurezas e substâncias, realização de ensaios de aderência (aos revestimentos), dentre outros.

É fundamental que o *processo de aplicação* (com pincel, rolo, equipamento de pintura ou projeção, etc) seja adequadamente conduzido, de tal forma que se resulte em um sistema protetor íntegro e eficaz. Procedimentos de cura e secagem também são críticos para a eficácia dos sistemas, e devem ser administrados com igual atenção. Em todas essas etapas, orientações de fabricantes devem ser entendidas e seguidas. Algumas diretrizes para seleção de tintas e revestimentos para superfícies de concreto – bem como para preparo das mesmas – podem ser obtidos em ACI 515.1R (1985).

Avaliações devem ser feitas para verificar eventuais incompatibilidades entre outros produtos químicos utilizados na construção do tanque (desmoldantes, curas químicas, etc) e o sistema protetor adotado. Caso não estejam disponíveis produtos compatíveis com tintas e revestimentos a serem aplicados, adequações (de projeto e/ou execução) devem ser feitas para compensar e garantir o seu não uso. O substrato de concreto pode, ainda, apresentar comportamentos alterados (como umidade superficial), em decorrência de aditivos químicos utilizados na mistura do concreto – e a seleção do sistema protetor deve levar em conta este fator.

Camadas de argamassa ou concreto cimentícios e/ou poliméricos também podem ser aplicadas sobre as superfícies de concreto da estrutura. Diversas opções são encontradas na literatura – revestimentos de concreto

convencional, de concreto impregnado com polímeros (PIC)<sup>14</sup>, de concreto polimérico (PC), de concreto com cimento e polímero/látex (PPCC ou LMC), de concreto modificado com sílica ativa, etc –, contudo, estudos devem ser conduzidos para elencar aquelas alternativas que se mostrem efetivas, tendo em vista os diversos cenários defrontados por tanques de armazenamento.

### iii) Técnicas Eletroquímicas

Outra opção existente para sistemas protetores de estruturas de concreto tem seu foco de atuação no processo corrosivo que atinge as armaduras (seção 5.1.2). Dentre tais alternativas – denominadas de técnicas eletroquímicas –, pode-se citar a *proteção catódica*, a *remoção de cloretos* e a *realcalinização*. A primeira se concentra em promover a redução do potencial de eletrodo presente nas armaduras de concreto (Fig. 5.2) para níveis abaixo de -1000 mV (domínio de imunidade do ferro). As duas últimas procuram atuar restaurando a passividade da armadura, quer seja pela retirada de agentes que quebrem sua pátina protetora (remoção eletroquímica de cloretos), quer seja pelo aumento do pH do concreto (realcalinização).

Contudo, cabe aqui ressaltar que as técnicas de remoção de cloretos e de realcalinização, caso venham a ter sua aplicabilidade confirmada<sup>15</sup>, só devem ser utilizadas em elementos de *concreto armado* do tanque, sendo proibida sua adoção na sua estrutura protendida – como nessas técnicas há a liberação de hidrogênio, incorre-se no risco de induzir a fragilização dos cabos de protensão (e aumento os riscos de promover sua corrosão sob tensão). Além disso, a literatura também menciona a possibilidade de redução na aderência entre as armaduras e o concreto (GENTIL, 2007).

No que diz respeito à proteção catódica, esta pode apresentar duas concepções básicas: sistemas com anodos galvânicos – de sacrifício, instalados no interior das armaduras, previamente à concretagem – e sistemas de corrente impressa – onde uma corrente é induzida entre a armadura (catodo) e uma malha de titânio (anodo), que a protege. Contudo, mesmo no caso da proteção catódica – de uso mais difundido em estruturas de concreto –, fazem-se necessários estudos que forneçam garantias do seu efetivo

<sup>14</sup> V. Apêndice A (seção A.1.5, alínea v).

<sup>15</sup> Cabe ressaltar que tais técnicas possuem, até a presente data, poucos (ou nenhum) casos de aplicação no Brasil.

funcionamento e adequação ao cenário específico de tanques de armazenamento em concreto protendido. Enquanto a primeira concepção (de anodos galvânicos) demanda estudos que comprovem sua real efetividade – tendo-se em vista a elevada resistividade do concreto –, a segunda (corrente impressa) precisa fornecer garantias quanto ao seu adequado funcionamento em estruturas protendidas – tendo-se em vista os mesmos aspectos apontados para as técnicas de remoção de cloretos e realcalinização.

## 6 INSPEÇÃO E MANUTENÇÃO

Tanques de armazenamento em concreto protendido – analogamente aos convencionais de aço – demandam a elaboração de programas de inspeção e manutenção, cujo objetivo é assegurar a integridade do equipamento durante as diversas etapas da sua vida útil.

Conforme aponta Helene (1992), as correções em estruturas civis se tornam mais efetivas, duráveis, baratas e fáceis de executar quanto mais cedo forem instauradas. Uma das afirmações mais reconhecidas sobre o tema foi apresentada por Sitter (1984), atestando que os custos das correções crescem (segundo uma progressão geométrica) com o aumento do lapso de tempo até sua implantação (Fig. 6.1).

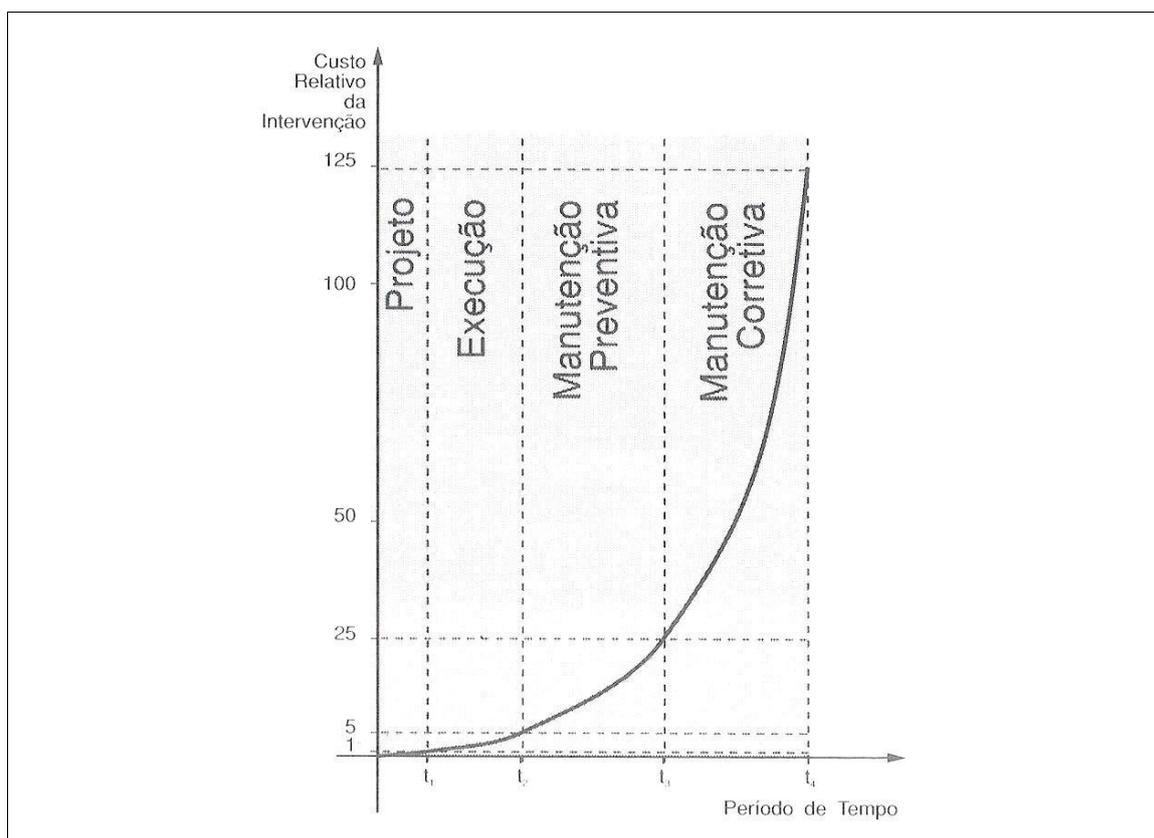


Fig. 6.1: Custos de intervenção versus evolução do empreendimento (SITTER, 1984).

Segundo o que ficou conhecido como *Lei de Sitter*, esse aumento de custos se dá segundo uma razão igual a cinco, em relação às etapas evolutivas do empreendimento. Em outras palavras, conforme se demora a identificar a necessidade de alterações na estrutura (em projeto ou já edificada), quintuplicam-se os custos envolvidos com respeito ao estágio anterior – tanto

financeiros, quanto de oportunidade. Tal comportamento ressalta não apenas o valor de um projeto bem elaborado, mas também a importância das inspeções a serem realizadas no decorrer da vida do tanque – uma vez que permitem a detecção precoce de eventuais problemas existentes.

O presente capítulo tem como objetivo o levantamento e a apresentação dos aspectos relevantes à inspeção e manutenção de tanques de concreto. De forma geral – e tendo em vista as particularidades do seu sistema construtivo –, as inspeções em tais estruturas podem ser classificadas em duas categorias: *inspeção de construção* e *inspeção de operação*. Ambas serão abordadas, respectivamente, nas seções 6.1 e 6.2 que se seguem. A seção 6.3, por sua vez, aponta aspectos relevantes a serem contemplados durante a avaliação dos danos observados – avaliação essa que servirá de insumo para a etapa de manutenção propriamente dita da estrutura, objeto da seção 6.4.

## **6.1 Inspeção de Construção**

### **6.1.1 Aspectos Gerais**

São as inspeções realizadas durante a edificação do tanque, ou seja, aquelas que se fazem necessárias durante as etapas de fabricação, construção e montagem do equipamento e de seus componentes. Busca-se, com elas, avaliar e assegurar a qualidade do processo construtivo, envolvendo desde materiais constituintes até a estrutura como um todo.

Dessa forma, pode-se subdividi-las em dois tipos:

- **Inspeção de Fabricação, Recebimento e/ou Aceitação:** engloba as avaliações e triagens feitas tanto na fase fabril de certos elementos (peças pré-fabricadas de concreto, armaduras, revestimentos, *liners*, etc), como também durante o recebimento de materiais na obra (cimentos, aditivos, revestimentos, etc). Engloba também a aceitação de materiais preparados dentro do canteiro de obras ou nas suas imediações (controle de qualidade do concreto fresco, de peças pré-moldadas de concreto, de sistemas de protensão, etc);
- **Inspeção de Construção e Montagem:** envolve inspeções feitas diretamente na estrutura recém-construída (análises de fissuração,

resistência, estanqueidade, etc) e em seus componentes recém-instalados (revestimentos, *liners*, etc).

Diretrizes para o desenvolvimento de planos de inspeções e testes em estruturas de concreto – englobando as etapas de fabricação, recebimento, aceitação, montagem e construção – são fornecidas pelo relatório técnico ACI 311.4 R (2005).

### **6.1.2 Inspeção de Fabricação, Recebimento e Aceitação**

Ao fazer uma breve descrição dos principais materiais necessários à construção de um tanque de concreto, o Apêndice A do presente trabalho aponta uma série de normas regulamentadoras que – além de especificar requisitos para a fabricação dos mesmos – estabelecem critérios para recebimento e aceitação dos mesmos durante a obra.

Nessas normas, são delimitadas condições, verificações, amostragens e ensaios necessários para garantia do controle de qualidade de todos os elementos (materiais, componentes, sistemas) recebidos e/ou produzidos na obra, além do tratamento a ser dado aos casos de não conformidade.

O relatório técnico ACI 350.2 R (2009) apresenta, ainda, recomendações de testes e inspeções de fabricação para *liners*, revestimentos protetores e materiais selantes a serem instalados em estruturas de concreto para armazenamento de produtos perigosos.

### **6.1.3 Inspeção de Construção e Montagem**

#### **i) Procedimentos construtivos**

Tendo em vista o conteúdo a ser armazenado em tanques de armazenamento, faz-se fundamental que o controle de qualidade construtivo se estenda por todos os procedimentos executivos envolvidos. Para estruturas de concreto para armazenamento de produtos perigosos, o relatório técnico ACI 350.2 R (2009) aponta uma série de elementos-chave que devem ser inspecionados durante sua fase construtiva.

Com base nestes, relaciona-se a seguir aspectos de componentes do tanque, que devem ser inspecionados durante sua construção:

- *Subleito e sub-base*: Graduação, compactação e capacidade de carga das camadas que compõem a base do tanque;
- *Armaduras passivas*: Diâmetros, dobras, ganchos, material, espaçamentos, cobrimentos mínimos do concreto a ser lançado, suportes, transpasses, emendas e limpeza geral de barras e telas soldadas;
- *Armaduras ativas*: Diâmetros, espaçamentos, posicionamentos e integridade do revestimento de cabos não aderentes internos (cordoalhas engraxadas); posicionamento e integridade de fios, cordoalhas, barras, bainhas e materiais injetados de cabos aderentes internos; diâmetros, espaçamentos, posicionamentos, revestimentos e cobrimentos de fios e cordoalhas de cabos externos;
- *Elementos seladores*: Material, posicionamento, alinhamento, emendas, montagem/instalação e integridade de elementos seladores (perfis e colares de vedação, enchimentos, aparelhos de apoio e massas selantes), tanto antes de etapas de concretagem, quanto depois (quando aplicável);
- *Juntas de construção*: Localização e configuração das superfícies de juntas de concretagem (elementos moldados *in loco*); configuração das superfícies de juntas de montagem (elementos pré-moldados/pré-fabricados); inclui a preparação de superfície das juntas (jateamento abrasivo, limpeza, aplicação de *primer*, etc) e a instalação/posicionamento de armaduras e perfis de vedação;
- *Fôrmas*: Locação, cota, alinhamento, nivelamento, prumo, geometria interna, escoramento, integridade, preparação (umedecimento, adequação para desforma, etc) e limpeza de conjuntos de fôrmas;
- *Bocais e aberturas*: Locação, posicionamento e instalação de componentes/insertos para bocais e aberturas; inclui verificação de suas interferências com fôrmas e armaduras;

➤ *Concreto*<sup>1</sup>: Transporte, lançamento e adensamento do concreto fresco (incluindo suas interferências com fôrmas e elementos embutidos tais como armaduras, perfis de vedação e insertos); procedimentos e controle da cura do concreto; propriedades e comportamentos do concreto endurecido.

## ii) Testes e ensaios de construção e montagem

A inspeção visual deve sempre ser usada como ferramenta para um primeiro levantamento de eventuais não conformidades dos diversos processos construtivos do tanque – vazios de concretagem, fissurações, movimentos de fundação, inadequações geométricas, falhas em revestimentos/proteções, falta de integridade em bocais e aberturas, dentre outras.

No que diz respeito ao controle tecnológico do concreto, devem ser seguidos todos os requisitos e critérios estabelecidos por normas e documentos técnicos pertinentes – v. Apêndice A, seção A.1.4 (alínea ii). Outros testes e ensaios *in loco* podem ser aplicados na estrutura recém-construída (avaliação de resistência, propriedades do concreto e das armaduras, etc), lançando-se mão das mesmas técnicas aplicadas na inspeção de estruturas existentes (ensaios não destrutivos, destrutivos e/ou parcialmente destrutivos) – maiores detalhes destes tipos de ensaios podem ser vistos no item 6.2.2.

Inspeções de campo também devem ser feitas durante a instalação de revestimentos e/ou *liners*. Além de avaliar as condições do revestimento/*liner* propriamente dito, após a instalação, tais inspeções devem igualmente validar as condições de seu substrato, de suas juntas e/ou costuras, bem como de suas ancoragens e fixações. Detalhes de ensaios e testes aplicáveis podem ser obtidos no ACI 350.2 R (2009). Deve-se salientar que a instalação dos mesmos deve ocorrer após a execução do teste de estanqueidade do tanque (testes hidrostáticos para avaliação conjunta da estrutura e do revestimento/*liner* podem ser aplicáveis, o que deve ser avaliado junto ao projetista).

Por último, cabe ressaltar que ensaios para análise de desempenho de fundações recém-construídas podem ser necessários (principalmente no caso

---

<sup>1</sup> O controle das etapas de dosagem e mistura dos seus materiais componentes (controle tecnológico do concreto), são abrangidos pelo especificado no item 6.1.2.

do uso de elementos de fundação profunda), conforme diretrizes e critérios estabelecidos pela ABNT NBR 6122 (2010).

### iii) Teste hidrostático

À semelhança dos convencionais em aço (BARROS, 2012), tanques de concreto devem ter sua estanqueidade avaliada por meio de testes hidrostáticos. Além da detecção de eventuais infiltrações ou vazamentos, tal teste também permite uma avaliação da qualidade da fundação (verificação de recalques) e do funcionamento de acessórios internos ao tanque (tetos/selos flutuantes, caso existam). Deve-se efetuar o teste após a estrutura estar completamente pronta e o concreto ter atingido competente e comprovada resistência à compressão.

Por requerer grande quantidade de água, o teste hidrostático demanda um bom planejamento para fornecimento desta. O emprego de água salgada não é recomendável, dado o severo ataque por cloretos ao qual se submete a estrutura de concreto e suas armaduras (v. capítulo 5).

Do ponto de vista estrutural, a avaliação do teste hidrostático é composta por duas etapas de avaliação: uma *etapa qualitativa*, onde se o comportamento da estrutura é visualmente inspecionado, ao longo das diferentes etapas do teste; e outra *etapa quantitativa*, onde são feitas medições para controle da perda diária de volume d'água. Mesmo contemplando apenas estruturas de concreto para contenção de produtos não perigosos, diretrizes para a execução de testes de estanqueidade em estruturas tais como as abordadas no presente trabalho podem ser obtidas pela especificação técnica ACI 350.1 M (2011) – incluindo preparativos, procedimentos, critérios, retestes e cuidados adicionais para os mesmos. Critérios e observações complementares também são fornecidos pelos relatórios técnicos ACI 373 R (2010) e ACI 372 R (2003). Após a realização do teste, o interior do tanque deve ser completamente limpo.

De maneira complementar, o comportamento geotécnico do tanque durante seu teste hidrostático deve ser avaliado. Recalques e demais deslocamentos de fundação devem ser monitorados (v. seção 3.2.4) e, caso necessário, controlados mediante procedimentos apropriados. Exemplo de

monitoramento e controles geotécnicos de tanques de armazenamento pode ser obtido em Boehm (2008).

## **6.2 Inspeção de Operação**

### **6.2.1 Aspectos Gerais**

São inspeções que englobam testes, avaliações e ensaios feitos no decorrer da vida útil operacional do tanque. Têm como objetivo aferir o grau de efetividade de sistemas de proteção da estrutura, diagnosticar eventuais danos (estudo de seus sintomas, mecanismos, causas e origens) e recomendar medidas a serem tomadas para solução dos mesmos.

Nesse contexto, tais inspeções são tipicamente subdivididas em duas situações:

➤ **Inspeção Externa:** são inspecionados elementos externos ao tanque (tais como bacia de contenção, base, costado, teto, estruturas auxiliares, bocais e acessórios), tanto no que diz respeito à sua integridade como à de seus respectivos sistemas de proteção. Por ser apenas externa, não exige que o tanque seja retirado de operação, o que permite uma maior periodicidade na sua realização;

➤ **Inspeção Geral:** avaliação mais completa do equipamento, envolvendo os mesmos itens da inspeção externa acrescidos do estudo das condições internas de teto, costado, fundo, acessórios e equipamentos do tanque. Exige que o tanque seja retirado de operação para sua completa abertura, desgaseificação, limpeza e iluminação. Por conta disso, o intervalo entre inspeções gerais é maior.

Como estratégia de inspeção, costuma-se utilizar as inspeções externas como avaliações rotineiras do tanque, entremeando os longos períodos entre as inspeções gerais. Dado que estas últimas exigem a retirada operacional do equipamento, é costume que se aproveite a parada do tanque para execução das manutenções, reparos e substituições que sejam recomendadas pelas inspeções precedentes. Diretrizes para definição de programas de inspeção de tanques de armazenamento em concreto ao longo de sua vida operacional são dadas pelo relatório técnico ACI 364.1 R (2007) – englobando pesquisas de

documentações da estrutura, investigações e amostragens de campo, análise de dados levantados e emissão de relatórios/recomendações de inspeção.

Aspectos envolvendo a inspeção de tanques de concreto que encontrem similaridade à de tanques convencionais em aço (inspeção de acessórios do tanque, critérios e procedimentos corporativos para programação das inspeções, avaliação de diques e bacias de contenção, etc) podem ser obtidos nas normas API 653 (2012) e Petrobras N-2318 (2010).

### **6.2.2 Testes e Ensaios em Serviço**

Ao longo da campanha operacional do tanque, é interessante que se façam inspeções, para levantamento das condições do concreto no interior da estrutura – especialmente na região que vai até o nível das armaduras (cobrimento). Tais inspeções devem permitir a coleta de materiais e/ou a leitura de parâmetros ao longo dessa espessura, permitindo a medição de aspectos tais como: profundidade de carbonatação (pela aspersão de reagentes colorimétricos, tais como fenolftaleína e/ou timolftaleína), variações de pH (pela coleta de concreto pulverizado em diversos pontos de profundidade), potenciais de eletrodo (para verificação da atividade corrosiva), teores de cloretos e sulfatos, curvas de polarização anódica, dentre outras.

