



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ**  
**CENTRO DE TECNOLOGIA**  
**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA ESTRUTURAL E CONSTRUÇÃO CIVIL**  
**CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

**BRUNO TEIXEIRA VIANA**

**DIMENSIONAMENTO DE RESERVATÓRIOS ELEVADOS EM CONCRETO**  
**ARMADO**

**FORTALEZA**

**2013**

BRUNO TEIXEIRA VIANA

DIMENSIONAMENTO DE RESERVATÓRIOS ELEVADOS EM CONCRETO ARMADO

Monografia submetida à Coordenação do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial para obtenção do Título de Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. Dr. Augusto Teixeira de Albuquerque

FORTALEZA

2013

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação  
Universidade Federal do Ceará  
Biblioteca Universitária  
Gerada automaticamente pelo módulo Catalog, mediante os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

---

- V667d Viana, Bruno Teixeira.  
Dimensionamento de reservatórios elevados em concreto armado / Bruno Teixeira Viana. – 2013.  
61 f. : il. color.
- Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia,  
Curso de Engenharia Civil, Fortaleza, 2013.  
Orientação: Prof. Dr. Augusto Teixeira de Albuquerque.
1. Reservatórios elevados. 2. Vigas-parede. 3. Dimensionamento. I. Título.

CDD 620

---

BRUNO TEIXEIRA VIANA

DIMENSIONAMENTO DE RESERVATÓRIOS ELEVADOS EM CONCRETO ARMADO

Monografia submetida à Coordenação do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial para obtenção do Título de Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. Dr. Augusto Teixeira de Albuquerque

Aprovada em \_\_\_\_/\_\_\_\_/\_\_\_\_

BANCA EXAMINADORA

---

Prof. Dr. Augusto Teixeira de Albuquerque (orientador)  
Universidade Federal do Ceará - UFC

---

Prof. Dr. Bruno Vieira Bertoncini  
Universidade Federal do Ceará - UFC

---

Eng<sup>a</sup>. Fernanda Renata Scipião de Brito Marinho

A Deus.

Aos meus pais, Carlos e Ana Claudia.

## AGRADECIMENTOS

A Deus, que me deu a vida, a saúde e a inteligência, para ter coragem e garra para lutar por meus objetivos;

Ao professor Augusto Teixeira de Albuquerque, pela orientação, transmissão de conhecimentos e disposição em ajudar na concretização deste trabalho;

Aos meus pais, Carlos Alberto Emerenciano Viana e Ana Claudia Teixeira Viana, por toda a educação, amor e dedicação e principalmente por me ensinarem os valores da vida, além do total apoio nas decisões que até hoje tomei;

Aos meus irmãos, Rodrigo Teixeira Viana e Eduardo Teixeira Viana, pelo companheirismo e amizade verdadeira;

Aos meus avós Gil Teixeira Filho, Rosa Carmem de Vasconcelos Teixeira, Bartolomeu Cruz Viana e Zenilde Emerenciano Viana, por fazerem parte da minha educação, pelo imenso amor e dedicação aos netos;

Ao meu tio Alexandre de Vasconcelos Teixeira, por todos os ensinamentos transmitidos na vida e no cálculo estrutural. Por sua dedicação, paciência e pelo seu tamanho interesse em ensinar;

À minha namorada, Giovanna de Souza Almeida, pela compreensão, companheirismo e incentivo;

Aos meus queridos amigos de longa data, principalmente Breno, Jáder, Leonardo, Douglas, Gregório, Celso e Thadeu, por estarem sempre presentes;

Aos engenheiros Marcelo e Denise Silveira, por me abrirem as portas do cálculo estrutural, por acreditarem no meu potencial e pela constante dedicação em transmitir os conhecimentos;

Aos professores e funcionários da UFC, em especial ao professor Bruno Vieira Bertoncini, pela disponibilidade e disposição em ajudar no desenvolvimento deste trabalho;

Aos amigos de faculdade Ibsen Arruda, Emídio Ximenes, Tulio Madson, Victor Catrib, Igor Borges, André Macêdo e Paulo Asfor, pelos trabalhos em equipe, grupos de estudo, companheirismo e caronas durante a vida acadêmica.

“Seus clientes menos satisfeitos são sua maior fonte de aprendizado.” (*Bill Gates*)

## RESUMO

Há tempos os reservatórios fazem parte das construções, possuindo a função de armazenar líquidos necessários ao homem, principalmente a água. Atualmente o concreto armado é um dos materiais mais utilizados na execução dos reservatórios em edifícios, e medidas preventivas tanto na fase de projeto quanto na fase de execução devem ser tomadas para garantir o correto funcionamento dessas estruturas. Tendo em vista que os reservatórios elevados, conhecidos como caixas d'água, são os mais comuns nos edifícios e que softwares para o cálculo estrutural não apresentam funções específicas para o dimensionamento desse tipo de estrutura, ou quando apresentam não são consideradas práticas, neste trabalho será apresentada uma planilha desenvolvida no Excel para o dimensionamento de reservatórios elevados em concreto armado, com a finalidade de tornar prático o cálculo destas estruturas para os engenheiros calculistas, dispensando eventuais cálculos manuais ao longo do processo.

**Palavras-chave:** Reservatórios elevados. Vigas-parede. Dimensionamento.

## ABSTRACT

There are times the reservoirs are part of buildings, having the function of storing liquid needed to man, especially water. Currently, reinforced concrete is one of the most used materials in the execution of the reservoirs in buildings, and preventive measures in both the design phase and in the implementation phase should be taken to ensure the correct functioning of these structures. Given that the elevated tanks, known as water tanks, are most common in buildings and structural calculation softwares for specific functions not present for sizing this type of structure or when present practices are not considered, in this work will be presented a spreadsheet developed in Excel for the design of elevated tanks in reinforced concrete, with the purpose of making the practical computation of these structures for engineers calculating, eliminating any manual calculations throughout the process.

**Keywords:** Elevated tanks. Wall-beams. Dimensioning.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Reservatório elevado em edifício .....	17
Figura 2.2 - Reservatório enterrado .....	17
Figura 2.3 - Reservatório apoiado sobre o solo .....	17
Figura 2.4 - Reservatório achatado .....	18
Figura 2.5 - Reservatório alongado .....	18
Figura 2.6 - Reservatório cúbico .....	19
Figura 2.7 - Reservatórios - número de células .....	19
Figura 2.8 - Reservatório elevado cheio - ilustração do carregamento hidrostático .....	21
Figura 2.9 - Corte vertical reservatório elevado cheio .....	22
Figura 2.10 - Corte horizontal reservatório elevado cheio .....	23
Figura 2.11 - Condições para consideração viga-parede .....	23
Figura 2.12 - Cargas das lajes distribuídas na parede.....	24
Figura 2.13 - Aplicação vigas-parede como viga de transição.....	25
Figura 3.1 - Laje .....	29
Figura 3.2 - Análise comparativa de tensões .....	34
Figura 3.3 - Trajetórias de tensões viga-parede biapoiada - carga distribuída superior.....	35
Figura 3.4 - Modelo de viga-parede biapoiada: carga superior .....	36
Figura 3.5 - Trajetórias de tensões viga-parede biapoiada - carga distribuída inferior .....	36
Figura 3.6 - Modelo viga-parede biapoiada: carga inferior.....	37
Figura 3.7 - Trajetórias de tensões viga-parede contínua - carga distribuída superior.....	37
Figura 3.8 - Modelo viga-parede contínua: carga superior .....	38
Figura 3.9 - Trajetórias de tensões viga-parede contínua - carga distribuída inferior.....	39
Figura 3.10 - Modelo viga-parede contínua: carga inferior.....	39
Figura 3.11 - Modelo viga-parede em balanço.....	40
Figura 3.12 - Viga-parede.....	41
Figura 3.13 - Modelo de viga-parede biapoiada: carga superior e inferior .....	41
Figura 4.1 - Exemplo - Vista em planta.....	44
Figura 4.2 - Exemplo – Cortes.....	45
Figura 4.3 - Exemplo - Ação do carregamento hidrostático nas paredes .....	45
Figura 4.4 - Exemplo – Compatibilização parede/fundo.....	46
Figura 4.5 - Exemplo - Compatibilização parede/fundo .....	46

Figura 4.6 - Exemplo - Compatibilização parede/parede .....	47
Figura 4.7 - Planilha laje tampa.....	48
Figura 4.8 - Planilha laje fundo .....	49
Figura 4.9 - Planilha laje parede.....	50
Figura 4.10 - Planilha laje parede.....	51
Figura 4.11 - Planilha compatibilização .....	52
Figura 4.12 - Exemplo - Detalhamento tampa e fundo .....	53
Figura 4.13 - Exemplo – Detalhes ligação paredes/fundo.....	53
Figura 4.14 - Exemplo – Detalhes ligação parede/parede .....	54
Figura 4.15 - Planilha viga-parede PAR 1=PAR 2.....	55
Figura 4.16 - Planilha viga-parede PAR 3=PAR 4.....	56
Figura 4.17 – Armação típica de viga-parede com $h \leq l$ .....	57
Figura 4.18 - Exemplo – Detalhes viga-parede .....	58
Figura 4.19 - Exemplo – Detalhes viga-parede .....	59

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2-1 - Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da .....	26
Tabela 2-2 - Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobrimento nominal para $\Delta c=10\text{cm}$ .....	27

## SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO .....	13
1.1	Aspectos Gerais .....	13
1.1.1	Objetivo geral .....	14
1.1.2	Objetivos específicos .....	14
1.2	Organização do trabalho .....	14
2	REVISÃO DA LITERATURA.....	16
2.1	Introdução .....	16
2.2	Classificação dos Reservatórios.....	16
2.2.1	Quanto à posição em relação ao nível do solo.....	16
2.2.2	Quanto à proporção entre suas dimensões.....	18
2.2.3	Quanto ao número e distribuição das células .....	19
2.2.4	Quanto à capacidade de armazenamento.....	20
2.3	Modelo Estrutural Reservatórios Elevados (Caixas d'água) .....	20
2.3.1	Carregamento.....	20
2.3.2	Ligações.....	21
2.4	Viga-Parede .....	23
2.5	Fissuração .....	25
2.6	Cobrimento .....	27
3	MÉTODOS DE ANÁLISE ESTRUTURAL .....	28
3.1	Introdução .....	28
3.2	Lajes.....	28
3.2.1	Determinação dos esforços.....	30
3.2.2	Dimensionamento.....	31
3.2.3	Planilha.....	31
3.3	Viga-Parede .....	33

3.3.1	Modelo para vigas-parede simplesmente apoiadas .....	35
3.3.2	Modelo para vigas-parede contínuas .....	37
3.3.3	Modelo para vigas-parede em balanço .....	39
3.3.4	Planilha .....	40
4	RESULTADOS .....	44
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	60
	REFERÊNCIAS .....	61

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 Aspectos Gerais

Na concepção do projeto estrutural de um edifício, os reservatórios estão sempre presentes, com a principal função de suprir o abastecimento de água para os moradores, através do armazenamento. Além disso, atuam na prevenção e combate a incêndios e no armazenamento das águas pluviais. Os reservatórios podem ser classificados quanto à posição relativa ao nível do terreno; quanto à proporção entre suas dimensões; quanto ao volume de armazenamento; dentre outros aspectos. Os reservatórios devem possuir uma propriedade muito importante: estanqueidade. Quando se trata de reservatórios em concreto armado, uma atenção especial deve ser dispensada por parte do projetista, desde a concepção até o detalhamento, visando à durabilidade da peça. Por estarem em constante contato com líquidos, são mais susceptíveis às ações de agentes agressivos, que podem desencadear patologias e como consequência, comprometer a estrutura. Além do projetista, a execução também deve ser realizada de maneira a garantir todas as especificações de projeto para que o resultado final seja satisfatório e a estrutura não apresente problemas futuros por falha na execução.

De maneira geral, o modelo utilizado para o cálculo de reservatórios consiste em considerar os elementos que compõem a peça como placas, verificando o comportamento da estrutura sob efeito do carregamento hidrostático e do empuxo de terra, quando houver. O tipo mais comum de reservatório utilizado em edifícios é o elevado, denominados caixas d'água, que faz parte da estrutura do edifício, composto pela laje do fundo, as paredes e a laje da tampa. Esse tipo de reservatório pode ser calculado, de maneira simplificada, considerando-se as paredes como lajes engastadas em três bordas, sujeita ao carregamento hidrostático e em seguida fazendo a consideração de viga-parede; a laje de fundo como placa engastada nas quatro bordas, sujeita ao peso próprio e ao carregamento total da água. Por fim, a laje da tampa, podendo ser considerada como uma laje simplesmente apoiada, considerando o peso próprio e a uma eventual carga accidental. (Vasconcelos, 1998)

Os softwares atualmente utilizados para o dimensionamento de estruturas em concreto armado não são práticos ou não apresentam funções específicas para o cálculo de reservatórios (caixas d'água). Por conta disso, projetistas desse tipo de estrutura recorrem a cálculos manuais para concluir o dimensionamento dos elementos dos reservatórios, extraindo

dos programas somente parte dos dados para tal processo. A idealização de uma planilha para auxiliar o engenheiro projetista no processo de dimensionamento de um reservatório de uma maneira prática e eficaz permitiria que o cálculo fosse feito em um menor tempo, representando uma maior economia para os profissionais da área.

### ***1.1.1 Objetivo geral***

Este trabalho visa, por meio de estudos de métodos que definem o dimensionamento de reservatórios em concreto armado, elaborar uma planilha que auxilie no dimensionamento deste tipo de estrutura.

### ***1.1.2 Objetivos específicos***

Para que este objetivo seja alcançado, será necessário realizar algumas tarefas específicas. A partir de uma classificação dos tipos de reservatórios, selecionar todas as variáveis e condições que fazem parte do dimensionamento de um reservatório elevado em concreto armado, que é o foco do trabalho. Em seguida, a definição do método de dimensionamento para servir de base para a planilha, assim como a definição da faixa de abordagem a ser considerada pela mesma.

## **1.2 Organização do trabalho**

Este trabalho será dividido em cinco capítulos. O primeiro capítulo trata da contextualização do assunto e também dos objetivos.

O segundo capítulo apresenta definições e classificações que fazem parte do desenvolvimento do trabalho, passando por pontos importantes no processo de dimensionamento de um reservatório de concreto armado.

No terceiro capítulo, o trabalho já se restringe exclusivamente a reservatórios elevados em concreto armado em edifícios (caixas d'água) e nele são apresentados os modelos de cálculo para as peças componentes da estrutura, modelos tais que servirão de base para a elaboração da planilha em Excel.

O quarto capítulo será destinado à apresentação de um exemplo no qual serão dimensionadas todas as peças componentes da estrutura, assim como o correto detalhamento

da mesma. E por último, no quinto capítulo, serão apresentadas as conclusões e algumas considerações finais a respeito do exemplo calculado no quarto capítulo.

## 2 REVISÃO DA LITERATURA

### 2.1 Introdução

Este capítulo abordará conceitos que serão relevantes para o bom entendimento deste trabalho, definindo os tipos de reservatórios e suas respectivas características, se restringindo, em seguida, aos reservatórios elevados (caixas d'água) em edifícios, que são o foco do trabalho. A abordagem de fatores que envolvem o dimensionamento de um reservatório elevado, assim como o modelo estrutural adotado para este tipo de estrutura também será contemplada neste capítulo.

