

CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

Gabriel Hauschild

**ANÁLISE ESTRUTURAL DE RESERVATÓRIOS ELEVADOS EM CONCRETO
ARMADO**

Santa Cruz do Sul

2017

Gabriel Hauschild

**ANÁLISE ESTRUTURAL DE RESERVATÓRIOS ELEVADOS EM CONCRETO
ARMADO**

Trabalho de Conclusão do Curso de Engenharia Civil, apresentado à Universidade de Santa Cruz do Sul para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Eng. Christian Donin, M.Sc.

Santa Cruz do Sul

2017

Gabriel Hauschild

**ANÁLISE ESTRUTURAL DE RESERVATÓRIOS ELEVADOS EM CONCRETO
ARMADO**

Trabalho de Conclusão do Curso de Engenharia Civil, apresentado à Universidade de Santa Cruz do Sul para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Prof. M.Sc. Christian Donin
Professor orientador – UNISC

Prof. Dr. Eduardo Rizzatti
Professor examinador – UFSM

Prof. M.Sc. Henrique Rupp
Professor examinador – UNISC

Santa Cruz do Sul

2017

AGRADECIMENTOS

Chegado o fim desta etapa, é hora de agradecer aos que mais estiveram presentes durante esta longa jornada. Gostaria de agradecer primeiramente aos meus pais, Nelson Hauschild e Maria Helena Guarnieri por todo apoio e confiança depositada em mim desde sempre. Gostaria de agradecer minha namorada, Letícia Köhler Zago, pelo apoio e incentivo durante minha graduação. Gostaria de agradecer aos meus amigos e colegas Leonardo Azevedo Massulo e Johnathan Alves dos Santos, pelo companheirismo e pelas horas de estudo e realização de trabalhos durante o curso. Gostaria de agradecer ao Prof. Henrique Luiz Rupp por todos os ensinamentos transmitidos durante o último semestre da graduação. Gostaria de agradecer a Prof.^a Rosí Cristina Espíndola da Silveira pela oportunidade de participar de diversos projetos na Universidade durante a graduação. Por fim gostaria de agradecer ao meu professor e orientador, Prof. Christian Donin, o qual muito me ensinou durante o curso e tornou viável a realização deste trabalho.

RESUMO

O presente trabalho apresenta a análise estrutural de um reservatório do tipo elevado em concreto armado. Foram utilizados dois métodos para definição das solicitações nas placas do reservatório: o método clássico, através de simplificações de cálculo, e o Método dos Elementos Finitos (MEF), através da modelagem e análise elástico-linear da estrutura no *software* ANSYS. As solicitações analisadas foram os momentos fletores, as forças cortantes e as forças normais de tração. Através de equações que consideram o efeito de flexo-tração, foram calculadas as áreas de aço necessárias para as armaduras das placas resistirem às solicitações. As placas laterais também foram calculadas como viga-parede. Realizou-se a comparação e a análise dos resultados obtidos em ambos os métodos, bem como a quantificação das discrepâncias verificadas entre os mesmos. Também calculou-se a força horizontal proveniente da ação do vento na estrutura, conforme definições da ABNT NBR 6123:1988. Através da consideração da ação do vento na estrutura foi realizada a análise dos momentos fletores que surgem na base dos pilares, através de três métodos: consideração dos pilares da estrutura resistindo isoladamente à ação do vento, consideração dos pórticos planos da estrutura resistindo à ação do vento e análise tridimensional através do Método dos Elementos Finitos. Verifica-se que para o protótipo analisado os momentos fletores no centro das placas geralmente são maiores através da análise pelo Método dos Elementos Finitos, enquanto os momentos fletores nos engastes geralmente são maiores através da análise pelos métodos clássicos. Em relação à análise dos momentos fletores oriundos da ação do vento na base dos pilares, verifica-se que a simplificação como pórticos planos apresenta resultados muito semelhantes à análise tridimensional da estrutura através do Método dos Elementos Finitos.

Palavras-chave: Reservatórios. Concreto Armado. Análise Estrutural. Método dos Elementos Finitos.

ABSTRACT

The present work presents the structural analysis of a elevated reservoir in reinforced concrete. Two methods were used to define the reactions in the reservoir: the classical method and the Finite Element Method, through the modeling and elastic-linear analysis of the structure in ANSYS. The reactions analyzed were the bending moments, the shear forces, and the normal forces of traction. Through equations considering the flexotrusion effect, the steel ratio required were calculated. The side plates were also calculated as beam-wall. The results obtained in both methods were compared and analyzed, as well as the quantification of the differences between them. The horizontal force from the wind action in the structure was also calculated, according to ABNT NBR 6123:1988. Through the consideration of the wind action in the structure, the analysis of the bending moments at the base of the pillars was calculated through three methods: consideration of the pillars of the structure isolated resisting to the wind, the plane porticoes of the structure resisting the action of the wind and three-dimensional analysis through the Finite Element Method. It was verified that for the analyzed prototype the bending moments in the center of the plates are generally larger through the analysis by the Finite Element Method, while the negative bending moments are generally larger through the analysis by the classic methods. In relation to the analysis of the bending moments from the wind action at the base of the pillars, it was verified that the simplification as flat porticoes presents very similar results to the three-dimensional analysis of the structure through the Finite Element Method.

Keywords: Reservoirs. Reinforced Concrete. Structural Analysis. Finite Element Method.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Planta baixa de um reservatório em concreto armado composto por duas células de armazenamento	19
Figura 2 - Corte A-A do reservatório em concreto armado composto por duas células de armazenamento	20
Figura 3 - Corte B-B do reservatório em concreto armado composto por duas células de armazenamento	20
Figura 4 - Representação da abertura de inspeção e da tampa de vedação de um reservatório em concreto armado	21
Figura 5 - Exemplo de reservatório elevado em concreto armado com formato troncônico clássico	25
Figura 6 - Dimensões usuais das mísulas verticais de reservatórios (corte horizontal)	29
Figura 7 - Dimensões usuais das mísulas horizontais de reservatórios (corte vertical)	30
Figura 8 - Composição de cargas em um reservatório	31
Figura 9 - Composição de cargas das placas laterais do reservatório	32
Figura 10 - Cargas laterais atuantes na placa da tampa e na placa do fundo do reservatório ..	32
Figura 11 - Fator topográfico em taludes	37
Figura 12 - Fator topográfico em morros	37
Figura 13 - Definição dos vãos efetivos das lajes	41
Figura 14 - Tendência de giro das placas do reservatório	42
Figura 15 - Condições de engastamento nas bordas das placas do reservatório	42
Figura 16 - Tipos de placas de acordo com o engastamento das bordas	44
Figura 17 - Momentos fletores resultantes do cálculo de lajes isoladas em um reservatório com uma célula de armazenamento	45
Figura 18 - Solicitações devido ao empuxo hidrostático nas paredes laterais de reservatórios	48
Figura 19 - Representação das forças de tração atuantes em reservatórios	50
Figura 20 - Diagrama de esforços solicitantes em vigas-parede	51
Figura 21 - Disposição da armadura do banzo tracionado em viga-parede	52
Figura 22 - Seção retangular com armadura dupla assimétrica	55
Figura 23 - Solicitações resultantes das tensões na seção	56
Figura 24 - Transferência de esforço normal para o centróide da armadura tracionada	57
Figura 25 - Detalhamento das armaduras das paredes longitudinais	60

Figura 26 - Detalhamento das armaduras na direção longitudinal	60
Figura 27 - Detalhamento das armaduras na direção transversal	60
Figura 28 - Detalhamento das armaduras da tampa do reservatório	61
Figura 29 - Análise do momento fletor para tensões com sinais opostos	64
Figura 30 - Análise do momento fletor para tensões de mesmo sinal	64
Figura 31 - Tensões atuantes em uma seção da estrutura.....	65
Figura 32 - Concepção da geometria da estrutura	69
Figura 33 - Força de arrasto causada pela ação do vento na estrutura	71
Figura 34 - Momentos fletores característicos na placa do fundo	79
Figura 35 - Momentos fletores característicos na placa da tampa.....	80
Figura 36 - Momentos fletores característicos nas placas laterais.....	82
Figura 37 - Momentos fletores característicos calculados.....	83
Figura 38 - Reações de apoio na placa do fundo	84
Figura 39 - Reações de apoio na placa da tampa.....	86
Figura 40 - Reações de apoio nas placas das paredes.....	87
Figura 41 - Momentos fletores característicos calculados.....	88
Figura 42 - Momentos fletores característicos compatibilizados	89
Figura 43 - Força de tração característica na placa das paredes	91
Figura 44 - Força normal de tração característica na placa do fundo.....	92
Figura 45 - Carregamento da viga-parede	95
Figura 46 - Momentos fletores de cálculo compatibilizados.....	97
Figura 47 - Detalhe da malha adotada para análise da estrutura	104
Figura 48 - Lançamento completo de cargas na estrutura	105
Figura 49 - Deslocamentos da estrutura no eixo x	105
Figura 50 - Deslocamentos da estrutura no eixo y	106
Figura 51 - Tensões na estrutura no eixo x.....	106
Figura 52 - Tensões na estrutura no eixo y.....	107
Figura 53 - Condição de carregamento para análise da placa do fundo	108
Figura 54 - Exemplo de cálculo dos momentos fletores da placa do fundo	108
Figura 55 - Condição de carregamento da placa lateral	110
Figura 56 - Exemplo de cálculo dos momentos fletores da placa lateral (eixo y).....	111
Figura 57 - Exemplo de cálculo dos momentos fletores da placa lateral (eixo x).....	112
Figura 58 - Condição de carregamento da tampa	114
Figura 59 - Tensões no eixo x da placa da tampa.....	115

Figura 60 - Exemplo de cálculo dos momentos fletores da placa da tampa.....	115
Figura 61 - Condição de carregamento para determinação das forças normais de tração.....	117
Figura 62 - Tensões no eixo x	118
Figura 63 - Exemplo de cálculo da força normal de tração na placa do fundo	118
Figura 64 - Exemplo de cálculo da força normal ponto central da placa lateral	119
Figura 65 - Situação de carregamento para cálculo como pilar isolado.....	121
Figura 66 - Diagrama de momentos fletores característicos para o pilar isolado.....	122
Figura 67 - Situação de carregamento para cálculo como pórtico plano	123
Figura 68 - Diagrama de momentos fletores característicos para o pórtico plano	124
Figura 69 - Aplicação da força lateral do vento na estrutura.....	125
Figura 70 - Deslocamento horizontal da estrutura.....	125
Figura 71 - Sobreposição dos diagramas de momentos fletores da placa do fundo.....	130
Figura 72 - Sobreposição dos diagramas de momentos fletores das placas das paredes (eixo x)	131
Figura 73 - Sobreposição dos diagramas de momentos fletores das placas das paredes (eixo y)	131
Figura 74 - Sobreposição dos diagramas de momentos fletores da placa da tampa.....	132

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Parâmetros mínimos de qualidade do concreto de acordo com a classe de agressividade ambiental.....	26
Quadro 2 - Cobrimentos mínimos para elementos de concreto armado de acordo com a classe de agressividade ambiental.....	26
Quadro 3 - Limites de fissuração para estruturas de concreto armado.....	27
Quadro 4 - Abertura limite de fissuras a fim de garantir estanqueidade na estrutura.....	28
Quadro 5 - Coeficientes de minoração da resistência para concreto e aço.....	35
Quadro 6 - Força normal de tração e valores do coeficiente β	49
Quadro 7 - Resumo da composição de cargas nas placas.....	74
Quadro 8 - Escolha dos diâmetros das barras de aço das armaduras.....	102
Quadro 9 - Momentos fletores característicos na base dos pilares através do Método dos Elementos Finitos.....	126
Quadro 10 - Resumo das solicitações calculadas através dos métodos clássicos.....	127
Quadro 11 - Momentos fletores de cálculo através do Método dos Elementos Finitos.....	127
Quadro 12 - Forças normais de tração de cálculo através do Método dos Elementos Finitos...	128
Quadro 13 - Momentos fletores característicos na base dos pilares devido à ação do vento na estrutura.....	128
Quadro 14 - Diferença percentual entre os momentos fletores de cálculo através dos dois métodos de análise.....	129
Quadro 15 - Momentos fletores de cálculo na placa do fundo pelo Método dos Elementos Finitos.....	138
Quadro 16 - Momentos fletores de cálculo nas placas laterais (eixo vertical) pelo Método dos Elementos Finitos.....	139
Quadro 17 - Momentos fletores de cálculo nas placas laterais (eixo horizontal) pelo Método dos Elementos Finitos.....	140
Quadro 18 - Momentos fletores de cálculo na placa da tampa pelo Método dos Elementos Finitos.....	141
Quadro 19 - Cálculo da força normal de tração na placa do fundo pelo Método dos Elementos Finitos.....	142
Quadro 20 - Cálculo da força normal de tração nas placas laterais pelo Método dos Elementos Finitos.....	143
Quadro 21 - Parâmetros meteorológicos para definição do fator S_2	144

Quadro 22 - Momentos fletores em lajes.....	145
Quadro 23 - Reações de apoio em placas.....	146