Além destes, diversos outros ensaios (destrutivos, não destrutivos ou parcialmente destrutivos) podem ser adotados para inspeção de tanques em serviço, permitindo um diagnóstico mais abrangente da estrutura e de seus componentes. Não raro, o programa de inspeção pode – e deve – envolver mais de um tipo de ensaio na determinação de um mesmo parâmetro, buscando-se conciliar rapidez e confiabilidade a toda avaliação<sup>2</sup>.

Nesse contexto, diversos são os documentos técnicos que prescrevem ensaios e critérios para avaliações de estruturas de concreto – sendo alguns dos quais listados na Tab. 6-1.

---

<sup>2</sup> Pode-se adotar um ensaio mais sofisticado para o estudo de certos pontos notáveis da estrutura, enquanto que, paralelamente, são efetuados diversos outros ensaios expeditos de campo, cujos resultados serão utilizados para interpolar (e homogeneizar) os primeiros ao longo de toda estrutura. Podem ser citados como exemplos destes ensaios expeditos as inspeções visuais, os exames à percussão, os testes de porosidade e algumas avaliações da resistência do concreto à compressão (pela cravação de pinos ou por esclerometria).

**Tab. 6-1:** Referências para ensaios de estruturas de concreto existentes.

Documento	Descrição
ABNT NBR 5628 (2011)	Ensaio para determinação da resistência ao fogo de componentes construtivos estruturais em concreto
ABNT NBR 7680 (2007)	Extração, preparo e ensaio de testemunhos de concreto (estruturas existentes)
ABNT NBR 5739 (2012)	Ensaio para determinação da resistência à compressão de corpos-de-prova cilíndricos de concreto
ABNT NBR 7222 (2011)	Ensaio para determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos de concreto
ABNT NBR 12142 (2010)	Ensaio para determinação da resistência à tração na flexão de corpos-de-prova prismáticos de concreto
ABNT NBR 8522 (2008)	Ensaio para determinação do módulo de elasticidade (estático) à compressão do concreto
ABNT NBR 10787 (2011)	Ensaio para determinação da penetração de água sob pressão em corpos-de-prova prismáticos de concreto endurecido
ABNT NBR 9778 (2011)	Ensaio para determinação da absorção de água, do índice de vazios por imersão e fervura, e das massas específicas de concretos endurecidos
ABNT NBR 9779 (2012)	Ensaio para determinação da absorção de água por capilaridade do concreto endurecido
ASTM C 157 (2008)	Ensaio para determinação de variações geométricas no concreto endurecido, produzidas por fatores independentes de forças aplicadas ou variações de temperatura (ensaio de retração)
ABNT NBR 7584 (2012)	Avaliação da dureza superficial de concreto endurecido pelo esclerômetro de reflexão
ABNT NBR 8802 (2013)	Ensaio não destrutivo para medição da velocidade de propagação de onda ultrassônica em elemento de concreto endurecido
ACI 228.1 R (2003)	Métodos alternativos para avaliação da resistência do concreto in loco, tanto de estruturas novas como de existentes (inclui planejamento, execução e interpretação dos mesmos)
ACI 228.2 R (2004)	Ensaos não destrutivos (END) para avaliação das condições do concreto e das armaduras ao longo da vida útil das estruturas (discorre sobre programação, execução, interpretação, vantagens e limitações de diversos tipos de END's)
ASTM C 876 (2009)	Orientações para medições em campo da probabilidade de corrosão do aço de uma estrutura, por meio de uma correlação (qualitativa e empírica) desta probabilidade com o potencial de eletrodo da armadura (em relação a um eletrodo de referência de cobre/sulfato de cobre)
ACI 201.1 R (2008)	Apresenta referências para execução de inspeção visual de superfícies de concreto
ACI 224 R (2008)	Fornecer informações para avaliação de fissuras em estruturas de concreto
ACI 222 R (2010)	Apresenta testes e ensaios existentes para identificação de ambientes corrosivos e/ou corrosões ativas em concretos, armaduras passivas e armaduras de protensão
ACI 222.2 R (2010)	Complementa o ACI 222 R, fornecendo uma visão aprofundada sobre ensaios de campo específicos para armaduras de estruturas de concreto protendido
ABNT NBR 6349 (2008)	Ensaio de tração para barras, cordoalhas e fios de aço para armaduras de protensão
ABNT NBR 7484 (2009)	Ensaio de relaxação para barras, cordoalhas e fios de aço destinados a armaduras de protensão
ABNT NBR 14827 (2011)	Ensaio de resistência à tração e ao cisalhamento para chumbadores (de pré-concretagem ou de pós-concretagem) instalados em elementos de concreto, sob diversas condições de carga
ABNT NBR 15049 (2011)	Avaliação do desempenho de sistemas de ancoragem por adesão química (de pós-concretagem) instalados em elementos de concreto (chumbador químico)
ABNT NBR 14918 (2011)	Programas de ensaios para avaliação do desempenho de sistemas de ancoragem mecânica (de pós-concretagem) instalados em elementos de concreto (chumbadores de expansão por percussão, chumbadores de expansão por torque e chumbadores de segurança de furos alargados)

Estudos da microestrutura do concreto existente – utilizando recursos tais como a microscopia ótica e a microscopia eletrônica de varredura – também podem ser de grande relevância, uma vez que permitem um acompanhamento mais completo da estrutura, ao fornecer informações sobre composições, características e danos presentes. Cabe mencionar que, para realização de tais ensaios (bem como de outros, anteriormente mencionados), faz-se interessante que (ainda na fase de projeto) sejam designadas/previstas regiões dos elementos estruturais<sup>3</sup> que permitam a retirada de testemunhos (corpos-de-prova) ao longo de diversos momentos da vida operacional do tanque.

Informações adicionais sobre levantamento de dados, anamnese de problemas, definição de ensaios e elaboração de laudos técnicos podem ser obtidas em Andrade e Silva (2005). Há disponível, também, literatura técnica fornecendo diretrizes para diagnóstico e ensaios de estruturas em concreto, abrangendo diversos mecanismos de degradação, tais como: problemas com resistência, fissuração e deformação de seus elementos (FIGUEIREDO, 2005); danos por corrosão de suas armaduras (CASCUDO, 2005); deterioração por reações álcali-agregado (PRISZKULNIK, 2005); dentre outros.

### **6.2.3 Estimativa de Vida Útil**

Durante a execução de inspeções em operação – especialmente inspeções gerais –, é de grande importância que uma estimativa da vida útil remanescente seja feita. Com isso, pode-se balizar as decisões futuras de reparos e intervenções, conciliando-se fatores técnicos e econômicos. A seção 6.3.3 do presente trabalho apresenta alguns aspectos sobre essas estimativas.

## **6.3 Patologia de Tanques de Concreto**

### **6.3.1 Aspectos Gerais**

Conforme aponta Helene (1992), *Patologia das Construções* pode ser entendida como a parte da Engenharia responsável por estudar os elementos que promovem defeitos em uma edificação – ou seja, promover o *diagnóstico*

---

<sup>3</sup> Tais como nervuras e/ou ressaltos – sem função estrutural –, projetados ao longo de alguns pontos da estrutura que merecem atenção e acompanhamento especiais (base e topo do costado, centro e periferia do fundo, suportes e colunas internas do teto, etc).

do estado da mesma. Tal análise deve ser complementada por considerações acerca das prováveis consequências de tais danos à mesma, e seu impacto na vida útil remanescente da estrutura – o *prognóstico* da situação observada. Como produto final, deve ser emitida uma série de recomendações para manutenções a serem subsequentemente conduzidas<sup>4</sup>, levando-se em conta aspectos técnicos e econômicos.

Conforme descrevem Andrade e Silva (2005), tais defeitos – também denominados patologias ou problemas patológicos – devem receber atenção quando há a perda ou queda de desempenho da estrutura ou de algum de seus componentes. Em termos práticos, deve comprometer algum requisito básico da estrutura, seja ele de estabilidade, funcional ou estético.

A presente seção tem como objetivo abordar os aspectos de tal disciplina pertinentes à realidade de tanques de armazenamento de concreto, tendo em vista ser neste contexto que devem ser conduzidas suas inspeções operacionais.

### **6.3.2 Diagnóstico: Estudo dos danos**

Conforme mencionado, um dos objetivos da Patologia das Construções é o diagnóstico dos aspectos relativos à formação dos defeitos nas construções civis. Tais aspectos consistem nos *sintomas*, *origens*, *causas* e *mecanismos* dos danos, e o estudo dos mesmos é fundamental para que as ações promovidas na etapa de manutenção sejam efetivas na conservação do tanque.

#### **i) Sintomas**

Consistem nas manifestações externas do problema patológico propriamente dito, e por meio das quais se podem inferir as características dos fenômenos envolvidos (origem, causa e mecanismo). Tais sintomas podem ser descritos e classificados, de forma a orientar um primeiro diagnóstico, com base em minuciosas e experientes inspeções visuais da estrutura.

Fissuras, eflorescências, flechas excessivas, manchas aparentes, corrosão de armaduras e vazios de concretagem são alguns dos sintomas mais comuns.

---

<sup>4</sup> Tais manutenções devem corrigir e solucionar os problemas patológicos levantados, sendo seu estudo objeto da *Terapia das Construções*, disciplina abordada na seção 6.4.

## ii) Origem

Do ponto de vista construtivo e de uso, a vida útil de uma estrutura pode ser subdividida em cinco etapas (Fig. 6.2): planejamento (motivação e concepção), projeto (básico e executivo), fabricação (de materiais/componentes, fora do local da obra), execução (construção e montagem *in loco*) e utilização (operação e manutenção). Enquanto as quatro primeiras acontecem num período relativamente curto (de alguns anos), a última transcorre por longos períodos de tempo (da ordem de algumas décadas).

Desta forma, é típico que a maior parte dos sintomas patológicos se manifeste nesta etapa final da vida da estrutura. Contudo, a origem de tais problemas remonta às primeiras fases da vida da estrutura – certos fenômenos degenerativos (como a reação álcali-agregado, por exemplo) podem demorar uma década para se manifestar, tendo sua origem na etapa de seleção de materiais para composição do concreto.

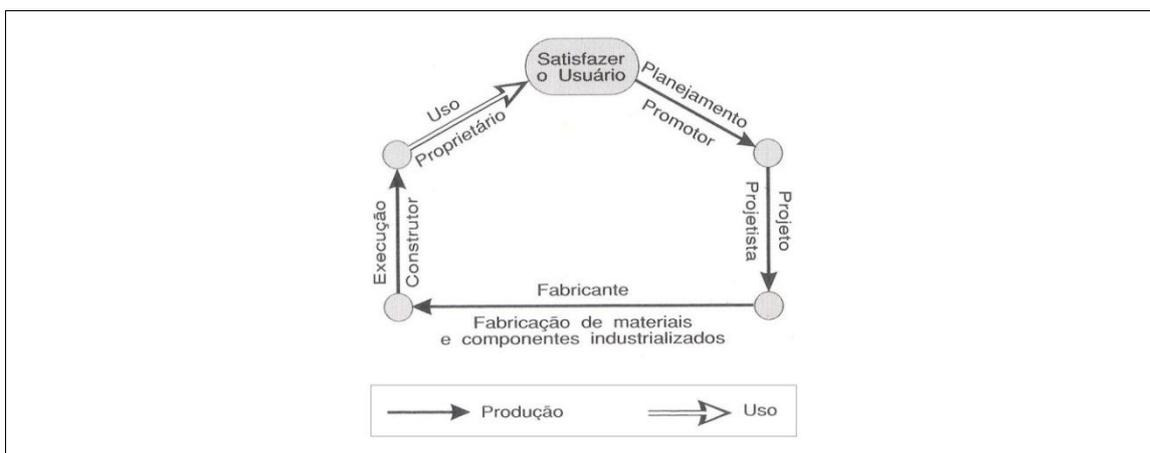


Fig. 6.2: Etapas da vida útil de obras civis (HELENE, 1992).

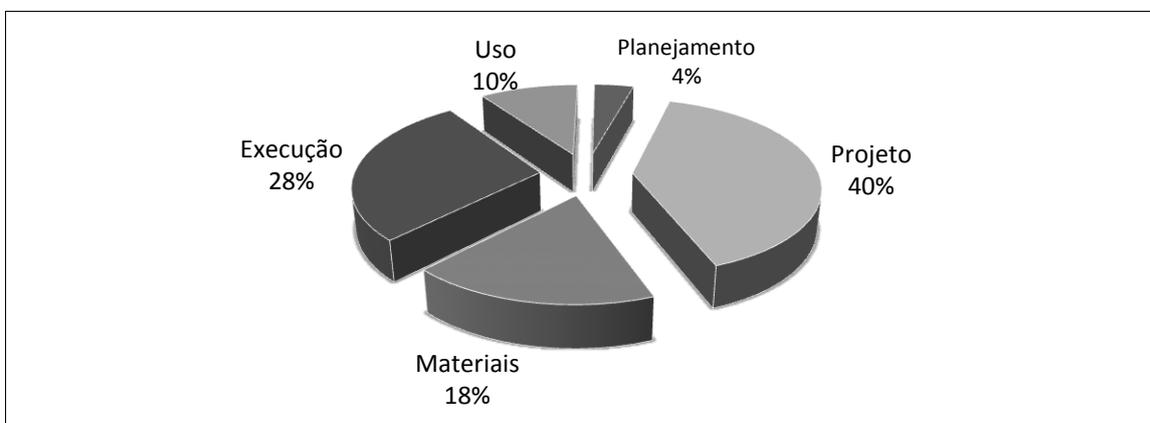


Fig. 6.3: Origens típicas dos problemas patológicos em obras civis (GRUNAU, 1981 *apud* HELENE, 1992).

Desta forma, cabe ao diagnóstico estrutural definir em que etapa o fenômeno observado teve sua real origem. Desta forma, um mesmo sintoma (uma fissura, por exemplo) pode apresentar diversas origens possíveis<sup>5</sup> (detalhamento inadequado, aço de má qualidade, concretagem precária, aplicação de elevada sobrecarga não prevista, etc).

Cabe ressaltar que, conforme aponta Helene (1992), a maior parte das manifestações patológicas tem origem nas fases de planejamento e de projeto (Fig. 6.3). Mais do que isso, falhas nestas etapas geram danos mais graves do que aqueles despertados por má qualidade de materiais ou má execução. Desta forma, investimentos de tempo na produção de estudos e detalhamentos adequados à estrutura trazem os melhores frutos para a construção e operação do equipamento.

### **iii) Causas**

São os agentes causadores propriamente ditos do problema patológico. Seu conhecimento é fundamental para uma correta resposta ao dano, principalmente tendo-se em vista que diferentes causas podem provocar um mesmo sintoma.

Causas típicas são carregamentos, agentes externos (ambientais ou biológicos, externos ou internos ao tanque), variações de umidade, variações térmicas (extrínsecas ou intrínsecas a massa de concreto), incompatibilidade de materiais componentes da estrutura, dentre outras.

### **iv) Mecanismos**

Todo problema patológico decorre de um processo de degradação, de um mecanismo (v. item 5.1). O conhecimento dos mecanismos por meio dos quais os agentes (causas) resultam nos danos (sintomas) é fundamental para a efetiva correção do problema. Tais mecanismos podem se dar por meios físicos (tensões e deslocamentos extremos, erosão, etc), químicos (carbonatação do concreto, corrosão das armaduras, etc) e biológicos (ação de bactérias, fungos, líquens, etc), ou ainda pela combinação destes

---

<sup>5</sup> Tal identificação se presta, também, para fins legais e judiciais, determinando os responsáveis pela falha (Fig. 6.2).

(desprendimento do revestimento por corrosão interna, lixiviação, corrosão sob tensão de armaduras de protensão, etc).

### **6.3.3 Prognóstico: Consequências dos danos**

Com base no diagnóstico da condição atual da estrutura é possível se fazer uma predição dos efeitos dos problemas observados na mesma, e os consequentes impactos na sua vida útil de serviço. As consequências destes problemas são costumeiramente distinguidas em dois tipos: efeitos nas condições de segurança da estrutura (associados a estados limites últimos, ELU's) e efeitos nas condições de utilização da estrutura (relativos a estados limites de serviço, ELS's).

Tipicamente, problemas patológicos tendem a se agravar com o decorrer do tempo, não raro dando origem a outros mecanismos associados (falhas de instalação de revestimentos que promovem ataques químicos à estrutura, fissuras no concreto por flexão que permitem a corrosão de armaduras, etc). Todos esses fatores precisam ser levados em conta, e devem ser apontados nos relatórios e recomendações de inspeção.

Outro aspecto a ser feito é a estimativa da vida útil remanescente dos materiais e componentes da estrutura, levando-se em consideração o estado e/ou a evolução de aspectos da mesma (medição de profundidade/velocidade de avanço da frente de carbonatação no concreto, medição dos potenciais de eletrodo, perfis ao longo do revestimento dos teores de cloretos e sulfatos, etc). Metodologias e programas computacionais têm sido desenvolvidos com objetivo de auxiliar nesta estimativa, levando em conta parâmetros levantados campo (TUUTTI, 1982; CARMONA, 2005; SOUZA, 2005). Conceitos, diretrizes e metodologias para previsão e avaliação da vida útil remanescente de estruturas de concreto (novas e existentes) podem ser obtidos do relatório técnico ACI 365.1 R (2000).

### **6.3.4 Diretrizes para diagnósticos, prognósticos e recomendações corretivas**

O processo de inspeção de estruturas de concreto edificadas – sejam elas novas ou existentes – deve resultar em relatórios/laudos que permitam um completo entendimento das naturezas e consequências dos danos levantados. Devem ainda, com base nessas informações, produzir recomendações de

manutenção que corrijam todas as patologias levantadas. Tais recomendações devem se basear numa análise simultaneamente técnica e econômica de diversas alternativas de intervenção.

Em todas as etapas da inspeção – levantamento de informações, anamnese de sintomas, definição e condução de ensaios, elaboração de diagnóstico, prognóstico da evolução do quadro e recomendações de intervenções –, deve-se contar a participação de profissionais e equipes experientes no assunto. Dentre a literatura técnica que fornece subsídios para inspeções em tanques, com casos de estudo em reservatórios de concreto (diagnóstico e procedimentos corretivos) pode-se citar Helene (1992) e Thomaz (2003). Para previsão da vida útil remanescente do tanque, diretrizes podem ser encontradas no relatório técnico ACI 365.1 R (2000).

## **6.4 Terapia de Tanques de Concreto**

### **6.4.1 Aspectos Gerais**

A manutenção de estruturas e instalações tem como objetivo primário a contínua garantia de compatibilidade destas frente às suas realidades operacionais – tendo-se como pano de fundo as premissas, diretrizes e detalhes estipulados ainda na sua fase de projeto.

De forma geral, pode-se classificar essa etapa em três categorias: a *manutenção corretiva*, que visa reparar danos e falhas manifestados pela estrutura (adequando-a as ações solicitantes observadas); a *manutenção preventiva*, que programa intervenções na estrutura segundo intervalos de tempo pré-determinados (substituindo/reparando seus componentes e acessórios antes que venham a apresentar sintomas); e a *manutenção preditiva*, que lança mão do acompanhamento de características e comportamentos da instalação, de tal forma que intervenções sejam feitas apenas quando necessárias (porém antes que danos sejam apresentados).

Cada uma dessas encontra aplicação e utilidade para diferentes elementos da estrutura, sendo sua seleção feita segundo avaliações de custos, criticidades e frequência de ocorrência. Contudo, cabe ressaltar que, antes dessas, a mais efetiva, barata e confiável forma de manutenção é aquela que se faz por meio da prevenção à formação das patologias – o que engloba as etapas de projeto, construção e operação.

No caso de tanques e reservatórios de concreto protendido, tais ocorrências estão ligadas à existência de meios de ingresso dos agentes agressivos nos elementos estruturais<sup>6</sup>, viabilizando o início dos processos corrosivos – fato esse agravado pelo contato quase contínuo de oxigênio (especialmente sobre a área externa exposta à atmosfera) e de eletrólito (umidade, presente na parte externa e, não raro, de forma intensa, na interna) com a estrutura.

Conforme aponta Helene (1992), as intervenções em estruturas de concreto podem tanto ter o objetivo de devolver à estrutura suas características originais de estabilidade e/ou de utilização, como o de (em casos extremos) aumentar sua capacidade resistente frente a solicitações às quais esteja submetida. No primeiro grupo, segundo nomenclatura corrente, encontram-se os *reparos* (intervenções localizadas, para tratamento de problemas pontuais) e as *recuperações* (intervenção generalizada da estrutura) *estruturais*. No segundo, os *reforços estruturais*.

Independentemente do seu propósito, a reabilitação de tanques de concreto protendido deve lançar mão de técnicas e tecnologias já desenvolvidas e consagradas pela prática, rotineiramente empregadas na recuperação e/ou reforço de outras estruturas de concreto. Em tais serviços, devem ser atendidas todas as recomendações de inspeção previamente efetuadas (conf. capítulo 6), aplicando-se os métodos de combate/controle à deterioração que efetivamente atuem nas causas das patologias observadas (conf. capítulo 5).