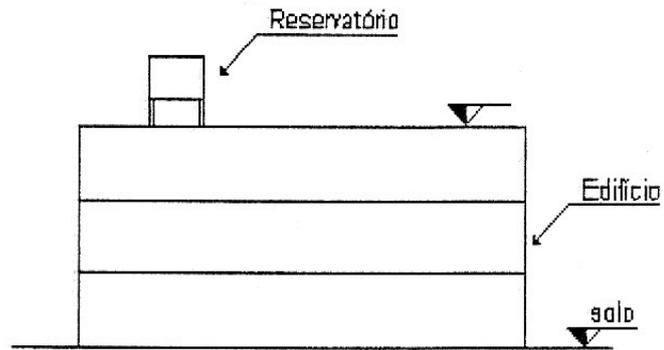
### 2.2 Classificação dos Reservatórios

Comumente os reservatórios são classificados a partir de alguns aspectos e neste trabalho será feita a classificação para reservatórios de água segundo as características relacionadas a seguir:

#### 2.2.1 *Quanto à posição em relação ao nível do solo*

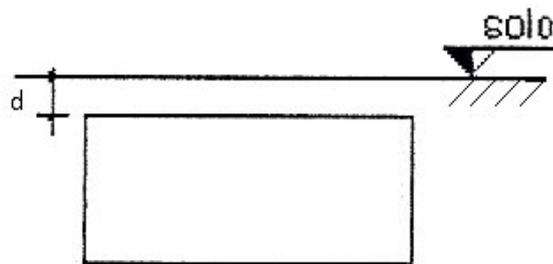
A escolha da posição do reservatório é determinada a partir de condições de espaço no terreno da construção, a partir de especificações do projeto de arquitetura e ainda se o prédio ou a construção é ou não atendida pela rede pública de abastecimento de água, pois a partir das condições de pressão na rede é possível ou não elevar a água no caso de um reservatório elevado. A Figura 2.1 indica o tipo mais comum de reservatórios em edifícios, localizado no topo, com dimensões definidas no projeto arquitetônico de acordo com o volume a ser armazenado. Não sendo possível a utilização de reservatório elevado, ou mesmo não sendo a melhor escolha para o tipo de construção a ser abastecido, os reservatórios podem ser enterrados ou apoiados sobre o solo. A escolha da melhor posição para o reservatório vai depender de diversos fatores, não existindo uma escolha preponderante sobre as outras. As Figura 2.2 e Figura 2.3 mostram um reservatório enterrado e outro apoiado no solo, respectivamente. Para os reservatórios enterrados, deve-se considerar, além do empuxo da água, o empuxo da terra e também a subpressão da água, caso haja lençol freático, etapas estas essenciais para o correto dimensionamento da estrutura.

Figura 2.1 - Reservatório elevado em edifício



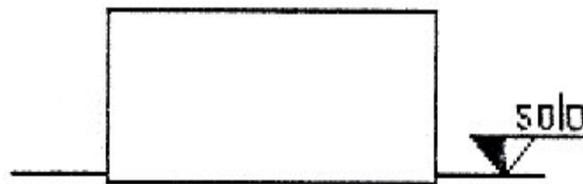
Fonte: Vasconcelos (1998)

Figura 2.2 - Reservatório enterrado



Fonte: Vasconcelos (1998)

Figura 2.3 - Reservatório apoiado sobre o solo

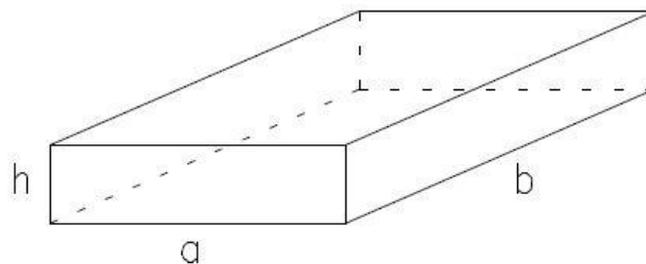


Fonte: Vasconcelos (1998)

### 2.2.2 Quanto à proporção entre suas dimensões

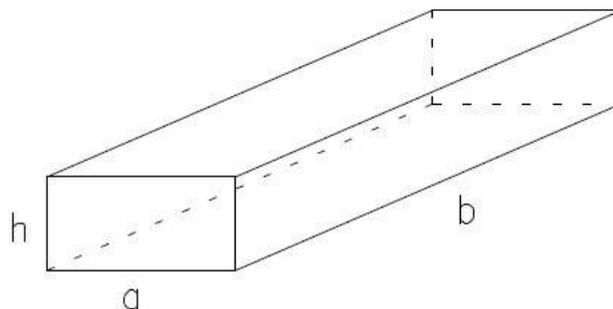
As dimensões do reservatório devem atender ao volume necessário de armazenamento e normalmente são impostos e definidos pelos projetos de arquitetura. De acordo com Costa (1998) apud Kuehn (2002), classificam-se os reservatórios de acordo com a relação entre suas dimensões em: achatados, onde a altura é bem menor que as dimensões em planta, como ilustrado na Figura 2.4; alongados, com comprimento muito maior que a largura e altura, como apresentado na Figura 2.5; cúbicos, onde altura, comprimento e largura apresentam a mesma ordem de grandeza, ilustrado na Figura 2.6.

Figura 2.4 - Reservatório achatado



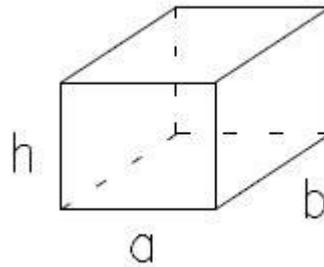
Fonte: o próprio autor

Figura 2.5 - Reservatório alongado



Fonte: o próprio autor

Figura 2.6 - Reservatório cúbico



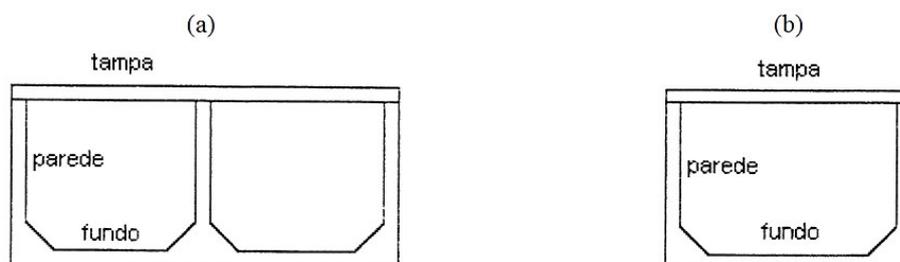
Fonte: o próprio autor

### 2.2.3 Quanto ao número e distribuição das células

A partir do número das células, podem ser classificados como simples, com apenas uma célula, ou múltiplos, quando apresentam mais de uma célula, que podem estar dispostas horizontal ou verticalmente. Em edifícios, a configuração horizontal para reservatórios múltiplos é a mais comum.

Figura 2.7 - Reservatórios - número de células

(a) múltiplo; (b) simples



Fonte: Vasconcelos (1998)

A escolha por reservatórios com mais de uma célula é bem mais comum por não haver a necessidade de suspender temporariamente o abastecimento aos usuários por conta de eventuais serviços de manutenção.

#### **2.2.4 Quanto à capacidade de armazenamento**

De acordo com Kuehn (2002), os reservatórios podem ser classificados de acordo com a capacidade de água armazenada em:

- a) Pequena capacidade: até 50m<sup>3</sup>
- b) Média capacidade: entre 50m<sup>3</sup> e 200m<sup>3</sup>
- c) Grande capacidade: mais de 200m<sup>3</sup>

### **2.3 Modelo Estrutural Reservatórios Elevados (Caixas d'água)**

No projeto de um reservatório elevado, após definidas as dimensões que atenderão a um volume de água a ser armazenado, a definição do modelo estrutural é o primeiro passo para o início do dimensionamento. Para o reservatório em estudo, consideram-se os elementos componentes dessa estrutura como placas e chapas, assim como as ações atuantes nestes elementos e as ligações entre eles. Antes de mostrar como atua o carregamento nos reservatórios elevados em concreto armado, iniciemos com a conceituação do que é placa e também do que é chapa, que devem ficar bem definidos para este trabalho. De acordo com o item 14.4.2.1 da NBR 6118:2003: “placas são elementos de superfície plana sujeitos principalmente a ações normais ao seu plano. As placas de concreto são usualmente denominadas lajes. Placas com espessura maior que 1/3 do vão devem ser estudadas como placa espessa”. Ainda segundo a NBR 6118:2003, de acordo com o item 14.4.2.2: “chapas são elementos de superfície plana, sujeitos principalmente a ações contidas em seu plano. As chapas de concreto em que o vão for menor que três vezes a dimensão da seção transversal são usualmente denominadas vigas-parede”.

#### **2.3.1 Carregamento**

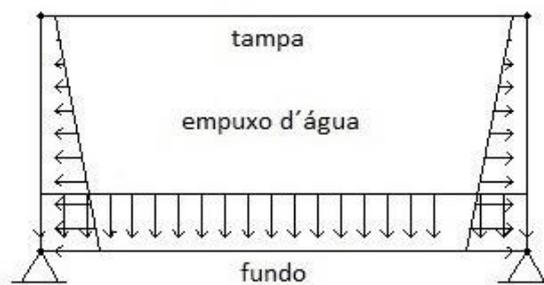
No processo de dimensionamento de qualquer estrutura, a correta definição das cargas é uma etapa de extrema importância para o cálculo, onde será definido que tipo de carregamento irá atuar na estrutura, de que maneira esse carregamento atuará e qual a sua intensidade. Nos reservatórios elevados em concreto armado a carga hidrostática atua de diferentes maneiras nos elementos que compõem a estrutura. A Figura 2.8 apresenta como é a atuação do carregamento hidrostático em um reservatório cheio nos elementos que o

compõem. A laje da tampa não recebe influência do carregamento hidrostático, porém está sujeita ao seu peso próprio, ao revestimento, que é a carga devido à impermeabilização, e ainda uma carga acidental para laje de forro sem acesso a pessoas, como recomendado na Tabela 2 da NBR 6120. O carregamento oriundo das lajes da tampa e do fundo atuantes nas paredes do reservatório será ilustrado na seção 2.4 deste trabalho.

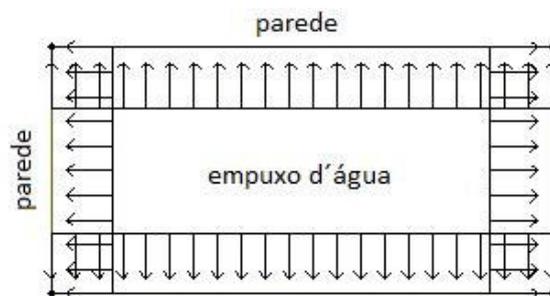
Figura 2.8 - Reservatório elevado cheio - ilustração do carregamento hidrostático

(a) Corte vertical; (b) Corte horizontal

(a)



(b)



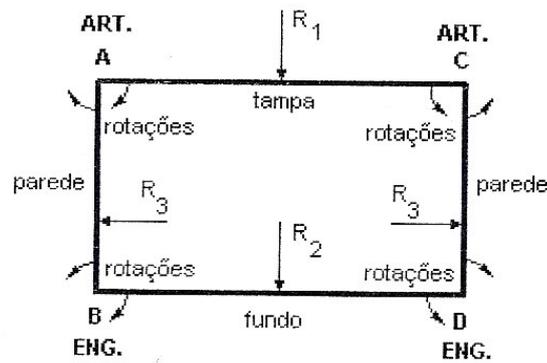
Fonte: o próprio autor

### 2.3.2 Ligações

A partir da atuação das ações mostradas no item anterior tanto para as paredes como para as lajes do reservatório, podemos, a partir da consideração das resultantes destes carregamentos, considerar as rotações que elas produzem nas arestas do reservatório. A

Figura 2.9 apresenta um corte vertical feito em um reservatório elevado considerado cheio que mostra as resultantes dos carregamentos atuando tanto nas paredes como na tampa e no fundo, e mostra também as rotações nas arestas que acontecem a partir dessas ações aplicadas.

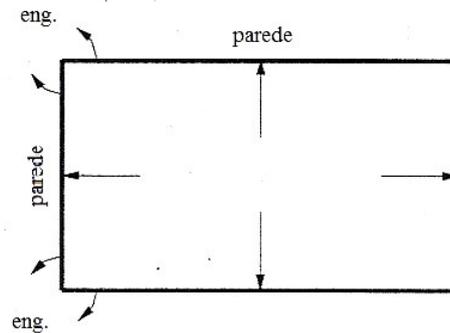
Figura 2.9 - Corte vertical reservatório elevado cheio



Fonte: Vasconcelos (1998)

Para esse reservatório, as ações tendem a produzir rotações no mesmo sentido na ligação da tampa-paredes e o ângulo entre os dois elementos pode ser considerado reto, pois considera-se a rotação da tampa como sendo a mesma da parede. Por este motivo considera-se a tampa como simplesmente apoiada. Já na análise da vinculação das paredes com o fundo, a partir da análise das resultantes do carregamento, é possível observar que tais ações tendem a provocar rotações no sentido contrário, fazendo com que o ângulo na ligação parede-fundo não permaneça reto. Assim, é considerado o engastamento entre as paredes e o fundo do reservatório. Por fim, para a ligação parede-parede considera-se engastamento, pois é possível também observar que as ações tendem a provocar rotações em sentidos opostos, como pode ser observado na Figura 2.10. (Vasconcelos, 1998)

Figura 2.10 - Corte horizontal reservatório elevado cheio



Fonte: Vasconcelos (1998)

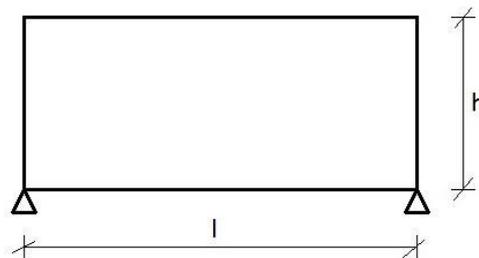
## 2.4 Viga-Parede

Como visto anteriormente, chapas são definidas como elementos de superfície plana submetidas a ações atuando em seu plano médio. A viga-parede pode ser definida como uma chapa disposta verticalmente, onde a dimensão da altura é grande em relação ao vão. O comportamento de viga-parede é definido quando a altura do elemento corresponder a uma dimensão igual ou superior à metade do vão teórico, para o caso de peças de tramo único, simplesmente apoiadas. Já para o caso de quando houver continuidade na estrutura, a altura deve corresponder a no mínimo 0,4 do vão teórico. No caso de balanços, comportam-se como vigas-parede quando as dimensões da altura e do comprimento em balanço forem iguais.