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Abertura limite das fissuras para reservatórios em concreto armado.....	28
Gráfico 2 - Diagrama de momentos fletores de cálculo na placa do fundo.....	109
Gráfico 3 - Diagrama de momentos fletores de cálculo das placas laterais (eixo y).....	111
Gráfico 4 - Diagrama de momentos fletores de cálculo das placas laterais (eixo x).....	113
Gráfico 5 - Diagrama de momentos fletores de cálculo da placa da tampa.....	116
Gráfico 6 - Diagrama de esforço normal de tração na placa do fundo.....	119
Gráfico 7 - Diagrama de esforço normal de tração nas placas laterais.....	120
Gráfico 8 - Comparação entre os momentos fletores de cálculo obtidos através dos métodos clássicos e do Método dos Elementos Finitos.....	129
Gráfico 9 - Comparação entre as forças de tração de cálculo obtidas através dos métodos clássicos e do Método dos Elementos Finitos.....	132
Gráfico 10 - Comparativo da análise dos momentos fletores característicos na base dos pilares.....	133
Gráfico 11 - Ábaco para definição do coeficiente de arrasto.....	144

SUMÁRIO

1	ÁREA E LIMITAÇÃO DO TEMA	16
2	OBJETIVOS	17
2.1	Objetivo geral	17
2.2	Objetivos específicos.....	17
3	JUSTIFICATIVA	18
4	REFERENCIAL TEÓRICO	19
4.1	Histórico	22
4.2	Tipos de reservatórios	22
4.3	Formatos dos reservatórios	24
4.4	Classe de agressividade ambiental.....	25
4.5	Materiais.....	27
4.6	Limites de fissuração.....	27
4.7	Módulo de elasticidade do concreto (E_{ci})	30
4.8	Ações atuantes em reservatórios	31
4.9	Coefficientes de ponderação	33
4.9.1	Coefficientes de majoração das ações	34
4.9.2	Coefficientes de minoração da resistência	34
4.10	Ação do vento nas estruturas conforme ABNT NBR 6123:1988	35
4.11	Definição dos vãos efetivos das lajes	40
4.12	Modelos de cálculo para definição das solicitações	41
4.12.1	Cálculo dos momentos fletores pelo método clássico	43
4.12.2	Cálculo das forças cortantes pelo método clássico	47
4.12.3	Cálculo dos esforços de tração pelo método clássico.....	48
4.13	Vigas-parede de concreto armado	51
4.13.1	Equações para dimensionamento das vigas-parede de concreto armado.....	52
4.14	Dimensionamento da estrutura de concreto armado.....	53
4.15	Dimensionamento para flexo-tração.....	55
4.15.1	Flexo-tração no domínio 1 com armaduras assimétricas	55
4.15.2	Flexo-tração nos domínios 2, 3 e 4 com armaduras assimétricas	57
4.16	Dimensionamento à força cortante	58
4.17	Detalhamento das armaduras	59

4.18	Método dos Elementos Finitos (MEF).....	61
4.18.1	Introdução.....	61
4.18.2	Tipos de elementos.....	62
4.18.3	Tipos de análise.....	62
4.19	<i>Software</i> ANSYS	63
4.19.1	Obtenção dos resultados através do <i>software</i>	63
4.20	Análise da ação do vento nos pilares	65
4.21	Pesquisas sobre reservatórios em concreto armado.....	66
5	METODOLOGIA	68
5.1	Definição da geometria da estrutura	68
5.2	Cálculo da força de arrasto oriunda da ação do vento na estrutura	69
5.3	Composição de cargas	71
5.3.1	Cargas na placa do fundo	72
5.3.2	Cargas na placa da tampa	73
5.3.3	Cargas nas placas das paredes	73
5.4	Definição dos vãos efetivos das placas	74
5.4.1	Vão efetivo da placa do fundo	75
5.4.2	Vão efetivo da placa da tampa	75
5.4.3	Vão efetivo das placas das paredes	76
5.5	Tipo de armação	77
5.6	Cálculo dos momentos fletores característicos (M_k) através dos métodos clássicos	77
5.6.1	Momentos fletores característicos na placa do fundo	77
5.6.2	Momentos fletores característicos na placa da tampa	79
5.6.3	Momentos fletores característicos nas placas das paredes	80
5.7	Cálculo das reações de apoio através dos métodos clássicos	83
5.7.1	Reações de apoio na placa do fundo	83
5.7.2	Reações de apoio na placa da tampa	85
5.8	Compatibilização dos momentos fletores característicos	88
5.9	Cálculo das forças normais de tração características (N_k)	89
5.9.1	Força normal de tração característica total.....	90
5.9.2	Força de tração característica na placa das paredes.....	90
5.9.3	Força de tração característica na placa do fundo	91
5.10	Determinação do cobrimento mínimo das armaduras (c).....	92

5.11	Cálculo altura útil da seção (d)	92
5.11.1	Altura útil (d) das placas das paredes e da placa do fundo	92
5.11.2	Altura útil (d) da placa da tampa.....	93
5.12	Dimensionamento da placa lateral como viga-parede	93
5.13	Definição dos momentos fletores de cálculo (M_d).....	95
5.13.1	Momentos fletores de cálculo (M_d) na placa do fundo.....	95
5.13.2	Momentos fletores de cálculo (M_d) na placa da tampa	96
5.13.3	Momentos fletores de cálculo nas placas das paredes.....	96
5.14	Forças normais de tração de cálculo (N_d)	97
5.14.1	Força normal de tração de cálculo total.....	97
5.14.2	Força normal de tração de cálculo na placa do fundo	97
5.14.3	Força normal de tração de cálculo na placa das paredes	98
5.15	Determinação das áreas de aço através das equações de flexo-tração	98
5.15.1	Área de aço para a placa do fundo	98
5.15.1.1	Área de aço para o momento fletor positivo	98
5.15.1.2	Área de aço para o momento fletor negativo	99
5.15.2	Área de aço para a placa da tampa.....	100
5.15.2.1	Área de aço para o momento fletor positivo	100
5.15.3	Área de aço para a placa da parede.....	100
5.15.3.1	Área de aço para o momento fletor positivo	101
5.15.3.2	Área de aço para o momento fletor negativo	101
5.16	Cálculo das áreas de aço mínimas das placas	102
5.16.1	Área de aço mínima para a placa do fundo e das paredes	102
5.16.2	Área de aço mínima para a placa da tampa	102
5.17	Escolha das bitolas de aço.....	102
5.18	Análise da estrutura através do Método dos Elementos Finitos.....	103
5.18.1	Modelagem da estrutura e propriedades do material.....	103
5.18.2	Aplicação das cargas	104
5.18.3.1	Momentos fletores de cálculo na placa do fundo.....	107
5.18.3.2	Momentos fletores de cálculo nas placas laterais	110
5.18.3.3	Momentos fletores de cálculo na placa da tampa	114
5.18.3.4	Cálculo das forças normais de tração através do Método dos Elementos Finitos	117
5.19	Análise dos momentos fletores na base dos pilares	120

5.19.1	Simplificação como pilares isolados.....	121
5.19.2	Simplificação como pórticos planos.....	122
5.19.3	Análise dos pilares da estrutura através do Método dos Elementos Finitos.....	124
6	RESULTADOS.....	127
7	ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	129
8	CONCLUSÕES.....	134
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	136
	APÊNDICE.....	138
	ANEXOS.....	144

1 ÁREA E LIMITAÇÃO DO TEMA

A grande área de estudo do presente trabalho é a de estruturas de concreto armado, com foco nos reservatórios do tipo elevado em concreto armado. Limita-se à análise e comparação das solicitações em um reservatório em concreto armado, oriundas de um determinado carregamento nas placas, através dos métodos clássicos de cálculo e do Método dos Elementos Finitos. Através da consideração da ação do vento na estrutura, conforme diretrizes da ABNT NBR 6123:1988, são analisados os momentos fletores que surgem na base dos pilares, através de duas simplificações de cálculo: consideração dos pilares resistindo isoladamente à ação do vento e consideração de pórticos planos resistindo à ação do vento, e análise tridimensional da estrutura através do Método dos Elementos Finitos.

2 OBJETIVOS

2.1 Objetivo geral

O objetivo geral do presente trabalho é a análise estrutural de um reservatório do tipo elevado em concreto armado, através da aplicação e comparação dos métodos clássicos de cálculo com um método numérico que utiliza o Método dos Elementos Finitos, a partir da modelagem e análise tridimensional da estrutura do reservatório no *software* ANSYS.

2.2 Objetivos específicos

Abaixo estão listados os objetivos específicos do presente trabalho, necessários para que seja possível atingir o objetivo geral:

- Cálculo da ação horizontal do vento conforme a ABNT NBR 6123:1988;
- Determinação das solicitações existentes em um reservatório em concreto armado do tipo elevado, pelos modelos de cálculo propostos pelos métodos clássicos e pelo método numérico, utilizando o Método dos Elementos Finitos através do *software* ANSYS;
- Comparação dos resultados obtidos entre os dois métodos de análise;
- Cálculo das solicitações e dimensionamento das placas laterais do reservatório como viga-parede;
- Exemplificar o dimensionamento da estrutura a fim de resistir às solicitações, através do cálculo da área de aço necessária e determinação dos diâmetros das barras das armaduras;
- Análise dos momentos fletores solicitantes na base dos pilares da estrutura, provenientes da ação horizontal do vento, através de simplificações de cálculo utilizadas nos métodos clássicos e através do Método dos Elementos Finitos.

3 JUSTIFICATIVA

Reservatórios em concreto armado são estruturas que possuem papel fundamental no contexto social em que estão inseridos. Podem ser utilizados em estações de tratamento de água, estações de tratamento de esgoto, na reservação de água para abastecimento público geral ou predial, ou ainda podem armazenar outros produtos, principalmente no setor industrial.

O correto dimensionamento da estrutura é imprescindível para evitar que os reservatórios sofram qualquer tipo de patologia durante ou após sua execução, pois problemas estruturais podem levar à suspensão do abastecimento de água ou a paralização de determinado processo industrial, gerando consequências a um grande número de pessoas. Surge daí a importância, por exemplo, do estudo do limite de fissurações dos reservatórios e de uma boa concepção de projeto.

Em relação à análise estrutural, sabe-se que os métodos tradicionais de cálculo tendem a apresentar resultados mais conservadores do que os métodos mais sofisticados, como os métodos computacionais (KUEHN, 2002). Por tratar-se de uma estrutura mais complexa, os reservatórios em concreto armado exigem um método de análise computacional mais avançado, como por exemplo através do Método dos Elementos Finitos (ARAÚJO, 2014).

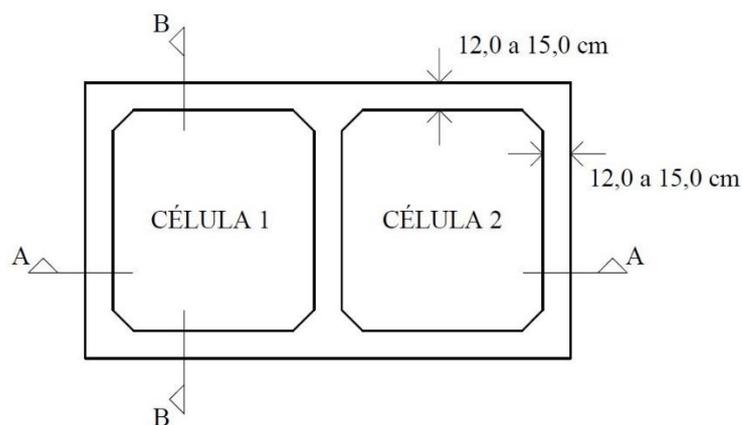
O Método dos Elementos Finitos é um método de cálculo e análise de estruturas mais refinado do que os métodos tradicionais, justificando assim seu estudo e desenvolvimento no presente trabalho. Os métodos tradicionais de cálculo de reservatórios em concreto armado tornam o dimensionamento mais difícil e demorado. Utiliza-se portanto o Método dos Elementos Finitos para tornar a análise mais precisa, rápida e segura. Este método pode ser aplicado a diversos outros tipos de estruturas, não limitando-se apenas a reservatórios em concreto armado.

4 REFERENCIAL TEÓRICO

Segundo Guerrín e Lavaur (2003) reservatórios são recipientes que contém algum líquido. Este líquido geralmente é a água: tanto a água potável, no caso de reservatórios para abastecimento público, quanto a água servida, no caso da água proveniente de esgotos. Dentre os outros líquidos mais comuns encontrados em reservatórios, podem ser citados: cerveja, leite, hidrocarbonetos e vinho. De acordo com Montoya, Meseguer e Cabré (2000), alguns dos líquidos armazenados podem possuir caráter agressivo e atacar quimicamente os elementos estruturais dos reservatórios em concreto armado. Dentre estes líquidos pode-se citar: líquidos em geral com pH ácido (inferior a 5), óleos vegetais e líquidos que contenham mais de 30,0 g/L de sais diluídos em sua composição.

Conforme Araújo (2014), os reservatórios usuais em concreto armado são compostos por um conjunto de placas, podendo possuir uma ou mais células para armazenamento de líquido. A função da divisão do reservatório em células é permitir a limpeza do mesmo sem interromper o serviço de abastecimento. A Figura 1 demonstra em planta baixa um exemplo de reservatório composto por duas células de armazenamento, bem como a indicação das dimensões usuais das paredes externas dos reservatórios em concreto armado, de acordo com Fusco (1995).