#### **6.4.2 Estratégia de Manutenção**

As alternativas para intervenções em estruturas de concreto contemplam uma vasta gama de procedimentos, materiais e equipamentos disponíveis. E – conforme será exposto a seguir – a definição da melhor solução se faz por meio de uma análise conjunta de diversos aspectos apresentados pelo quadro

---

<sup>6</sup> Gerwick Jr. (1992) aponta que os principais casos de corrosão e falha observados nessas estruturas têm relação com meios de acesso (a tais agentes) tais como: fissuras e porosidades da estrutura (seja no concreto lançado, seja no concreto projetado, ou ainda na interface entre ambos); injeção tardia de nata de cimento nas bainhas de protensão (especialmente em atmosferas industriais e/ou marinhas); mistura do concreto com a inclusão de materiais contendo tais contaminantes; e falhas em embutimentos (bocais, aberturas ou acessórios) presentes na estrutura.

do tanque em questão, tais como: as *patologias* observadas, o *cenário* no qual elas estão inseridas e os *custos* envolvidos na reabilitação.

Nesse contexto, a manutenção de uma estrutura se inicia, de fato, já nos procedimentos de inspeção que são conduzidos sobre a mesma – e em cujos relatórios devem estar apontados as reais causas e mecanismos dos sintomas observados. Reparos feitos sem uma vistoria prévia (ou, ainda, que se baseiem em inspeções incompletas) acabam, frequentemente, por conduzir a dispendiosas intervenções que se revelam igualmente inúteis – tendo em vista o retorno das patologias à estrutura, pouco após sua execução.

O estudo para reabilitação da estrutura deve, em seguida, identificar as alternativas que apresentem potencial de solução para o caso apresentado<sup>7</sup>, baseando-se na *viabilidade técnica* de cada uma, bem como na *vida útil desejada para o tanque*. Segue-se a isso o levantamento – para cada opção delineada – dos *custos demandados* (de implantação, logísticos e de acompanhamento/controle) e da *vida útil do reparo* (tempo até que uma nova intervenção se faça necessária).

Em seguida é feita uma comparação dos fluxos de caixa (em termos de valor presente ou de custos anuais) demandados pelas alternativas, tendo-se como base o *custo global* e o *tempo entre reparos* de cada uma – em um horizonte de tempo dado pela vida útil remanescente (desejada) do tanque. Nesse ponto, cabe ressaltar que a análise deve contemplar, também, o contexto no qual se encontram os danos observados – ou seja, aspectos específicos devem ser levantados e/ou definidos, tais como condição operacional do tanque (em operação ou em parada), facilidade de acesso aos pontos danificados e prazo disponibilizado para a manutenção.

Por último, a análise se completa pela escolha da estratégia de manutenção que apresente o menor custo global (compatível com a realidade do tanque em questão). Os aspectos práticos da intervenção – tais como materiais, metodologias e equipamentos adotados – são definidos no decorrer do próprio estudo, que serve como diretriz das etapas executivas subsequentes.

---

<sup>7</sup> Cabe ressaltar que a alternativa “fazer nada” pode, inclusive, configurar como uma das opções viáveis. Nestes casos, os custos decorrentes da convivência com os danos (incluindo eventuais manutenções corretivas tardias) devem ser levantados e postos para análise junto às demais alternativas.

Nesse sentido, diretrizes para seleção e aplicação de materiais e metodologias de reparo e reforço de estruturas de concreto podem ser obtidas no relatório técnico ACI 546 R (2004). Métodos para reparo de fissuras em estruturas de concreto – com indicativos de vantagens, desvantagens e aplicações práticas – são apresentados por ACI 224.1 R (2007). Finalmente, critérios e cálculos para análises econômicas, envolvendo a vida útil remanescente de estruturas de concreto, podem ser obtidos no ACI 365.1 R (2000).

## **7 CONCLUSÃO**

### **7.1 Considerações Finais**

Em todo seu decorrer, o presente trabalho não identificou nenhum fator impeditivo para a utilização de tanques de armazenamento em concreto pretendido como alternativa para parques de armazenamentos de petróleo, derivados e biocombustíveis.

Menor custo construtivo e operacional, maior vida útil, diminuição de volumes não movimentáveis, maior ocupação das áreas de tancagem, redução de perdas evaporativas, aumento da segurança operacional e menor impacto ambiental durante a fase operacional são algumas das possibilidades apontadas pela solução em concreto. Por seu maior porte, demanda fundações mais robustas que aquelas observadas para tanques de aço de mesma capacidade e terreno. Contudo, estimativas apontam que tal desvantagem não afeta o ganho financeiro apresentado por sua construção – mesmo antes de serem computados os benefícios operacionais e de manutenção obtidos pela maior campanha do equipamento.

Por se tratar de uma concepção completamente diferente daquela adotada há muitas décadas (tanques de armazenamento com estrutura metálica), a solução proposta precisa responder – e atender – a todas as necessidades e questionamentos que sejam a ela trazidos. O presente trabalho teve como objetivo subsidiar tais respostas – ou, ao menos, dar diretrizes às mesmas –, contemplando aspectos de projeto, construção, operação, inspeção e manutenção de tanques de armazenamento em concreto pretendido. Mudanças de paradigmas só se tornam possíveis quando conduzidas de forma tecnicamente consciente e responsável – aspectos quase tão fundamentais quanto a própria capacidade da comunidade técnica em se permitir inovar.

### **7.2 Sugestões para Trabalhos Futuros**

Para aprimorar a aplicabilidade da solução, faz-se interessante que investimentos em pesquisa e desenvolvimento sejam feitos, de tal forma enriquecer os conhecimentos envolvendo tanques de armazenamento em

concreto sob a luz das mais recentes tecnologias. Com isto, pode-se também assegurar à alternativa toda a confiabilidade demandada por sua operação – envolvendo aspectos de especificação, concepção, dimensionamento, detalhamento, construção, montagem, durabilidade, inspeção e reabilitação de todas suas partes. Nesse contexto, apresenta-se a seguir sugestões de pesquisa futuras, que irão agregar valor ao tema apresentado.

➤ **Avaliação estrutural de soluções:** Elaboração de estudos tanto para a aplicação integral dos ganhos obtidos com a solução em concreto, como para a definição de critérios de seleção entre as diversas concepções apresentadas neste trabalho. Tais análises podem envolver: estudos comparativos entre as diferentes concepções estruturais/construtivas aplicáveis *versus* dimensões básicas do tanque (diâmetro e altura); aprimoramento das concepções estruturais, por meio de análises de interação solo-estrutura, avaliando-se deslocamentos e tensões observados na estrutura como um todo (laje de fundo, costado, teto, suportes de teto, solos e elementos de fundação); estudos de viabilidade técnica, econômica e ambiental das diversas concepções; testes em modelos reduzidos, para completo entendimento do comportamento de tanques sob condições últimas (trazendo benefícios como o aprimoramento de modelos de análise e dimensionamento estrutural, a maior clareza sobre momentos verticais secundários despertados no costado, etc); dentre outras;

➤ **Materiais (concreto):** O contato quase contínuo da superfície interna do tanque com o produto armazenado sugere um completo estudo do comportamento do concreto frente aos diversos tipos de materiais armazenados – bem como com vapores, borras oleosas e outras substâncias associadas a eles. Isso permitiria maior garantia tanto da preservação de concreto e armaduras, quanto da estanqueidade da estrutura como um todo. Sendo assim, sugere-se um estudo comparativo de diversos traços e misturas, avaliando-se o comportamento dos diferentes concretos frente a tais agentes. Alguns aspectos do *concreto* relevantes a tal avaliação seriam: traço da mistura; fator água-cimento; emprego (e dosagens) de componentes especiais (cimentos, agregados, fibras, adições

e/ou aditivos); porosidade; retração; fluência; reações físico-químicas com substâncias armazenadas; capacidade de proteção das armaduras embutidas; resistência ao crescimento de fungos e outros agentes biológicos; dentre outros. Aspectos dos *produtos armazenados* relevantes à avaliação: flamabilidade; densidade; viscosidade; compatibilidade química com constituintes do concreto, das armaduras/sistemas de protensão e dos materiais seladores; grau de qualidade/ausência de contaminantes exigidos; dentre outros. A suscetibilidade (físico-química) das *armaduras e dos sistemas de protensão* ao contato eventual com essas substâncias armazenadas também merece ser alvo de estudos específicos;

➤ **Materiais (elementos de vedação, proteção e ligação):**

Realização de estudo comparativo semelhante ao mencionado no parágrafo anterior, voltado para materiais utilizados para proteção, ligação e vedação de elementos estruturais, e passíveis de serem adotados no projeto de tanques de concreto – tais como perfis e colares de vedação, aparelhos de apoio, enchimentos, revestimentos e forros protetores (*liners*);

➤ **Sistemas protetores:**

Condução de estudos que permitam a adequada seleção dos sistemas protetores da estrutura contra agentes agressivos – internos e/ou externos ao tanque. Tal análise poderá apontar o uso conjugado de mais de um sistema, empregando alternativas tais como: pinturas; camadas protetoras de argamassa/concreto (cimentícias e/ou poliméricas); *liners*; inibidores de corrosão; técnicas eletroquímicas; dentre outras;

➤ **Acessórios:**

Adequação dos acessórios demandados por tanques de armazenamento (para fundo, costado e teto) às condições constitutivas da solução em concreto. Tais acessórios (de forma análoga aos existentes em tanques convencionais) devem assegurar a correta operação, inspeção e manutenção do tanque, ao longo de toda sua campanha;

➤ **Programas de inspeção:**

Elaboração pormenorizada de programas de inspeção adequados à realidade de tanques de

armazenamento em concreto protendido. Devem envolver tanto a etapa de construção, quanto a de operação do equipamento, lançando mão de testes e ensaios que permitam uma completa avaliação da estrutura e de seus componentes, bem como uma adequada previsão da vida útil remanescente;

➤ **Avaliação da vida útil do equipamento:** Desenvolvimento de modelos de cálculo para estimativa da vida útil de tanques de armazenamento em concreto e/ou de seus componentes, levando-se em conta as particularidades da estrutura em questão. Na elaboração de tais modelos pode-se, dentre os fatores que merecem estudo, citar: características da concepção estrutural adotada (sistema de protensão, geometria da estrutura, ligações fundo-costado e costado-teto, espessuras de cobrimento, etc); características da composição adotada para formulação do concreto (tipos de cimento, características de aditivos e adições, fator água-cimento, etc); tipos de substâncias armazenadas em contato quase contínuo com a estrutura (petróleos e derivados, biocombustíveis, água de formação associada ao petróleo, borras oleosas decantadas no fundo, gases e vapores desprendidos pela superfície líquida, etc); cenários ambientais externos e velocidade de avanço da frente de carbonatação no concreto; e características dos ciclos de enchimento-esvaziamento do tanque;

➤ **Otimização da solução:** Aprimoramento do projeto de tanques de concreto, tendo como base as características peculiares apresentadas pela solução, tais como: adoção de geometria e detalhes de fundo, costado e acessórios (tais como misturadores) para minimização da borra oleosa formada durante a operação; possibilidade (técnica e legal) de redução das áreas de bacias de contenção; desenvolvimento de técnicas e tecnologias de projeto, de construção e de materiais para aprimoramento da segurança (das diversas concepções de tanques de concreto) em situações de incêndio (tais como: estudo de comportamentos e tempos de resistência das estruturas sob situações de incêndio; especificação de camadas adicionais de materiais, para aumento da resistência do concreto e das armaduras às chamas; emprego de sistemas de combate a incêndio com

uso de água ou líquido gerador de espuma; etc); necessidade do uso de sistemas de proteção contra descargas atmosféricas (SPDA); dentre outras;

➤ **Vasos de Armazenamento:** Estudos atualizados – e voltados para a realidade brasileira – para aplicações do concreto protendido como solução para vasos de armazenamento não abordados no presente trabalho, tais como tanques de armazenamento enterrados, tanques de baixa pressão e vasos de pressão (incluindo aplicações para armazenamento criogênico de substâncias como o GNL).

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AGÊNCIA NACIONAL DO PETRÓLEO, GÁS NATURAL E BIOCOMBUSTÍVEIS (ANP). **Resolução CNP n. 03, de 13 de janeiro de 1981**: dispõe sobre o armazenamento mínimo e o estoque de segurança de petróleo e de seus derivados. Brasília: Conselho Nacional do Petróleo, 1981.
- ALMEIDA, I. R. Concretos de Alto Desempenho. In: ISAIA, G. C. **Concreto**: Ensino, Pesquisa e Realizações. São Paulo: IBRACON, 2005. v. 2.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 201.1 R/2008**: Guide for Conducting a Visual Inspection of Concrete in Service. Farmington Hills: ACI, 2008.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 222 R/2001**: Protection of Metals in Concrete Against Corrosion. Farmington Hills: ACI, 2010. Publicação, jan. 2001; Revalidação, jan. 2010.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 222.2 R/2001**: Corrosion of Prestressing Steels. Farmington Hills: ACI, 2010. Publicação, jan. 2001; Revalidação, jan. 2010.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 224 R/2001**: Control of Cracking in Concrete Structures. Farmington Hills: ACI, 2008. Publicação, jan. 2001; Errata, mar. 2008.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 224.1 R/2007**: Causes, Evaluation, and Repair of Cracks in Concrete Structures. Farmington Hills: ACI, 2007.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 228.1 R/2003**: In-Place Methods to Estimate Concrete Strength. Farmington Hills: ACI, 2003.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 228.2 R/1998**: Nondestructive Test Methods for Evaluation of Concrete in Structures. Farmington Hills: ACI, 2004. Publicação, jan. 1998; Revalidação, jan. 2004.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 311.4 R/2005**: Guide for Concrete Inspection. Farmington Hills: ACI, 2005.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 318 M/2011**: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. Farmington Hills: ACI, 2012. Publicação, set. 2011; Errata, jul. 2012.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 350.1 M/2010**: Specification for Tightness Testing of Environmental Engineering Concrete Containment Structures and Commentary. Farmington Hills: ACI, 2011.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 350.2 R/2004**: Concrete Structures for Containment of Hazardous Materials. Farmington Hills: ACI, 2009. Publicação, jan. 2004; Errata, jul. 2009.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 350.4 R/2004**: Design Considerations for Environmental Engineering Concrete Structures. Farmington Hills: ACI, 2004.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 364.1 R/2007**: Guide for Evaluation of Concrete Structures Prior to Rehabilitation. Farmington Hills: ACI, 2007.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 365.1 R/2000**: Service-Life Prediction - State-of-the-Art Report. Farmington Hills: ACI, 2000.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 372 R/2003**: Design and Construction of Circular Wire- and Strand-Wrapped Prestressed Concrete Structures. Farmington Hills: ACI, 2003.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 373 R/1997**: Design and Construction of Circular Prestressed Concrete Structures with Circumferential Tendons. Farmington Hills: ACI, 2010. Publicação, jan. 1997; Revalidação, jan. 2010.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 506 R/2005**: Guide to Shotcrete. Farmington Hills: ACI, 2005.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 515.1 R/1979**: Guide to the Use of Waterproofing, Dampproofing, Protective, and Decorative Barrier Systems for Concrete. Farmington Hills: ACI, 1985. Publicação, jan. 1979; Revisão, jan. 1985.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 546 R/2004**: Concrete Repair Guide. Farmington Hills: ACI, 2004.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 548.1 R/2009**: Guide for the Use of Polymers in Concrete. Farmington Hills: ACI, 2009.

AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE. **API RP 545/2009**: Recommended Practice for Lightning Protection of Aboveground Storage Tanks for Flammable or Combustible Liquids. Washington, D.C.: API, 2009.

AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE. **API STD 650/2007**: Welded Tanks for Oil Storage. 11th. ed. Washington, D.C.: API, 2011. Publicação, jun. 2007; Adendo 1, nov. 2008; Adendo 2, nov. 2009; Adendo 3, ago. 2011; Errata, out. 2011.

AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE. **API STD 653/2009**: Tank Inspection, Repair, Alteration and Reconstruction. 4th. ed. Washington, D.C.: API, 2012. Publicação, abr. 2009; Adendo 1, ago. 2010; Adendo 2, jan. 2012.

AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE. **API STD 2350/2012**: Overfill Protection for Storage Tanks in Petroleum Facilities. 4th. ed. Washington, D.C.: API, 2012.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS. **ASTM C 157/2008**: Standard Test Method for Length Change of Hardened Hydraulic-Cement Mortar and Concrete. West Conshohocken: ASTM, 2008.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS. **ASTM C 876/2009**: Standard Test Method for Corrosion Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete. West Conshohocken: ASTM, 2009.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS. **ASTM D 1056/2007**: Standard Specification for Flexible Cellular Materials - Sponge or Expanded Rubber. West Conshohocken: ASTM, 2007.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS. **ASTM D 2850/2003**: Standard Test Method for Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils. West Conshohocken: ASTM, 2007. Publicação, nov. 2003; Revalidação, jan. 2007.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS. **ASTM D 4767/2011**: Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils. West Conshohocken: ASTM, 2011.

AMERICAN WATER WORKS ASSOCIATION. **AWWA D110/2004**: Wire- and Strand-Wound, Circular, Prestressed Concrete Water Tanks. Denver: AWWA, 2005. Publicação, jan. 2004; Errata, jan. 2005.

AMERICAN WATER WORKS ASSOCIATION. **AWWA D115/2006**: Tendon-Prestressed Concrete Water Tanks. Denver: AWWA, 2006.

ANDRADE, T.; SILVA, A. J. C. Patologia das Estruturas. In: ISAIA, G. C. **Concreto**: Ensino, Pesquisa e Realizações. São Paulo: IBRACON, 2005. v. 2.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 5419/2005**: Proteção de estruturas contra descargas atmosféricas. 2. ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2005.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 5628/2001**: Componentes construtivos estruturais - Determinação da resistência ao fogo. Rio de Janeiro: ABNT, 2011. Publicação, dez. 2001; Revalidação, set. 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 5674/1999**: Manutenção de edificações - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 1999.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 5681/1980**: Controle tecnológico da execução de aterros em obras de edificações. Rio de Janeiro: ABNT, 2008. Publicação, nov. 1980; Revalidação, nov. 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 5732/1991**: Cimento Portland comum. Rio de Janeiro: ABNT, 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 5733/1991**: Cimento Portland de alta resistência inicial. Rio de Janeiro: ABNT, 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 5735/1991**: Cimento Portland de alto-forno. Rio de Janeiro: ABNT, 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 5736/1991**: Cimento Portland pozolânico. Rio de Janeiro: ABNT, 1999. Publicação, jul. 1991; Errata, out. 1999.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 5737/1992**: Cimentos Portland resistentes a sulfatos. Rio de Janeiro: ABNT, 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 5738/2003**: Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova. Rio de Janeiro: ABNT, 2008. Publicação, dez. 2003; Emenda, jan. 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 5739/2007**: Concreto - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. 2. ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2012. Publicação, mai. 2007; Revalidação, mai. 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118/2007**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. 2. ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6122/2010**: Projeto e execução de fundações. 2. ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6123/1988**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro: ABNT, 1990. Publicação, jun. 1988; Errata, dez. 1990.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6349/2008**: Barras, cordoalhas e fios de aço para armaduras de protensão - Ensaio de tração. 2. ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6457/1986**: Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro: ABNT, 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6458/1984**: Grãos de pedregulho retidos na peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água. Rio de Janeiro: ABNT, 1988. Publicação, out. 1984; Errata, abr. 1988.