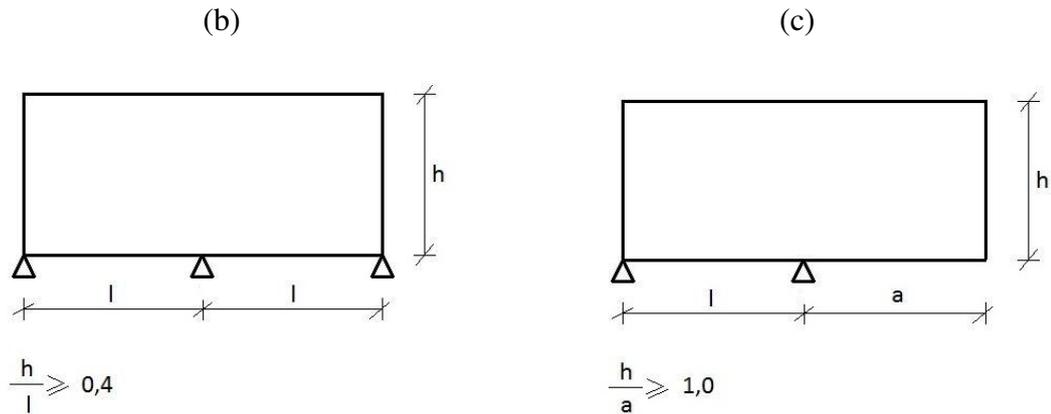
Figura 2.11 - Condições para consideração viga-parede

(a) Biapoiada; (b) Contínua; (c) Balanço

(a)



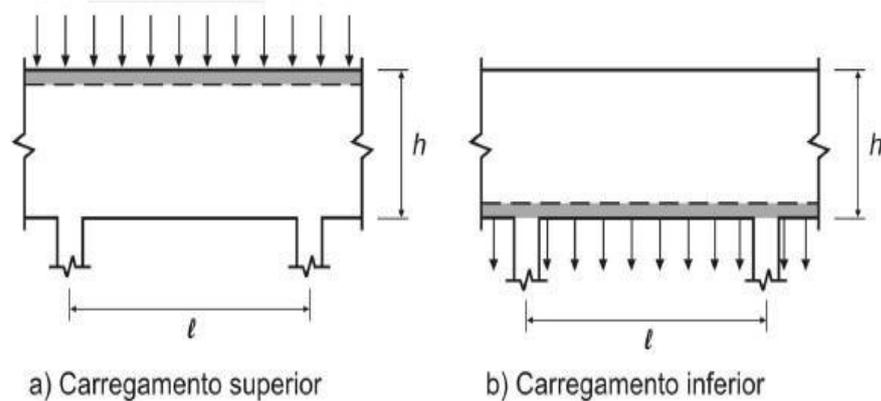
$$\frac{h}{l} \geq 0,5$$



Fonte: o próprio autor

A aplicação destes elementos em projetos de estruturas em concreto armado se faz a partir de imposições dos projetos de arquitetura como também a partir de uma solução dada pelo engenheiro calculista para determinadas situações. Por essa razão, são elementos utilizados rotineiramente nos projetos de engenharia, sendo aplicados em reservatórios, por exemplo, onde as paredes recebem as ações uniformemente distribuídas das lajes de fundo e de tampa e as transmitem para os pilares.

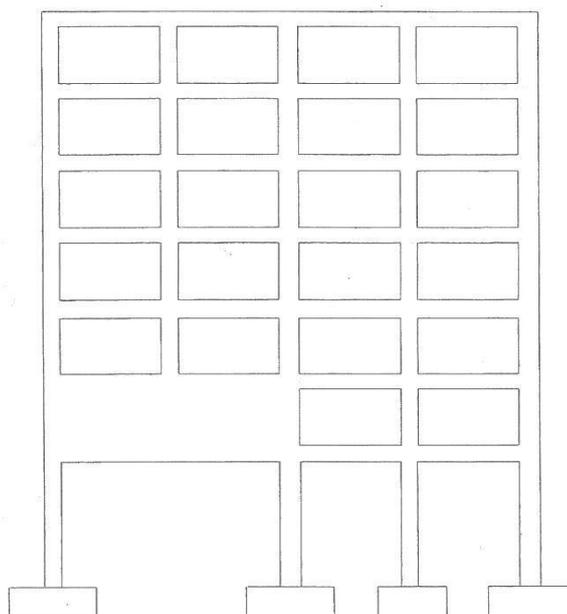
Figura 2.12 - Cargas das lajes distribuídas na parede



Fonte: NBR 6118:2003

Outra alternativa para as vigas-parede em edifícios é a de absorver a força de um ou mais pilares e transferir esta força a outros pilares, funcionando como uma viga de transição, além de outras aplicações.

Figura 2.13 - Aplicação vigas-parede como viga de transição



Fonte: Silva e Giongo (2000)

## 2.5 Fissuração

O aparecimento de fissuras nas peças em concreto armado é inevitável, tendo em vista a baixa resistência do concreto à tração. O controle da abertura dessas fissuras cabe principalmente ao projetista estrutural, que deve realizar o dimensionamento da armadura para que a peça trabalhe dentro dos limites de aberturas de fissuras estabelecido por norma. No que diz respeito aos reservatórios em concreto armado, este controle será determinante para garantir a durabilidade e evitar a perda de estanqueidade. Medidas preventivas, tanto na fase de projeto como também na fase de execução podem ser tomadas com o intuito de limitar a abertura das fissuras. Para a fase de projeto, podemos citar algumas medidas:

- Análise das condições do meio no qual a estrutura irá ser inserida, com atenção para os agentes agressivos atuantes;
- Dimensionamento da armadura não visando somente o combate aos esforços, mais também à fissuração, como citado acima;
- Elaborar projetos com detalhes construtivos que mostram o correto posicionamento da armadura.

Para a fase de execução, podemos citar algumas dessas medidas, tais como:

- Garantir a homogeneidade do concreto;
- Seguir as recomendações da NBR 14931 – Execução de Estruturas de Concreto, principalmente o que diz respeito ao processo de cura do concreto, que é de suma importância para que as reações no cimento ocorram e garanta a resistência mecânica da peça, essencial para sua durabilidade. Além disso, a cura correta do concreto previne a formação de fissuras na superfície provocadas pelos efeitos de retração.

De acordo com o item 13.4.2 da NBR 6118:2003: “A abertura máxima característica  $w_k$  das fissuras, desde que não exceda valores da ordem de 0,2 mm a 0,4 mm, (conforme tabela 13.3) sob ação das combinações frequentes, não tem importância significativa na corrosão das armaduras passivas”. Na Tabela 2-1 são apresentados os limites de abertura característica das fissuras e outras medidas para proteger adequadamente a armadura contra corrosão. O objetivo deste trabalho não contempla a análise da abertura de fissuras nos reservatórios, processo este que deve ser realizado a parte pelo projetista.

Tabela 2-1 - Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental

Tipo de concreto estrutural	Classe de agressividade ambiental (CAA) e tipo de protensão	Exigências relativas à fissuração	Combinação de ações em serviço a utilizar
Concreto simples	CAA I a CAA IV	Não há	--
Concreto armado	CAA I	ELS-W $w_k \leq 0,4$ mm	Combinação frequente
	CAA II a CAA III	ELS-W $w_k \leq 0,3$ mm	
	CAA IV	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	
Concreto protendido nível 1 (protensão parcial)	Pré-tração com CAA I ou Pós-tração com CAA I e II	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	Combinação frequente
Concreto protendido nível 2 (protensão limitada)	Pré-tração com CAA II ou Pós-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação frequente
		ELS-D <sup>1)</sup>	Combinação quase permanente
Concreto protendido nível 3 (protensão completa)	Pré-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação rara
		ELS-D <sup>1)</sup>	Combinação frequente

<sup>1)</sup>A critério do projetista, o ELS-D pode ser substituído pelo ELS-DP com  $a_p = 25$  mm (figura 3.1).

NOTAS

1 As definições de ELS-W, ELS-F e ELS-D encontram-se em 3.2.

2 Para as classes de agressividade ambiental CAA-III e IV exige-se que as cordoalhas não aderentes tenham proteção especial na região de suas ancoragens.

## 2.6 Cobrimento

O cobrimento da armadura representa a menor distância entre a superfície da barra e qualquer face da peça, com o objetivo de proteger a armadura contra agentes agressivos do meio ambiente. Sua incorreta execução pode acarretar problemas de corrosão na peça, podendo comprometer a estrutura. De acordo com o item 7.4.7.2 NBR 6118:2003,

Para garantir o cobrimento mínimo ( $c_{\min}$ ) o projeto e a execução devem considerar o cobrimento nominal ( $c_{\text{nom}}$ ), que é o cobrimento mínimo acrescido da tolerância de execução ( $\Delta c$ ). Assim, as dimensões das armaduras e os espaçadores devem respeitar os cobrimentos nominais, estabelecidos na tabela 7.2, para  $\Delta c = 10\text{mm}$ .

A Tabela 2-2 apresenta os valores para  $c_{\text{nom}}$  relacionados com a classe de agressividade ambiental, que está relacionada a ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto, para cada tipo de elemento e de acordo com o tipo de estrutura.

Tabela 2-2 - Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobrimento nominal para  $\Delta c=10\text{cm}$

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (tabela 6.1)			
		I	II	III	IV <sup>3)</sup>
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje <sup>2)</sup>	20	25	35	45
	Viga/Pilar	25	30	40	50
Concreto protendido <sup>1)</sup>	Todos	30	35	45	55

<sup>1)</sup> Cobrimento nominal da armadura passiva que envolve a bainha ou os fios, cabos e cordoalhas, sempre superior ao especificado para o elemento de concreto armado, devido aos riscos de corrosão fragilizante sob tensão.

<sup>2)</sup> Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento tais como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros tantos, as exigências desta tabela podem ser substituídas por 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal  $\geq 15\text{ mm}$ .

<sup>3)</sup> Nas faces inferiores de lajes e vigas de reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, a armadura deve ter cobrimento nominal  $\geq 45\text{ mm}$ .

### 3 MÉTODOS DE ANÁLISE ESTRUTURAL

#### 3.1 Introdução

Para o presente capítulo serão apresentados os métodos de análise que foram utilizados para que se pudesse implementar a planilha para dimensionamento de reservatórios elevados em concreto armado e de que maneira a planilha trabalha para cada componente da estrutura (laje do fundo, laje da tampa e vigas-parede) do reservatório. Para as lajes, utilizou-se o modelo de análise elástico (ou clássico), que é fundamentado nas equações de equilíbrio de um elemento infinitesimal de placa e nas relações de compatibilidade das deformações desse elemento, considerando as placas como sendo constituídas de material homogêneo, elástico, isotrópico, linear fisicamente que com pequenos deslocamentos. Já para as vigas-parede, foi utilizado como modelo de análise o modelo de bielas e tirantes em estruturas de concreto armado. (Carvalho e Figueiredo, 2009)

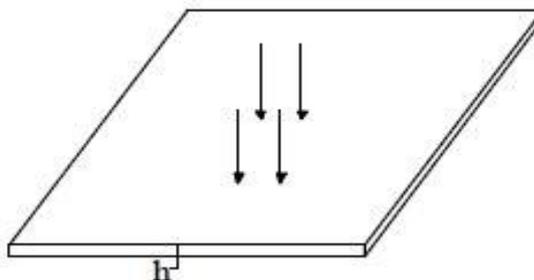
#### 3.2 Lajes

Na classificação das peças estruturais, de acordo com Carvalho e Figueiredo (2009, p.291):

“Lajes são placas de concreto e estas últimas são elementos estruturais de superfície plana (elementos laminares simétricos em relação ao seu plano médio), em que a dimensão perpendicular à superfície, usualmente denominada espessura, é relativamente pequena comparada às demais (largura e comprimento), estando sujeitas principalmente a ações normais a seu plano.”

A Figura 3.1 apresenta uma laje retangular sujeita a um carregamento uniformemente distribuído atuando perpendicularmente ao seu plano, com a espessura ( $h$ ) apresentando dimensão bem menor que as dimensões em planta.

Figura 3.1 - Laje



Fonte: Kuehn (2002)

As lajes podem variar de acordo com a forma, podendo ser retangulares, quadradas e até circulares, predominando, porém, as formas retangulares e quadradas. Podem ainda ser, dependendo do sistema estrutural adotado, maciças, nervuradas ou pré-moldadas. No que diz respeito ao tipo de armação, podem trabalhar (ser armadas) em uma ou em duas direções, dependendo da relação entre vãos. Para o reservatório elevado (caixa d'água), iremos considerar apenas lajes retangulares ou quadradas, maciças e armadas em duas direções.

O comportamento estrutural básico das lajes consiste na transferência das cargas para os apoios, e conseqüentemente a obtenção da distribuição dos momentos fletor e torçor e esforços na peça, para que assim possa ser feito o dimensionamento da estrutura. Como mencionado na introdução do capítulo, a determinação destes esforços na laje foi obtida baseada na Teoria Elástica, que é fundamentada pela equação diferencial das placas delgadas

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \cdot \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \cdot \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = -\frac{p}{D}$$

Fonte: Carvalho e Figueiredo (2009)

em que:

w - deslocamento vertical;

x, y - coordenadas de um ponto genérico da placa;

p - intensidade da carga atuante;

D - rigidez à flexão da placa.

### **3.2.1 Determinação dos esforços**

A utilização de tabelas surgiu para simplificar o cálculo das lajes, tratando cada laje individualmente, de acordo com sua vinculação com os demais elementos da estrutura. As tabelas geralmente apresentam valores máximos para os momentos fletores e valores médios para as reações de apoio, configurando, portanto, um cálculo aproximado. (Carvalho e Figueiredo, 2009; Kuehn, 2002)

Neste trabalho, foi utilizado o processo simplificado de MARCUS para o cálculo de momentos positivos e negativos e também das reações nos apoios, desenvolvido a partir de uma adaptação da Teoria de Grelhas, em função das condições de apoio e da relação entre os vãos, usualmente empregado no projeto de lajes retangulares de concreto armado armadas em duas direções. (Kuehn, 2002)

Para a determinação dos esforços nas paredes quando feita a consideração por placa, foram utilizados as tabelas de BARES (1972) e adaptadas por L.M. Pinheiro.

#### **3.2.1.1 Compatibilização dos Momentos Fletores**

No uso das tabelas para a determinação dos momentos fletores nas lajes de tampa, fundo e nas paredes quando consideradas como placas, cada laje é considerada isoladamente. Para que seja considerada a continuidade da estrutura, faz-se necessária a compatibilização dos momentos fletores nas regiões de ligação engastada entre os elementos, ou seja, nas ligações das paredes com a laje do fundo e nas ligações entre paredes, como observado no item 2.3.2 deste trabalho. Para esta compatibilização alguns autores recomendam adotar o maior valor entre a média dos dois momentos fletores negativos e 80% do maior.

Os momentos fletores positivos devem ser corrigidos em função da correção feita nos momentos negativos, desde que na compatibilização os momentos fletores negativos sofram uma redução, que deve ser acrescida no momento positivo. Caso ocorra um aumento no momento negativo, o momento positivo não deve sofrer correção, ficando a favor da segurança.

### 3.2.2 Dimensionamento

Definidos o carregamento e os esforços oriundos deste carregamento, faz-se o cálculo das armaduras das lajes, nas duas direções, tomando para largura uma faixa unitária de um metro, definindo a armadura para ser distribuída ao longo dessa largura, ou seja, área de aço por metro. Nesse trabalho foram usadas fórmulas adimensionais para a determinação da armadura longitudinal nas lajes. Segundo Carvalho e Figueiredo (2009), a partir das equações que definem o equilíbrio da seção transversal, posição de linha neutra e consequente determinação da área de armadura necessária ( $A_s$ ), formas adimensionais foram definidas a partir dessas equações: KMD, KZ e KX.

$$KMD = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$KX = \frac{x}{d}$$

$$KZ = 1 - 0,4 \cdot KX$$

$$A_s = \frac{M_d}{(KZ) \cdot d \cdot f_s}$$

### 3.2.3 Planilha

Neste item será descrito o funcionamento da parte da planilha referente ao dimensionamento das lajes, mostrando de maneira resumida como é calculada a armadura longitudinal da laje da tampa da caixa d'água, da laje do fundo e das paredes, quando consideradas como placas. Importante evidenciar que a planilha não verifica a fissuração das peças e trabalha restrita a lajes retangulares ou quadradas, maciças e armadas em duas direções.