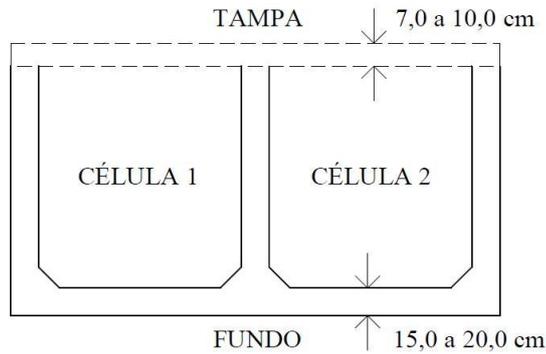
Figura 1 - Planta baixa de um reservatório em concreto armado composto por duas células de armazenamento



Fonte: Fusco (1995), adaptado pelo autor.

A Figura 2 apresenta o corte A-A do reservatório representado na Figura 1, bem como as dimensões usuais da placa do fundo e da placa da tampa dos reservatórios em concreto armado, segundo Fusco (1995).

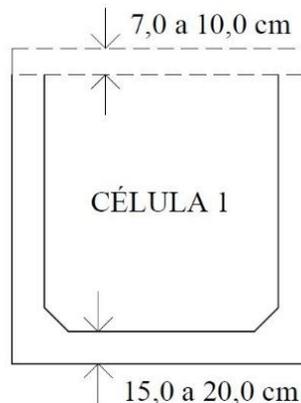
Figura 2 - Corte A-A do reservatório em concreto armado composto por duas células de armazenamento



Fonte: Fusco (1995), adaptado pelo autor.

A Figura 3 representa o corte B-B do reservatório representado na Figura 1, bem como as dimensões usuais da placa do fundo e da placa da tampa dos reservatórios em concreto armado, conforme Fusco (1995).

Figura 3 - Corte B-B do reservatório em concreto armado composto por duas células de armazenamento



Fonte: Fusco (1995), adaptado pelo autor.

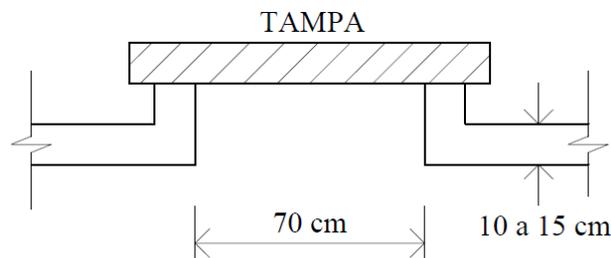
Segundo Araújo (2014), em edifícios residenciais ou comerciais usualmente projetam-se dois reservatórios: um reservatório inferior, abastecido diretamente pela rede pública geral, e um reservatório superior, abastecido por bombas de recalque instaladas no prédio, que transferem a água do reservatório inferior para o reservatório superior.

Conforme diretrizes da ABNT NBR 5626:1998, em seu item 5.2.4.2, os reservatórios destinados a armazenar água potável devem ser dimensionados e executados a fim de garantir a qualidade da água armazenada. Conforme o item 5.2.4.3 da ABNT NBR 5626:1998, a tampa

do reservatório deve ser estanque, evitando a contaminação da água armazenada por agentes externos, tais como água da chuva, poeira, insetos ou outros animais. Em caso de armazenamento de água potável, deve-se atender também à Portaria nº 518 de 2004 do Ministério da Saúde, a fim de garantir as condições de potabilidade da mesma. De acordo com Araújo (2014), não é mais permitido o armazenamento de água potável em reservatórios enterrados, a exemplo do que ocorria no passado. Apenas quando a finalidade do reservatório for o armazenamento de outros líquidos o mesmo poderá ser enterrado.

De acordo com Fusco (1995), na parte superior do reservatório devem existir aberturas independentes para fins de inspeção em cada uma das células de armazenamento. Geralmente estas aberturas possuem dimensões de aproximadamente 70,0 cm x 70,0 cm, sendo vedadas por placas pré-moldadas apoiadas sobre os reforços da borda. A Figura 4 representa uma abertura para fins de inspeção em um reservatório em concreto armado, bem como o detalhe da tampa de cobertura vedando-a.

Figura 4 - Representação da abertura de inspeção e da tampa de vedação de um reservatório em concreto armado



Fonte: Fusco (1995), adaptado pelo autor.

Segundo Fusco (1995) a localização dos reservatórios elevados no empreendimento depende da disponibilidade criada pela localização em planta dos pilares da estrutura. Os reservatórios geralmente são apoiados nos pilares que formam a caixa da escada dos edifícios. É comum limitar a altura dos reservatórios prediais à cerca de 2,0 m ou 2,25 m, a fim de evitar esforços exagerados na laje do pavimento, mesmo que isso faça com que parte do reservatório fique em balanço em relação aos pilares.

Segundo Guerrín e Lavour (2003) um bom reservatório em concreto armado deve atender às seguintes exigências:

- Ser resistente aos esforços aos quais está sujeito e conseguir equilibrá-los;

- Ser fissurado dentro das condições limites normativas, a fim de que seja impermeável (estanque), evitando assim vazamentos e conseqüentemente aumentando sua vida útil;
- Ser durável em relação à sua vida útil: os materiais devem conservar suas propriedades iniciais após o contato com o líquido armazenado;
- Não deve alterar as condições do líquido armazenado: o revestimento interno e a impermeabilização devem proteger o líquido armazenado da influência do concreto da mesma forma que protegem o concreto da influência do líquido.

4.1 Histórico

De acordo com Kirby (1956) citado por Kuehn (2002), técnicas de reservação de água já foram verificadas anteriormente ao início da era cristã. Os primeiros reservatórios de água utilizados pela humanidade, sobre os quais há informações a respeito, foram construídos em rocha sã, já no ano de 25 a. C, por uma civilização que originou a comunidade grega. De acordo Teles (1984) citado por Kuehn (2002), no Brasil, no ano de 1880 foi inaugurado na cidade do Rio de Janeiro/RJ o grande reservatório de Pedregulho, com uma capacidade de 80.000.000 litros, construído em alvenaria de pedra para ser utilizado no novo sistema de abastecimento de água da cidade.

4.2 Tipos de reservatórios

Os reservatórios em concreto armado podem ser classificados em diversas categorias, segundo Guerrín e Lavaur (2003): quanto à sua posição em relação ao nível do solo, quanto à forma da cuba de armazenamento, segundo a forma de fechamento, segundo a complexidade da construção, segundo a finalidade de utilização, segundo a natureza do líquido armazenado e ainda, conforme Donin (2017), quanto às dimensões das placas e tipo de disposição das armaduras.

Os reservatórios podem ser classificados quanto à sua posição em relação ao solo em:

- Reservatórios apoiados no solo: quando a base ou fundação do reservatório é colocada em contato direto com o solo, geralmente sobre uma estrutura de concreto magro, com 5,0 cm a 10,0 cm de espessura;
- Reservatórios sobre pilares: são reservatórios elevados, apoiados sobre pilares acima do nível do solo. É o caso das caixas d'água;

- Reservatórios sobre edifícios: utiliza-se a própria estrutura da edificação para apoiá-los.

Os reservatórios podem ser classificados em relação à forma geométrica em planta da cuba em:

- Reservatórios quadrados;
- Reservatórios retangulares;
- Reservatórios circulares;
- Reservatórios de qualquer outra forma: quando sua forma geométrica difere das anteriormente citadas. Sabe-se entretanto que os tipos acima citados são os mais comuns.

Os reservatórios podem ser classificados segundo a sua forma de fechamento em:

- Reservatórios não cobertos: é o caso das piscinas e dos tanques;
- Reservatórios cobertos: pode-se citar as caixas d'água e reservatórios prediais.

Os reservatórios podem ser classificados quanto à complexidade da sua construção em:

- Reservatórios simples: compostos por apenas uma célula de armazenamento;
- Reservatórios múltiplos: compostos por mais de uma célula de armazenamento;
- Reservatórios superpostos: quando apoiados sobre outro(s) reservatório(s);
- Reservatórios superpostos e múltiplos: combinação das características citadas acima.

Os reservatórios podem ser classificados quanto a sua finalidade de utilização em:

- Reservatórios de armazenamento: destinados apenas ao armazenamento de líquidos diversos;
- Tanques de tratamento: utilizados para purificação de águas de esgotos, mistura de produtos industriais, dentre outros;
- Tanques esportivos: é o caso, por exemplo, das piscinas;
- Cubas de gasômetros.

Os reservatórios podem ser classificados de acordo com a natureza do líquido armazenado em:

- Reservatório de água;
- Reservatório de líquidos em geral para consumo, como por exemplo vinho, cerveja, etc.;
- Cisternas de produtos negros, como por exemplo alcatrão e betume;
- Reservatórios de hidrocarbonetos, como por exemplo petróleo, gasolina, óleo diesel e óleos minerais.

Os reservatórios podem ser classificados quanto às suas dimensões em:

- Reservatórios armados horizontalmente: são reservatórios em que a altura é duas vezes maior que a maior dimensão da base. São armados em apenas uma direção;
- Reservatórios armados verticalmente: quando possuem largura ou comprimento muito grande em relação às outras dimensões. São armados em apenas uma direção;
- Reservatórios armados em cruz: quando a relação entre suas dimensões é menor ou igual a dois. As placas recebem armadura nas duas direções.

4.3 Formatos dos reservatórios

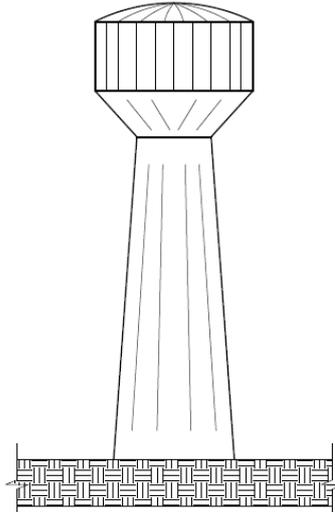
Segundo Guerrín e Lavour (2003), os reservatórios podem ser encontrados nas mais diversas formas em planta. Geralmente, quando de pequeno porte, são quadrados ou retangulares. Sabe-se porém que a forma circular é menos onerosa do que a quadrada ou a retangular. Isso ocorre pois a parede de um reservatório quadrado ou retangular, apesar de submetida a uma força normal menor, é submetida a um momento fletor mais alto do que a parede de um reservatório circular, demandando portanto mais aço e concreto para resistir às solicitações, e conseqüentemente encarecendo sua execução.

Segundo Guerrín e Lavour (2003) a altura dos reservatórios de água potável geralmente varia de 2,0 m para pequenos reservatórios e entre 7,0 m e 11,0 m para os grandes reservatórios. Procura-se não ultrapassar este valor de modo que não ocorram grandes variações de pressões nas tubulações. Também evita-se alturas muito grandes pois as pressões nas paredes e na laje de fundo do reservatório são proporcionais à altura do líquido armazenado. Deve-se fazer portanto uma boa combinação entre a altura das placas laterais e as dimensões em planta.

De acordo com Guerrín e Lavour (2003) quando se trata de reservatórios, o aspecto estético da estrutura possui grande relevância. Deve-se considerá-la inclusive quase como uma “obra de arte”. Atualmente existe uma espécie de padronização do formato dos reservatórios, conduzindo-os à forma de cuba troncônica clássica. Este tipo de reservatório é lógico e

funcional, permitindo o armazenamento do volume necessário dentro das melhores condições econômicas. A Figura 5 apresenta um exemplo de reservatório elevado em concreto armado com formato troncônico clássico.

Figura 5 - Exemplo de reservatório elevado em concreto armado com formato troncônico clássico



Fonte: Guerrín e Lavour (2003), adaptado pelo autor.

4.4 Classe de agressividade ambiental

Conforme a ABNT NBR 6118:2014, o conceito de agressividade do ambiente remete às ações físicas e químicas atuantes na estrutura de concreto, independentemente das outras ações atuantes previstas no dimensionamento da mesma. Segundo o item 6.4.2 da ABNT NBR 6118:2014, as classes de agressividade ambiental variam de I até IV. O nível de agressividade da Classe I é considerado fraco, com risco insignificante de deterioração da estrutura. São geralmente estruturas localizadas em ambientes rurais. O nível de agressividade da Classe IV é considerada muito forte, com risco elevado de deterioração da estrutura. Podem ser estruturas do tipo industrial, ou estruturas que sofram com respingos de maré.

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, de acordo com a classe de agressividade ambiental adotada no projeto definem-se os parâmetros de qualidade do concreto a ser empregado na execução da estrutura, como por exemplo a relação água/cimento e a classe do concreto, que corresponde à sua resistência característica à compressão (f_{ck}). O concreto empregado na execução de estruturas deve atender aos parâmetros estabelecidos na ABNT NBR 12655:2015,

conforme especificado na ABNT NBR 6118:2014 em seu item 7.4.2. O Quadro 1 correlaciona a classe de agressividade ambiental com os parâmetros mínimos de qualidade do concreto.

Quadro 1 - Parâmetros mínimos de qualidade do concreto de acordo com a classe de agressividade ambiental

Parâmetro	Classe de agressividade ambiental			
	I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	$\leq 0,65$	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,45$
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	$\geq C20$	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C40$

Fonte: ABNT NBR 6118:2014, adaptado pelo autor.