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6459/1984**: Solo - Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro: ABNT, 1984.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6484/2001**: Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2001.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6489/1984**: Prova de carga direta sobre terreno de fundação. Rio de Janeiro: ABNT, 1984.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6497/1983**: Levantamento geotécnico. Rio de Janeiro: ABNT, 1983.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6502/1995**: Rochas e solos. Rio de Janeiro: ABNT, 1995.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6508/1984**: Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica. Rio de Janeiro: ABNT, 1984.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7180/1984**: Solo - Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro: ABNT, 1988. Publicação, out. 1984; Errata, abr. 1988.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7181/1984**: Solo - Análise granulométrica. Rio de Janeiro: ABNT, 1988. Publicação, dez. 1984; Errata, abr. 1988.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7182/1986**: Solo - Ensaio de compactação. Rio de Janeiro: ABNT, 1988. Publicação, ago. 1986; Errata, abr. 1988.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7183/1982**: Determinação do limite e relação de contratação de solos. Rio de Janeiro: ABNT, 1982.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7185/1986**: Solo - Determinação da massa específica aparente, 'in situ', com emprego do frasco de areia. Rio de Janeiro: ABNT, 1988. Publicação, ago. 1986; Errata, abr. 1988.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7212/2012**: Execução de concreto dosado em central - Procedimento. 2. ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2012.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7215/1996**: Cimento Portland - Determinação da resistência à compressão. Rio de Janeiro: ABNT, 1997. Publicação, dez. 1996; Errata, ago. 1997.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7222/2010**: Concreto e argamassa - Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. 2. ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2011. Publicação, out. 2010; Emenda, mai. 2011.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7389-1/2009**: Agregados - Análise petrográfica de agregado para concreto - Parte 1: Agregado miúdo. Rio de Janeiro: ABNT, 2009.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7389-2/2009**: Agregados - Análise petrográfica de agregado para concreto - Parte 2: Agregado graúdo. Rio de Janeiro: ABNT, 2009.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7480/2007**: Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - Especificação. 2. ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7481/1990**: Tela de aço soldada - Armadura para concreto. Rio de Janeiro: ABNT, 1990.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7482/2008**: Fios de aço para estruturas de concreto protendido - Especificação. 2. ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7483/2008**: Cordoalhas de aço para estruturas de concreto protendido - Especificação. 2. ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7484/2009**: Barras, cordoalhas e fios de aço destinados a armaduras de protensão - Método de ensaio de relaxação isotérmica. 2. ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7584/2012**: Concreto endurecido - Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão - Método de ensaio. 2. ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7680/2007**: Concreto - Extração, preparo e ensaio de testemunhos de concreto. 2. ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7821/1983**: Tanques soldados para armazenamento de petróleo e derivados. Rio de Janeiro: ABNT, 2012. Publicação, abr. 1983; Revalidação, nov. 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8036/1983**: Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios. Rio de Janeiro: ABNT, 1983.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8044/1983**: Projeto geotécnico - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 1983.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8224/2012**: Concreto endurecido - Determinação da fluência - Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8522/2008**: Concreto - Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão. 2. ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8681/2003**: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2011. Publicação, mar. 2003; Errata, mar. 2004; Revalidação, mai. 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8802/2013**: Concreto endurecido - Determinação da velocidade de propagação de onda ultrassônica. 2. ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8953/2009**: Concreto para fins estruturais - Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência. 2. ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2011. Publicação, dez. 2009; Revalidação, mai. 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 9062/2006**: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. 2. ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 9603/1986**: Sondagem a trado - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 9604/1986**: Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 9778/2005**: Argamassa e concreto endurecidos - Determinação da absorção de água, índice de vazios e massa específica. 2. ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2011. Publicação, jul. 2005; Errata 1, mai. 2006; Errata 2, set. 2009; Revalidação, jan. 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 9779/2012**: Argamassa e concreto endurecido - Determinação da absorção de água por capilaridade. 2. ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 9813/1987**: Solo - Determinação da massa específica aparente in situ, com emprego de cilindro de cravação - Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 1987.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 9820/1997**: Coleta de amostras indeformadas de solos de baixa consistência em furos de sondagem - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2008. Publicação, set. 1997; Revalidação, jan. 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 9833/2008**: Concreto fresco - Determinação da massa específica, do rendimento e do teor de ar pelo método gravimétrico. 2. ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2009. Publicação, jan. 2008; Errata, set. 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 9895/1987**: Solo - Índice de suporte califórnia - Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 1987.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 10787/2011**: Concreto endurecido - Determinação da penetração de água sob pressão. 2. ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 10838/1988**: Solo - Determinação da massa específica aparente de amostras indeformadas, com emprego de balança hidrostática - Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 10905/1989**: Solo - Ensaios de palheta in situ - Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 1989.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 11578/1991**: Cimento Portland composto. Rio de Janeiro: ABNT, 1997. Publicação, jul. 1991; Errata, abr. 1997.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 12007/1990**: Solo - Ensaio de adesamento unidimensional - Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 1990.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 12052/1992**: Solo ou agregado miúdo - Determinação do equivalente de areia - Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2008. Publicação, abr. 1992; Revalidação, jan. 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 12069/1991**: Solo - Ensaio de penetração de cone in situ (CPT) - Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 12142/2010**: Concreto - Determinação da resistência à tração na flexão de corpos de prova prismáticos. 2. ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 12654/1992**: Controle tecnológico de materiais componentes do concreto. Rio de Janeiro: ABNT, 2000. Publicação, jun. 1992; Errata 1, out. 1992; Errata 2, mar. 2000.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 12655/2006**: Concreto de cimento Portland - Preparo, controle e recebimento - Procedimento. 2. ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 12770/1992**: Solo coesivo - Determinação da resistência à compressão não confinada - Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2008. Publicação, out. 1992; Revalidação, jan. 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 13044/2012**: Concreto projetado - Reconstituição da mistura recém-projetada. 2. ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 13069/2012**: Concreto projetado - Determinação dos tempos de pega em pasta de cimento Portland, com ou sem a utilização de aditivo acelerador de pega. 2. ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 13070/2012**: Moldagem de placas para ensaio de argamassa e concreto projetados. 2. ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 13116/1994**: Cimento Portland de baixo calor de hidratação. Rio de Janeiro: ABNT, 1994.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 13292/1995**: Solo - Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos granulares à carga constante - Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 1995.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 13317/2012**: Concreto projetado - Determinação do índice de reflexão por medição direta. 2. ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 13354/2012**: Concreto projetado - Determinação do índice de reflexão em placas. 2. ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 13597/2012**: Procedimento para qualificação de mangoteiro de concreto projetado aplicado por via seca. 2. ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 14026/2012**: Concreto projetado - Especificação. 2. ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 14278/2012**: Concreto projetado - Determinação da consistência através da agulha de Proctor. 2. ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 14279/1999**: Concreto projetado - Aplicação por via seca - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2011. Publicação, fev. 1999; Revalidação, set. 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 14545/2000**: Solo - Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos a carga variável. Rio de Janeiro: ABNT, 2011. Publicação, jul. 2000; Revalidação, set. 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 14827/2002**: Chumbadores em elementos de concreto ou alvenaria - Determinação de resistência à tração e ao cisalhamento. Rio de Janeiro: ABNT, 2011. Publicação, mar. 2002; Revalidação, mai. 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 14918/2002**: Chumbadores mecânicos pós-instalados em concreto - Avaliação do desempenho. Rio de Janeiro: ABNT, 2011. Publicação, dez. 2002; Revalidação, mai. 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 15049/2004**: Chumbadores de adesão química instalados em elementos de concreto ou de alvenaria estrutural - Determinação do desempenho. Rio de Janeiro: ABNT, 2011. Publicação, mar. 2004; Revalidação, jan. 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 15146-1/2011**: Controle tecnológico de concreto - Qualificação de pessoal - Parte 1: Requisitos gerais. Rio de Janeiro: ABNT, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 15200/2012**: Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. 2. ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 15421/2006**: Projeto de estruturas resistentes a sismos - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2011. Publicação, out. 2006; Revalidação, mai. 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 15558/2008**: Concreto - Determinação da exsudação. Rio de Janeiro: ABNT, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 15577-1/2008**: Agregados - Reatividade álcali-agregado - Parte 1: Guia para avaliação da reatividade potencial e medidas preventivas para uso de agregados em concreto. Rio de Janeiro: ABNT, 2008. Publicação, abr. 2008; Errata, nov. 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 15577-2/2008**: Agregados - Reatividade álcali-agregado - Parte 2: Coleta, preparação e periodicidade de ensaios de amostras de agregados para concreto. Rio de Janeiro: ABNT, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 15577-3/2008**: Agregados - Reatividade álcali-agregado - Parte 3: Análise petrográfica. Rio de Janeiro: ABNT, 2008. Publicação, abr. 2008; Errata, nov. 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 15577-4/2008**: Agregados - Reatividade álcali-agregado - Parte 4: Determinação da expansão em barras de argamassa pelo método acelerado. Rio de Janeiro: ABNT, 2009. Publicação, abr. 2008; Errata 1, nov. 2008; Errata 2, abr. 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 15577-5/2008**: Agregados - Reatividade álcali-agregado - Parte 5: Determinação da mitigação da expansão em barras de argamassa pelo método acelerado. Rio de Janeiro: ABNT, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 15577-6/2008**: Agregados - Reatividade álcali-agregado - Parte 6: Determinação da expansão em prismas de concreto. Rio de Janeiro: ABNT, 2008. Publicação, abr. 2008; Errata, nov. 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 17505-1/2013**: Armazenamento de líquidos inflamáveis e combustíveis - Parte 1: Disposições gerais. 2. ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2013. Publicação, fev. 2013; Errata, mar. 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 17505-2/2013**: Armazenamento de líquidos inflamáveis e combustíveis - Parte 2: Armazenamento em tanques e em vasos. 3. ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2013. Publicação, fev. 2013; Errata, mar. 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR NM 6/2000**: Perfil extrudado à base de elastômeros para juntas de estruturas de concreto - Determinação de características físicas, extração acelerada e efeito de álcalis. Rio de Janeiro: ABNT, 2011. Publicação, jul. 2000; Revalidação, nov. 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR NM 7/2000**: Perfil extrudado à base de cloreto de polivinila (PVC) para juntas de estruturas de concreto - Especificação. Rio de Janeiro: ABNT, 2011. Publicação, jul. 2000; Revalidação, nov. 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR NM 9/2003**: Concreto e argamassa - Determinação dos tempos de pega por meio de resistência à penetração. Rio de Janeiro: ABNT, 2011. Publicação, jul. 2003; Revalidação, nov. 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR NM 33/1998**: Concreto - Amostragem de concreto fresco. Rio de Janeiro: ABNT, 1998.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR NM 47/2002**: Concreto - Determinação do teor de ar em concreto fresco - Método pressométrico. Rio de Janeiro: ABNT, 2011. Publicação, dez. 2002; Revalidação, nov. 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR NM 67/1998**: Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. Rio de Janeiro: ABNT, 2011. Publicação, fev. 1998; Revalidação, nov. 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR NM 68/1998**: Concreto - Determinação da consistência pelo espalhamento na mesa de Graff. Rio de Janeiro: ABNT, 1998.

A-CONSULT LTD. **Aqua-Tank: The Concrete Solution**. Catálogo Técnico. East Drayton, 2011.

BARROS, S. M. **Tanques de Armazenamento**. Rio de Janeiro: Universidade Petrobras, 2012. 602 p.

BOEHM, D. Tank installation in challenging environments. **Tank Storage Magazine**, Surrey, v. 4, n. 4, p. 77-79, Aug. 2008.

BUSSARD, W. A. **Evaporation losses and their control in storage**. Petroleum Processing. Cleveland, p. 104-125. 1956.

CAMARGO, X. I. S. **Tanques para armazenamento de petróleo e hidrocarbonetos líquidos**. Nº Patente: C30106456-8, 02 abr. 2008.

CAMARGO, X. I. S.; FRAGELLI, C. A. **Tanques de concreto para petróleo, derivados e biocombustíveis**: anteprojetos e estudos. Rio de Janeiro: Energix Consultoria, 2011. Primeira edição, set. 2008; Data de Reapresentação, out. 2011.

CARMONA, T. G. **Modelos de previsão da despassivação das armaduras em estruturas de concreto sujeitas à carbonatação**. 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, 2005.

CARVALHO, E. C. **Avaliação Técnica-Econômica do Armazenamento, Transporte e Regaseificação do Gás Natural Liquefeito**. 2008. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Mecânica), Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, 2008.

CASCUDO, O. Inspeção e Diagnóstico de Estruturas de Concreto com Problemas de Corrosão da Armadura. In: ISAIA, G. C. **Concreto**: Ensino, Pesquisa e Realizações. São Paulo: IBRACON, 2005. v. 2.

COLLINS, M. P.; MITCHELL, D. **Prestressed Concrete Structures**. Englewood Cliffs: Prentice-Hall, 1991.

CRUZ, F. O. **Aspectos de Análise e Concepção para Reservatórios de Betão Armado**. 2009. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Aveiro. Aveiro, 2009.

DAS, B. M. **Shallow Foundations**: Bearing Capacity and Settlement. 2. ed. Boca Raton: CRC Press, 2009.

DÉCOURT, L.; ALBIERO, J. H.; CINTRA, J. C. A. Análise e Projeto de Fundações Profundas. In: HACHICH, W., et al. **Fundações**: Teoria e Prática. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNER-PRO 381/1998**: Projeto de aterros sobre solos moles para obras viárias. Rio de Janeiro: DNIT, 1998.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. **Recommendations for the design of prestressed concrete oil storage tanks**. Slough: FIP, 1978. Relatório técnico da extinta Fédération Internationale de la Précontrainte - FIP (atual Fédération Internationale du Béton - FIB).

FIGUEIREDO, A. D. Concreto com Fibras. In: ISAIA, G. C. **Concreto**: Ensino, Pesquisa e Realizações. São Paulo: IBRACON, 2005. v. 2.

FIGUEIREDO, E. P. Inspeção e Diagnóstico de Estruturas de Concreto com Problemas de Resistência, Fissuras e Deformações. In: ISAIA, G. C. **Concreto**: Ensino, Pesquisa e Realizações. São Paulo: IBRACON, 2005. v. 2.

FLÜGGE, W. **Stresses in shells**. 2nd. ed. New York: Springer-Verlag, 1973.

FRANKI ENGENHARIA E FUNDAÇÕES. **O Processo Franki**: Manual Completo. Catálogo Técnico. Rio de Janeiro, 2004. Versão digital disponível em: <[http://www.franki.com.br/manual\\_estaca\\_franki.pdf](http://www.franki.com.br/manual_estaca_franki.pdf)>. Acesso em: 12 Janeiro 2013.

GENTIL, V. **Corrosão**. 5. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2007.

GERWICK JUNIOR, B. C. **Construction of prestressed concrete structures**. 2nd. ed. Nova York: John Wiley & Sons, 1992. 592 p.

GRUPO STADIA. **Grupo Stadia**, 2012. Disponível em: <<http://www.grupostadia.com.br/building/projetos-building/companhia-de-cimento-itau-mg>>. Acesso em: 25 Outubro 2012.

HELENE, P. R. L. **Corrosão em Armaduras para Concreto Armado**. São Paulo: Pini, 1986.

HELENE, P. R. L. **Manual para reparo, reforço e proteção de estruturas de concreto**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1992.

ISAIA, G. C. (Ed.). **Concreto**: Ensino, Pesquisa e Realizações. São Paulo: IBRACON, 2005. 1600 p. 2 v.

LEONHARDT, F. **Prestressed Concrete**: Design and Construction. 2nd. ed. Berlim: Wolhelm Ernest & Sohn, 1964. 678 p.

LESLIE & ASSOCIATES, INC. **Civil Engineers Specializing in Municipal Water and Waste Water**, 2012. Disponível em: <<http://www.leslieassociates.com>>. Acesso em: 25 Outubro 2012.

LIN, T. Y.; BURNS, N. H. **Design of Prestressed Concrete Structures**. 3rd. ed. New York: John Wiley & Sons, 1982.

MARTIN, J. F. M. Aditivos para Concreto. In: ISAIA, G. C. **Concreto**: Ensino, Pesquisa e Realizações. São Paulo: IBRACON, 2005. v. 1.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto**: Microestrutura, Propriedades e Materiais. 3. ed. São Paulo: IBRACON, 2008.

MONTOYA, P. J.; MESEGUER, A. G.; CABRE, F. M. **Hormigón armado**. 9. ed. [S.l.]: Gustavo Gili, 1978. 2v.

NAWY, E. G. **Prestressed Concrete**: A Fundamental Approach. 2. ed. New Jersey: Prentice Hall, 1996.

PETROBRAS. **N-134/E**: Chumbadores para concreto. Rio de Janeiro: CONTEC, 2011.

PETROBRAS. **N-270/E**: Projeto de Tanque de Armazenamento Atmosférico. Rio de Janeiro: CONTEC, 2010.

PETROBRAS. **N-271/B**: Montagem de Tanques de Armazenamento. Rio de Janeiro: CONTEC, 2010.

PETROBRAS. **N-2318/F**: Inspeção em Serviço de Tanque de Armazenamento Atmosférico. Rio de Janeiro: CONTEC, 2010.

PORTLAND CEMENT ASSOCIATION. **Design of Circular Domes**. Skokie: PCA, 1992.

PRISZKULNIK, S. Inspeção e Diagnóstico de Estruturas de Concreto Afetadas pelas Reações Cimento-Agregado. In: ISAIA, G. C. **Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações**. São Paulo: IBRACON, 2005. v. 2.

PRUDÊNCIO JÚNIOR, L. R. Concreto Projetado. In: ISAIA, G. C. **Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações**. São Paulo: IBRACON, 2005. v. 2.

REPETTE, W. L. Concretos de Última Geração: Presente e Futuro. In: ISAIA, G. C. **Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações**. São Paulo: IBRACON, 2005. v. 2.

RIBEIRO, P. T. P. **Inspeção, Avaliação, Reforço e Recuperação das Estruturas de Concreto e Edificações**. Apresentação de aula. Rio de Janeiro: NTT, 2012.

SITTER, W. R. Costs for service life optimization: The "law of fives". In: **CEB-RILEM. Durability of concrete structures. Proceedings of the international workshop held in Copenhagen, on 18-20 May 1983**, Copenhagen, 1984. Workshop Report by Steen Rostam.

SOUZA, K. N. **Estudo experimental e probabilístico da vida útil de estruturas de concreto armado situadas em ambiente marítimo**: Influência do grau de saturação do concreto sobre a difusividade de cloretos. 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia Oceânica), Fundação Universidade Federal do Rio Grande. Rio Grande, 2005.

TAUBE, M. Ground improvement. **Tank Storage Magazine**, Surrey, v. 4, n. 4, p. 72-74, Aug. 2008.

TERZIAN, P. Concreto para Estruturas Pré-fabricadas. In: ISAIA, G. C. **Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações**. São Paulo: IBRACON, 2005. v. 2.

THOMAZ, E. **Fissuração: Casos Reais**. Rio de Janeiro: IME, 2003. Versão digital do artigo disponível em: <<http://aquarius.ime.br/~webde2/prof/ethomaz/fissuracao/sld000.html>>. Acesso em: 13 Novembro 2012.

TIMOSHENKO, S.; KRIEGER, S. W. **Theory of plates and shells**. 2nd. ed. New York: McGraw-Hill, 1959.

TOKYO GAS CO., LTD. **TG - LNG Technologies**, 2012. Disponível em: <<http://www.tokyo-gas.co.jp/Ingtech/ug-tank/index.html>>. Acesso em: 23 Outubro 2012.

TUUTTI, K. **Corrosion of steel in concrete**. 1982. Tese (Doutorado), Swedish Cement and Concrete Research Institute. Stockholm, 1982.

VALENTE, L. S. **Análise dinâmica para efeito de tornado e impacto de míssil**. 2012. Dissertação (Mestrado), Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2012.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações: Critérios de Projeto, Investigação de Subsolo e Fundações Superficiais**. São Paulo: Oficina de Textos, v. 1, 2004.

VSL. **DuraStor™ Prestressed Concrete Tanks**. Catálogo Técnico-Comercial. Baltimore, 2010.

## APÊNDICE A – MATERIAIS DE CONSTRUÇÃO

Conforme apontado pelo relatório técnico ACI 350.2 R (2009), o concreto – pelas suas próprias características e propriedades – é um material adequado a compor estruturas para contenção de líquidos perigosos, apresentando boas características tanto de estanqueidade, quanto de resistência ao fogo<sup>1</sup>. Para que se atinja esse comportamento, basta que tais estruturas sejam devidamente projetadas e construídas – o que engloba tanto as peças de concreto propriamente ditas, quanto as armaduras (ativas e passivas) necessárias ao correto funcionamento estrutural do tanque.

Contudo, esse cuidado com a estrutura deve começar antes mesmo da fase de dimensionamento e detalhamento, devendo iniciar-se já nas etapas de *seleção, especificação e fabricação* dos materiais constituintes do futuro tanque (concreto, armaduras, materiais selantes, revestimentos, etc). Em todas as etapas, é preciso que sejam contemplados os cenários de armazenamento aos quais os materiais constituintes do tanque estarão sujeitos – incluindo seus contatos com vapores, substâncias e resíduos associados aos produtos estocados.

O presente apêndice tem por objetivo fazer uma breve revisão dos aspectos necessários ao correto funcionamento de tanques de concreto, sob a ótica dos materiais que os compõem. Sem a pretensão de esgotar o assunto, as seções subsequentes visam subsidiar os demais capítulos deste trabalho com informações pertinentes, trazendo, sempre que possível, referências a bibliografias que abordem tal assunto de forma mais pormenorizada.

### A.1 Concreto

#### A.1.1 Aspectos Gerais

Constituído na sua forma mais básica pela mistura de cimento, água, agregados graúdos (pedra britada, seixo rolado, etc) e miúdos (areia), o

---

<sup>1</sup> Detalhes e diretrizes sobre o desempenho de tanques de concreto com protensão circunferencial sujeitos a situações de incêndio – efeitos nas propriedades dos materiais, performance da estrutura (comportamentos e tempos de resistência de concreto, armaduras de protensão e revestimentos), transferência de calor ao produto armazenado, etc –, podem ser obtidos em FIB (1978).

concreto é um dos materiais mais utilizados pela humanidade, devido tanto à alta moldabilidade apresentada quando fresco, como pela alta resistência à compressão quando endurecido. Quando utilizado em associação com armaduras – seção A.2 – produz materiais compostos<sup>2</sup> com propriedades superiores às apresentadas pelo concreto pelo ou aço isoladamente – maior resistência à tração, melhor ductilidade estrutural e menores deformações apresentadas. Isto se deve às boas propriedades de aderência existentes entre concreto e aço, aliada a comportamentos térmicos semelhantes de ambos sob temperatura ambiente. As proteções físicas e químicas fornecidas às armaduras completam o quadro de vantagens apresentadas por essa associação, aprimorando a durabilidade das estruturas (v. capítulo 5).