De início, devem ser inseridos os dados de entrada na planilha, que serão compostos pelas dimensões das lajes, o carregamento, cobrimento, resistência característica ( $f_{ck}$ ) do concreto e a classe do aço. A planilha então determina os momentos fletores máximos e também as reações nos apoios, a partir do carregamento total, da relação entre os vãos ( $\lambda$ ) e dos momentos extraídos das tabelas de acordo com o  $\lambda$ . A laje do fundo tem seus momentos corrigidos em função de sua ligação com as paredes do reservatório para que em seguida seja feito o correto dimensionamento da peça, enquanto que para a laje da tampa essa correção não se faz necessária. Antes do cálculo da armadura, o operador da planilha deve escolher qual bitola ( $\phi$ ) deseja utilizar, pois sua escolha irá influenciar no valor de “d”. A planilha então calcula KMD e busca na tabela os valores correspondentes para KX e KZ. A área de aço na armadura longitudinal é então calculada e caso esta seja menor que a armadura mínima correspondente à seção, a planilha define a armadura mínima como a final e determina o valor do espaçamento de acordo com a bitola selecionada. Para as paredes, quando consideradas como placas, a planilha trabalha de maneira semelhante e define a partir dos dados de entrada a relação entre as dimensões (comprimento e altura) e do carregamento hidrostático os momentos máximos para estes elementos. Os valores são então corrigidos para satisfazer a condição de engastamento entre as paredes e o fundo e também entre as paredes entre si e o dimensionamento é feito da mesma maneira que para as lajes do fundo e da tampa.

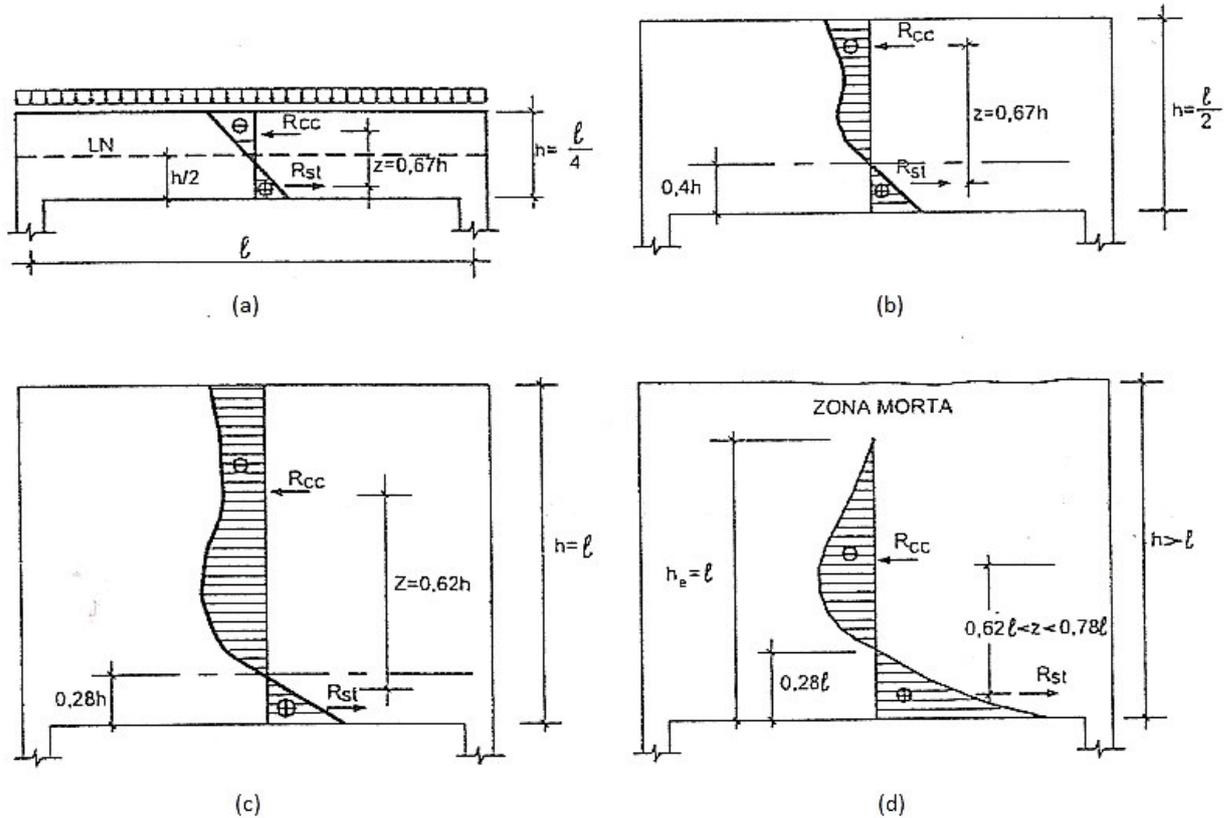
### 3.3 Viga-Parede

No processo de análise das vigas-parede foi escolhido o modelo de bielas e tirantes aplicado a estruturas de concreto armado. De acordo com Silva e Giongo (2000, p.5):

“Os modelos de bielas e tirantes são representações discretas dos campos de tensão nos elementos estruturais de concreto armado. As bielas são idealizações dos campos de tensão de compressão no concreto e os tirantes, campos de tensão de tração que podem ser absorvidos por uma ou várias camadas de armadura. O modelo idealizado, que é uma estrutura de barras, concentra todas as tensões em barras comprimidas e tracionadas, ligando-as por meio de nós.”

De acordo com o item 22.2.2 NBR 6118:2003, as vigas-parede, no que diz respeito ao comportamento estrutural, apresentam algumas características específicas, como ineficiências no combate a flexão e cisalhamento quando comparadas a vigas usuais. Isso se deve por conta das vigas-parede se constituírem em regiões D (regiões tipicamente descontínuas), onde as hipóteses de Bernoulli não são válidas, pois a distribuição de tensões nestas regiões é não-linear. Leonhardt e Mönning (1978a) apud Silva e Giongo (2000) apresentam uma análise dos diagramas de tensões  $\sigma_x$ , fazendo a comparação entre uma viga usual e uma viga-parede com diferentes relações  $l/h$ , mostrando a posição das resultantes de tensões de tração e compressão  $R_{st}$  e  $R_{cc}$ , respectivamente, ao longo da altura da viga. Na Figura 3.2(a) é possível observar que a hipótese de Bernoulli é válida, com distribuição de tensões linear e permanecendo as seções planas após a deformação. A partir da relação  $h \geq 0,5l$  os diagramas das tensões e das deformações deixam de ser retilíneos e as seções já não permanecem mais planas após as deformações, como apresentado nas Figura 3.2(b), Figura 3.2(c) e Figura 3.2(d).

Figura 3.2 - Análise comparativa de tensões

(a) Viga usual; (b) Viga-parede  $h \geq 0,5l$ ; (c) Viga-parede  $h = l$ ; (d) Viga-parede  $h > l$ 

Fonte: Silva e Giongo (2000)

Percebe-se que quando a altura é maior que o vão,  $h > l$ , apenas uma parte da peça colabora com a resistência fazendo da parte superior uma zona morta, atuando apenas como ação uniformemente distribuída. Esta parte resistente corresponde a  $h_e \equiv l$ , sendo  $h_e$  a altura efetiva da viga.

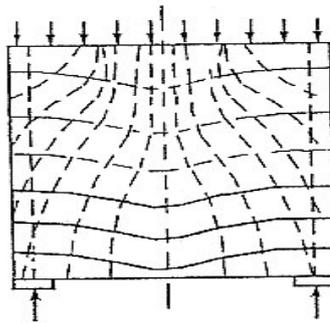
Para o cálculo e dimensionamento das vigas-parede, segundo o item 22.2.3 NBR 6118:2003, permite-se modelos planos elásticos ou não lineares além dos modelos biela e tirante. O modelo é aplicado em estruturas de concreto armado, obtendo-se as forças nas bielas e tirantes a partir do equilíbrio dos nós. O dimensionamento dos tirantes e a verificação das bielas são então feitos de maneira que eles suportem as forças atuantes na estrutura.

### 3.3.1 Modelo para vigas-parede simplesmente apoiadas

#### 3.3.1.1 Ação uniformemente distribuída na face superior

Silva e Giongo (2000) apresentam as trajetórias de tensões elásticas que resultam de uma ação uniformemente distribuída na face superior da viga-parede.

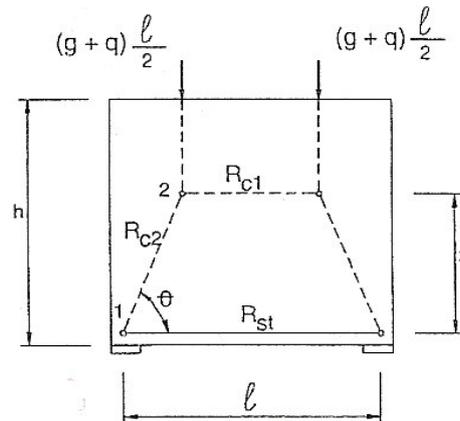
Figura 3.3 - Trajetórias de tensões viga-parede biapoiada - carga distribuída superior



Fonte: Silva e Giongo (2000)

O modelo utilizado é o apresentado na Figura 3.4, onde a carga uniforme, composta por parte do peso próprio, revestimento e sobrecarga, referente à laje da tampa do reservatório é dividida em duas forças resultantes concentradas equivalentes. Além da carga oriunda da laje da tampa, uma parcela do peso próprio da parede é considerada na face superior. Schlaich & Schafer (1989) apud Silva e Giongo (2000) mostram a variação do braço de alavanca  $z$  de acordo com a relação  $l/h$ , onde esta variação é linear, com  $z$  variando de  $0,6l$  para  $l/h \leq 1$  até  $0,34l$  para  $l/h = 2$ . Mostram ainda que o ângulo  $\theta$  varia de  $68^\circ$  para  $l/h \leq 1$  até  $55^\circ$  para  $l/h = 2$ .

Figura 3.4 - Modelo de viga-parede biapoiada: carga superior

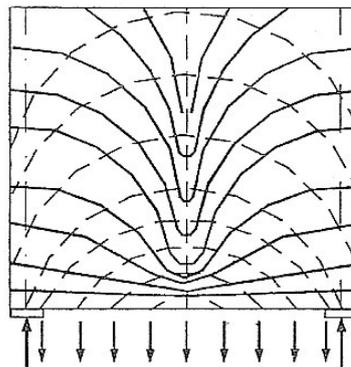


Fonte: Silva e Giongo (2000)

### 3.3.1.2 Ação uniformemente distribuída na face inferior

Da mesma forma como nas ações uniformemente distribuídas na face superior, Silva e Giongo (2000) apresentam as trajetórias de tensões elásticas que resultam de uma ação uniformemente distribuída na face inferior da viga-parede.

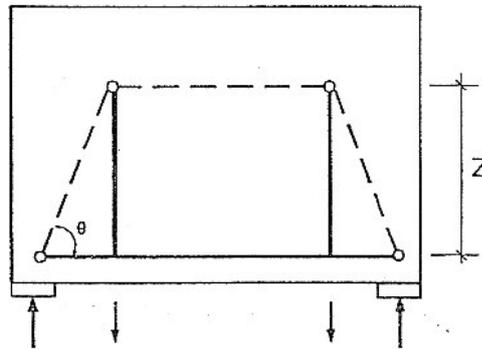
Figura 3.5 - Trajetórias de tensões viga-parede biapoiada - carga distribuída inferior



Fonte: Silva e Giongo (2000)

O modelo utilizado é o apresentado na Figura 3.6 e é definido pelo ângulo  $\theta$  e o braço de alavanca  $z$ , com a carga referente à laje do fundo e parcela do peso próprio representada por duas resultantes, assim como no modelo para carga distribuída na face superior. Porém, a ação aplicada na face inferior deve ser suspensa e levada diretamente aos apoios.

Figura 3.6 - Modelo viga-parede biapoiada: carga inferior



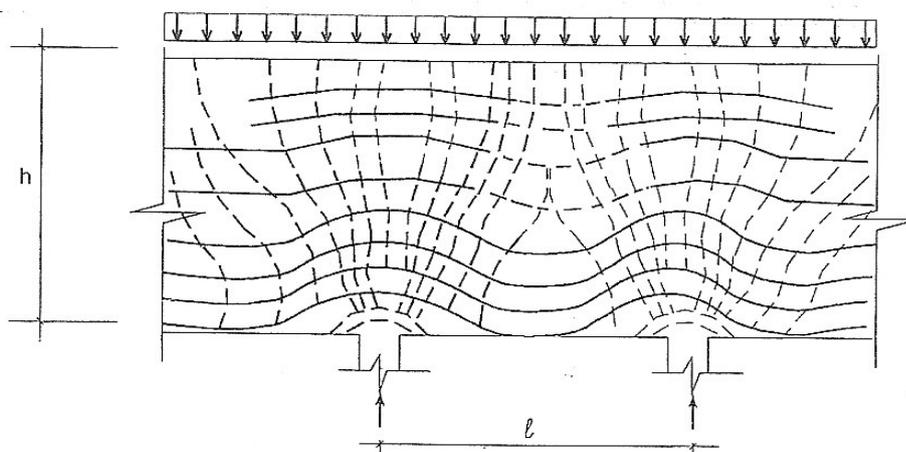
Fonte: Silva e Giongo (2000)

### 3.3.2 Modelo para vigas-parede contínuas

#### 3.3.2.1 Ação uniformemente distribuída na face superior

A distribuição de tensões para vigas-parede contínuas é semelhante ao que ocorre nas vigas-parede biapoiadas. A região do apoio intermediário é considerada uma região crítica, exigindo a verificação das tensões, segundo Silva e Giongo (2002). A Figura 3.7 mostra a distribuição das tensões em uma viga-parede contínua sujeita a uma carga distribuída na face superior.

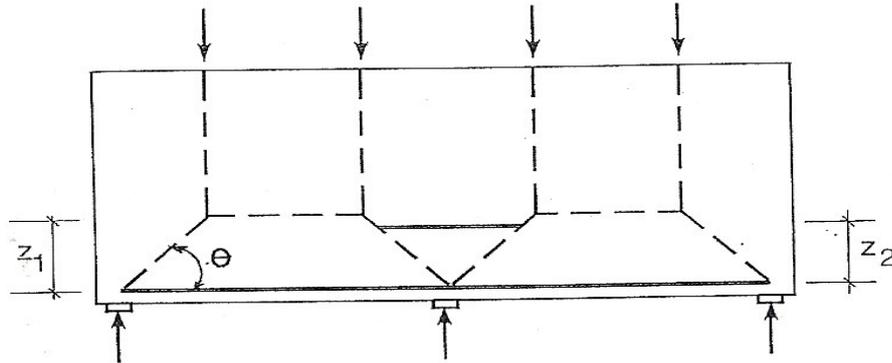
Figura 3.7 - Trajetórias de tensões viga-parede contínua - carga distribuída superior



Fonte: Silva e Giongo (2000)

O modelo adequado, de acordo com Schlaich e Schafer (1989) apud Silva e Giongo (2000), divide o carregamento distribuído em quatro resultantes, como apresentado na Figura 3.8, com os valores de  $z_1$  e  $\theta$  determinados como no modelo para vigas-parede biapoiadas. Já os valores para  $z_2$  variam linearmente de  $0,40 \cdot l$  para  $l/h \leq 1,25$  até  $0,35 \cdot l$  para  $l/h = 2$ .