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, de acordo com a classe de agressividade ambiental adotada no projeto, definem-se também os valores de cobrimento mínimo a serem utilizados em cada elemento estrutural. O Quadro 2 apresenta os valores de cobrimento mínimo para os elementos das estruturas de concreto armado, conforme a classe de agressividade ambiental.

Quadro 2 - Cobrimentos mínimos para elementos de concreto armado de acordo com a classe de agressividade ambiental

Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental			
	I	II	III	IV
Cobrimento nominal (mm)				
Laje	20	25	35	45
Viga/pilar	25	30	40	50
Elementos estruturais em contato com o solo	30		40	50

Fonte: ABNT NBR 6118:2014, adaptado pelo autor.

Conforme a ABNT NBR 6118:2014, em se tratando de reservatórios, deve-se atender ao valor de cobrimento mínimo para a classe de agressividade ambiental IV, ou seja, o meio mais agressivo possível previsto. Isso faz com que os limites de fissuração sejam menores e os cobrimentos mínimos dos elementos sejam maiores, com o propósito de proteger as armaduras da corrosão que é causada, principalmente, pela infiltração do líquido armazenado. Com o aumento da classe do concreto, diminui-se a porosidade do mesmo, aumentando também a durabilidade da estrutura.

4.5 Materiais

Segundo Montoya, Meseguer e Cabré (2000) o concreto armado é um material adequado para a execução de reservatórios, devido, principalmente, à sua facilidade de modelagem, baixo custo, grande durabilidade e manutenção econômica. Apesar da capacidade resistente da estrutura, o principal problema encontrado em projetos de reservatórios de concreto armado é em relação à sua estanqueidade. É preciso portanto empregar concretos impermeáveis e fazer um controle rígido de fissurações.

De acordo com Montoya, Meseguer e Cabré (2000), excetuando os líquidos agressivos à estrutura, para os quais devem ser utilizados materiais de revestimento adequados, a melhor garantia de durabilidade consiste na execução de reservatórios compactos, utilizando dosagens ricas em cimento, com uma baixa relação água/cimento e uma boa compactação do concreto durante a execução. Os materiais utilizados na construção do reservatório em concreto armado devem possuir características adequadas para atingir a estanqueidade e durabilidade necessárias. O concreto empregado deve ser de boa qualidade e compacto, com uma resistência mínima de 25,0 N/mm², ou seja, um concreto de Classe C25. As armaduras podem ser do tipo malha eletrosoldada, cuja aplicação à este tipo de estrutura é bastante indicada.

4.6 Limites de fissuração

A ABNT NBR 6118:2014 define em seu item 13.4.2 as aberturas máximas características (W_k) das fissuras admitidas para estruturas de concreto armado e de concreto protendido. O Quadro 3 apresenta os valores de fissuração máximos admitidos para estruturas de concreto armado para o estado limite de serviço, considerando a utilização de combinação de ações frequente.

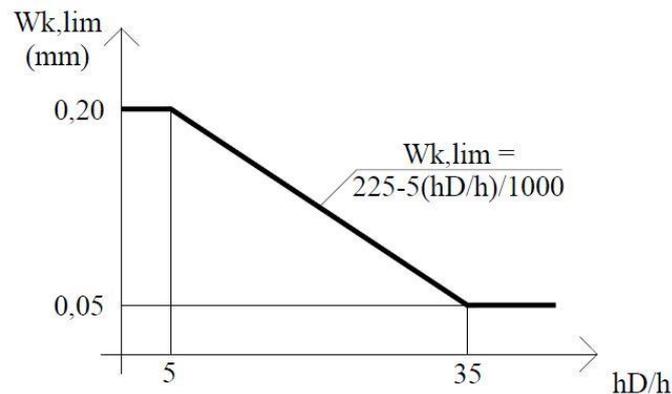
Quadro 3 - Limites de fissuração para estruturas de concreto armado

Tipo de concreto estrutural	Classe de agressividade ambiental	Exigências relativas à fissuração
Concreto armado	I	$W_k \leq 0,4 \text{ mm}$
	II e III	$W_k \leq 0,3 \text{ mm}$
	IV	$W_k \leq 0,2 \text{ mm}$

Fonte: ABNT NBR 6118:2014, adaptado pelo autor.

Segundo Araújo (2014) a determinação da abertura das fissuras é de grande importância no projeto de reservatórios em concreto armado. O objetivo da limitação da aberturas das fissuras é garantir a durabilidade da estrutura, bem como manter suas boas condições de impermeabilidade. Com base no Eurocode 2 (2006), a abertura limite das fissuras ($w_{k,lim}$) para reservatórios em concreto armado, em função da pressão hidrostática, é dada pelo Gráfico 1.

Gráfico 1 - Abertura limite das fissuras para reservatórios em concreto armado



Fonte: European Committee for Standardization - Eurocode 2 (2006), adaptado pelo autor.

Onde h_D é a altura da coluna d'água e h é a espessura da placa do reservatório considerada. De acordo com Araújo (2014), são admitidos os seguintes valores limites para abertura das fissuras nas placas laterais e na placa de fundo dos reservatórios em concreto armado:

- Lajes com a face interna tracionada: $w_{k,lim}$ conforme Gráfico 1;
- Lajes com a face externa tracionada: $w_{k,lim} = 0,2$ mm.

Conforme Montoya, Meseguer e Cabré (2000), com base no Grupo Español del Hormigón - GEHO (1996), para que não exista passagem de água pelas fissuras, deve-se atender às relações, de origem experimental, apresentadas no Quadro 4.

Quadro 4 - Abertura limite de fissuras a fim de garantir estanqueidade na estrutura

(Altura d'água / espessura da parede)	Abertura limite das fissuras (mm)
2,5	0,20
5,0	0,15
10,0	0,10
20,0	0,05

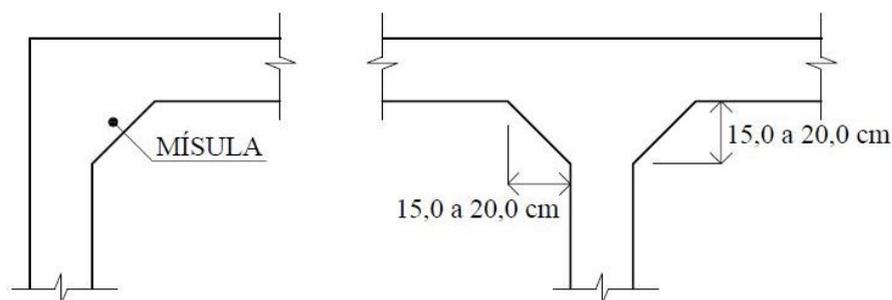
Fonte: Montoya, Meseguer e Cabré (2000) com base no GEHO (1996), adaptado pelo autor.

Segundo Araújo (2014) a ação de cargas externas, a retração do concreto e as variações de temperatura são a origem das fissuras em reservatórios em concreto armado. Para diminuir os efeitos da retração deve-se utilizar uma dosagem adequada de materiais no concreto, e submeter a estrutura à uma cura prolongada, seguida pelo enchimento do reservatório. Devido ao enchimento, a estrutura sofrerá um inchamento ao invés de sofrer retração, reduzindo a abertura das fissuras. Os efeitos das variações de temperatura podem ser significativos, especialmente em reservatórios de grandes dimensões. Quando a tampa do reservatório é aquecida, introduz esforços de tração nas paredes, podendo ocasionar o aparecimento de fissuras verticais no topo das mesmas. Segundo Souza e Cunha (1994), a fim de diminuir os efeitos da variação de temperatura, pode-se dividir o reservatório em células de armazenamento menores, isolar termicamente a laje da tampa ou fazer a protensão das paredes do reservatório.

Conforme Araújo (2014), considerando-se as dimensões usuais dos reservatórios dos edifícios, os problemas causados pela retração do concreto e por variações de temperatura são resolvidos através do emprego de barras de aço de pequeno diâmetro, com pouco espaçamento entre as mesmas. O emprego de uma armadura mínima é primordial para o controle da fissuração das paredes.

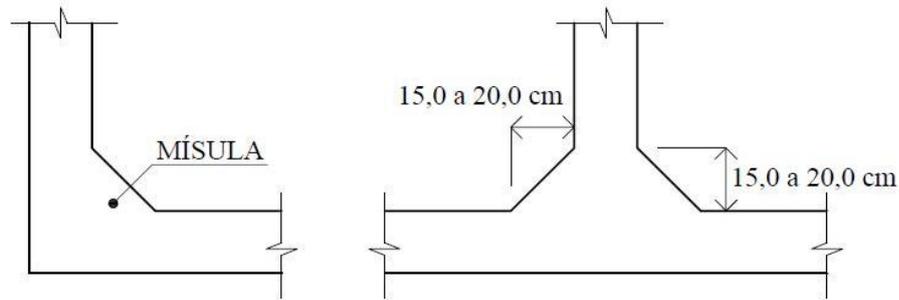
Segundo Fusco (1995) para garantir a estanqueidade do reservatório, são utilizadas mísulas nas arestas entre as paredes laterais e na ligação entre as paredes laterais e a placa do fundo. De acordo com Araújo (2014) as mísulas possuem a função de aumentar o grau de engastamento entre as placas, reduzir os riscos de fissuração e facilitar a aplicação da impermeabilização. A Figura 6 e a Figura 7 demonstram as dimensões usuais, de acordo com Fusco (1995), das mísulas utilizadas nos reservatórios em concreto armado.

Figura 6 - Dimensões usuais das mísulas verticais de reservatórios (corte horizontal)



Fonte: Fusco (1995), adaptado pelo autor.

Figura 7 - Dimensões usuais das mísulas horizontais de reservatórios (corte vertical)



Fonte: Fusco (1995), adaptado pelo autor.

De acordo com Guerrín e Lavaur (2003) existe uma dimensão máxima em planta a ser considerada para os reservatórios em concreto armado, a qual é limitada pelas condições de deformação da estrutura. Esta deformação deve ser reduzida ao máximo, a fim de manter as boas condições de impermeabilização do reservatório. Verifica-se na prática que as fissuras dos grandes reservatórios tendem a abrir-se mais largamente do que as fissuras dos reservatórios pequenos. Surge daí a ideia de estabelecer um diâmetro máximo para a estrutura, acima do qual existe um grande risco de ocorrer fissuração do concreto acima dos limites permitidos. Estima-se que este valor esteja, aproximadamente, entre 25,0 m e 30,0 m. Sabe-se porém que existem reservatórios com diâmetros acima destes e que não apresentam problemas de fissurações. A possibilidade de utilização de concreto protendido permite que se executem reservatórios de grandes diâmetros sem que ocorra este tipo de patologia.

4.7 Módulo de elasticidade do concreto (E_{ci})

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, o módulo de elasticidade do concreto é obtido através do método de ensaio estabelecido na ABNT NBR 8522:2008. Quando não forem realizados ensaios, é possível estimar o valor do módulo de elasticidade inicial de acordo com a equação 1, para concretos com f_{ck} entre 20 MPa e 50 MPa.

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (1)$$

Onde:

f_{ck} = Resistência característica do concreto à compressão;

$\alpha_E = 1,2$ para basalto e diabásio;

$\alpha_E = 1,0$ para granito e gnaisse;

$\alpha_E = 0,9$ para calcário;

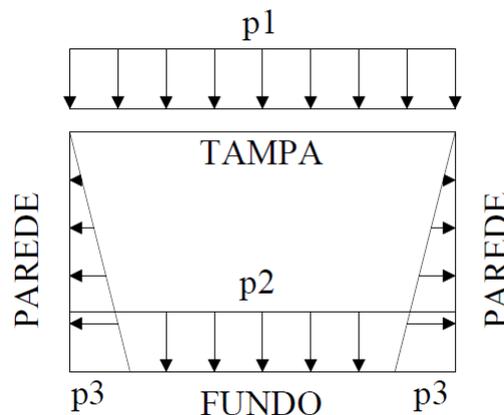
$\alpha_E = 0,7$ para arenito.

4.8 Ações atuantes em reservatórios

De acordo com Donin (2017) as principais ações atuantes nas placas dos reservatórios são: peso próprio da estrutura, empuxo devido ao líquido armazenado, peso do revestimento ou impermeabilização aplicados e sobrecargas de utilização. As cargas que atuam na tampa do reservatório são o peso próprio e uma possível sobrecarga de utilização. Considera-se uma sobrecarga de utilização de $0,5 \text{ kN/m}^2$ quando a tampa não é destinada a depósito e não é acessível ao público, e $3,0 \text{ kN/m}^2$ quando o local possui acesso de pessoas. Segundo Araújo (2014), as paredes laterais do reservatório recebem uma carga no formato triangular devido ao empuxo lateral do líquido armazenado, comportando-se como uma laje neste sentido. Também atuam nas paredes laterais o peso próprio da placa, a reação de apoio da placa do fundo do reservatório, e ainda a reação de apoio da placa da tampa, ambas atuando como uma carga linearmente distribuída. Neste sentido a placa lateral comporta-se como viga-parede.

A Figura 8 representa as ações atuantes em um reservatório, a partir de um corte vertical transversal da estrutura.