Principal responsável pelas propriedades características do concreto, o cimento tem suas reações químicas iniciadas quando do seu contato com água (aglomerante hidráulico), processo seguido da adição dos demais componentes – areia, brita, aditivos químicos e adições minerais.

Contudo, além do concreto, outros materiais cimentícios também encontram aplicação na construção dos tanques, tais como pastas de cimento (mistura de água e cimento), argamassas (mistura de pasta e areia) e grautes (argamassas fluidas e resistentes, contendo agregados e/ou aditivos químicos especiais<sup>3</sup>). Podem ser utilizados para enchimento das bainhas (de cabos de protensão aderentes), em reparos localizados na estrutura ou ainda para execução de regiões sujeitas a altas concentrações de tensões.

## A.1.2 Composição e Estrutura

### i) Cimento

O aglomerante hidráulico tipicamente utilizado para elaboração de concretos para a construção civil é aquele obtido da moagem de clínquer Portland, ao qual, durante o processo, são adicionadas quantidades de gesso

---

<sup>2</sup> Denominados de *concreto armado*, no caso do uso de armaduras passivas, ou de *concreto protendido*, no caso de armaduras ativas.

<sup>3</sup> Exemplos destes casos são os grautes de retração compensada – passíveis de serem utilizados em fechamentos de ancoragens dos cabos de protensão, em preenchimentos de vazios de concretagem e na fixação de bocais e insertos à estrutura. Devem ser do tipo não metálico, e respeitar as restrições da ABNT NBR 6118 (2007) quanto à presença de cloretos em sua composição.

(sulfato de cálcio) com o objetivo de se retardar o início da pega (e evitando, assim, o imediato endurecimento do cimento ao ser hidratado). Em tal composição mais básica – onde recebe a denominação de *cimento Portland comum*, ou CP I – o cimento encontra poucas aplicações práticas. É quando são adicionados, também durante a moagem do clínquer, certas quantidades de outras substâncias especiais (escórias de alto-forno, materiais pozolânicos e/ou materiais carbonáticos) que o cimento Portland passa a compor diversas soluções para a construção civil. Dependendo dos teores das adições – e das consequentes propriedades e comportamentos – o cimento Portland pode ser classificado nos seguintes tipos:

- **Cimento Portland Comum com Adições (CP I - S):** cimento Portland comum com adição de 5% de material pozolânico, também pouco utilizado;
- **Cimento Portland Composto (CP II):** material com composições intermediárias entre os cimentos Portland comum (CP I) e os com adições (CP III e CP IV). Possuem larga aplicação na construção civil. São fabricados em três tipos: com adição de escória de alto-forno (CP II-E), de fíler calcário (CP II-F) ou de pozolana (CP II-Z);
- **Cimento Portland de Alto-Forno (CP III):** cimento obtido com adições de escórias granuladas de alto-forno (de 35 a 70%), podendo possuir também teores de material carbonático (até 5%). Apresenta melhores comportamentos em ambientes severos (áreas industriais, contato com líquidos agressivos, agregados reativos, etc) e aplicações específicas (concreto-massa, obras submersas, pisos industriais, etc), além de demandar menor energia na fase produtiva;
- **Cimento Portland Pozolânico (CP IV):** cimento com alto teor de pozolana (15 a 50%), apresentando baixos valores de calor de hidratação (útil para peças de elevado volume de concreto e/ou concretagens sob temperaturas elevadas) e estabilidade com agregados reativos e ambientes de ataques ácidos;
- **Cimento Portland de Alta Resistência Inicial (CP V-ARI):** cimento que origina concretos que apresentam altas resistências nas primeiras idades da estrutura. A alta reatividade do material é obtida pela

maior moagem do clínquer durante sua fabricação. Pode possuir a adição de material carbonático (fíler calcário, até 5%), produz elevado calor de hidratação e tem menor resistência a agregados reativos. Largamente utilizado em situações que demandem desfôrma rápida das peças estruturais e/ou aplicações específicas (concreto protendido de pré ou pós tração e pisos industriais).

Além do tipo, cimentos também devem ser classificados quanto aos níveis de resistência à compressão atingidos – medidos em corpos de prova compostos por argamassa normalizada, feitos a partir do cimento em questão. Tal classificação é feita segundo a resistência obtida aos 28 dias de idade, em megapascals, logo após a designação do tipo do cimento (p. ex.: CP II-E-32).

Outras propriedades e características do cimento também podem influenciar a durabilidade do concreto que ele dá origem – tais como resistência a sulfatos, níveis de calor de hidratação, reatividade com agregados, etc. Informações sobre características de tais cimentos são fornecidas na seção 5.2.1 (alínea i).

## ii) Água

Responsável pelo início das reações químicas que produzem as propriedades características do concreto (pega), a água também desenvolve um papel fundamental na qualidade destas propriedades – especialmente no que tange seu teor empregado durante a mistura. Para que possa ser fabricado, concretos tipicamente demandam o uso de um volume adicional de água – além daqueles demandados para os processos de hidratação do cimento –, de tal forma que sejam apresentadas propriedades favoráveis a etapa de concretagem (trabalhabilidade). Esta *água de amassamento*, após o endurecimento da mistura, apresenta uma tendência natural à evaporação, o que o faz dotando o concreto de uma rede nanométrica de vazios interligados. Dentre outras características, a resistência mecânica é uma das mais influenciadas por tais vazios.

Uma das formas de se controlar a quantidade de água durante a mistura do concreto é por meio da relação, em volume, das quantidades de água e cimento – o denominado fator água-cimento. Sabe-se que a resistência à compressão dos concretos varia inversamente com esta relação água-cimento

(lei de Abrams), uma vez que maior será a quantidade de vazios (*porosidade*), bem como o diâmetro desses poros (*porometria*). Como se verá adiante (capítulo 5), estas propriedades serão fundamentais, também, na definição dos aspectos de durabilidade das estruturas de concreto.

### **iii) Agregados**

Responsáveis pelo fornecimento da estrutura mineralógica do concreto à qual a pasta de cimento fica a cargo de unir, agregados (grãos e miúdos) contribuem de grande forma para as características do mesmo. Dentre as características dos agregados que mais afetam a resistência à compressão de concretos, pode-se citar: resistência ao esmagamento, módulo de elasticidade, granulometria, dimensão máxima, módulo de finura, forma, textura superficial, natureza mineralógica e absorção.

### **iv) Aditivos químicos e adições minerais**

Tendo em vista a grande diversidade de aplicações práticas para o concreto, não raro surgem situações que demandam o aprimoramento de algumas de suas propriedades – seja no estado plástico, seja no endurecido. Como se verá adiante, diversos materiais têm sido desenvolvidos com a capacidade de que, ao serem adicionados às misturas de concretos, possam aprimorar tais características dos mesmos.

Tais materiais são os *aditivos químicos* (formulações, tipicamente na forma líquida, que auxiliam propriedades tais como trabalhabilidade e controle dos tempos de pega) e as *adições minerais* (materiais particulados, com finuras e composições formuladas para proporcionar melhorias ao concreto tais como aumento da sua resistência mecânica).

### **v) Estrutura do concreto**

O concreto é um material composto, heterogêneo, que apresenta duas fases básicas: a matriz (composta pela pasta de cimento) e a carga (composta pelos agregados). Das características dessas fases, bem como das suas interações (na denominada ligação agregado-pasta, ou zona de transição), é que advém o comportamento final do concreto. Ao se controlar a qualidade destas regiões e ligações, pode-se minimizar o surgimento de microfissuras (durante o carregamento ou a própria retração do concreto durante sua

secagem), aumentando assim sua capacidade resistente. O estudo de toda essa microestrutura – bem como da sua conexão com materiais, procedimentos e propriedades do concreto – é o campo de estudo da área do conhecimento designada *Tecnologia do Concreto*.

### vi) Requisitos de materiais constituintes

Diversas são as normas que estabelecem requisitos de fabricação e critérios para classificação, recebimento e aceitação dos diversos materiais componentes de concretos. A Tab. A- 1 fornece algumas delas.

**Tab. A- 1:** Normas de referência para materiais constituintes de concretos.

Documento	Descrição
ABNT NBR 5732 (1991)	Especificação do cimento Portland comum
ABNT NBR 11578 (1997)	Especificação do cimento Portland composto
ABNT NBR 5735 (1991)	Especificação do cimento Portland de alto-forno
ABNT NBR 5736 (1999)	Especificação do cimento Portland pozolânico
ABNT NBR 5733 (1991)	Especificação do cimento Portland de alta resistência inicial
ABNT NBR 5737 (1992)	Especificação do cimentos Portland resistentes a sulfatos
ABNT NBR 13116 (1994)	Especificação do cimento Portland de baixo calor de hidratação
ABNT NBR 7215 (1997)	Determinação da resistência à compressão de argamassa normalizada de Cimento Portland
ABNT NBR 7389-1 (2009)	Análise petrográfica de agregado miúdo para concreto
ABNT NBR 7389-2 (2009)	Análise petrográfica de agregado graúdo para concreto
ABNT NBR 15577 - Partes 1 a 6 (2008)	Diretrizes, amostragem, ensaios e análises para verificação da potencialidade reativa de agregados em presença de álcalis do concreto

### A.1.3 Propriedades e Características

Diversas são as propriedades do concreto que devem ser controladas durante sua fabricação ou mesmo após a edificação da estrutura, tendo em vista a grande influência que exercem impacto em requisitos de estabilidade e durabilidade desta. De uma forma geral, podem ser classificadas em propriedades do *concreto fresco* ou do *concreto endurecido*. Enquanto na primeira categoria estão aspectos da massa de concreto ainda fluida – tais como trabalhabilidade, segregação, tempos de pega e exsudação –, na última

agrupam-se as características físicas, químicas e mecânicas da peça solidificada – massa específica, dilatação térmica, comportamentos resistentes, fluência, porosidade, teores químicos de elementos prejudiciais, dentre outras. Todas merecem atenção, e suas sensibilidades a materiais, formulações, procedimentos, intempéries e agentes químicos (intrínsecos ou extrínsecos à estrutura) devem ser adequadamente conhecidas e levadas em consideração.

Dentre estas propriedades, uma que merece destaque – e que é passível de apresentar manifestações que se enquadrem nas duas classificações anteriores – é a *retração*, que pode ser descrita como a redução volumétrica do concreto, decorrente da perda de água e/ou das suas reações químicas internas. Uma forma de analisar sua ocorrência é subcategorizado-a em cinco componentes:

- **Retração plástica:** Aquela que ocorre no concreto ainda plástico (antes do final da pega), graças à alta evaporação da água exsudada pela superfície exposta do volume concretado;
- **Retração por secagem (ou *retração hidráulica*):** Ocorre após o fim da pega, e é resultado da evaporação das águas de poro do concreto endurecido para o ambiente externo;
- **Retração autógena:** Decorrente de reduções volumétricas dos compostos de cimento durante a hidratação<sup>4</sup> (retração química) e/ou da cessão de águas de poro do concreto para promoção de tal reação (autodessecação);
- **Retração térmica:** Promovida pela contração térmica (ao resfriar-se) apresentada por concretos jovens – logo após terem sofrido uma dilatação decorrente das suas fortes reações (exotérmicas) de hidratação – ou maduros – graças a efeitos térmicos cíclicos dos seus entornos (insolação, armazenamento de produto aquecido, etc);
- **Retração por carbonatação:** Causada pela reação do dióxido de carbono (CO<sub>2</sub>) do ambiente com os produtos hidratados do concreto – como o hidróxido de cálcio, Ca(OH)<sub>2</sub> –, que aumenta localmente a

---

<sup>4</sup> Que provém do fato de os produtos resultantes (do processo de hidratação) possuírem volumes menores que os dos materiais que originaram a reação (cimento e água).

compressibilidade das pasta de cimento<sup>5</sup>. É típica de locais que apresentem valores intermediários de umidade relativa do ar.

Como se pode ver, a retração é influenciada por diversos fatores – internos (porosidade, materiais, etc) e externos (procedimentos, ambiente, etc) ao elemento estrutural –, afetando diretamente aspectos finais da peça tais como fissuração, permeabilidade e rigidez – o que faz com que tenha grande influência sobre aspectos de projeto, construção e durabilidade das estruturas.

Critérios e requisitos para a retração e as demais propriedades do concreto são definidos pelas normas como a ABNT NBR 6118 (2007) e a ABNT NBR 12655 (2006). Diretrizes para cuidados e controles das mesmas podem ser obtidas em Isaia (2005) e Mehta e Monteiro (2008).

#### **A.1.4 Fabricação**

##### **i) Procedimentos Construtivos**

A fabricação do concreto pode se dar na obra, executada de forma manual por equipe própria. Contudo, obras de grande vulto e que movimentam grandes volumes de concreto costumam obtê-lo de centrais fabris dedicadas à esse propósito, o que permite melhor controle de qualidade da produção. Tais centrais dosadoras e misturadoras podem ser montadas no próprio local da obra, ou podem tratar-se de usinas de concreto externas especializadas neste tipo de serviço.

Independentemente do local da sua fabricação, diversas outras etapas decorrem desde a mistura do concreto até o seu endurecimento nas fôrmas – etapas tais como transporte, lançamento, adensamento, acabamento e cura. Em todas, faz-se fundamental um completo cuidado e acompanhamento dos procedimentos construtivos empregados, tendo-se em vista ser nestas etapas a origem de grande parte das patologias observadas em estruturas de concreto. Para garantia desse controle, a norma ABNT NBR 12655 (2006) estabelece requisitos, critérios e exigências que devem ser seguidos durante a fabricação e recebimento de concretos. Adicionalmente, requisitos para concretos dosados em centrais – no que diz respeito ao armazenamento de

---

<sup>5</sup> Além de promover deformações no concreto, a carbonatação também é responsável por reduzir o pH do mesmo, fato que contribui para a deterioração de estruturas (v. seção 5.1.2).

materiais, dosagem, mistura, transporte, controle e recebimento – são estabelecidos pela ABNT NBR 7212 (2012).

## ii) Controle de qualidade do concreto

É fundamental que um adequado controle de qualidade do concreto abranja todo seu processo produtivo. Isso envolve não apenas os ensaios referentes aos seus materiais constituintes (mencionados na seção A.1.2), mas também todas as etapas de elaboração do concreto propriamente dito – conforme mencionados na alínea anterior.

Requisitos e diretrizes sobre o controle tecnológico do concreto são estabelecidos pelas normas ABNT NBR 12654 (2000) – que trata dos seus materiais componentes (cimento, agregados, água, aditivos e adições minerais) – e ABNT NBR 15146-1 (2011) – que aborda a qualificação da mão-de-obra responsável pela execução das atividades de controle da qualidade do concreto e de seus constituintes. Contudo, diversas outras normas e documentos técnicos apontam critérios e requisitos a serem respeitados pelo concreto estrutural – seja durante a concretagem, seja nas primeiras idades da estrutura. A Tab. A- 2 a seguir apresenta algumas delas – muitas das quais fundamentais para a garantia de estanqueidade demandada por tanques de armazenamento.

**Tab. A- 2:** Referências para ensaios de estruturas de concreto durante sua construção.

Documento	Descrição
ABNT NBR 5628 (2011)	Ensaio para determinação da resistência ao fogo de componentes construtivos estruturais em concreto
ABNT NBR NM 33 (1998)	Coleta e preparação de amostras de concreto fresco, para realização de outros ensaios
ABNT NBR NM 67 (2011)	Ensaio de consistência de concretos frescos pelo abatimento de tronco de cone ( <i>slump test</i> )
ABNT NBR NM 68 (1998)	Ensaio de consistência de concretos pelo espalhamento na mesa de Graff
ABNT NBR NM 9 (2011)	Ensaio para determinação dos tempos de pega do concreto, por meio da resistência à penetração
ABNT NBR 5738 (2008)	Moldagem e cura de corpos-de-prova de concreto para utilização em outros ensaios (estruturas novas)
ABNT NBR 7680 (2007)	Extração, preparo e ensaio de testemunhos de concreto (estruturas existentes)
ABNT NBR 5739 (2012)	Ensaio para determinação da resistência à compressão de corpos-de-prova cilíndricos de concreto
ABNT NBR 7222 (2011)	Ensaio para determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos de concreto
ABNT NBR 12142 (2010)	Ensaio para determinação da resistência à tração na flexão de corpos-de-prova prismáticos de concreto

Documento	Descrição
ABNT NBR 8522 (2008)	Ensaio para determinação do módulo de elasticidade (estático) à compressão do concreto
ABNT NBR NM 47 (2011)	Ensaio para determinação do teor de ar incorporado no concreto fresco, pelo método pressométrico
ABNT NBR 9833 (2009)	Ensaio para determinação da massa específica, do rendimento e do teor de ar do concreto fresco, pelo método gravimétrico
ABNT NBR 15558 (2008)	Ensaio para determinação do teor de água exsudada do concreto fresco
ABNT NBR 10787 (2011)	Ensaio para determinação da penetração de água sob pressão em corpos-de-prova prismáticos de concreto endurecido
ABNT NBR 9778 (2011)	Ensaio para determinação da absorção de água, do índice de vazios por imersão e fervura, e das massas específicas de concretos endurecidos
ABNT NBR 9779 (2012)	Ensaio para determinação da absorção de água por capilaridade do concreto endurecido
ASTM C 157 (2008)	Ensaio para determinação de variações geométricas no concreto endurecido, produzidas por fatores independentes de forças aplicadas ou variações de temperatura (ensaio de retração)
ABNT NBR 8224 (2012)	Ensaio para determinação das deformações do concreto endurecido, produzidas pela aplicação de um carregamento constante ao longo do tempo (ensaio de fluência)
ABNT NBR 7584 (2012)	Avaliação da dureza superficial de concreto endurecido pelo esclerômetro de reflexão
ABNT NBR 8802 (2013)	Ensaio não destrutivo para medição da velocidade de propagação de onda ultrassônica em elemento de concreto endurecido
ACI 228.1 R (2003)	Apresenta diversos métodos alternativos para avaliação da resistência do concreto in loco, tanto de estruturas novas como de existentes. Inclui critérios para planejamento, execução e interpretação dos mesmos
ACI 201.1 R (2008)	Apresenta referências para execução de inspeção visual de superfícies de concreto
ACI 224 R (2008)	Fornecer informações para avaliação de fissuras em estruturas de concreto

## A.1.5 Tipos de Concretos

### i) Concretos convencionais e concretos especiais

De uma forma geral, a mistura cimento, agregados e água – conforme descrita nos itens anteriores – é capaz de atender a contento a um sem-número de situações cotidianas, no que se refere a construções civis. Situações rotineiras, aonde características pontuais desse concreto convencional não venham a ser interessantes – tempo de pega, valores do abatimento, características da trabalhabilidade, etc –, podem ainda ser aperfeiçoadas com o uso de aditivos e/ou adições, de forma relativamente consagrada pela prática.

Contudo, existem aplicações específicas onde mudanças radicais nas características e propriedades do concreto precisam ser feitas – sejam elas do seu estado fresco, sejam do seu estado endurecido. Desta forma, faz-se necessário implementar alterações em seus constituintes e/ou procedimentos

executivos, de tal forma que concretos com propriedades especiais sejam produzidos.

Tais características a serem aperfeiçoadas podem estar relacionadas com diversos aspectos do concreto, dentre os quais se podem citar:

➤ **Propriedades físico-químicas:** Diminuição ou aumento da massa específica do concreto, redução dos fenômenos de retração e exsudação, incremento da resistência ao ataque de agentes químicos e biológicos, redução da condutividade térmica, aumento da resistência a altas temperaturas, melhorias na microestrutura do concreto, redução da porosidade e da permeabilidade, aumento ou redução de propriedades dielétricas, dotação de cor e melhora da resistência à abrasão;

➤ **Propriedades mecânicas:** Aumento das resistências do concreto, redução do seu aspecto frágil, melhorias no seu comportamento frente à fluência e à fadiga, alteração do seu módulo de deformação e aumento da aderência;

➤ **Características da trabalhabilidade:** Aumento ou redução da consistência do concreto fresco, diminuição do risco de segregação dos seus componentes, resistência à passagem por obstáculos e maior agilidade da etapa construtiva.

O aprimoramento de uma ou mais dessas propriedades tem, em grande parte dos casos, o objetivo de promover o comportamento da estrutura frente à cenários específicos com os quais ela irá se defrontar – seja pela ótica da estabilidade e da utilização, seja pela da durabilidade. Por esse alto grau de performance exigido, é de se esperar um rigor ainda maior na seleção dos materiais, bem como na condução dos procedimentos executivos. Não raro, pequenas variações (qualitativas ou quantitativas) em um dos componentes do concreto são capazes de promover drásticas alterações nas suas propriedades finais. De forma análoga, mistura, transporte, lançamento, adensamento e cura demandam cuidados adicionais, tendo em vista a maior sensibilidade dos complexos processos físicos e químicos envolvidos. Por todos esses fatores, concretos especiais exigem um controle de qualidade ainda mais atuante no decorrer de toda sua fabricação – demandando, muitas vezes, a realização de ensaios e testes específicos.