Figura 3.8 - Modelo viga-parede contínua: carga superior

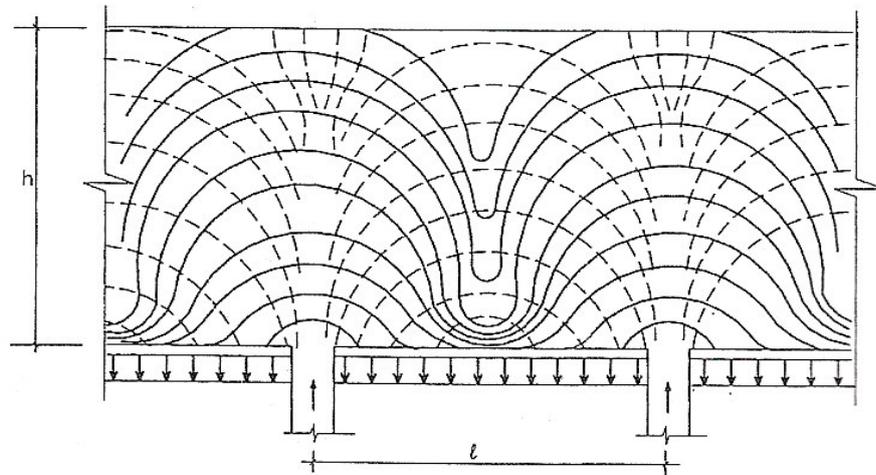


Fonte: Silva e Giongo (2000)

### 3.3.2.2 Ação uniformemente distribuída na face inferior

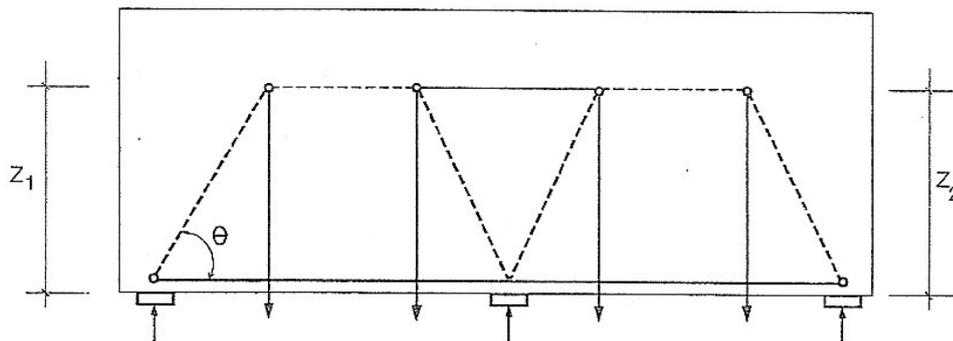
O comportamento das tensões em vigas-parede contínuas sujeitas a cargas uniformemente distribuídas na face inferior é semelhante ao que ocorre nas vigas-parede biapoiadas. A concentração de tensões de compressão na região nodal do apoio intermediário a torna uma zona crítica. A trajetória de tensões para esse tipo de carregamento é ilustrada na Figura 3.9 e o modelo de cálculo apresentado na Figura 3.10, possuindo as mesmas características do modelo considerado para carga distribuída na face superior. (Silva e Giongo, 2000)

Figura 3.9 - Trajetórias de tensões viga-parede contínua - carga distribuída inferior



Fonte: Silva e Giongo (2000)

Figura 3.10 - Modelo viga-parede contínua: carga inferior



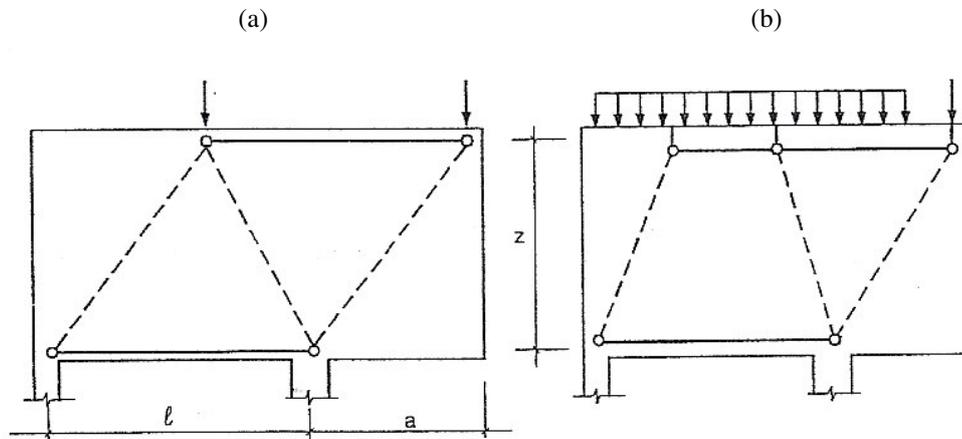
Fonte: Silva e Giongo (2000)

### 3.3.3 Modelo para vigas-parede em balanço

Para as vigas-parede em balanço, Leonhardt e Mönning (1978a) apud Silva e Giongo (2000) afirmam que a escolha do modelo depende do tipo de carregamento que atua no vão interno ao balanço. De acordo com a altura, deve-se analisar a posição da resultante de tensões de tração para que se faça a correta distribuição da armadura principal. A seguir estão representados dois modelos de cálculo, considerando uma carga concentrada no vão em balanço e variando o tipo de carregamento no vão interno. Figura 3.11

Figura 3.11 - Modelo viga-parede em balanço

(a) Carga concentrada no vão interno; (b) carga distribuída no vão interno



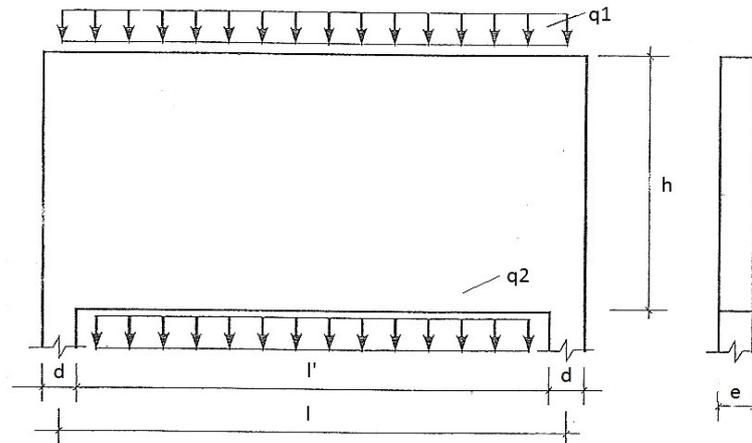
Fonte: Silva e Giongo (2000)

### 3.3.4 Planilha

Para o dimensionamento da viga-parede, a planilha se restringe a vigas-parede simplesmente apoiadas sobre apoios diretos, por ser a condição mais simples existente. Assim como nas abas destinadas às lajes, deve-se preencher a planilha com os dados de entrada referente às dimensões da viga-parede. A Figura 3.12 ilustra de forma clara os dados que devem ser inseridos, sendo:

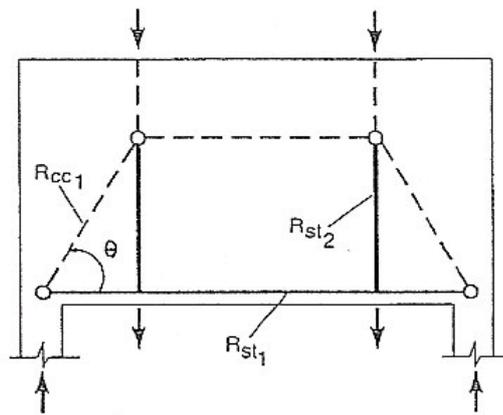
- $q_1$ : ação uniformemente distribuída na face superior
- $q_2$ : ação uniformemente distribuída na face inferior
- $h$ : altura
- $e$ : espessura
- $d$ : largura do apoio
- $l'$ : distância interna entre apoios
- $l$ : vão

Figura 3.12 - Viga-parede



Fonte: Silva e Giongo (2000)

Figura 3.13 - Modelo de viga-parede biapoiada: carga superior e inferior



Fonte: Silva e Giongo (2000)

Os carregamentos superiores e inferiores  $q_1$  e  $q_2$  são calculados automaticamente, pois extraem os dados de carregamento linear nas vigas das abas “laje fundo” e “laje tampa” e os somam com a metade do peso próprio da parede. As resultantes desses carregamentos são calculadas e os modelos apresentados nos itens 3.3.1.1 e 3.3.1.2 são sobrepostos, resultando no modelo apresentado na Figura 3.13 e, através da relação  $l/h$ , o ângulo  $\theta$  é determinado. Com esses valores, através do equilíbrio dos nós, as resultantes das tensões de tração e compressão são determinadas. Após a determinação de todos esses resultados preliminares, é feita a verificação da tensão atuante no apoio,  $\sigma_{c1}$ , e da tensão de compressão na biela,  $\sigma_{c2}$ ,

que devem ser inferiores que a tensão limite de compressão na biela,  $f_{cd2}$ . De acordo com Silva e Giongo (2000), a determinação das tensões é feita de acordo com as seguintes fórmulas:

$$f_{cd2} = 0,60 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd}$$

$$\sigma_{c1} = \frac{\text{Reação de apoio}}{\text{Área do apoio}}$$

$$\sigma_{c2} = \frac{\sigma_{c1}}{\text{sen}^2\theta \cdot \left(1 + \frac{h_{dist}}{d} \cdot \text{cotg}\theta\right)}$$

O valor  $f_{cd2}$ , de acordo com o item 22.3.2 da NBR 6118:2011 (em revisão), representa a tensão resistente máxima do concreto em regiões onde há tensões de tração transversais, limite esse que deve ser considerado na verificação de regiões nodais. Feita a verificação de tensões, a planilha parte para o dimensionamento da armadura da viga-parede, calculando o  $A_s$ , a armadura principal do tirante (armadura de flexão), a armadura de suspensão necessária,  $A_{s,susp}$ , que é calculada de acordo com a carga distribuída na face inferior, tendo esta armadura a função de transferir a carga para os apoios. A armadura mínima é calculada de acordo o item 17.3.5.2.1 da NBR 6118:2003, e caso a armadura principal seja menor que a mínima, a planilha automaticamente dimensiona a armadura de acordo com o  $A_{s,min}$  calculado. Calcula-se ainda a armadura de alma,  $A_{s,malha}$ , que deve ser disposta vertical e horizontalmente em cada face, segundo o item 17.3.5.2.3 da NBR 6118:2003. Assim,  $a_{sv}$  é a armadura distribuída na direção da altura e  $a_{sh}$  a armadura distribuída ao longo do vão. As fórmulas de cálculo implementadas são mostradas a seguir:

$$A_s = \frac{R_{st1}}{f_{yd}}$$

$$A_{s,susp} = \frac{1,4 \cdot q_2}{f_{yd}}$$

$$A_{s,min} = 0,15\% \cdot b_w \cdot h$$

$$A_{s,mal\ ha} = 0,1\% \cdot b_w \cdot h$$

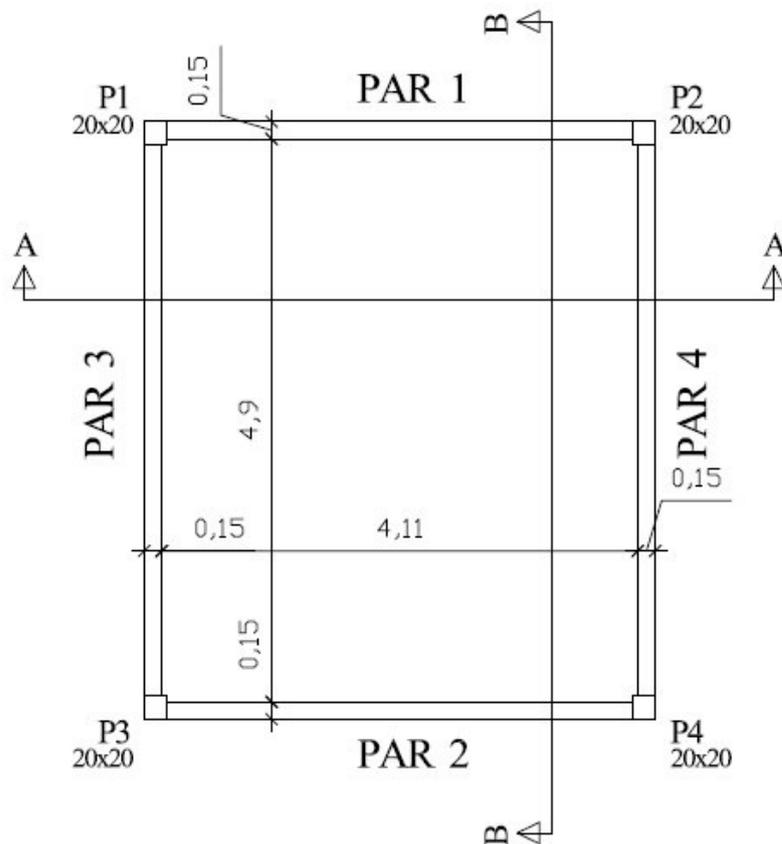
$$a_{sv} = \frac{A_{s,mal\ ha}}{l}$$

$$a_{sh} = \frac{A_{s,mal\ ha}}{h}$$

## 4 RESULTADOS

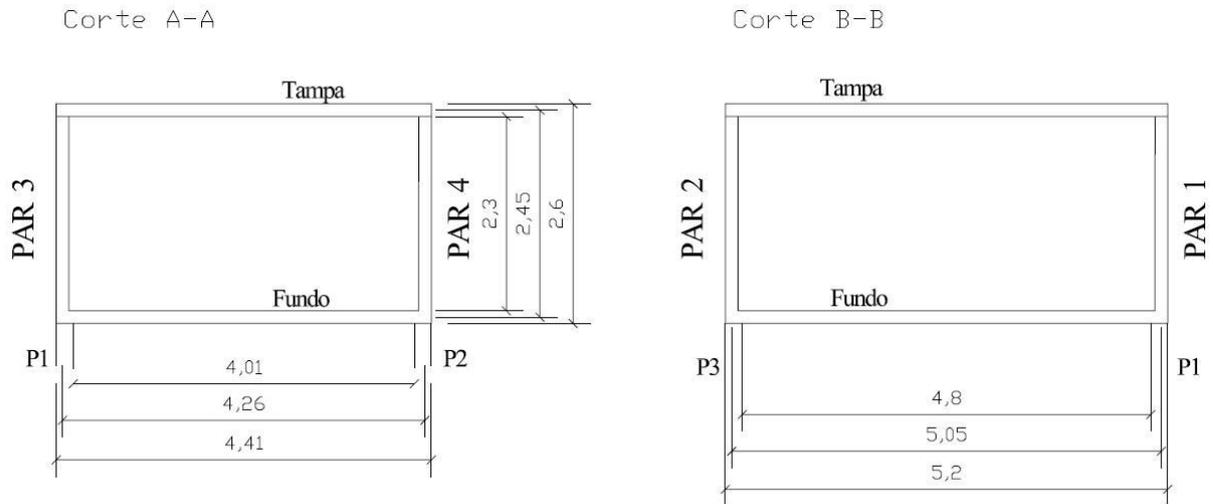
Neste capítulo será apresentado um exemplo para mostrar o funcionamento da planilha no cálculo de um reservatório elevado em concreto armado, de uma única célula, situado em uma região de classe de agressividade ambiental II, considerada moderada. O aço utilizado será o CA-50 e o fck do concreto será de 30 MPa. O item 13.2.2 da NBR 6118:2003 indica que a menor dimensão para a largura das vigas-parede é de 15cm. A Figura 4.1 mostra as dimensões em planta da caixa d'água, apoiada sobre quatro pilares quadrados, e indica as paredes e também as posições dos cortes.