Figura 8 - Composição de cargas em um reservatório



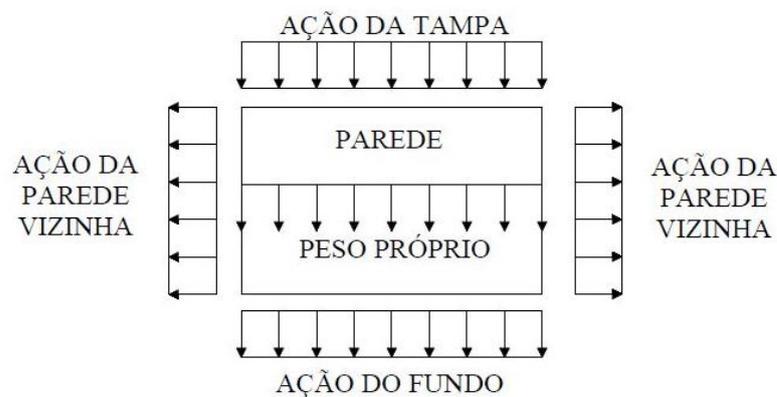
Fonte: Araújo (2014), adaptado pelo autor.

Onde p_1 é a carga uniformemente distribuída que atua na placa da tampa, composta pelo peso próprio da placa e pela sobrecarga de utilização, p_2 é a carga uniformemente distribuída que atua na placa de fundo do reservatório, composta pela carga do líquido armazenado e pelo

peso próprio da placa, e p_3 são as cargas triangulares que atuam nas paredes laterais do reservatório, devido ao empuxo do líquido armazenado.

Segundo Araújo (2014) pelo fato de que cada placa se apoia nas placas vizinhas, as reações de apoio de uma placa são transmitidas às outras como cargas aplicadas no plano médio das mesmas. Assim, as placas estarão submetidas à flexo-tração. A Figura 9 representa a composição das cargas atuantes nas placas laterais do reservatório, através de uma vista lateral da estrutura.

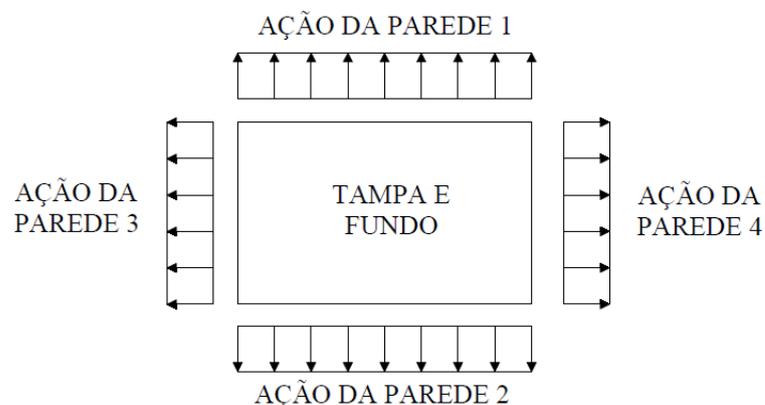
Figura 9 - Composição de cargas das placas laterais do reservatório



Fonte: Araújo (2014), adaptado pelo autor.

A Figura 10 representa as cargas laterais atuantes na placa da tampa do reservatório, quando a mesma é considerada engastada na estrutura, e na placa do fundo do reservatório, através de uma vista superior da estrutura.

Figura 10 - Cargas laterais atuantes na placa da tampa e na placa do fundo do reservatório



Fonte: Araújo (2014), adaptado pelo autor

Somadas às forças representadas na Figura 10, deve-se incluir o peso próprio atuando no eixo perpendicular de ambas as placas, a sobrecarga de utilização para a placa da tampa e o peso do líquido armazenado para a placa do fundo, também atuando no eixo perpendicular da mesma.

Segundo Guerrín e Lavaur (2003), as seguintes ações devem ser consideradas no dimensionamento de um reservatório em concreto armado:

- Peso próprio da estrutura: de acordo com o volume da estrutura e o peso específico do concreto armado que a compõe.
- Carga do líquido armazenado: de acordo com a quantidade de volume de líquido que o reservatório pode armazenar, juntamente com o peso específico do mesmo, é possível determinar sua carga total pelo produto dos dois valores. O peso específico da água, por exemplo, é de aproximadamente 10,0 kN/m³.
- Sobrecargas de utilização: caso exista algum tipo de atividade, como acesso de pessoas ou algum tipo de instalação sobre a placa da tampa do reservatório.
- Variações de temperatura e retração: atuam em reservatórios assim como em qualquer outra estrutura, principalmente em reservatórios elevados. Na prática, dificilmente são levadas em consideração no cálculo, pois verifica-se que este fator não provoca patologias nos reservatórios. A retração termoigrométrica atua no reservatório apenas quando este está vazio, ou seja, raramente. Quando o mesmo está cheio não há retração, pois ocorre o inchamento, reduzindo as tensões de tração no concreto, o que acaba sendo um fator favorável para a estrutura.
- Deformação lenta: atua principalmente nas partes comprimidas por cargas permanentes ou quase permanentes, como por exemplo na placa do fundo do reservatório. Se as tensões correspondentes não forem muito elevadas, a deformação lenta não apresenta muito perigo para a estrutura.
- Efeitos climáticos (neve e vento): o efeito da neve afeta coberturas planas ou curvas. Para fins de cálculo, neste trabalho será desconsiderada sua atuação. A ação do vento em estruturas é abordada conforme definições da ABNT NBR 6123:1988.

4.9 Coeficientes de ponderação

Conforme define a ABNT NBR 6118:2014, as ações atuantes nas estruturas devem ser majoradas pelo coeficiente γ_f , a fim de garantir uma maior segurança no cálculo da mesma.

Pelo mesmo motivo, a resistência dos materiais que compõem a estrutura é minorada através do coeficiente γ_m . Diferentemente do método das tensões admissíveis, o método dos estados limites busca adotar mais coeficientes que garantam a segurança no cálculo, ao invés de apenas um coeficiente global de segurança.

4.9.1 Coeficientes de majoração das ações

O item 11.7.1 da ABNT NBR 6118:2014 trata dos coeficientes de majoração das ações no estado-limite último (ELU). Para as combinações de ações normais, o coeficiente de ponderação é $\gamma_f = 1,4$, tanto para ações permanentes (g) quanto para ações variáveis (q). Portanto, as solicitações de cálculo são dadas pela equação 2.

$$S_d = S_k \cdot \gamma_f \quad (2)$$

Onde:

S_d = Solicitação de cálculo;

S_k = Solicitação característica;

γ_f = Coeficiente de majoração das ações.

4.9.2 Coeficientes de minoração da resistência

Conforme a ABNT NBR 6118:2014, a resistência de cálculo de determinado material é dada pela equação 3.

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_m} \quad (3)$$

Onde:

R_d = Resistência de cálculo;

R_k = Resistência característica;

γ_m = Coeficiente de minoração da resistência do material.

O Quadro 5 apresenta os valores dos coeficientes de minoração da resistência do concreto e do aço, conforme define a ABNT NBR 6118:2014.

Quadro 5 - Coeficientes de minoração da resistência para concreto e aço

Combinações	Concreto (γ_c)	Aço (γ_s)
Normais	1,4	1,15

Fonte: ABNT NBR 6118:2014, adaptado pelo autor.

Conforme a ABNT NBR 6118:2014, a resistência de cálculo do concreto à compressão (f_{cd}) é calculada através da equação 4.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (4)$$

Onde:

f_{cd} = Resistência de cálculo do concreto à compressão;

f_{ck} = Resistência característica do concreto à compressão;

γ_c = Coeficiente de minoração da resistência do concreto.

4.10 Ação do vento nas estruturas conforme ABNT NBR 6123:1988

Segundo Donin (2017) esta ação caracteriza-se por forças aplicadas às estruturas devido às sobre-pressões e sucções causadas pelo vento. Estas forças são consideradas, para fins de cálculo, apenas na sua componente horizontal. A ABNT NBR 6118:2014, em seu item 11.4.1.2, estabelece que os esforços causados pela ação do vento devem ser considerados de acordo com o que determina a ABNT NBR 6123:1988, a qual define seus parâmetros de cálculo, permitindo o emprego de regras simplificadas previstas em Normas Brasileiras específicas. A consideração das ações do vento nas estruturas é de suma importância, pois:

- O aumento da resistência dos concretos, como vem ocorrendo recentemente, permite a utilização de estruturas mais esbeltas, especialmente nos pilares, tornando-as, portanto, mais sensíveis às forças do vento;
- Existe ainda uma tendência ao uso de grandes vãos livres, tanto em vigas quanto nas lajes;
- A utilização de divisórias leves vem substituindo em muitos casos o processo construtivo baseado em alvenarias encunhadas fechando os pórticos, formados por vigas e pilares;
- Existe uma tendência de eliminação de vigas, reduzindo assim a rigidez lateral dos pórticos;

- Através de ferramentas de cálculo como *softwares*, a consideração da ação do vento nas estruturas é feita de forma automática, praticamente sem acréscimo no tempo de processamento do cálculo.

Conforme a ABNT NBR 6123:1988, é preciso determinar a posição geográfica da estrutura e a topografia do local onde a mesma será executada, pois são estes os dois fatores que mais influenciam definição da velocidade característica do vento.

A determinação da posição geográfica é feita de acordo com o mapa de isopletras presente na ABNT NBR 6123:1988, que determina para cada posição geográfica do Brasil uma velocidade básica do vento (V_0). Este valor indica a velocidade esperada para o vento médio medido sobre 3,0 segundos, para um período de recorrência de 50 anos, em terreno aberto e plano a 10,0 m acima do nível do solo.

Conforme a ABNT NBR 6123:1988, após obtida a velocidade básica do vento, é necessário corrigi-la para cada situação. A ABNT NBR 6123:1988 utiliza três fatores (S_1 , S_2 e S_3) para tal. A velocidade característica do vento (V_k) é definida pela multiplicação destes fatores de correção pela velocidade básica do vento, conforme a equação 5.

$$V_k = S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \cdot V_0 \quad (5)$$

Onde:

V_k = Velocidade característica do vento [m/s];

V_0 = Velocidade básica do vento [m/s];

S_1 = Fator topográfico;

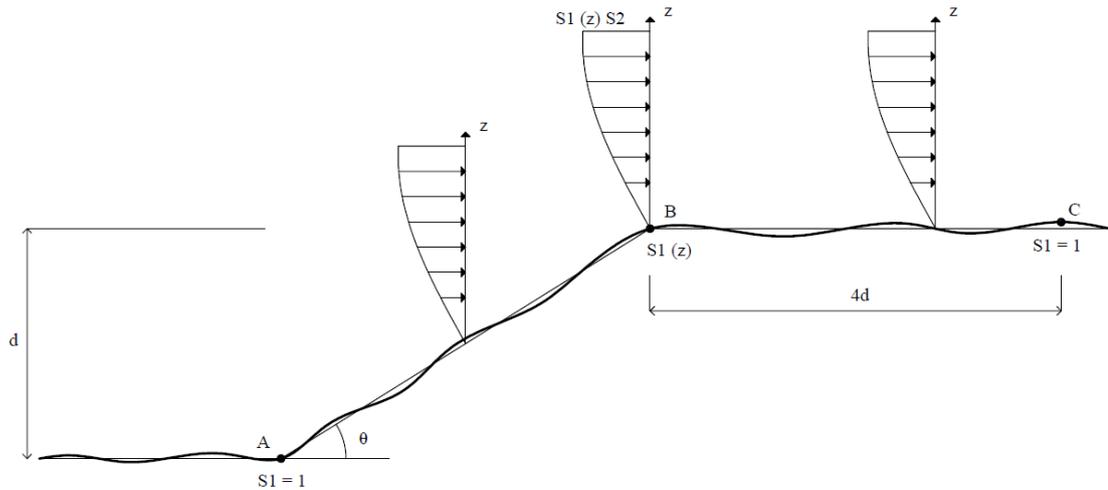
S_2 = Fator de rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno;

S_3 = Fator estatístico.

Conforme a ABNT NBR 6123:1988, o fator topográfico (S_1) leva em consideração as variações do relevo do terreno. É definido da seguinte maneira:

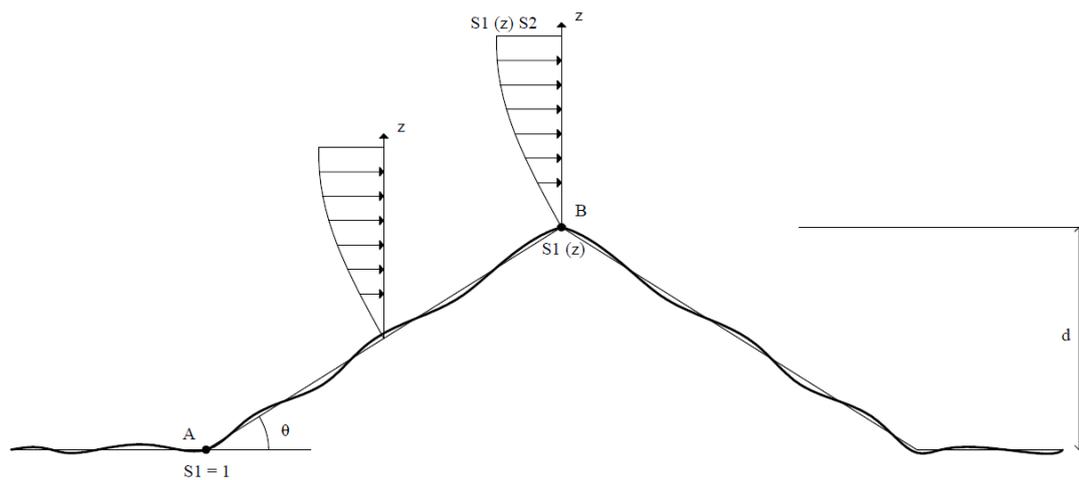
- Terreno plano ou fracamente acidentado: $S_1 = 1,0$;
- Taludes e morros: conforme Figura 11 e Figura 12.