Por outro lado, apesar desse maior rigor tecnológico, o desenvolvimento de concretos especiais costuma ser orientado tendo-se como base a infraestrutura existente para produção do concreto convencional. Desta forma, sua elaboração procura utilizar (dentro do permitido por cada tecnologia) mão-de-obra, equipamentos, materiais e procedimentos já consagrados na indústria da construção civil – o que reduz os custos e dificuldades associados à sua implantação na cadeia produtiva.

Nas alíneas seguintes, procura-se apresentar concretos especiais cujo emprego possa encontrar aplicação na construção e utilização de tanques de armazenamento em concreto protendido. Nesse ponto, cabe destacar que a nomenclatura dada aos concretos especiais costuma ter razões práticas, baseadas no histórico dos seus desenvolvimentos e motivações<sup>6</sup>. Contudo, cabe ressaltar que um mesmo concreto pode ser desenvolvido para apresentar propriedades que permitam enquadrá-lo em mais de uma dessas categorias – pode-se, por exemplo, formular um concreto de alto desempenho com comportamento autoadensável, e que receba ainda a adição de fibras. Deve-se ter em mente, no entanto, que todos os elementos adicionados ao concreto (aditivos, adições, cimentos, agregados e fibras) devem ter seu comportamento avaliado (individual e conjuntamente) frente às propriedades resultantes apresentadas, tanto no estado fresco do concreto, como no endurecido – avaliação essa nem sempre fácil, e algumas vezes ainda não plenamente conhecida pela própria comunidade técnica.

## **ii) Concreto de alto desempenho (CAD)**

Conforme apontado em A.1.2, as características dos poros do concreto têm papel fundamental nos comportamentos mecânico e de durabilidade da estrutura final. Nesse sentido, ao longo das últimas décadas, diversos esforços têm sido feitos na direção de diminuir tais vazios. Um deles foi o desenvolvimento de aditivos químicos que permitem que um menor volume de água seja necessário à mistura do concreto sem prejuízos à trabalhabilidade do material – com destaque para os aditivos superplastificantes, que permitem a

---

<sup>6</sup> Em alguns casos sua denominação traz ligações com as características para as quais foram elaborados – tais como “concreto de alto desempenho”, “concreto de retração compensada”, “concreto autoadensável”, etc. Em outros, guarda relação com os materiais empregados na sua composição – “concreto polimérico”, “concreto reforçado com fibras”, etc. Outros, ainda, possuem sua designação baseada nos seus procedimentos executivos – “concreto projetado”, “concreto pré-moldado”.

confeção de concretos com baixos fatores água-cimento (entre 0,2 e 0,4). Com a redução da porosidade, maior qualidade na cristalização resultante da hidratação do cimento é obtida, fortalecendo resistência e durabilidade tanto na fase pasta de cimento, como na zona de transição.

Ao mesmo tempo, os efeitos de adições minerais ao concreto – tais como microssílica (ou sílica ativa), cinzas volantes, pozolana naturais, cinzas de casca de arroz e metacaulim – têm sido cada vez mais estudados e entendidos. Tais materiais atuam na microestrutura do concreto, tanto física – preenchendo vazios e aumentando a coesão da fase pasta de cimento e da ligação agregado-pasta –, quanto quimicamente – promovendo a transformação do hidróxido de cálcio no resistente silicato de cálcio hidratado (reação pozolânica) –, contribuindo também para a melhoria das propriedades finais do concreto.

Como a primeira propriedade a ter sido observada nesses novos concretos foi a resistência mecânica – cujos valores de resistência à compressão apresentam-se várias vezes superiores aos daqueles obtidos convencionalmente – tais materiais foram denominados inicialmente como *concretos de alta resistência*. Contudo, dada a redução tanto da quantidade de poros (porosidade), quanto do diâmetro destes (porometria), ganhos também foram obtidos no que tange a durabilidade. Dessa forma, tais concretos passaram a ser denominados *concretos de alto desempenho (CAD)*<sup>7</sup>. Conforme ressaltam Mehta e Monteiro (2008), elementos construídos em CAD são adequados para aplicações que exigem estruturas impermeáveis e livres de fissurações, que estão sujeitas à ação de fluidos agressivos e de condições ambientais severas – mesmo sendo projetadas para vidas úteis da ordem de 100 anos –, caso de plataformas *offshore*, pontes de vãos longos e tabuleiros de viadutos.

Tendo em vista as características do material – tal como alta fluidez (que exige ensaios especiais), sensibilidade a dosagens de seus componentes e elevada resistência da pasta de cimento (que passa a demandar agregados de alta qualidade) –, cuidados adicionais devem ser conduzidos no processo de

---

<sup>7</sup> Tal nomenclatura não é consenso na comunidade internacional. Contudo, para fins práticos do presente trabalho – e tendo em vista as condições de construção e utilização em tanques de armazenamento em concreto –, a designação de concreto de alto desempenho faz menção a materiais que reúnam, concomitantemente, qualidades de alta resistência mecânica, alta durabilidade e alta trabalhabilidade.

controle de qualidade dos CAD's. Além disso, características do material que são parâmetros básicos de projeto – tais como módulo de elasticidade, resistência à tração, deformações últimas, retração, fluência e ductilidade das peças de concreto – demonstram comportamento diferenciado àqueles apresentados por concretos convencionais<sup>8</sup>, aspecto esse que deve ser adequadamente contemplado durante o dimensionamento das estruturas. Diretrizes gerais sobre composição, comportamento, controle e processos executivos de concretos de alto desempenho podem ser obtidos em Almeida (2005).

### iii) Concreto projetado

Concreto projetado é aquele cujo preparo lhe confere a capacidade de ser transportado por uma tubulação e projetado – sob pressão e com elevada velocidade – contra uma superfície, sendo simultaneamente compactado (PRUDÊNCIO JÚNIOR, 2005). Costuma possuir dimensão máxima de agregado superior a 4,8mm e teor de argamassa tipicamente elevado. Por todas essas características, deve apresentar tempos de pega muito curtos, desenvolvimento acelerado da resistência à compressão nas primeiras idades, além de facilidade de bombeamento pelos equipamentos de projeção. A norma que estabelece critérios e condições para sua utilização é a ABNT NBR 14026 (2012).

No que tange os processos de projeção, pode-se classificar o concreto projetado em dois tipos: por *via seca* e por *via úmida*. No primeiro, cimento e agregados são lançados misturados no equipamento de projeção, enquanto a introdução da água e aditivo químico se dá junto ao bico de projeção. Seu equipamento de projeção é composto por um rotor de câmaras vazias, cujas funções são receber a mistura, pressurizá-la com ar comprimido e enviá-la (de forma quase contínua e por meio de um mangote) até o bico de projeção. Na concretagem por via úmida, uma mistura de água, cimento e agregados é introduzida na máquina de projeção, sendo o aditivo incorporado no bico de projeção (ou, alternativamente, no magote, a cerca de três metros dele). A projeção via úmida pode, ainda, ser subdividida em dois sistemas, função

---

<sup>8</sup> Na realidade brasileira de estruturas em concreto, pode-se entender “concretos convencionais” como sendo, em termos práticos, aqueles com resistência característica à compressão ( $f_{ck}$ ) iguais ou inferiores a 50 MPa – ou seja, aqueles pertencentes ao grupo II da norma ABNT NBR 8953 (2011).

também do tipo de equipamento utilizado: de *fluxo denso*, que utiliza bombas (de pistão ou de parafuso com rosca sem fim) dedicadas ao transporte do concreto plástico até o bico de projeção (onde são injetados o ar comprimido e os aditivos); e de *fluxo aerado*, que utiliza bombas a rotor (semelhantes ao equipamento da projeção via seca) e ar comprimido para transportar o concreto plástico por todo o mangote, até o bico de projeção, onde são introduzidos os aditivos.

Para que tais características sejam obtidas, cuidados especiais devem ser dados aos materiais componentes, o que começa pela seleção criteriosa do tipo de cimento adotado. A definição da curva granulométrica dos agregados também deve ser cuidadosa, tendo em vista influenciar no consumo de cimento, nas perdas de massas projetadas não aderentes (reflexão), no desgaste dos equipamentos e na retração do concreto – referências granulométricas podem ser obtidas em ACI 506 R (2005).

Aditivos químicos são fundamentais ao funcionamento do concreto projetado, tendo em vista suas características e requisitos de desempenho. Dois são os tipos de aditivos tipicamente utilizados: os redutores de água (plastificantes, polifuncionais e superplastificantes) e os aceleradores de pega. Os primeiros tem uso em aplicações realizadas por via úmida, e se fundamenta no alto teor de argamassa dos concretos projetados somado a presença de agregados graúdos na mistura: viabilizam o processo de bombeamento sem necessidade de elevados fatores água-cimento (permitindo, assim, o alcance das resistências exigidas e a garantia da durabilidade). Já os aditivos aceleradores têm aplicação em projeções por via úmida e por via seca, e têm a função de garantir a concretagem de superfícies verticais e de ponta-cabeça (com considerável espessura de camada), assegurando, ainda, as resistências à baixa idade de projeto.

A dosagem do concreto projetado, além de criteriosa, deve respeitar o método de projeção empregado. Isso se dá porque, se por um lado a projeção via úmida lida com concretos plásticos – o que faz com que o fator água-cimento seja o elemento norteador da dosagem –, por outro a dosagem do concreto projetado por via seca leva em conta a consistência seca do mesmo – onde é a compacidade a responsável por reger sua resistência e trabalhabilidade.

Independentemente do método utilizado, pode-se ver que a operação de projeção do concreto é de fundamental importância para o sucesso da estrutura. Além de ter que lidar com o controle dos fluxos envolvidos (ar, água, aditivo), o profissional responsável pela projeção – denominado mangoteiro – deve fazê-la de forma aproximadamente perpendicular ao alvo (reduzindo a reflexão e aumentando a compacidade) e com movimentos circulares ou pendulares do bico (minimizando falhas localizadas, que irão prejudicar as características de resistência e durabilidade da estrutura).

Para controle de qualidade de toda execução do concreto projetado (incluindo dosagens, metodologias e qualificação de profissionais), uma série de testes, ensaios e avaliações devem ser feitos, conforme apresentado pela Tab. A- 3. Critérios para seleção de materiais, dosagem, execução e controle de qualidade podem ser obtidos em Prudêncio Júnior (2005).

**Tab. A- 3:** Ensaios para controle de qualidade de concretos projetados.

Documento	Descrição
ABNT NBR 13597 (2012)	Procedimento para qualificação de mangoteiro de concreto projetado via seca;
ABNT NBR 13044 (2012)	Reconstituição da mistura recém-projetada;
ABNT NBR 13069 (2012)	Determinação dos tempos de pega de concretos projetados em pasta de cimento Portland, com ou sem aditivo acelerador de pega;
ABNT NBR 13070 (2012)	Moldagem de placas para ensaio de argamassa e concreto projetados;
ABNT NBR 13317 (2012)	Determinação do índice de reflexão da projeção por medição direta;
ABNT NBR 13354 (2012)	Determinação do índice de reflexão da projeção em placas de ensaio;
ABNT NBR 14278 (2012)	Determinação da consistência de concretos projetados através da agulha de Proctor;
ABNT NBR 14279 (2011)	Procedimento de aplicação de concretos projetados por via seca.

#### iv) Concreto pré-moldado/pré-fabricado

Tipo de concreto onde a moldagem das peças não é conduzida no seu local final, mas sim em ambientes previamente preparados para tal – com fôrmas reutilizáveis e controles fabris para. Possui a vantagem de ter maior controle de qualidade de todo processo de fabricação, contudo demandam a segmentação da estrutura e posteriores etapas de instalação e montagem.

Quando as instalações destinadas a sua produção se encontram na própria obra, tais peças são denominadas *pré-moldadas*, enquanto que àquelas produzidas em fábricas fixas, destinadas a esse fim, dá-se o nome de

*pré-fabricadas*. Requisitos para o projeto, controle e execução dessas peças são fornecidos pela ABNT NBR 9062 (2006). Diretrizes e aspectos adicionais podem ser obtidos em Terzian (2005).

#### v) Outros concretos especiais

Diversos outros concretos com propriedades especiais podem ser encontrados na indústria. Dentre eles, destacam-se os seguintes:

➤ **Concreto reforçado com fibras (CRF):** Concreto onde, durante sua fabricação, são adicionadas fibras para ganho de resistência à tração. Tal ganho pode ser tanto em sua fase plástica<sup>9</sup> – quando tipicamente se utilizam fibras de baixa resistência e módulo de elasticidade (polipropileno, náilon, etc) –, quanto na endurecida – caso onde se utilizam fibras de aço. Também podem ser utilizadas para dar maior resistência a concretos projetados. Aspectos, cuidados construtivos e controle tecnológico podem ser obtidos em Figueiredo (2005);

➤ **Concreto autoadensável (CAA):** Concreto de consistência mais fluida – graças a presença de aditivos e adições especiais –, que apresenta maior trabalhabilidade e menor risco de promover vazios e falhas de concretagem. Devem possuir boas características de passagem por obstáculos, de preenchimento dos espaços nas fôrmas e de resistência à segregação. Detalhes construtivos e de ensaios podem ser obtidos em Repette (2005);

➤ **Concreto de pequena retração:** Concretos que têm como propriedade fundamental o controle e a prevenção da retração no concreto, por meio de aditivos e/ou adições especiais. Possuem três tipos básicos: o concreto de retração reduzida (CRR, que contém aditivo redutor de retração), o concreto com cura interna (CCI, que contém partículas/agregados incorporadores de água, que a armazenam e liberam durante a hidratação do cimento) e o concreto de retração compensada (CRC, formulado com compostos que promovem uma expansão do concreto que tende a contrapor os efeitos da retração). Dosagens, comportamentos e diretrizes podem ser obtidos em Repette (2005);

---

<sup>9</sup> O uso de fibras no concreto permite o aumento da resistência à retração e assentamento plásticos, conforme apontam, respectivamente, Figueiredo (2005) e ACI 224.1 R (2007).

➤ **Concreto com polímeros:** Nestes concretos<sup>10</sup>, o cimento Portland é substituído (parcial ou integralmente) por resinas monoméricas (epóxi, poliéster, fenólicas, vinílicas, etc) que se polimerizam com o auxílio de aditivos e procedimentos especiais. Dentre suas vantagens propostas, estão o aumento de resistências químicas, mecânicas e elétricas, além da redução da porosidade e da absorção de água pela estrutura. Podem ser categorizados em *concretos com cimento e polímeros* (PCC, na sua sigla em inglês, onde parte do cimento Portland é substituído por polímeros), *concreto polimérico* (PC, onde todo o cimento Portland é substituído por polímeros) e *concreto impregnado com polímeros* (PIM, onde o concreto convencional hidratado recebe a difusão de monômeros nos seus poros). Diretrizes sobre o assunto podem ser obtidas em Repette (2005) e em ACI 548.1 (2009);

➤ **Concreto com ar incorporado:** Concreto elaborado com a inclusão de aditivos incorporadores de ar, cuja função é produzir um elevado número de bolhas de ar – micrométricas, estáveis, isoladas umas das outras e uniformemente distribuídas entre si – no seu interior. Apresenta vantagens tanto para o concreto no estado fresco – melhoria da trabalhabilidade, diminuição da exsudação e redução da segregação –, como para no estado endurecido – aprimorando sua durabilidade ao reduzir (para conteúdos de ar de cerca de 7%) sua permeabilidade<sup>11</sup> e ao aumentar sua resistência a ciclos de congelamento-degelo. Têm como desvantagem uma redução nas resistências mecânicas observadas, bem como o aumento – para teores de ar acima de 6% – da retração por secagem. Maiores informações sobre o assunto podem ser obtidas em Martin (2005).

## A.2 Armaduras

### A.2.1 Aspectos Gerais

Apesar dos benefícios apresentados por sua notável resistência à compressão, o concreto apresenta como características inconvenientes sua

---

<sup>10</sup> Tal composição também pode ser praticada na constituição argamassas.

<sup>11</sup> As bolhas interrompem os canais intersticiais do concreto, impedindo o acesso de águas externas à estrutura por capilaridade.

baixa resistência à tração – inferior a 10% daquela à compressão – e seu comportamento frágil durante a ruptura. Em decorrência disso, desenvolveu-se, ao longo do tempo, a técnica que prevê a instalação de armaduras metálicas – fios, barras ou telas de aço – no interior das peças de concreto, conferindo às mesmas a resistência à tração e a ductilidade de que tanto necessitam.

O material resultante dessa primeira associação entre concreto e aço recebe a designação de *concreto armado*, e tem seu funcionamento baseado na boa compatibilidade existente entre ambos. As propriedades desse uso conjugado (v. seção A.1.1) – com destaque para os efeitos da aderência mútua – acabam por viabilizar a adequada transferência de tensões no interior do elemento estrutural. Deve-se observar, ainda, que o efetivo funcionamento de tais armaduras tem início apenas *após* a ocorrência das deformações da peça, promovidas pelas ações solicitantes externas – motivo pelo qual as fazem receber a denominação de *armaduras passivas* (ou de aço doce).

Outra concepção para o uso conjugado de concreto e aço, desenvolvida posteriormente, procura otimizar o emprego de ambos os materiais, tendo em vista as aptidões individuais de cada um – e beneficiando, assim, o comportamento global da estrutura. Nesta solução, são aplicadas deformações (alongamentos) às armaduras *antes* da aplicação das solicitações de serviço<sup>12</sup>. Em seguida, ao serem liberadas, tais deformações são impedidas de retornar ao seu estado original por restrições impostas pela própria peça de concreto (seja por aderência com esta, seja por ancoragens nela fixados), o que impõe a ambos os materiais estados de tensões internas – e origina, assim, o *concreto protendido*.

A aplicação dessa ação sobre a peça – denominada força de protensão – resulta na criação de estados de compressão no concreto e de tração na armadura, que conferem à peça uma maior capacidade mecânica. Como seu funcionamento se dá pela aplicação de uma protensão (que solicita a estrutura) que é sucedida pelas cargas de uso (que tendem a aliviá-la), designam-se tais elementos como *armaduras ativas* (ou, ainda, de aço duro). Elas podem ser utilizadas na forma de *fios*, *cordoalhas* (compostas por três ou sete fios

---

<sup>12</sup> Ações variáveis ou excepcionais atuantes no decorrer da vida da estrutura, assim como aquelas decorrentes de pesos de instalações/equipamentos fixos ou de empuxos/sobrecargas de terra (v. seção 3.1.5).

trançados) ou *barras* (com extremidades rosqueadas) de *protensão*, e serão mais bem detalhadas na seção subsequente.

## A.2.2 Fabricação e Propriedades

Pelos maiores níveis de tensão despertados, armaduras ativas – assim como os concretos associados – demandam, comparativamente às passivas, melhores propriedades mecânicas. Além da resistência à tração, as perdas de alongamento passíveis de ocorrer (decorrente do fenômeno da *relaxação*) devem ser cuidadosamente contempladas nos processos de fabricação das armaduras ativas. Em decorrência disto, aços de alta resistência recebem, durante suas etapas de fabricação, tratamentos e procedimentos que lhe conferem elevadas relações elásticas e baixas perdas de tensão. O tipo de tratamento térmico imposto ao aço após sua trefilação, por exemplo, impacta diretamente seu futuro comportamento à relaxação: *alívio de tensões*, originando aços de *relaxação normal* (RN); ou *estabilização*, gerando aqueles de *relaxação baixa* (RB).

A nomenclatura dada às armaduras (passivas ou ativas) se dá por meio de uma sigla, que caracteriza seu tipo de aplicação – CA, no caso de armaduras para concreto armado, ou CP, para concreto protendido –, seguida do valor da sua resistência à tração característica ( $f_{yk}$  ou  $f_{ptk}$ , em kgf/mm<sup>2</sup>). No caso de armaduras ativas, deve-se, ainda, indicar o tipo de comportamento à relaxação (RB ou RN) e as características da seção transversal<sup>13</sup> (em mm). Em todos os casos, a produção de armaduras para estruturas de concreto deve seguir as especificações fornecidas tanto por normas de projeto – tal qual a ABNT NBR 6118 (2007) –, como por normas específicas para sua fabricação – conforme as apresentadas na Tab. A- 4, que estabelecem requisitos (geométricos, mecânicos, químicos e de fornecimento) do material acabado, além de estipular critérios para seu ensaio, recebimento e aceitação.

<sup>13</sup> Para *firos de protensão*, esta última designação fornece o valor do diâmetro destes (p.ex.: CP-150 RB 8); para *cordoalhas de dois ou três firos*, designa a quantidade e o diâmetro dos firos componentes (p. ex.: CP-190 RB 3x4); e, para *cordoalhas de sete firos*, informa, com sua parte decimal, o diâmetro nominal da cordoalha (p. ex.: CP-210 RB 12,7).