Figura 4.1 - Exemplo - Vista em planta



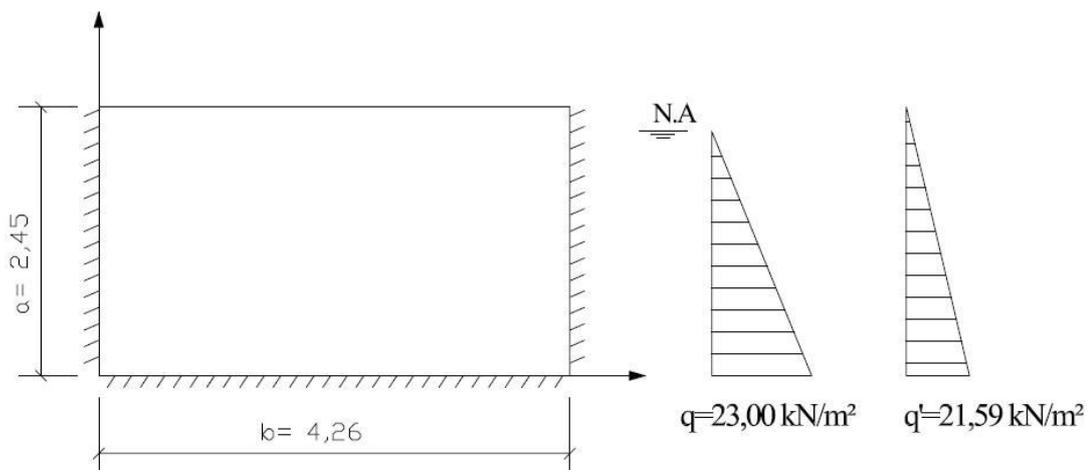
Os cortes na direção x (A-A) e na direção y (B-B) são apresentados na Figura 4.2, assim como também os valores de  $l_x$  e  $l_y$ , usados para a determinação do  $\lambda$ .

Figura 4.2 - Exemplo – Cortes



Com os dados citados no início deste capítulo e de posse das dimensões, os dados de entrada podem ser inseridos na planilha para que a mesma realize o dimensionamento das peças que compõem a caixa d'água. O pré-dimensionamento das lajes do fundo e da tampa foi feito seguindo a recomendação da NBR 6118:1980, item 4.2.3.1.C, sendo adotadas as dimensões de altura para ambas as duas lajes  $h = 15\text{cm}$ . Para as lajes das paredes, a carga correspondente ao empuxo lateral da água é recalculada (Figura 4.3), através de semelhança de triângulos, para que seja distribuída ao longo da altura teórica da laje e assim possa garantir o correto uso das tabelas.

Figura 4.3 - Exemplo - Ação do carregamento hidrostático nas paredes



Determinados os esforços através do uso das tabelas, considerando-se cada elemento isoladamente, os momentos negativos são então compatibilizados nas regiões de ligação engastada entre os elementos, ou seja, nas ligações das paredes com a laje do fundo e nas ligações entre paredes, para considerar a continuidade da estrutura. Este processo é feito como determinado no item 3.2.1.1 e os momentos corrigidos passam a ser então utilizados para a determinação das armaduras. As compatibilizações e correções são mostradas nas Figura 4.4, Figura 4.5e na Figura 4.6.

Figura 4.4 - Exemplo – Compatibilização parede/fundo

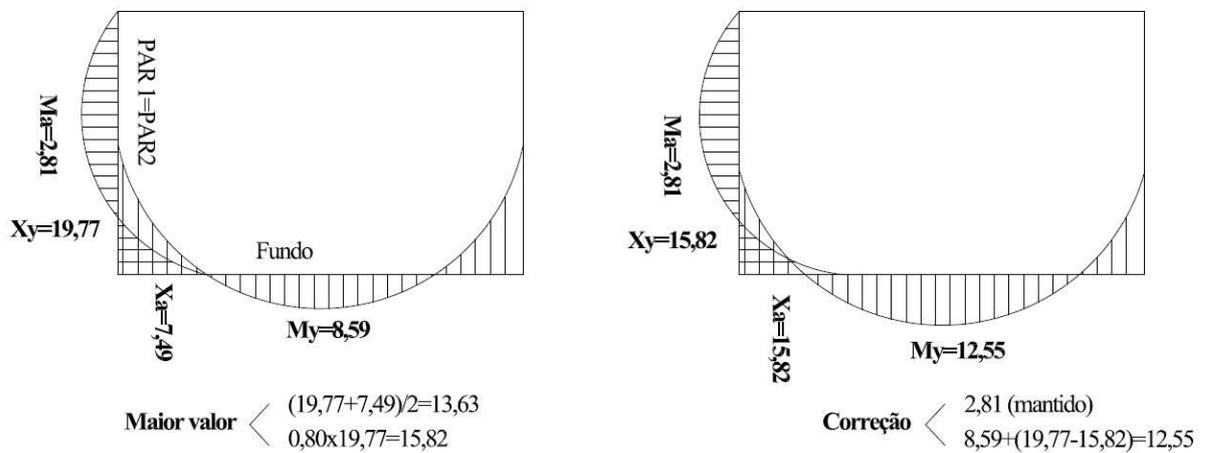


Figura 4.5 - Exemplo - Compatibilização parede/fundo

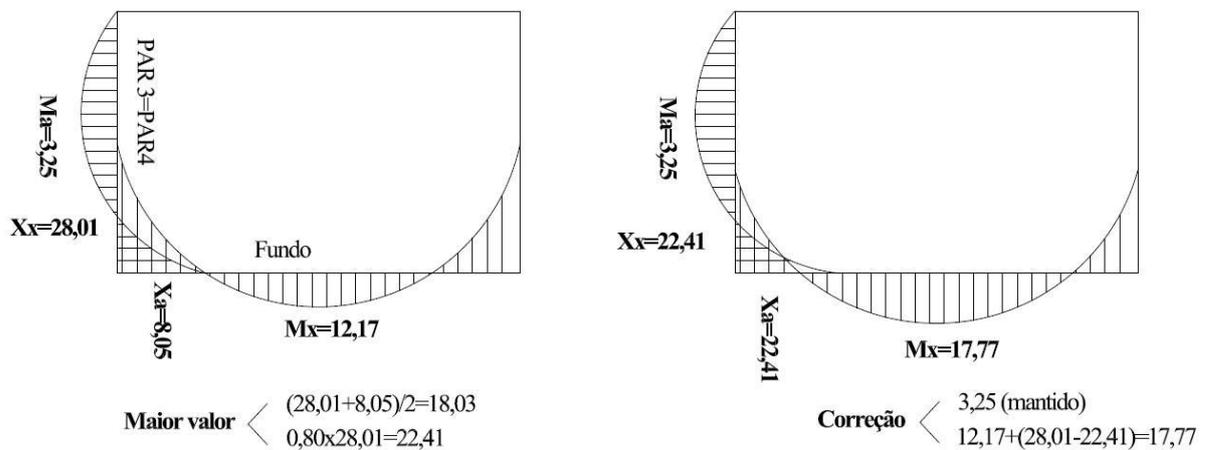
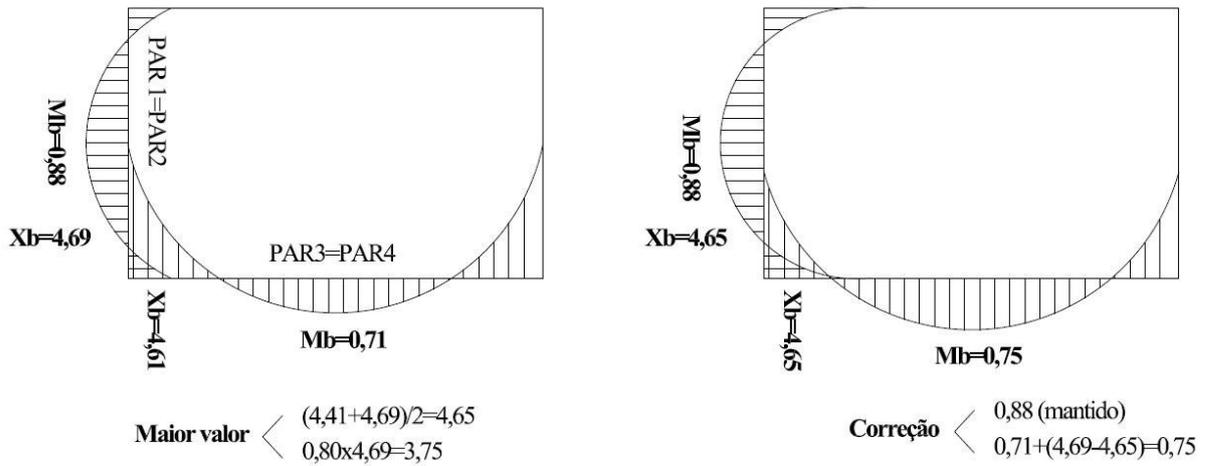


Figura 4.6 - Exemplo - Compatibilização parede/parede



Em seguida são apresentadas as abas da planilha referentes à laje da tampa, laje do fundo, paredes na direção x, paredes na direção y e ainda a parte da planilha onde é feita a compatibilização dos momentos negativos.

Figura 4.7 - Planilha laje tampa

## CÁLCULO DA TAMPA DA CAIXA D'ÁGUA

DADOS DE ENTRADA		
h=	15	cm
Lx (menor vão)=	426	cm
Ly=	505	cm
REVEST.=	1,00	KN/m <sup>2</sup>
SC=	0,50	KN/m <sup>2</sup>
Cobrim.=	3	cm
Fck=	30	MPa
Aço=	50	A ou B

RESULTADOS PRELIMINARES		
q=	5,3	kN/m <sup>2</sup>
λ=	1,19	2 direções
m <sub>x</sub> =	19,74	Coeficiente
m <sub>y</sub> =	27,95	Coeficiente

CARREGAMENTO VIGA				
v <sub>x</sub>	2,92	V <sub>x</sub>	6,53	kN/m
v <sub>y</sub>	2,5	V <sub>y</sub>	5,59	kN/m

MOMENTOS		
M <sub>x</sub> =	4,83	kN.m/m
M <sub>y</sub> =	3,41	kN.m/m

FLEXÃO x			FLEXÃO y		
d=	0,117	m	d=	0,117	m
KMD=	0,0231	Coeficiente	KMD=	0,0163	Coeficiente
KX=	0,0449	Coeficiente	KX=	0,0298	Coeficiente
KZ=	0,9820	Coeficiente	KZ=	0,9881	Coeficiente
As=	1,35	cm <sup>2</sup> /m	As=	0,95	cm <sup>2</sup> /m

As<sub>mín</sub>= 2,25 cm<sup>2</sup>/m

Seleção da bitola	6,3	Seleção da bitola	6,3
ESPAÇAMENTO s(cm)	14	ESPAÇAMENTO s(cm)	14

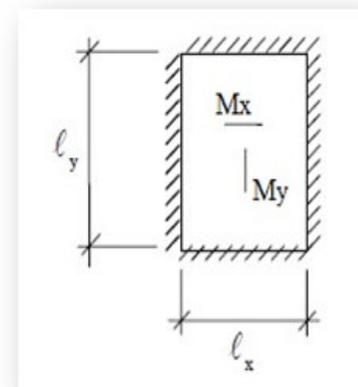


Figura 4.8 - Planilha laje fundo  
CÁLCULO DO FUNDO DA CAIXA D'ÁGUA

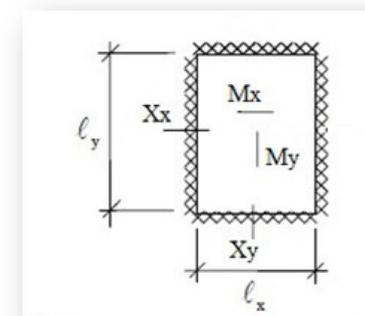
DADOS DE ENTRADA		
h=	15	cm
Lx (menor vão)=	426	cm
Ly=	505	cm
Altura Água=	230	cm
REVEST.=	1,00	kN/m <sup>2</sup>
SC (q)=	23,00	kN/m <sup>2</sup>
Cobrim.=	2,5	cm
Fck=	30	MPa
Aço=	50	A ou B

RESULTADOS PRELIMINARES		
q=	27,75	kN/m <sup>2</sup>
λ=	1,19	2 direções
m <sub>x</sub> =	41,4	Coefficiente
m <sub>y</sub> =	58,6	Coefficiente
n <sub>x</sub> =	18,0	Coefficiente
n <sub>y</sub> =	25,5	Coefficiente

MOMENTOS		
M <sub>x</sub> =	12,17	kN.m/m
M <sub>y</sub> =	8,59	kN.m/m
X <sub>x</sub> =	- 28,01	kN.m/m
X <sub>y</sub> =	- 19,77	kN.m/m

MOMENTOS CORRIGIDOS		
M <sub>x</sub> =	17,77	kN.m/m
M <sub>y</sub> =	12,55	kN.m/m
X <sub>x</sub> =	- 22,41	kN.m/m
X <sub>y</sub> =	- 15,82	kN.m/m

CARREGAMENTO VIGA				
v <sub>x</sub>	2,92	V <sub>x</sub>	34,52	kN/m
v <sub>y</sub>	2,5	V <sub>y</sub>	29,55	kN/m



FLEXÃO x			FLEXÃO y			FLEXÃO x'			FLEXÃO y'		
d=	0,121	m	d=	0,121	m	d=	0,12	m	d=	0,121	m
KMD=	0,0793	Coefficiente	KMD=	0,0560	Coefficiente	KMD=	0,1017	Coefficiente	KMD=	0,0706	Coefficiente
KX=	0,1238	Coefficiente	KX=	0,0916	Coefficiente	KX=	0,1654	Coefficiente	KX=	0,1156	Coefficiente
KZ=	0,9505	Coefficiente	KZ=	0,9634	Coefficiente	KZ=	0,9339	Coefficiente	KZ=	0,9537	Coefficiente
As=	4,98	cm <sup>2</sup> /m	As=	3,47	cm <sup>2</sup> /m	As=	6,44	cm <sup>2</sup> /m	As=	4,41	cm <sup>2</sup> /m

As<sub>mín</sub>= 2,25 cm<sup>2</sup>/m

Seleção da bitola	8	Seleção da bitola	8	Seleção da bitola	10	Seleção da bitola	8
ESPAÇAMENTO s(cm)	10	ESPAÇAMENTO s(cm)	14	ESPAÇAMENTO s(cm)	12	ESPAÇAMENTO s(cm)	11

$$s_{\text{máx}} \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ 2.h \end{cases} \quad \text{ESPAÇAMENTO MÁXIMO (ITEM 20.1 NBR 6118:2003)}$$