Figura 11 - Fator topográfico em taludes



Fonte: ABNT NBR 6123:1988, adaptado pelo autor.

Figura 12 - Fator topográfico em morros



Fonte: ABNT NBR 6123:1988, adaptado pelo autor.

- No ponto A (morros) e nos pontos A e C (taludes): $S_1 = 1,0$;
- No ponto B [S_1 é uma função $S_1(z)$];

$S_1 = 1,0$ - Terrenos planos ou levemente inclinados, com $\theta \leq 3^\circ$

$$S_1(z) = 1,0 + (2,5 - z/d) \cdot \text{tg}(\theta - 3) \geq 1 \text{ quando } 6^\circ > \theta > 17^\circ \quad (6)$$

$$S_1(z) = 1,0 + 0,31(2,5 - z/d) \geq 1 \text{ quando } \theta > 45^\circ \quad (7)$$

Onde:

z = Altura medida a partir da superfície do terreno no ponto considerado;

d = Diferença de nível entre a base e o topo do talude ou morro;

θ = Inclinação média do talude ou encosta do morro.

- Vales profundos, protegidos de ventos de qualquer direção: $S_1 = 0,9$;
- Encostas: Pode-se adotar $S_1 = 1,0$.

Conforme a ABNT NBR 6123:1988, o fator de rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno (S_2) considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com o aumento da altura e as dimensões da edificação. De acordo com a ABNT NBR 6123:1988, a rugosidade do terreno é dividida em cinco categorias:

- Categoria I: superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5,0 km de extensão. Ex.: mar calmo, rios e lagos, pântanos sem vegetação;
- Categoria II: terrenos abertos em nível ou quase em nível, com poucos obstáculos isolados. Ex.: zonas costeiras planas, pântanos com vegetação rala, campos de aviação;
- Categoria III: terrenos planos/ondulados com obstáculos. Ex.: granjas e casas de campo, fazendas com sebes/muros, subúrbios a certa distância do centro, com casas baixas e esparsas;
- Categoria IV: terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada. Ex.: zonas de parques e bosques com muitas árvores, cidades pequenas e seus arredores, áreas industriais plena ou parcialmente desenvolvidas;
- Categoria V: terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados. Ex.: florestas com árvores altas, centros de grandes cidades, centros industriais desenvolvidos;

Conforme a ABNT NBR 6123:1988, as dimensões da edificação são divididas em três classes, com intervalos de tempo para cálculo da velocidade média de 3,0 s, 5,0 s e 10,0 s, respectivamente:

- Classe A: todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estruturas sem vedação. Toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20,0 m;
- Classe B: toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20,0 m e 50,0 m;
- Classe C: Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50,0 m.

O fator S_2 é obtido pela equação 8, conforme a ABNT NBR 6123:1988.

$$S_2 = b \cdot F_r \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^p \quad (8)$$

Onde:

b = Parâmetro meteorológico;

F_r = Fator de rajada, correspondente à Categoria II;

z = Altura acima do nível geral do terreno;

p = Parâmetro meteorológico.

Os parâmetros que permitem determinar o fator S_2 para as cinco categorias são apresentados no Quadro 21 em anexo.

De acordo com a ABNT NBR 6123:1988, o fator estatístico (S_3) leva em conta as consequências para a sociedade em caso de ruína da edificação. Este fator está diretamente relacionado com a segurança necessária à edificação e com o tipo de ocupação da mesma.

- Grupo 1 ($S_3 = 1,10$) - Edificação cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc.);
- Grupo 2 ($S_3 = 1,00$) - Edificações para hotéis e residências. Edifícios comerciais e industriais com alto fator de ocupação;
- Grupo 3 ($S_3 = 0,95$) - Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação, como depósitos, silos e construções rurais;
- Grupo 4 ($S_3 = 0,88$) - Vedações, como telhas, vidros e painéis de vedação;
- Grupo 5 ($S_3 = 0,83$) - Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção.

Após a obtenção da velocidade característica do vento (V_k), é possível calcular a pressão dinâmica do vento (q) de acordo com a equação 9.

$$q = 0,613 \cdot V_k^2 \quad (9)$$

Onde:

q = Pressão dinâmica do vento [N/m^2];

V_k = Velocidade característica do vento [m/s].

Conforme a ABNT NBR 6123:1988, após definir a pressão dinâmica do vento, define-se uma área da edificação sobre a qual considera-se a pressão do vento aplicada. Esta área é chamada de área frontal efetiva (A_e), e é calculada pelo produto da largura L do edifício pela altura de piso a piso do pavimento a ser calculado, conforme equação 10.

$$A_e = L \cdot h_a \quad (10)$$

Onde:

A_e = Área frontal efetiva da edificação;

L = Largura da edificação;

h_a = Altura, de piso a piso, do pavimento a ser calculado.

Segundo a ABNT NBR 6123:1988, as forças devidas aos ventos nos edifícios são consideradas aplicadas à lajes (cento da distância h_a). Estas forças são chamadas de forças de arrasto (força global na direção ao vento). São calculadas pela equação 11.

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e \quad (11)$$

Onde:

F_a = Forças de arrasto [kN];

C_a = Coeficiente de arrasto;

q = Pressão dinâmica do vento [N/m^2];

A_e = Área efetiva da edificação [m^2].

Sendo o coeficiente de arrasto (C_a) definido através do ábaco do Gráfico 11 em anexo.

4.11 Definição dos vãos efetivos das lajes

A ABNT NBR 6118:2014 define em seu item 14.7.2.2 que os vãos efetivos das lajes ou placas devem ser calculados de acordo com a equação 12.

$$L_{ef} = L_0 + a_1 + a_2 \quad (12)$$

Onde:

L_{ef} = Vão efetivo da laje;

L_0 = Vão livre da laje.

Os valores de a_1 e a_2 podem ser calculados conforme as equações 13 e 14, sendo adotado o menor valor obtido para cada uma delas.

$$a_1 \leq \frac{t_1}{2} \text{ e } a_1 \leq 0,3 \cdot h \quad (13)$$

$$a_2 \leq \frac{t_2}{2} \text{ e } a_2 \leq 0,3 \cdot h \quad (14)$$

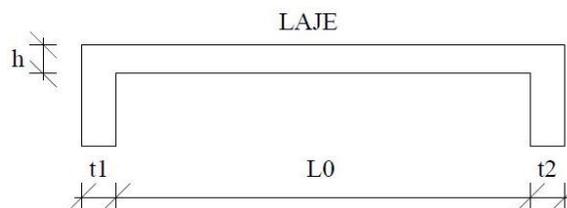
Onde:

h = Espessura da laje;

t_1 e t_2 = Largura das vigas.

A Figura 13 representa o esquema para determinação dos vãos efetivos das lajes.

Figura 13 - Definição dos vãos efetivos das lajes



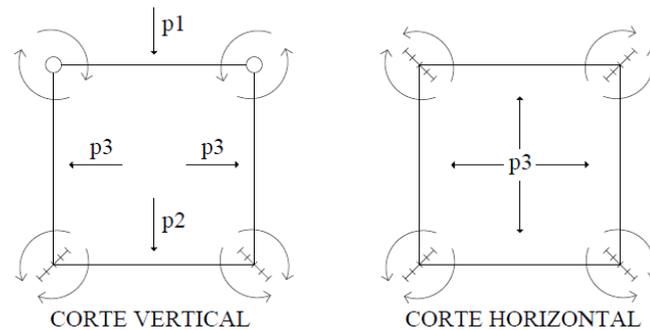
Fonte: ABNT NBR 6118:2014, adaptado pelo autor.

4.12 Modelos de cálculo para definição das solicitações

De acordo com Fusco (1995) o modo mais simples de obter os esforços nas placas dos reservatórios é utilizando o mesmo princípio do cálculo de lajes, calculando as placas separadamente. De acordo com Araújo (2014), para o cálculo correto dos esforços é necessário considerar o funcionamento conjunto de todas as placas que compõem o reservatório. Esta análise estrutural tridimensional é bastante complexa, e geralmente exige o emprego de

métodos numéricos de cálculo, como por exemplo o Método dos Elementos Finitos. Adotam-se portanto várias simplificações que permitam um cálculo rápido e seguro da estrutura, através dos métodos clássicos. Usualmente separam-se as placas que compõem o reservatório em várias placas isoladas, engastadas ou simplesmente apoiadas em suas bordas. Essas condições são definidas em função da tendência de giro relativo das placas, de acordo com a Figura 14.

Figura 14 - Tendência de giro das placas do reservatório



Fonte: Araújo (2014), adaptado pelo autor.

Segundo Araújo (2014), quando a tendência das placas for de giro no mesmo sentido, considera-se a aresta simplesmente apoiada, pois os valores dos momentos negativos na ligação são baixos. Quando as placas tendem a girar em sentidos opostos, considera-se a aresta como um engaste perfeito. Portanto, o fundo do reservatório deve ser considerado engastado com as paredes nos quatro lados. A tampa pode ser considerada apenas apoiada sobre as quatro paredes laterais. As paredes laterais são consideradas engastadas entre si e também engastadas com a laje de fundo do reservatório. A Figura 15 representa um exemplo das condições de engastamento das placas de um reservatório de formato paralelepípedo.

Figura 15 - Condições de engastamento nas bordas das placas do reservatório



Fonte: Araújo (2014), adaptado pelo autor.

4.12.1 Cálculo dos momentos fletores pelo método clássico

Após realizada a composição das cargas que atuarão nas placas do fundo, da tampa e das paredes do reservatório, pode-se fazer uso das Tabelas de Bares (1972) para definição dos momentos fletores. O Quadro 22 representa as Tabelas de Bares (1972), adaptadas por Pinheiro (1994), a serem utilizadas no cálculo. É preciso definir as dimensões l_x e l_y da placa a ser calculada. A partir dos valores de l_x e l_y é possível definir o valor de λ . A fórmula para obtenção do fator λ é apresentada pela equação 15.

$$\lambda = \frac{l_y}{l_x} \quad (15)$$

Onde:

l_x = Menor vão da laje;

l_y = Maior vão da laje.

Este fator indicará se a laje deverá ser armada em duas direções ou apenas em uma direção, conforme as verificações abaixo:

Se $\lambda > 2$ - Laje armada em apenas uma direção;

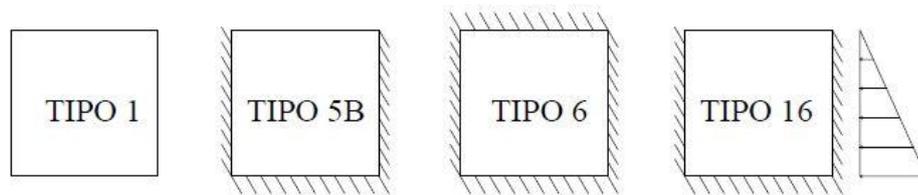
Se $\lambda \leq 2$ - Laje armada nas duas direções.

De acordo com Bares (1972), é preciso definir o tipo de engastamento existente nas bordas das placas. Abaixo estão relacionados os tipos de placas a serem analisadas neste trabalho, conforme o padrão adotado por Bares (1972) e Pinheiro (1994).

- Tipo 1: quatro bordas apoiadas, com carregamento uniformemente distribuído;
- Tipo 5B: três bordas engastadas, uma borda apoiada, com carregamento uniformemente distribuído;
- Tipo 6: quatro bordas engastadas, com carregamento uniformemente distribuído;
- Tipo 16: três bordas engastadas e uma borda apoiada, com carregamento triangular;

A Figura 16 representa os tipos de engastamento considerados para cada placa no presente trabalho.

Figura 16 - Tipos de placas de acordo com o engastamento das bordas



Fonte: Bares (1972) e Pinheiro (1994), adaptado pelo autor.