**Tab. A- 4:** Normas de referência para armaduras.

Documento	Descrição
ABNT NBR 7480 (2007)	Estabelece os requisitos exigidos para encomenda, fabricação e fornecimento de barras e fios de aço para estruturas de concreto armado
ABNT NBR 7481 (1990)	Estabelece os requisitos exigidos para encomenda, fabricação e fornecimento de telas de aço soldadas para estruturas de concreto
ABNT NBR 7482 (2008)	Especifica requisitos exigíveis para fabricação, encomenda, fornecimento e recebimento de fios de aço para armaduras de protensão
ABNT NBR 7483 (2008)	Estabelece requisitos exigíveis para fabricação, encomenda, fornecimento e recebimento de cordoalhas de aço de alta resistência para armaduras de protensão
PETROBRAS N-134.E (2011)	Estabelece formas, dimensões, materiais, características mecânicas e de instalação de chumbadores para fixações em estruturas de concreto
ABNT NBR 6349 (2008)	Ensaio de tração para barras, cordoalhas e fios de aço para armaduras de protensão
ABNT NBR 7484 (2009)	Ensaio de relaxação para barras, cordoalhas e fios de aço destinados a armaduras de protensão
ABNT NBR 14827 (2011)	Ensaio de resistência à tração e ao cisalhamento para chumbadores (de pré-concretagem ou de pós-concretagem) instalados em elementos de concreto, sob diversas condições de carga
ABNT NBR 15049 (2011)	Estabelece procedimentos para avaliação do desempenho de sistemas de ancoragem por adesão química (de pós-concretagem) instalados em elementos de concreto. Determina a resistência de ligação desenvolvida pelo adesivo aplicado entre um elemento de fixação de aço (chumbador) e as paredes internas do furo no concreto, sob diversas condições de funcionamento
ABNT NBR 14918 (2011)	Estabelece programas de ensaios para avaliação do desempenho de sistemas de ancoragem mecânica (de pós-concretagem) instalados em elementos de concreto. Engloba a análise de chumbadores de expansão por percussão, chumbadores de expansão por torque e chumbadores de segurança (aplicados em furos alargados no fundo)

### A.2.3 Sistemas de Protensão

Cabos (ou unidades) de protensão são conjuntos compostos por uma ou mais armaduras de alta resistência (fios, cordoalhas ou barras), sobre as quais se aplica, simultaneamente, a força de protensão. Sua fixação na estrutura de concreto é feita por meio de *dispositivos de ancoragem*<sup>14</sup> ou da *aderência direta* entre as armaduras e o concreto.

Tal força de protensão é aplicada por meio de equipamentos específicos – macacos hidráulicos, acionados por bombas elétricas que (por meio de mangueiras) injetam óleo pressurizado em suas câmaras internas. Estes devem possuir geometria e procedimentos operacionais plenamente

<sup>14</sup> Dispositivos com a função de manter o cabo sob contínuo estado de tensão, transferindo, assim, a protensão ao concreto. Podem, ainda, ser classificados como ancoragens *ativas* – externas à estrutura, e por meio das quais são aplicadas as forças de protensão – ou *passivas* – embutidas no elemento e situadas na extremidade oposta de uma ancoragem ativa, de tal forma a auxiliar na reação à força aplicada (por meio de tensões de aderência e de compressão despertadas entre ancoragem e concreto). O projeto pode definir que o cabo seja protendido por apenas uma de suas extremidades (configuração com uma ancoragem ativa e outra passiva), ou por ambas (duas ancoragens ativas).

conhecidos por parte do projetista da estrutura, de tal forma que as peças de concreto permitam sua adequada instalação e operação.

Existem, disponíveis no mercado, diversos sistemas de protensão – cada um englobando cabos (tipos e quantidades de armaduras), ancoragens e equipamentos próprios ao seu projeto – em número tão variado quanto o de empresas que os oferecem. Contudo, em termos gerais, todos devem garantir um adequado controle e monitoração do processo de protensão (permitindo adequada rastreabilidade das variáveis de processo), bem como da segurança dos profissionais envolvidos nas operações.

No que se refere às estruturas resultantes da protensão, uma forma corrente de classificação é feita segundo a época de tensionamento da armadura ativa (comparativamente a de endurecimento do concreto). Nela, o concreto protendido pode assumir uma das seguintes configurações:

➤ **Concreto protendido com pré-tração das armaduras:** Típico de elementos pré-moldados/pré-fabricados, nesta concepção as armaduras são tensionadas (em pistas de protensão) anteriormente ao lançamento do concreto nas fôrmas. Após a concretagem – e depois do alcance da capacidade resistiva adequada, por parte do concreto endurecido – as armaduras são cortadas em suas extremidades, transmitindo, por aderência, a força de protensão à peça;

➤ **Concreto protendido com pós-tração das armaduras:** Passível de ser utilizado em elementos moldados *in loco* ou pré-moldados/pré-fabricados, este tipo de solução promove a protensão das armaduras utilizando a própria peça de concreto (já endurecido) como elemento de reação – ou seja, a força de protensão é transferida à peça durante a operação de tensionamento dos cabos. Sua concepção típica prevê armaduras ativas embutidas nas peças de concreto, onde o traçado dos cabos é garantido (antes e durante a concretagem) pela instalação de *bainhas flexíveis* – no interior destas, por sua vez, ficam instalados os cabos que, dessa forma, têm liberdade para alongar-se durante a protensão subsequente<sup>15</sup>. Outra concepção faz uso de armaduras ativas instaladas

---

<sup>15</sup> Uma forma típica dessa concepção – denominada *pós-tração interna com aderência posterior* – utiliza bainhas metálicas que, após a protensão da cablagem interna, deve ser preenchida com nata de cimento injetada (completando os vazios existentes entre cabo e

nas faces externas das peças de concreto existentes, com o auxílio de dispositivos de ancoragem fixados na mesma (pós-tração externa).

#### **A.2.4 Outras armaduras**

Conectores e chumbadores também podem ser utilizados em estruturas de concreto, para promover a fixação e ancoragem de elementos, equipamentos ou outras peças de concreto. Seus procedimentos de instalação devem seguir aqueles definidos por fabricantes e/ou normas técnicas específicas.

Barras de transferência, por suas vez, são segmentos de barras de aço – com comprimentos da ordem de 50 cm – com a finalidade de distribuir cargas entre placas de concreto adjacentes (p. ex.: para ligação de diferentes panos de concretagem em pisos estruturais). Geralmente são produzidas a partir de barras de aço CA-25, com corte e sem rebarbas, em diâmetros que variam de 12,5 a 32mm.

### ***A.3 Elementos de Ligação, Vedação e Proteção***

#### **A.3.1 Aparelhos de Apoio e Enchimentos**

Aparelhos de apoio são elementos utilizados para suporte e ligação de peças estruturais (em concreto) do tanque. Devem transmitir esforços verticais, sem, contudo, fornecer restrições a movimentos relativos (deslizamentos e rotações) entre as partes da estrutura – protegendo-a do surgimento de esforços (momentos e cortantes) inconvenientes.

De uso comum em estruturas tais como pontes e viadutos, tais aparelhos – tipicamente compostos por elementos elastoméricos (como neoprene e borracha) – devem ser constituídos por materiais que demonstrem adequado comportamento sob as condições (físicas e químicas) às quais estarão sujeitas durante a vida útil do tanque. Critérios e ensaios para definição de propriedades devem ser obtidos em normas pertinentes à concepção

---

bainha), para garantia tanto da transferência de esforços para a peça de concreto, como da proteção da armadura contra corrosão. Outra concepção – denominada *pós-tração interna sem aderência* – utiliza cordoalhas de aço envoltas (ainda durante sua fase de fabricação) por bainhas plásticas, possuindo seus espaços entre armadura e bainha preenchidos por graxa, cujas funções são diminuir o atrito durante a protensão e proteger o cabo contra a corrosão. Ao contrário da primeira concepção, nessa (com cordoalhas engraxadas) bainha e cabo são indissociáveis, sendo necessariamente instalados em conjunto no interior das fôrmas.

estrutural adotada para o tanque<sup>16</sup> – tais como ACI 373 R (2010), AWWA D115 (2006), ACI 372 R (2003) e AWWA D110 (2005). Tipicamente, devem apresentar um alongamento mínimo de 500%, uma compressibilidade máxima de 50% e uma resistência última à tração entre 10 MPa e 14 MPa, além de uma dureza Shore A entre 30 a 60.

Enchimentos, por sua vez, são materiais esponjosos que também devem ser colocados em vinculações estruturais que permitirão movimentações, sendo tipicamente utilizados em conjunto com aparelhos de apoio. Sua função é não permitir o ingresso de concretos e argamassas a certas regiões dessas ligações, garantindo seu funcionamento. São tipicamente compostos por células fechadas de neoprene ou borracha, devendo ser capazes de suportar uma coluna de 15 m de concreto líquido sem absorver frações de nata de cimento, que as fariam endurecer-se.

Devem respeitar especificações e ensaios estabelecidos pela norma ASTM D1056 (2007), devendo ser compostos por células fechadas (tipo 2), quimicamente resistentes aos produtos a serem armazenados no tanque e apresentar características de inchamento e compressibilidade compatíveis com seu adequado funcionamento.

### **A.3.2 Perfis de Vedação**

Para garantia da estanqueidade de uma estrutura de concreto destinada à contenção de líquidos, é fundamental que sejam previstos perfis elásticos de vedação – algumas vezes também denominados como *waterstops* ou perfis tipo *fungerband* – em juntas de concretagem, montagem, dilatação ou retração. Tais juntas se fazem muitas vezes necessárias por questões construtivas ou de projeto, sendo o perfil de vedação responsável por um nível adicional de proteção à estrutura no caso da eventual falha de outros requisitos/sistemas protetores do tanque.

Perfis de vedação para utilização em tanques de armazenamento de concreto devem apresentar adequadas características de flexibilidade e durabilidade, sendo caracteristicamente constituídos por materiais plásticos. São tipicamente perfis fabricados em cloreto de polivinila (PVC, na abreviatura

---

<sup>16</sup> V. capítulo 3.

em inglês) de alta densidade, podendo também ser em borracha<sup>17</sup>. Também há a possibilidade de utilização de perfis metálicos de vedação<sup>18</sup> – usando materiais tais como aço inoxidável e cobre –, contudo a aplicação destes materiais é condicionada as juntas que não estejam sujeitas a movimentações.

Dada sua importância, materiais e composições constituintes de perfis de vedação devem ser ensaiados e certificados para o trabalho nas condições operacionais às quais estarão efetivamente submetidos – incluindo os efeitos termoquímicos decorrentes do seu eventual contato com líquidos e substâncias armazenados pelo tanque (produtos, gases/vapores, resíduos e águas de formação).

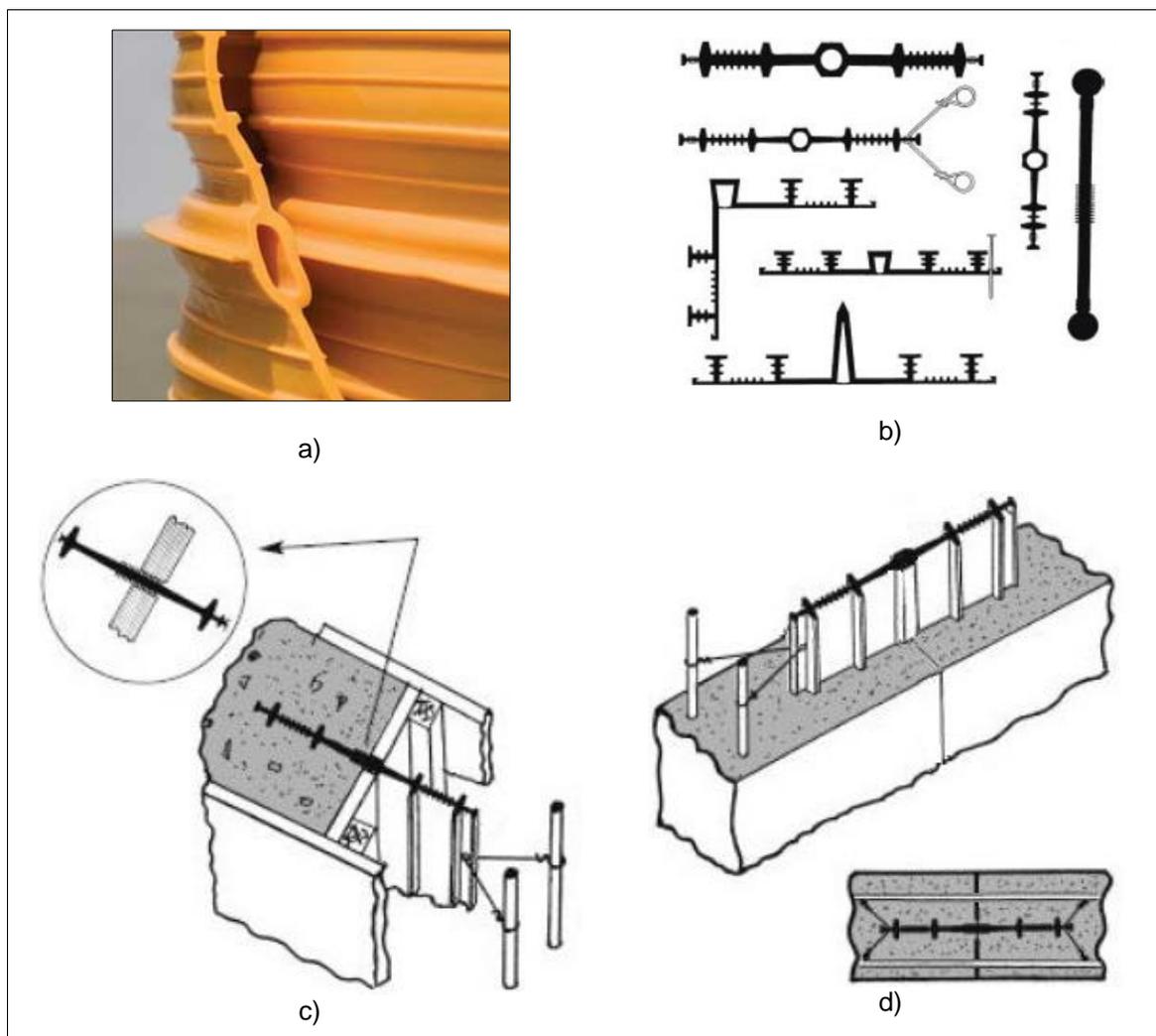
Os perfis são fornecidos com diversos comprimentos (Fig. A. 1-a), e, por serem constituídos de materiais termoplásticos, permitem ser unidos (soldados), seguindo-se procedimentos indicados pelos fabricantes – uniões estas que deverão apresentar mesma qualidade quanto a estanqueidade e resistência a esforços mecânicos das demais regiões do perfil. Sua seção pode assumir diversas formas e geometrias (Fig. A. 1-b), adaptáveis a diversos tipos de aplicação. Uma delas inclui um bulbo oco em sua seção, o que lhe permite absorver movimentos de tração, compressão e cisalhamento sem comprometer a estanqueidade das juntas nas quais está inserido – propriedade particularmente interessante para alguns tipos de ligações do costado com outras regiões do tanque, tais como fundo e teto (v. seção 3.3). As ranhuras e entalhes das abas do perfil têm a função de prover maior aderência deste ao concreto (não exigindo, assim, o uso de materiais adesivos), além de aumentar a dificuldade à percolação de substâncias infiltradas pela seção de concreto. Em termos gerais, ACI 350.4 R (2004) estabelece que as dimensões mínimas dos perfis de vedação instalados em juntas de dilatação sejam de 10 x 230 mm (espessura x largura); já para juntas de concretagem ou retração, de 6 x 150 mm. Contudo, situações específicas podem demandar perfis mais robustos (v. seção 3.3.5).

---

<sup>17</sup> Onde a alternativa em PVC apresenta vantagens construtivas (facilidade de emenda e maior resistência à exposição luminosa) e operacionais (maior resistência à secagem), enquanto que a de borracha apresenta maior elasticidade.

<sup>18</sup> Outras soluções para vedação de juntas de estruturas de concreto são encontradas a disposição (selantes adesivos pré-moldados, expansivos pré-moldados, expansivos injetados, etc). Contudo, a efetividade e a aplicabilidade de tais sistemas devem ser comprovadas e asseguradas para as estruturas em questão, não sendo recomendado seu uso em substituição aos perfis de vedação. Tais soluções não devem, ainda, ser utilizadas em juntas sujeitas a movimentações.

O perfil deve ser fixado nas fôrmas e/ou nas armaduras, previamente às operações de concretagem (Fig. A. 1-c). Seu posicionamento deve ser tal que sua seção fique disposta perpendicularmente à que se pretende proteger – ficando parte do perfil no interior do concreto lançado, e parte no lado externo da fôrma, aguardando a etapa subsequente de concretagem (Fig. A. 1-c e Fig. A. 1-d). ACI 350.4 R (2004) estabelece que a espessura de cobrimento de concreto sobre o perfil de vedação deve ser, no mínimo, igual à metade da largura deste perfil (em ambas as faces do elemento).



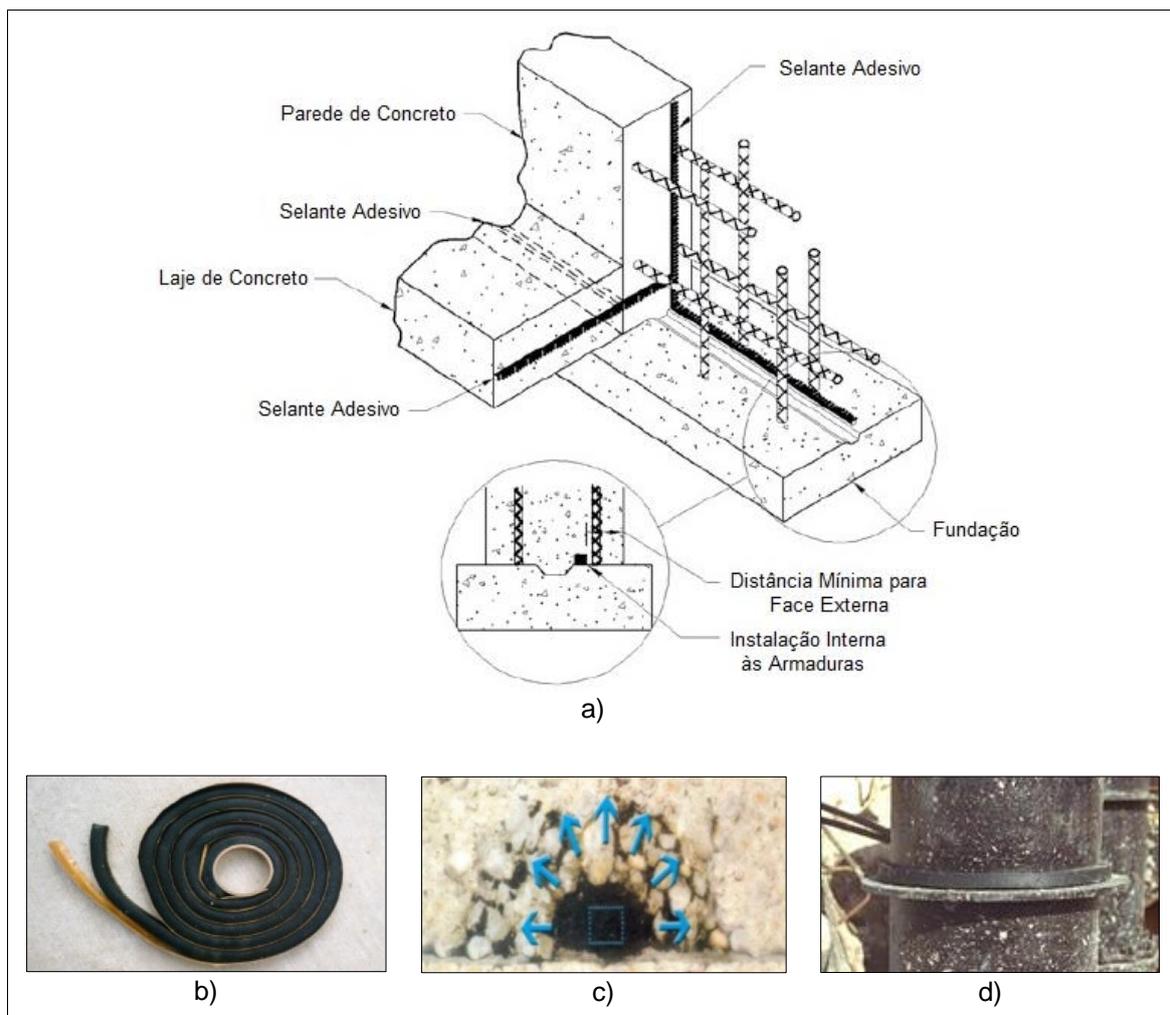
**Fig. A. 1:** Perfil de vedação (junta *fungenband* / *waterstop*): a) fornecimento em rolo; b) seções típicas e detalhes de fixação; c) fixação a fôrmas e armaduras; d) posicionamento final na seção de concreto.