Figura 4.9 - Planilha laje parede

**CÁLCULO DA PAREDE (LAJE)**

DADOS DE ENTRADA		
h=	15	cm
a=	245	cm
b=	426	cm
q'=	21,59	KN/m <sup>2</sup>
Cobrim.=	2,5	cm
Fck=	30	MPa
Aço=	50	A ou B

RESULTADOS PRELIMINARES		
q=	21,59	kN/m <sup>2</sup>
a/b=	0,60	2 direções
xa=	0,0578	Coefficiente
xb=	0,0356	Coefficiente
ma=	0,0217	Coefficiente
mb=	0,0068	Coefficiente

MOMENTOS		
Xa=	- 7,49	kN.m/m
Xb=	- 4,61	kN.m/m
Ma=	2,81	kN.m/m
Mb=	0,88	kN.m/m

MOMENTOS CORRIGIDOS		
Xa=	- 15,82	kN.m/m
Xb=	- 4,65	kN.m/m
Ma=	2,81	kN.m/m
Mb=	0,88	kN.m/m

FLEXÃO a			FLEXÃO b			FLEXÃO a'			FLEXÃO b'		
d=	0,122	m	d=	0,121	m	d=	0,121	m	d=	0,122	m
KMD=	0,0124	Coefficiente	KMD=	0,0039	Coefficiente	KMD=	0,0706	Coefficiente	KMD=	0,0205	Coefficiente
KX=	0,0298	Coefficiente	KX=	0,0148	Coefficiente	KX=	0,1156	Coefficiente	KX=	0,0449	Coefficiente
KZ=	0,9881	Coefficiente	KZ=	0,9941	Coefficiente	KZ=	0,9537	Coefficiente	KZ=	0,9820	Coefficiente
As=	0,75	cm <sup>2</sup> /m	As=	0,24	cm <sup>2</sup> /m	As=	4,41	cm <sup>2</sup> /m	As=	1,25	cm <sup>2</sup> /m

**Asmín=** 2,25 cm<sup>2</sup>/m

ESCOLHA DA BITOLA	6,3	ESCOLHA DA BITOLA	8	ESCOLHA DA BITOLA	8	ESCOLHA DA BITOLA	6,3
ESPAÇAMENTO s(cm)	14	ESPAÇAMENTO s(cm)	22	ESPAÇAMENTO s(cm)	11	ESPAÇAMENTO s(cm)	14

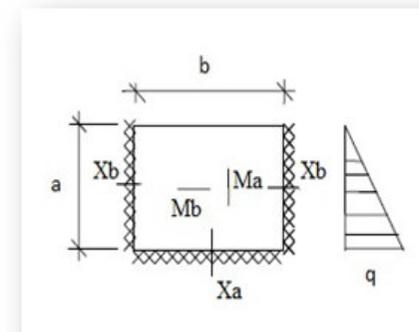


Figura 4.10 - Planilha laje parede

## CÁLCULO DA PAREDE (LAJE)

DADOS DE ENTRADA		
h=	15	cm
a=	245	cm
b=	505	cm
q'=	21,59	KN/m <sup>2</sup>
Cobrim.=	2,5	cm
Fck=	30	MPa
Aço=	50	A ou B

RESULTADOS PRELIMINARES		
q=	21,59	kN/m <sup>2</sup>
a/b=	0,50	2 direções
xa=	0,0621	Coeficiente
xb=	0,0362	Coeficiente
ma=	0,0251	Coeficiente
mb=	0,0055	Coeficiente

MOMENTOS		
Xa=	- 8,05	kN.m/m
Xb=	- 4,69	kN.m/m
Ma=	3,25	kN.m/m
Mb=	0,71	kN.m/m

MOMENTOS CORRIGIDOS		
Xa=	- 22,41	kN.m/m
Xb=	- 4,65	kN.m/m
Ma=	3,25	kN.m/m
Mb=	0,75	kN.m/m

FLEXÃO a			FLEXÃO b			FLEXÃO a'			FLEXÃO b'		
d=	0,121	m	d=	0,121	m	d=	0,120	m	d=	0,122	m
KMD=	0,0145	Coeficiente	KMD=	0,0034	Coeficiente	KMD=	0,1017	Coeficiente	KMD=	0,0205	Coeficiente
KX=	0,0298	Coeficiente	KX=	0,0148	Coeficiente	KX=	0,1654	Coeficiente	KX=	0,0449	Coeficiente
KZ=	0,9881	Coeficiente	KZ=	0,9941	Coeficiente	KZ=	0,9339	Coeficiente	KZ=	0,9820	Coeficiente
As=	0,88	cm <sup>2</sup> /m	As=	0,20	cm <sup>2</sup> /m	As=	6,44	cm <sup>2</sup> /m	As=	1,25	cm <sup>2</sup> /m

As<sub>mín</sub>= 2,25 cm<sup>2</sup>/m

ESCOLHA DA BITOLA	8	ESCOLHA DA BITOLA	8	ESCOLHA DA BITOLA	10	ESCOLHA DA BITOLA	6,3
ESPAÇAMENTO s(cm)	22	ESPAÇAMENTO s(cm)	22	ESPAÇAMENTO s(cm)	12	ESPAÇAMENTO s(cm)	14

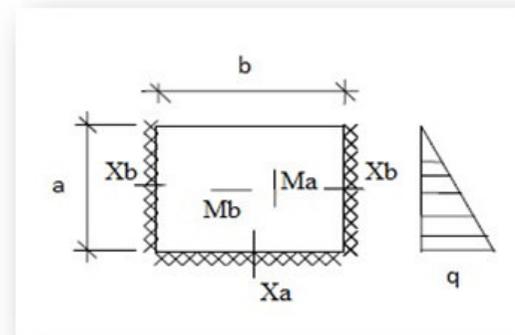


Figura 4.11 - Planilha compatibilização

**COMPATIBILIZAÇÃO MOM. NEG.**Momentos neg. na laje (KN.m/m):  $X_x = 28,01$  $X_y = 19,77$ Momentos neg. na PAR.1 (KN.m/m):  $X_a = 7,49$  $X_b = 4,61$ Momentos neg. na PAR.2 (KN.m/m):  $X_a = 8,05$  $X_b = 4,69$ 1) Laje Fundo com Paredes**(LAJE E PAR 1) Maior valor entre:**

Média dos 2 valores 13,63

80% do maior 15,82

**15,82 KN.m/m****(LAJE E PAR 2) Maior valor entre:**

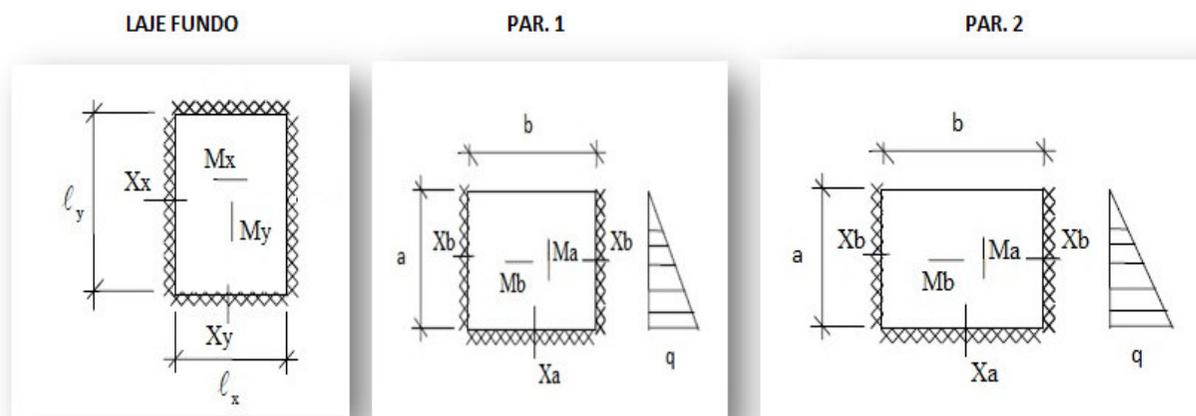
Média dos 2 valores 18,03

80% do maior 22,41

**22,41 KN.m/m**2) Entre Paredes**(PAR1 E PAR 2) Maior valor entre:**

Média dos 2 valores 4,65

80% do maior 3,75

**4,65 KN.m/m**

O detalhamento das lajes da tampa e do fundo (Figura 4.12) é apresentado de acordo com os valores fornecidos pela planilha, respeitando os cobrimentos da armadura. Os detalhes da armadura nas ligações também são apresentados.

Figura 4.12 - Exemplo - Detalhamento tampa e fundo

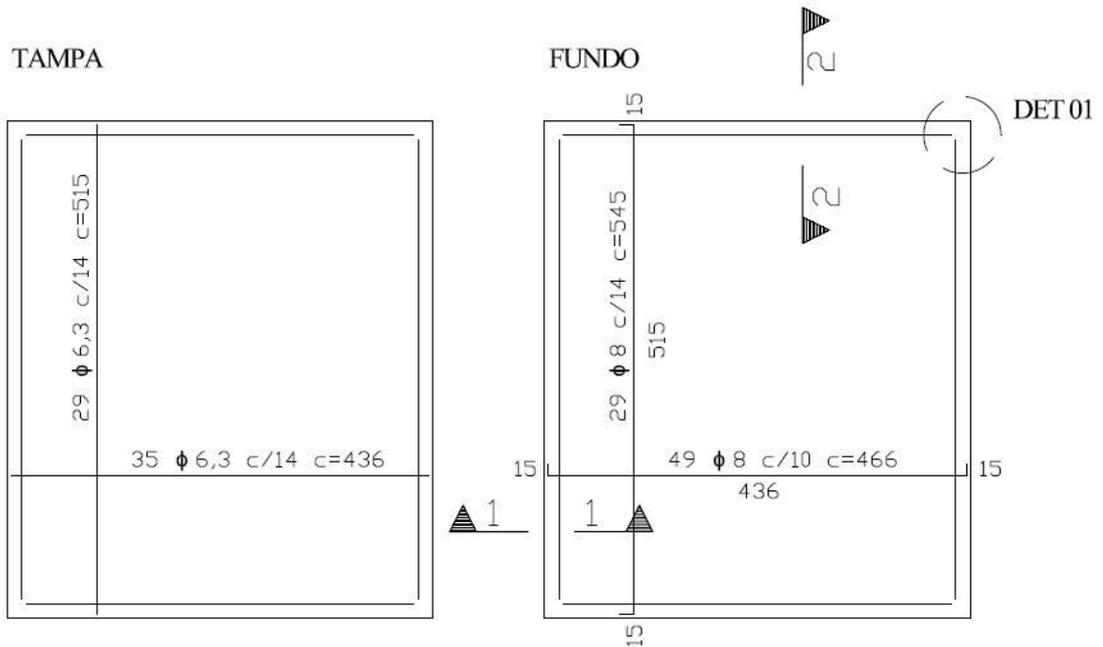
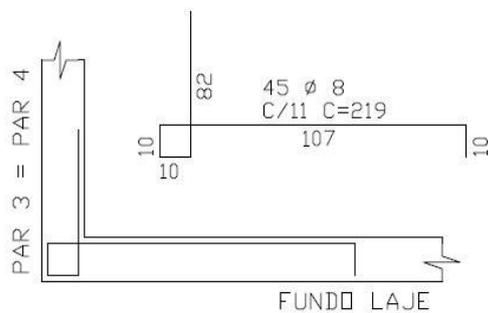


Figura 4.13 - Exemplo – Detalhes ligação paredes/fundo

SEÇÃO 1-1



SEÇÃO 2-2

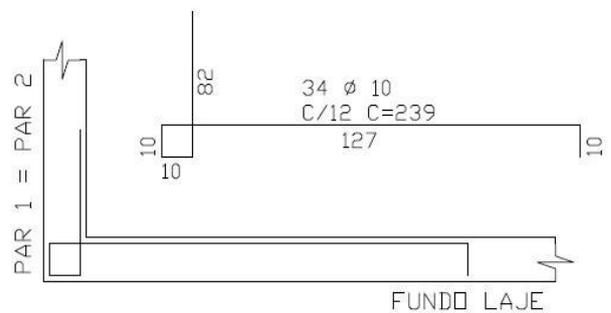
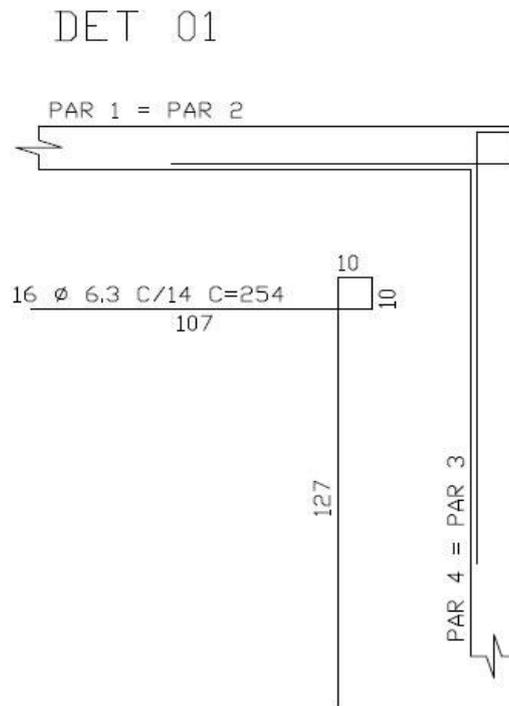


Figura 4.14 - Exemplo – Detalhes ligação parede/parede



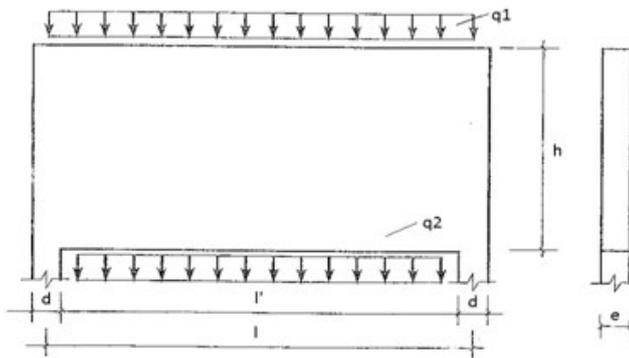
Nas seções 1-1 e 2-2 foram adotadas medidas práticas para a determinação do comprimento das armaduras, com o comprimento para a armadura nas paredes como sendo  $1/3$  do vão, sem dobra e na laje do fundo como sendo  $1/4$  do vão, com dobra. Na ligação entre paredes, os comprimentos foram definidos como sendo  $1/4$  do vão. De acordo com Silva e Giongo (2000), é recomendada a utilização de laços (ou ganchos) horizontais.

Em seguida são mostradas as abas da planilha referentes ao dimensionamento das vigas-parede, com as armadura calculadas e as tensões verificadas tal como foi apresentado no item 3.3.4 deste trabalho.

Figura 4.15 - Planilha viga-parede PAR 1=PAR 2

## Cálculo Viga-Parede através do Modelo de Bielas e Tirantes

### Biapoiada



q1: ação uniformemente dist. na face sup.

q2: ação uniformemente dist. na face inf.

h: altura

e: espessura

d: largura do apoio

l': distância interna entre apoios

l: distância média entre apoios

q1=	10,47	KN/m
q2=	34,43	KN/m
h=	260	cm
e=	15	cm
d=	20	cm
l'=	401	cm
l=	421	cm

l/h	1,62
$\theta$	60,20 °

Rst1= 75,8 KN

Rst2= 101,5 KN

Rcc1= 152,5 KN

Rcc2= 30,8 KN

### Verificação das tensões

OK!