As Tabelas de Bares (1972) fornecem valores de coeficientes que são utilizados no cálculo dos momentos fletores característicos. Estes coeficientes variam de acordo com o tipo de engastamento existente entre as placas. Os coeficientes podem ser: μ_x e μ_y para os momentos fletores no centro das placas (positivos) e μ'_x e μ'_y para os momentos fletores nos engastes (negativos), onde x e y representam os eixos de atuação da sollicitação. A equação de Bares (1972) para o cálculo dos momentos fletores característicos é dada pela equação 16.

$$M = \mu \cdot \frac{P \cdot l_x^2}{100} \quad (16)$$

Onde:

M = Momento fletor na direção x ou y [kN.m];

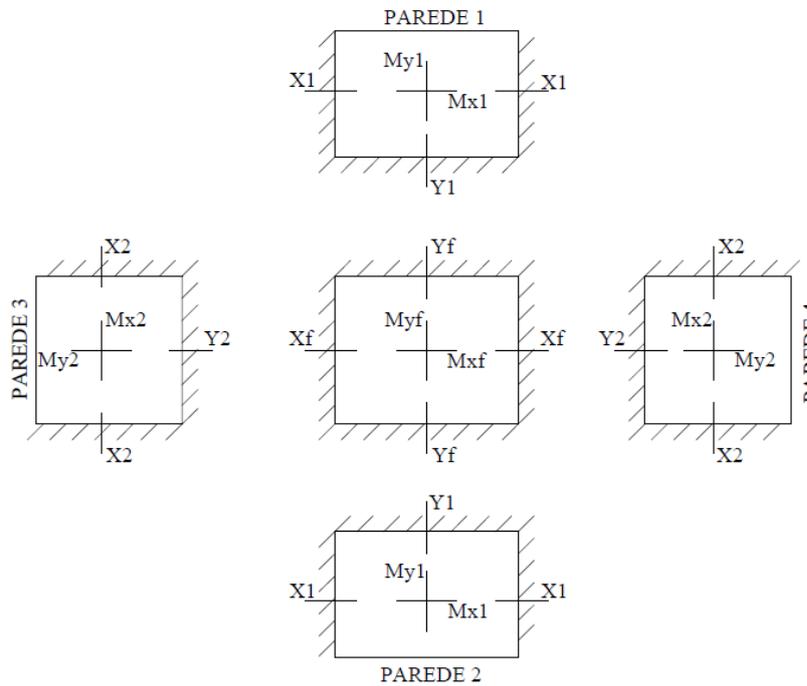
μ = Coeficiente obtido na Tabela de Bares (1972);

P = Carga distribuída atuante da laje [kN/m²];

l_x = Menor vão da laje [m].

De acordo com Araújo (2014), após a obtenção dos momentos nas lajes considerando as placas separadamente, obtém-se dois valores diferentes para os momentos negativos de uma mesma aresta engastada. O valor correto pode ser obtido em função da rigidez das placas, conforme Kalmanok (1961) e Szilard (1974), sendo este porém próximo ao valor médio encontrado para placas isoladas. A Figura 17 representa dos momentos fletores resultantes do cálculo das lajes isoladas, para um reservatório de uma célula de armazenamento.

Figura 17 - Momentos fletores resultantes do cálculo de lajes isoladas em um reservatório com uma célula de armazenamento



Fonte: Araújo (2014), adaptado pelo autor.

De acordo com Araújo (2014), pode-se calcular a compatibilização dos momentos negativos para o dimensionamento das armaduras de ligação das lajes conforme as equações 17, 18 e 19:

- Ligação parede-parede:

$$X_p = \frac{(X1 + X2)}{2} \quad (17)$$

- Ligação fundo-parede 1 e fundo-parede 2:

$$Y = \frac{(Yf + Y1)}{2} \quad (18)$$

- Ligação fundo-parede 3 e fundo-parede 4:

$$X = \frac{(Xf + Y2)}{2} \quad (19)$$

Segundo Araújo (2014), nos reservatórios com pouca altura, as paredes são calculadas como lajes armadas na direção vertical. Os momentos negativos Y_1 e Y_2 nas paredes são muito

menores que Y_f e X_f . Nesses casos, as médias dadas pelas equações 18 e 19 são muito menores que os momentos de engastamento perfeito Y_f e X_f . Deve-se portanto dimensionar também as ligações entre placas para um momento mínimo de 80% do maior momento de engastamento (negativo), conforme a equação 20.

$$M = 0,80 \cdot X_1 \quad (20)$$

Onde:

X_1 = Maior valor de momento fletor de engastamento.

Conforme Araújo (2014) compara-se o valor do momento fletor obtido através da equação 20 com o calculado conforme as equações 18 e 19 e adota-se o maior valor, a favor da segurança. É necessário também fazer a correção dos momentos fletores positivos. Este incremento é dado através da equação 21.

$$M + \frac{X - X_A}{2} \quad (21)$$

Onde:

M = Momento fletor no centro da placa inicialmente calculado;

X = Maior valor de momento fletor de engastamento calculado;

X_A = Momento fletor de engastamento compatibilizado adotado.

De acordo com Araújo (2014), diversas simplificações foram introduzidas nos cálculos, como distribuição uniforme das reações de apoio, condição de engastamento perfeito das lajes, adoção do valor médio para o momento negativo de ligação das lajes. Estas simplificações podem ser adotadas pois:

- A armadura obtida no dimensionamento é geralmente inferior à armadura mínima;
- Deve-se empregar uma área de aço superior à área obtida no dimensionamento, pois há necessidade de limitar a abertura das fissuras;
- O coeficiente de majoração dos esforços é alto para cobrir eventuais erros de cálculo, pois as cargas atuantes (peso próprio e pressão hidrostática) possuem pequena variabilidade em torno

do valor médio. A ABNT NBR 6118:2014 permite considerar um coeficiente $y_f = 1,2$ para a pressão hidrostática.

Araújo (2014) conclui que os esforços finais obtidos com esse método de cálculo simplificado se aproximam bastante da solução “exata”, obtida através de análise rigorosa do reservatório com o emprego do Método dos Elementos Finitos, mesmo com todas as simplificações introduzidas.

De acordo com Montoya, Meseguer e Cabré (2000), as placas dos reservatórios são dimensionadas com espessura constante, a fim de facilitar sua execução e de modo que não seja necessário o uso de armadura transversal. Nos casos mais frequentes, quando a altura de água é menor do que 6,0 m, pode-se adotar a espessura da parede como 10% da altura do líquido armazenado, não inferior a 0,20 m.

A máxima pressão hidrostática nas paredes laterais é dada pela equação 22.

$$q = \delta \cdot h \quad (22)$$

Onde:

q = Máxima pressão hidrostática [kN/m²];

δ = Peso específico do líquido armazenado [kN/m³];

h = Altura do líquido armazenado [m].

4.12.2 Cálculo das forças cortantes pelo método clássico

Para o cálculo das reações nos apoios das placas serão utilizadas as Tabelas de Bares (1972). O Quadro 23 apresenta a Tabela de Bares (1972) para determinação das reações nos apoios. A determinação das reações de apoio nas lajes é realizada conforme a equação 23.

$$V = v \cdot \frac{P \cdot lx}{10} \quad (23)$$

Onde:

V = Reação de apoio nas arestas da laje;

v = Coeficiente obtido na Tabela de Bares (1972);

P = Carga distribuída atuante na laje;

l_x = Menor vão da laje.

O coeficientes obtidos nas Tabelas de Bares (1972) podem ser: v_x e v_y para reações de apoio nas bordas apoiadas ou v'_x e v'_y para reações de apoio nas bordas engastadas. Assim como para os momentos fletores, x e y representam o eixo de atuação da solicitação.

Segundo Montoya, Meseguer e Cabré (2000) as paredes dos reservatórios são dimensionadas de maneira que não seja necessário o uso de armadura transversal. A verificação da força cortante, segundo Montoya, Meseguer e Cabré (2000) considera uma condição dos elementos sem armadura transversal, e pode ser feita de acordo com a equação 24.

$$V_d = \gamma_f \cdot v_{m\acute{a}x} \leq v_u = 0,12 \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho \cdot f_{ck}} \cdot d \text{ [N/mm]} \quad (24)$$

Onde:

d = Altura útil da seção;

ρ = Taxa de armadura da seção;

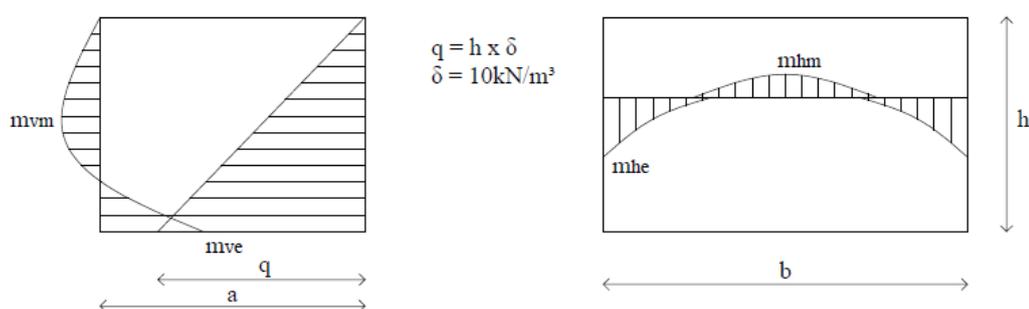
$v_{m\acute{a}x}$ = Força cortante unitária máxima;

f_{ck} = Resistência característica do concreto à compressão.

4.12.3 Cálculo dos esforços de tração pelo método clássico

O empuxo hidrostático devido ao líquido armazenado causa forças de tração nas paredes laterais e na placa do fundo do reservatório. A Figura 18 representa as solicitações causadas pelo empuxo hidrostático nas paredes laterais do reservatório.

Figura 18 - Solicitações devido ao empuxo hidrostático nas paredes laterais de reservatórios



Fonte: Montoya, Meseguer e Cabré (2000), adaptado pelo autor.

Onde:

m_{vm} = Momento fletor positivo na direção vertical;

m_{ve} = Momento fletor negativo na direção vertical;

m_{hm} = Momento fletor positivo na direção horizontal;

m_{he} = Momento fletor negativo na direção horizontal;

q = Máxima pressão hidrostática;

δ = Peso específico da água.

Para a determinação das forças de tração em reservatórios, é possível admitir de uma forma simplificada que as mesmas, que se originam nas paredes e no fundo dos reservatórios como consequência da pressão hidrostática, se distribuem segundo as porcentagens indicadas pelo coeficiente β , conforme o Quadro 6. Os coeficientes β_f e β_p representam a porcentagem das forças de tração que atuam nas placas do fundo e das paredes do reservatório, respectivamente.

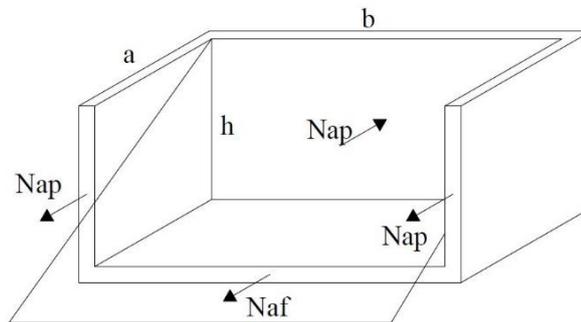
Quadro 6 - Força normal de tração e valores do coeficiente β

Armadura paralela ao lado b	Solicitação total			Solicitação parede			Solicitação fundo	
	$Nb = a \times h^2 \times \delta / 2$			$Nbp = \beta_p \times a \times h^2 \times \delta / 2$			$Nbf = \beta_f \times a \times h^2 \times \delta / 2$	
h/a	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
Fundo Bf	0,80	0,70	0,60	0,54	0,48	0,45	0,42	0,40
Parede Bp	0,10	0,15	0,20	0,23	0,26	0,28	0,29	0,30
h/b	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
Armadura paralela ao lado a	$Na = a \times h^2 \times \delta / 2$			$Nap = \beta_p \times a \times h^2 \times \delta / 2$			$Naf = \beta_f \times a \times h^2 \times \delta / 2$	
	Solicitação total			Solicitação parede			Solicitação fundo	

Fonte: Montoya, Meseguer e Cabré (2000), adaptado pelo autor.

Considerando um reservatório modelo, conforme apresenta a Figura 19, estão representados as forças normais de tração causadas pela pressão hidrostática lateral do líquido armazenado, conforme as porcentagens obtidas no Quadro 6.

Figura 19 - Representação das forças de tração atuantes em reservatórios



Fonte: Montoya, Meseguer e Cabré (2000), adaptado pelo autor.

Onde:

N_a e N_b = Forças normais de tração totais;

N_{ap} e N_{bp} = Forças normais de tração nas paredes do reservatório;

N_{af} e N_{bf} = Forças normais de tração no fundo do reservatório.

A pressão hidrostática sobre a parede $a \times h$, de acordo com Montoya, Meseguer e Cabré (2000), é dada pela equação 25.

$$N_b = \frac{a \cdot h^2 \cdot \delta}{2} \quad (25)$$

De forma análoga, a pressão hidrostática sobre a parede $b \times h$, de acordo com Montoya, Meseguer e Cabré (2000), é dada pela equação 26.

$$N_a = \frac{b \cdot h^2 \cdot \delta}{2} \quad (26)$$

Onde:

a e b = Largura das paredes laterais;

h = Altura do reservatório;

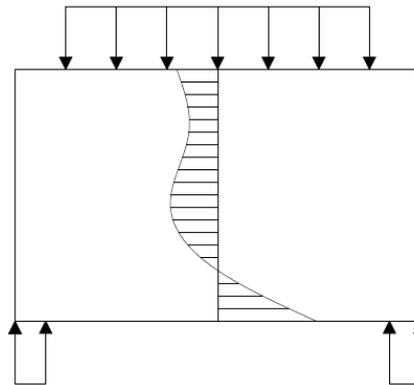
δ = Peso específico do líquido armazenado.

4.13 Vigas-parede de concreto armado

Segundo Fusco (1995) vigas-parede são chapas de concreto armado submetidas à flexão em seu próprio plano médio. Segundo Leonhardt e Mönnig (1978) mesmo para um material perfeitamente elástico, as tensões não variam linearmente. De acordo com Fusco (1995), o cálculo pode ser realizado pelo método das bielas e tirantes. Em regime elástico, os esforços atuantes nestas estruturas podem ser determinados com exatidão através do Método dos Elementos Finitos.