A norma ABNT NBR NM 6 (2011) prescreve métodos de ensaio para perfis extrudados à base de elastômeros para juntas de estruturas de concreto. Requisitos para recebimento, inspeção e aceitação de tais perfis (à base de PVC) podem ser obtidos na norma ABNT NBR NM 7 (2011). Outras informações e requisitos sobre perfis de vedação também podem ser obtidos em ACI 350.2 R (2009) e ACI 350.4 R (2004).

### A.3.3 Selantes Adesivos

Selantes adesivos (ou *adhesive waterstop*) são materiais tipicamente elastoméricos, que apresentam a propriedade de se expandir quando em contato com água e/ou hidrocarbonetos, vedando a continuidade da infiltração. São pré-moldados em tiras com seção retangular ou trapezoidal, sendo fornecidos em rolos (Fig. A. 2).

São indicados para juntas frias de concretagem (de sistemas de contenção secundários), sendo instalados no interior de fôrmas e armaduras. Podem demandar a aplicação de material adesivo (*primer*) na superfície de concreto – que deve ser previamente limpa – e/ou a execução de um sulco para sua instalação. Tipicamente exigem uma distância mínima até a face externa da seção de concreto. Sua continuidade é obtida por meio da justaposição (e não pela superposição) das duas extremidades a emendar.



**Fig. A. 2:** Selante adesivo (*adhesive waterstop*): a) esquemas de instalação; b) fornecimento em rolo; c) demonstração do comportamento expansivo; d) utilização em tubos transpassando seções de concreto.

Selantes adesivos podem, também, ser utilizados para vedação da interface entre o concreto e elementos que irão transpassá-lo, tais como tubulações e insertos<sup>19</sup> (Fig. A. 2-d). Contudo, não devem ser utilizados como materiais expansivos de juntas de dilatação.

Para seu emprego em tanques de armazenamento, tais materiais devem ter seu funcionamento assegurado e certificado – por parte do fabricante – para tal aplicação, tendo sido atestada sua resistência física e química para as condições de temperatura, pressão, ciclos de molhagem-secagem e substâncias aos quais poderão estar sujeitos. Como seu funcionamento depende do contato com líquidos infiltrados, sua aplicação deve ser complementar – e não alternativa – à de perfis de vedação (conforme apontado na seção A.3.2) e outros recursos impermeabilizantes.

Requisitos de materiais para selantes adesivos e adesivos epóxi para tanques de concreto podem ser obtidos em ACI 373 R (2010), AWWA D115 (2006), ACI 372 R (2003) e AWWA D110 (2005).

#### **A.3.4 Sistemas Protetores**

O uso de sistemas protetores tem o objetivo de conferir à estrutura garantias suplementares às suas propriedades de estanqueidade – com respeito a líquidos e/ou a gases do seu interior – e durabilidade – contra o ingresso e difusão de agentes agressivos.

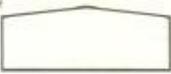
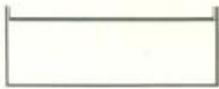
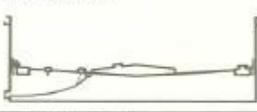
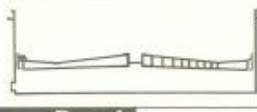
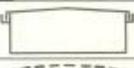
Podem consistir em forros protetores (*liners*) – tipicamente metálicos (constituídos por chapas de aço de pequena espessura) ou flexíveis (constituídos por mantas de polietileno de alta densidade, PEAD) – e revestimentos protetores – tintas, resinas, camadas cimentícias e/ou poliméricas. É fundamental que guardem compatibilidade tanto com as condições operacionais e construtivas observadas, como com a própria estrutura em si. Devem seguir recomendações fornecidas pelos respectivos fabricantes e de eventuais normas pertinentes. Critérios de fabricação, recebimento e aplicação desses sistemas podem ser obtidos em ACI 350.2 (2009), ACI 373 R (2010), AWWA D115 (2006), ACI 372 R (2003) e AWWA D110 (2005).

---

<sup>19</sup> Materiais específicos para este fim também estão disponíveis, tais como colares de vedação para tubulações.

## ANEXO A – COMPARATIVO ENTRE TIPOS DE VASOS DE ARMAZENAMENTO

Here's a **quick summary**

	OPERATING PRESSURE	MAXIMUM CAPACITY	RELATIVE COST	RELATIVE BREATHING	VAPOR LOSS FILLING
<b>Fixed Roof</b>					
Standard Cone Roof 	Standard Roof 1/2 oz./sq. in. Reinforced Roof 2-3 oz./sq. in.	320,000 bbl	1	10	10
Weighted Roof 	8 oz./sq. in.	—	—	3	10
<b>Floating Roof</b>					
Pan-Type Floating Roof 	Seal vents set at 2-in. H <sub>2</sub> O (1.16 oz./sq. in.)	Largest built to date is 180,000 bbl	1.10 to 1.20	2	3/4
Single Deck Pantoon Roof 			1.25 to 1.33		
Double Deck Pantoon Roof 			1.35 to 1.50		
<b>Lifting Roof</b>					
Standard Floating Roof 	4 oz./sq. in.	80,000 bbl	5 Ft. Lift: 1.45 10 Ft. Lift: 1.65	1	9
Special Expansion Roof (Seal diaphragm) 	4 oz./sq. in.	140,000 bbl	1.1		
<b>Diaphragm</b>					
Floating Membrane 	1/2 oz./sq. in.	320,000 bbl	For given capacities, relative costs are: cu. ft. 20,000-1.70 35,000-1.60 50,000-1.30 100,000-1.35	1	7
Breathing Diaphragm 		Integral Tank: 110,000 cu. ft. Ground Tank: 150,000 cu. ft.			
Weighted Diaphragm  Vapor Container 		81,000 cu. ft. 150,000 cu. ft.			
<b>Pressure</b>					
Plain Hemispherical 	Plain: 15 psi Noded: 2 1/2 psi	20,000 bbl	1 1/2-2	1/2	7
Noded Hemispherical 		30,000 bbl			
Plain Spheroid 	Plain: 50 psi Noded: 20 psi	40,000 bbl	3-5	1/2	0 <sup>nc</sup>
Noded Spheroid 		120,000 bbl			
Sphere 	30 to 217 psi	30,000 to 1,000 bbl	5-10	1/2	0

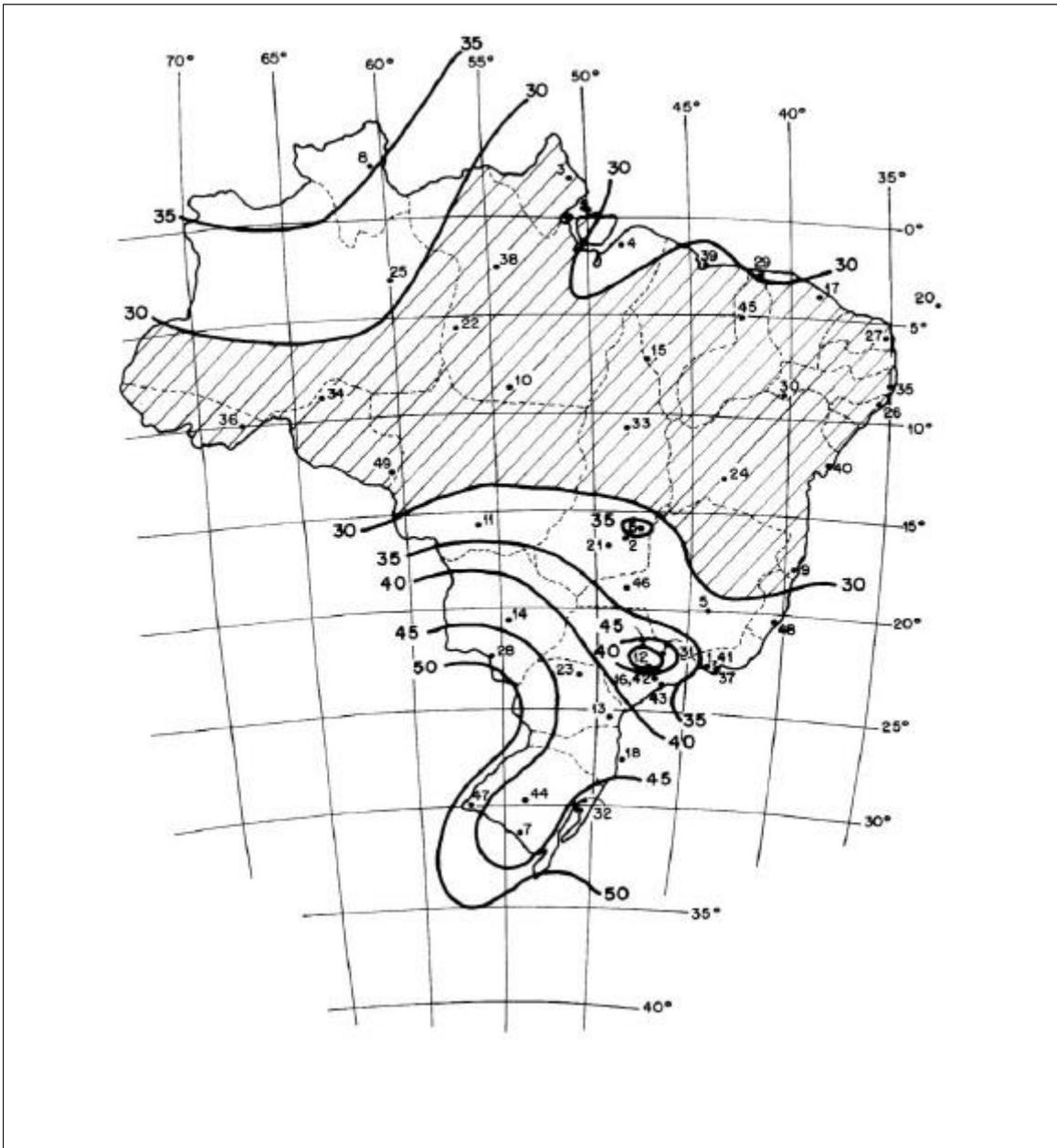
Relative costs are based on 30,000 bbl capacity, unless noted otherwise. Relative vapor losses are compared only within the vertical columns. The values for "breathing" and

## of tanks ... and what they can do

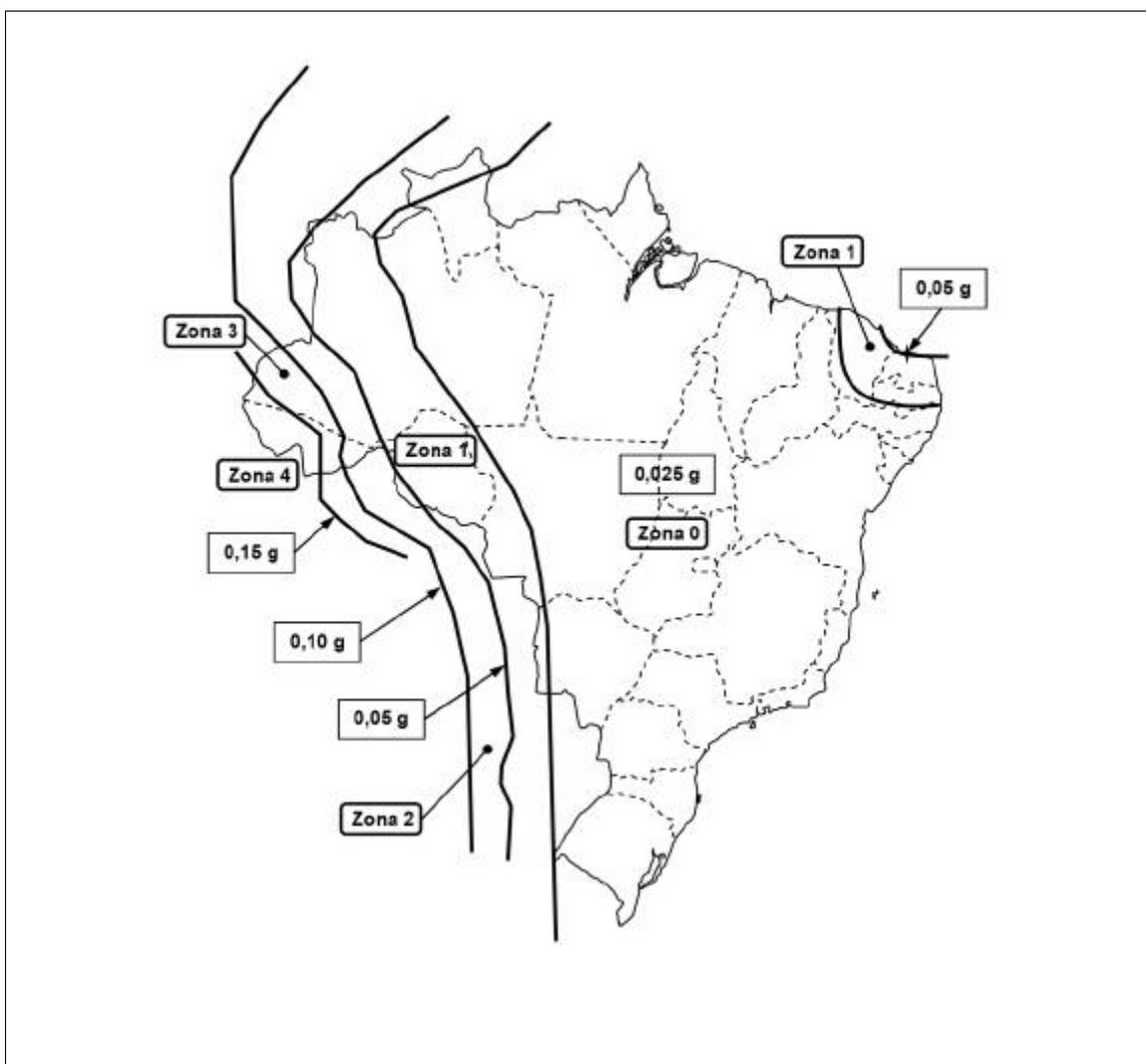
	PRINCIPAL USE	ADVANTAGES	DISADVANTAGES
	Diesel Oil Lube oil Kerosine (not jet fuel) Low sulfur crude Gasoline (by some)	1. Least expensive.	1. Permits breathing and filling losses. 2. May contain explosive mixtures.
	Low volatiles—up to 12 Rvp	1. Provides a low pressure tank with minimum expense.	1. Corrosion shortens life of roof, if water layer used. 2. More expensive, if internal support required. 3. Will not support an additional snow load, or live load.
	Sour crude Heavy stocks with low volatiles Gasolines Naphthas Volatile crudes Jet fuels	1. Least expensive floater (for sizes over 10,000 bbl). 2. Controls breathing and filling losses. 3. Reduces roof corrosion. 4. Reduces fire hazard. 5. Largest water storage capacity.	1. Unstable and sinkable. 2. Poor drainage. 3. Difficult operation in cold climate. 4. Permits maximum heat transfer from roof to liquid. 5. Limited load carrying ability.
1. Stable. 2. Reduces roof corrosion and fire hazards. 3. Greater load carrying ability (than pan-type). 4. Reduces solar boiling.		1. More expensive (than pan type). 2. Difficult cold weather operation. 3. Permits some heat transfer from roof to liquid.	
1. Stable. 2. Reduces solar boiling. 3. In special cases (storage of 15-18 Rvp) greater roof weight may prevent evaporation.		1. Most expensive floater. 2. Difficult operation in cold weather.	
	For storage of volatile products, having low throughput	1. Reduces breathing, and some filling losses. 2. Can serve as a breathing lung for several fixed roofs. 3. Easy maintenance in cold weather.	1. Small effect on filling losses, especially for a single tank. 2. Costs more to operate than a cone roof. 3. Necessary to strengthen cone roofs if connected to this type tank.
	Motor gasoline at low throughput Interconnected systems, where in- come and outgo are about equal Aviation gasoline In snow country, where operation of lifting roofs is critical	1. Can be mounted on existing fixed roof tank (first two types). 2. Eliminates (almost) breathing loss. 3. Cost of construction may be lower than comparable lifter.	1. Some small diffusion of vapors through the diaphragms. 2. Operating experience over many years is not yet available.
	Motor gasoline Blending stocks	1. Least expensive low pressure tank. 2. Eliminates (almost) breathing loss. 3. Operates well in cold climates. 4. Adequate for most gasolines.	1. More expensive than fixed roof tanks.
	Natural gasoline Blending stocks	1. Will prevent losses of volatile products.	1. More expensive.
	Butane Pentane Propane Hexane Volatile natural gasoline	1. Needed to store high volatiles in liquid form.	1. Most expensive.

"(filling)" are not comparable, one with the other. \* When operated within a pressure range—not at one pressure only.

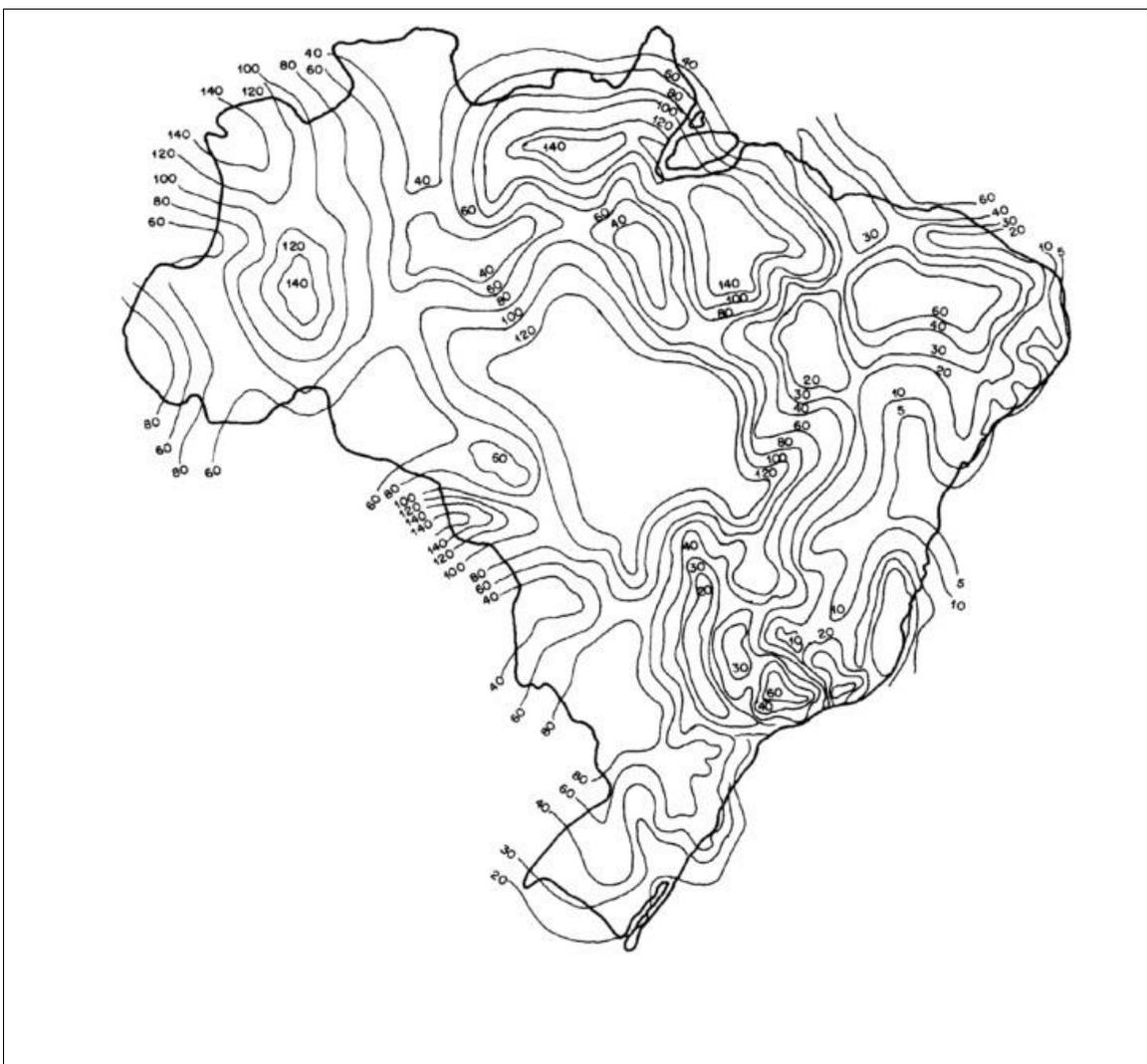
## ANEXO B – AÇÕES AMBIENTAIS



**Fig. B. 1:** Mapa de isopletrias (curvas de igual velocidade básica de vento,  $v_0$ ) sobre o território brasileiro [Fonte: ABNT NBR 6123 (1990)].



**Fig. B. 2:** Mapa de isossímicas (curvas de igual aceleração sísmica horizontal para terrenos rochosos,  $a_g$ ) sobre o território brasileiro [Fonte: ABNT NBR 15421 (2011)].



**Fig. B. 3:** Mapa de isoceraunicas (curvas de igual número médio de dias de trovoadas por ano) sobre o território brasileiro [Fonte: ABNT NBR 5419 (2005)].