$f_{cd2}$ = **1,13** KN/cm<sup>2</sup> tensão limite de compressão nas bielas

$\sigma_{c1}$ = **0,33** KN/cm<sup>2</sup> tensão atuante no apoio

$\sigma_{c2}$ = **0,21** KN/cm<sup>2</sup> tensão de compressão na biela

### Dimensionamento Armaduras

As = **1,74** cm<sup>2</sup> armadura principal do tirante

As,susp= **1,11** cm<sup>2</sup>/m armadura de suspensão vertical

As,mín= **5,85** cm<sup>2</sup> armadura mínima longitudinal

As,malha= **3,90** cm<sup>2</sup> armadura em malha

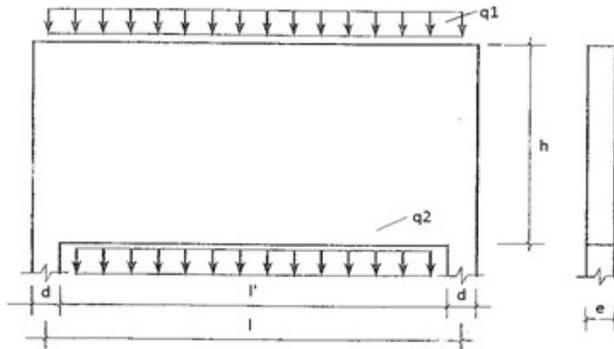
Asv= **0,93** cm<sup>2</sup>/m armadura distribuída na direção da altura h

Ash= **1,50** cm<sup>2</sup>/m armadura distribuída na direção do vão l

Figura 4.16 - Planilha viga-parede PAR 3=PAR 4

## Cálculo Viga-Parede através do Modelo de Bielas e Tirantes

### Biapoiada



q1: ação uniformemente dist. na face sup.

q2: ação uniformemente dist. na face inf.

h: altura

e: espessura

d: largura do apoio

l': distância interna entre apoios

l: distância média entre apoios

q1=	11,41	KN/m
q2=	39,39	KN/m
h=	260	cm
e=	15	cm
d=	20	cm
l'=	480	cm
l=	500	cm

l/h	1,92
$\theta$	56,30 °

Rst1= 118,6 KN

Rst2= 137,9 KN

Rcc1= 213,7 KN

Rcc2= 39,9 KN

Verificação das tensões

OK!

$f_{cd2}$ = 1,13 KN/cm<sup>2</sup> tensão limite de compressão nas bielas

$\sigma_{c1}$ = 0,44 KN/cm<sup>2</sup> tensão atuante no apoio

$\sigma_{c2}$ = 0,28 KN/cm<sup>2</sup> tensão de compressão na biela

Dimensionamento Armaduras

As = 2,73 cm<sup>2</sup> armadura principal do tirante

As,susp= 1,27 cm<sup>2</sup>/m armadura de suspensão vertical

As,mín= 5,85 cm<sup>2</sup> armadura mínima longitudinal

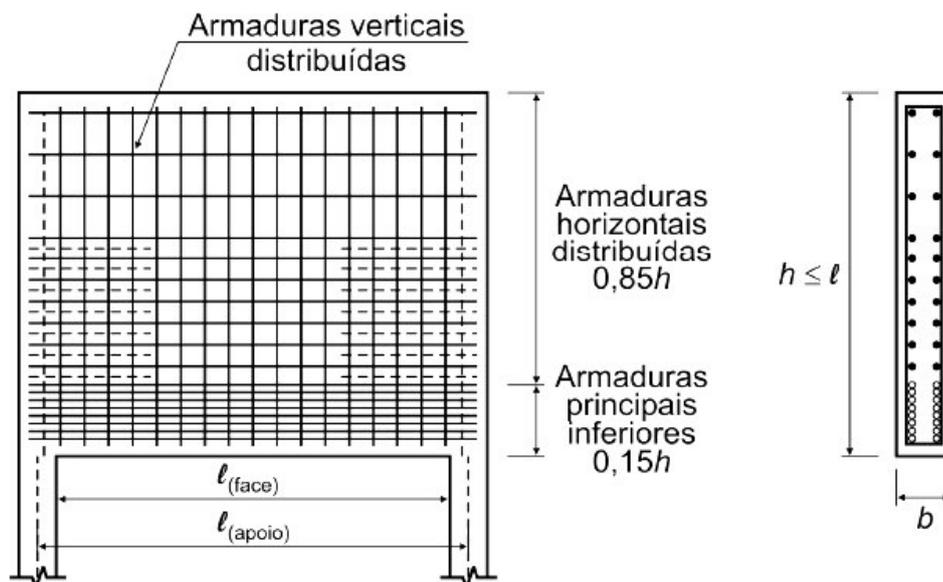
As,malha= 3,90 cm<sup>2</sup> armadura em malha

Asv= 0,78 cm<sup>2</sup>/m armadura distribuída na direção da altura h

Ash= 1,50 cm<sup>2</sup>/m armadura distribuída na direção do vão l

No item 22.2.4.1 da NBR 6118:2003, é indicado que a armadura principal seja distribuída em camadas de armadura, em uma altura igual ao menor valor entre  $0,15 \cdot h$  e  $0,15 \cdot l$  (Figura 4.17). Já o item 22.2.4.3 aponta que a armadura transversal deve respeitar um valor mínimo de 0,075% por face e que a armadura deve ser capaz de suspender por completo a carga atuante no bordo inferior da parede. Essa armadura transversal deve ser composta por estribos verticais tendo o papel de suspender a ação da carga distribuída ao longo da face inferior da parede, carga esta composta pela ação atuante da laje do fundo e uma parcela do peso próprio da parede. A viga-parede deve ser armada ainda com uma armadura em malha ou armadura de pele, composta por estribos verticais ou barras verticais isoladas e barras horizontais, com o papel de absorver tensões de tração inclinadas de pequena intensidade e manter as fissuras com abertura dentro do limite.

Figura 4.17 – Armação típica de viga-parede com  $h \leq l$



Fonte: NBR 6118:2003

O detalhamento das armaduras para as vigas-paredes é apresentado nas figuras abaixo. Para o detalhamento final da estrutura, as armaduras devem ser sobrepostas. Como a armadura vertical de pele é maior que a armadura de suspensão por face, a armadura distribuída

verticalmente será  $a_{sv}$ . A armadura longitudinal principal será distribuída em uma altura de 49cm ( $0,15 \cdot 260 = 39\text{cm}$ )

Figura 4.18 - Exemplo – Detalhes viga-parede

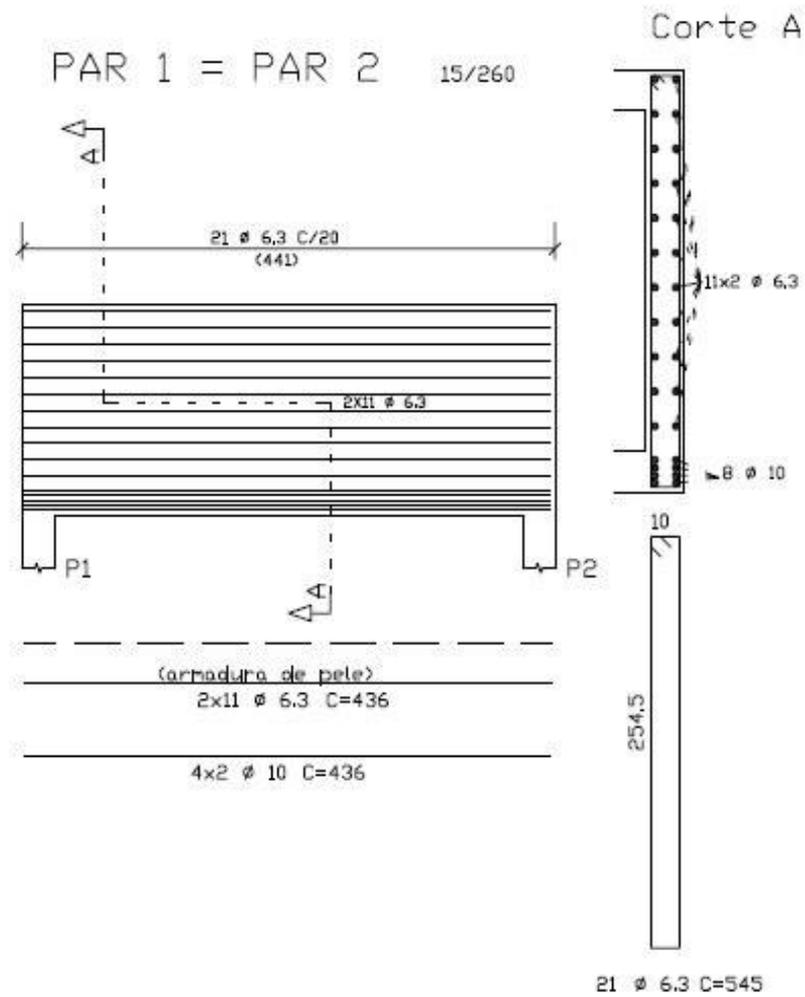
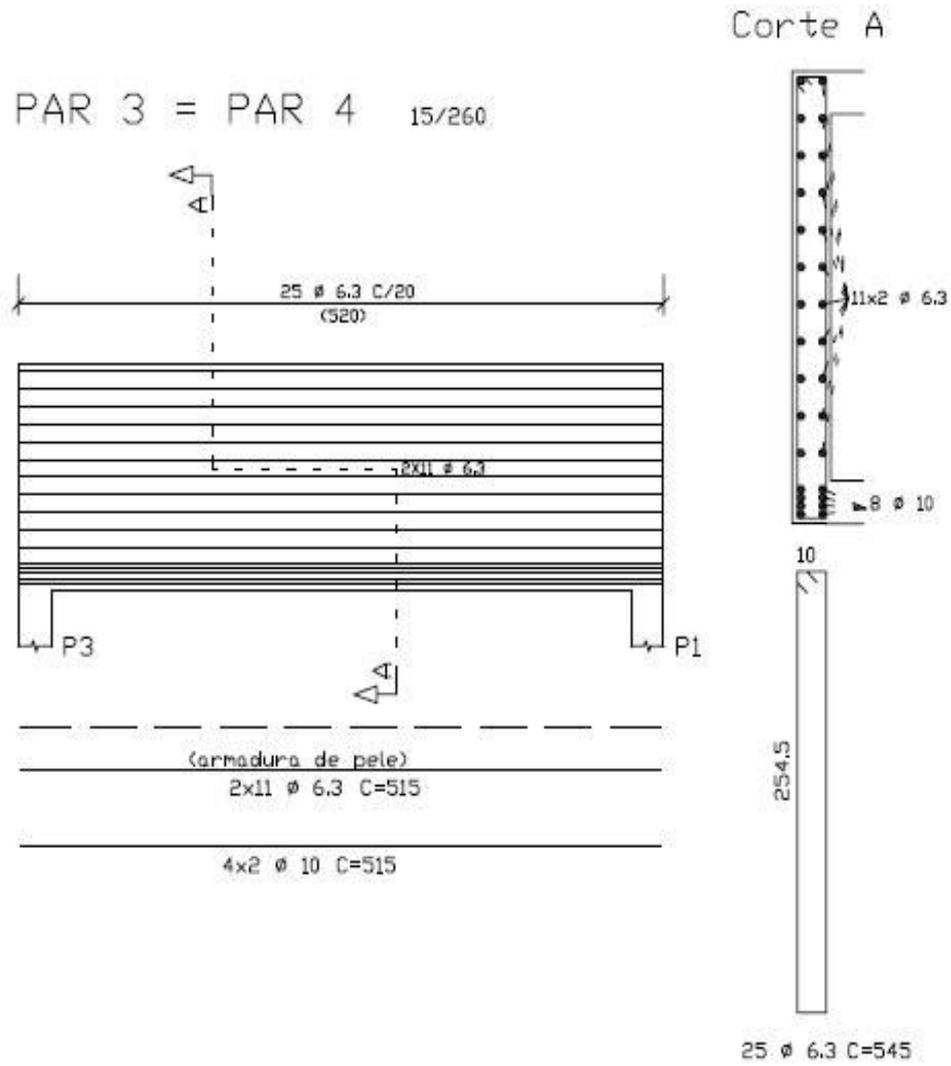


Figura 4.19 - Exemplo – Detalhes viga-parede



## 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A proposta deste trabalho foi apresentar uma maneira prática e eficaz para o dimensionamento de um reservatório elevado em concreto armado. Para tanto, desenvolveu-se uma planilha no Excel que serviu para auxiliar o engenheiro projetista no cálculo deste tipo de estrutura, realizando o dimensionamento de todas as peças componentes do reservatório, utilizando as indicações apresentadas em normas da ABNT e também o modelo de bielas e tirantes para o dimensionamento das vigas-parede.

No segundo capítulo foram mostrados de maneira simplificada alguns tipos de reservatórios, classificados a partir de alguns aspectos. Citou-se ainda que considerações específicas para cada tipo de reservatório devem ser feitas para que se obtenha o correto dimensionamento das peças. Em grande parte do segundo e no terceiro capítulo foram apresentada de forma teórica e simplificada pontos importantes no dimensionamento, como o modelo estrutural, o carregamento e como a estrutura trabalha a partir da atuação deste carregamento. Foi apresentado também o modelo de cálculo para as vigas-paredes.

Já no quarto capítulo foi apresentado um exemplo, usando um reservatório composto por uma única célula, apoiado sobre apoios diretos, mesmo que embora não seja a configuração mais presente nos edifícios, mas para facilitar o entendimento do processo e também uma maior clareza no detalhamento. Neste exemplo, mostrou-se o funcionamento da planilha no dimensionamento de cada elemento do reservatório e ainda o detalhamento das peças seguindo as recomendações da NBR 6118:2003, mostrando a importância de cada armadura. Pode-se observar que os valores fornecidos pela planilha, apesar de corretos, podem ser alterados (nunca contra a segurança) para que se obtenham facilidades na fase de execução do reservatório. Caso isso não seja feito, dependendo da situação, podem haver dificuldades no momento da concretagem ou até mesmo falhas em decorrência de uma concretagem mal feita, com falhas de adensamento ou segregação do concreto.

## REFERÊNCIAS

ABNT (2003) NBR 6118 – **Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.

ABNT (1980) NBR 6120 – **Cargas para o cálculo de estruturas em edificações**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.

CARVALHO, Roberto Chust; FIGUEIREDO FILHO, Jasson Rodrigues de. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: segundo a NBR 6118:2003**. 3. ed. São Carlos: EdUFSCar, 2009. 368 p.

KUEHN, Adriana. **Comparação entre métodos de análise estrutural para reservatórios retangulares de concreto armado**. Florianópolis, 2002

SILVA, Reginaldo Carneiro da; GIONGO, José Samuel. **Modelos de bielas e tirantes aplicados a estruturas de concreto armado**. São Carlos: EESC-USP, 2000. 202 p.

VASCONCELOS, Zelma Lamaneres. **Critérios para projetos de reservatórios paralelepípedicos elevados de concreto armado**. São Carlos, 1998