Segundo Araújo (2014) as placas são estruturas planas submetidas à cargas perpendiculares ao seu plano médio. Além de se comportarem como placa, as paredes dos reservatórios também possuem um comportamento de viga-parede. Para vigas-parede não é possível aplicar a clássica hipótese das seções planas, em função das grandes distorções sofridas pelas mesmas. Por isso, as deformações não apresentam uma variação linear ao longo da altura da viga. Pode-se fazer uso de soluções numéricas como o Método dos Elementos Finitos para este tipo de estrutura. A Figura 20 representa o diagrama dos esforços solicitantes em uma viga-parede, conforme carregamento.

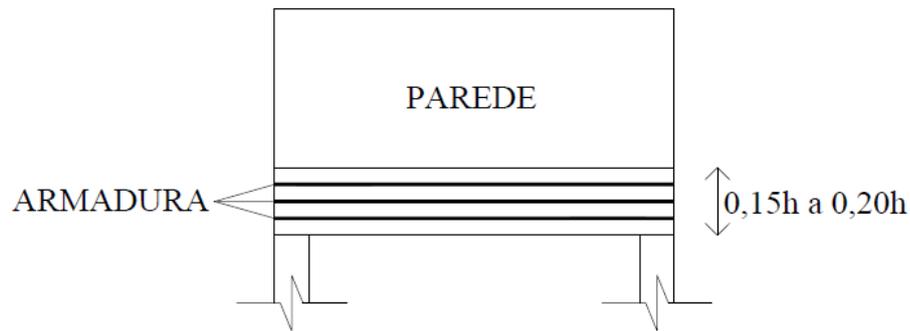
Figura 20 - Diagrama de esforços solicitantes em vigas-parede



Fonte: Leonhardt e Mönnig (1978), adaptado pelo autor.

De acordo com Araújo (2014), utiliza-se uma armadura de tração na parte inferior da viga-parede, chamada de armadura do banzo tracionado. A Figura 21 representa o detalhe de uma armadura do banzo tracionado em uma placa calculada como viga-parede.

Figura 21 - Disposição da armadura do banzo tracionado em viga-parede



Fonte: Araújo (2014) adaptado pelo autor.

Segundo Araújo (2014), a armadura do banzo tracionado se distribui em uma faixa de 15% a 20% da altura da placa.

Segundo Fusco (1995), devido às solicitações existentes nas vigas-paredes, as mesmas devem ser dotadas de armadura de pele nas duas faces. Quando a viga-parede for submetida a uma carga indireta distribuída, deve-se acrescentar ainda uma armadura de suspensão à armadura de pele.

4.13.1 Equações para dimensionamento das vigas-parede de concreto armado

De acordo com Araújo (2014) através de ensaios realizados por Leonhardt e Mönning (1978), verificou-se que os modos de ruptura em vigas-parede podem ser: escoamento da armadura longitudinal do banzo tracionado, ruptura da ancoragem da armadura longitudinal do banzo tracionado, esmagamento do concreto nas diagonais comprimidas próximas aos apoios e ruptura da armadura de suspensão para cargas penduradas. O cálculo e o detalhamento das armaduras devem ser realizados através de modelos que considerem esses possíveis tipos de colapso. É possível utilizar modelos elásticos, modelos não lineares ou modelos do tipo biela-tirante. A área de aço da armadura longitudinal de tração (A_s) é obtida através da equação 27.

$$A_s = \frac{M_d}{Z \cdot f_{yd}} \quad (27)$$

Onde:

M_d = Valor de cálculo do momento fletor, determinado como nas vigas esbeltas;

f_{yd} = Tensão de escoamento de cálculo do aço;

Z = Braço de alavanca da viga-parede.

De acordo com Leonhardt e Mönning (1978), os valores de braço de alavanca (Z) são adotados através das seguintes equações:

- Viga-parede biapoiada:

$$Z = 0,15 \cdot h (3 + l/h), \text{ se } 1 < l/h < 2 \quad (28)$$

$$Z = 0,6 \cdot l, \text{ se } l/h \leq 1 \quad (29)$$

- Viga-parede de dois vãos:

$$Z = 0,10 \cdot h (2,5 + 2l/h), \text{ se } 1 < l/h < 2,5 \quad (30)$$

$$Z = 0,45 \cdot l, \text{ se } l/h \leq 1 \quad (31)$$

- Viga-parede contínua com mais de dois vãos: para os vãos externos e para os primeiros apoios intermediários, adotam-se os valores dados nas equações para vigas-parede de dois vãos. Para os demais vãos e apoios, considera-se:

$$Z = 0,15 \cdot h (2 + l/h), \text{ se } 1 < l/h < 3 \quad (32)$$

$$Z = 0,45 \cdot l, \text{ se } l/h \leq 1 \quad (33)$$

4.14 Dimensionamento da estrutura de concreto armado

A ABNT NBR 6118:2014 apresenta em seu item 14.6.4.3 os “Limites para redistribuição de momentos e condições de ductilidade”, válidos para vigas e lajes. Conforme a ABNT NBR 6118:2014, a capacidade de rotação dos elementos estruturais é dado em função da posição da linha neutra no estado limite último. Quanto menor for a relação x/d , maior será essa capacidade. Para proporcionar o adequado comportamento dútil em vigas e lajes, a posição da linha neutra no estado limite último, deve obedecer aos seguintes limites:

- $x/d \leq 0,45$, para concretos com $f_{ck} \leq 50$ MPa;
- $x/d \leq 0,35$, para concretos com 50 MPa $< f_{ck} \leq 90$ MPa.

A ruptura convencional por deformação de alongamento excessiva pode ser alcançada nos seguintes domínios, de acordo com a ABNT NBR 6118:2014:

- Domínio 1: tração não uniforme, sem compressão;
- Domínio 2: flexão simples ou composta sem ruptura à compressão do concreto.

A ruptura convencional por deformação de encurtamento do concreto comprimido pode ocorrer nos domínios:

- Domínio 3: flexão simples (seção subarmada) ou composta com ruptura à compressão do concreto e com escoamento do aço;
- Domínio 4: flexão simples (seção superarmada) ou composta com ruptura à compressão do concreto e aço tracionado sem escoamento;
- Domínio 4a: flexão composta com armaduras comprimidas;
- Domínio 5: compressão não uniforme, sem tração.

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, a altura da linha neutra (x) é calculada conforme a equação 34.

$$x = \frac{d}{\lambda} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{sd}}{\alpha_c \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}} \right] \quad (34)$$

Onde:

$\lambda = 0,8$ - para $f_{ck} \leq 50$ MPa

$\lambda = 0,8 - (f_{ck} - 50)/400$ - para $f_{ck} > 50$ MPa

$\alpha_c = 0,85$ - para $f_{ck} \leq 50$ MPa

$\alpha_c = 0,85 \cdot [1 - (f_{ck} - 50)/200]$ - para $f_{ck} > 50$ MPa

Onde:

M_{sd} = Momento fletor solicitante de cálculo;

d = Altura útil da seção;

b = Largura da seção;

f_{cd} = Resistência de cálculo do concreto à compressão.

A fim de evitar que o elemento seja superarmado, deve ser atendida a condição abaixo, evitando que a peça fique acima do domínio 3 de cálculo.

$$X < X_{34}$$

Considerando que:

$$X_{34} = 0,628 \cdot d \quad (35)$$

Onde:

d = altura útil da seção.

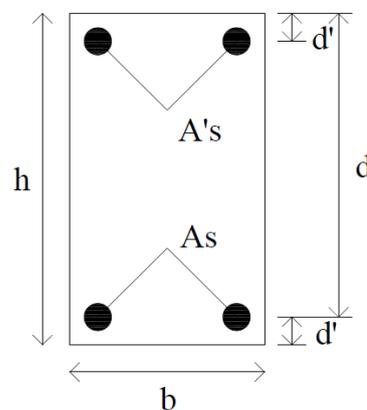
4.15 Dimensionamento para flexo-tração

De acordo com Araújo (2014) flexo-tração é caracterizada como uma sollicitação composta por um momento fletor e um esforço normal de tração. Se a flexão ocorre em um plano contendo um dos eixos de simetria da seção transversal, a sollicitação é denominada flexo-tração normal.

4.15.1 Flexo-tração no domínio 1 com armaduras assimétricas

Conforme Araújo (2014), na Figura 22 está representada uma seção retangular com armadura dupla assimétrica. Os coeficientes A_s e A'_s representam as áreas de aço das armaduras tracionada e comprimida, respectivamente, somente pela ação do momento fletor. Admite-se a mesma distância d' do centro da armadura até a borda da seção, para ambas faces.

Figura 22 - Seção retangular com armadura dupla assimétrica

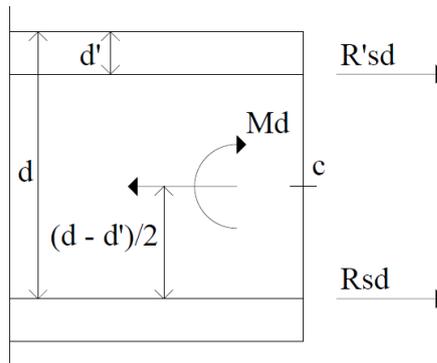


Fonte: Araújo (2014), adaptado pelo autor.

Segundo Araújo (2014), este problema é semelhante ao do dimensionamento à flexão simples com armadura dupla, onde existem três incógnitas (x , A_s e A'_s) e somente duas equações de equilíbrio. Admite-se neste caso que ambas armaduras escoam.

Com base em Araújo (2014), na Figura 23 representam-se as forças nas armaduras, bem como os esforços solicitantes na seção transversal. A distância do centroide da seção de concreto até a armadura A_s é igual a $(d - d')/2$, conforme mostrado na Figura 22.

Figura 23 - Solicitações resultantes das tensões na seção



Fonte: Araújo (2014), adaptado pelo autor.

De acordo com Araújo (2014), as forças nas armaduras são dadas calculadas conforme a equação 36.

$$R_{sd} = A_s \cdot f_{yd}; R'_{sd} = A'_s \cdot f_{yd} \quad (36)$$

De acordo com Araújo (2014), o equilíbrio de momentos em relação ao centroide da armadura de área A_s é dado pela equação 37.

$$M_d - N_d \left(\frac{d-d'}{2} \right) + R'_{sd} (d - d') = 0 \quad (37)$$

Substituindo a equação de R'_{sd} , tem-se:

$$A'_s = \frac{N_d (d-d')/2 - M_d}{(d-d') \cdot f_{yd}} \quad (38)$$

A expressão acima só é válida caso $A'_s \geq 0$, ou seja, se:

$$M_d \leq \frac{N_d (d-d')}{2} \quad (39)$$

Conforme Araújo (2014), caso o momento seja superior a este limite, a solução será obtida nos domínios 2, 3 ou 4.

A equação do equilíbrio de forças indicada na Figura 23 é dada pela equação 40.

$$R_{sd} + R'_{sd} - N_d = 0 \quad (40)$$

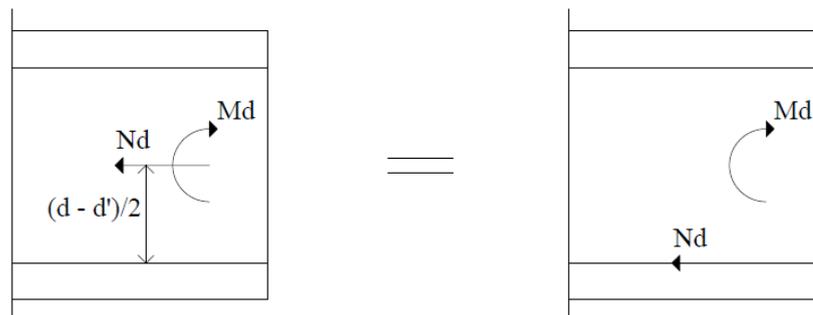
Substituindo as expressões das resultantes na equação 40, obtém-se:

$$A'_s = \frac{N_d (d-d')/2 + M_d}{(d-d') \cdot f_{yd}} \quad (41)$$

4.15.2 Flexo-tração nos domínios 2, 3 e 4 com armaduras assimétricas

De acordo com Araújo (2014), para dimensionar à flexo-tração nos domínios 2, 3 e 4, deve-se transferir a força normal de tração N_d para o centroide da armadura tracionada A_s , conforme a Figura 24.

Figura 24 - Transferência de esforço normal para o centróide da armadura tracionada



Fonte: Araújo (2014), adaptado pelo autor.

Para existir a equivalência representada na Figura 24, considera-se o momento fletor M_{sd} , conforme equação abaixo, segundo Araújo (2014):

$$M_{sd} = M_d - N_d \frac{(d - d')}{2} \quad (42)$$

Conforme Araújo (2014), verifica-se que $M_{sd} > 0$, pois $M_d > N_d (d - d') / 2$ nesses domínios. A força normal N_d está aplicada diretamente na armadura, portanto deve ser totalmente absorvida pela armadura tracionada. O momento fletor M_{sd} provoca flexão simples na seção transversal.

De acordo com Araújo (2014), o dimensionamento é feito da seguinte maneira, considerando a sollicitação composta pelo esforço normal N_d e pelo momento fletor M_{sd} :

- a) Dimensionamento da seção transversal em flexão simples para o momento fletor M_{sd} ;
- b) Dimensionamento de uma armadura tracionada para o esforço normal N_d ;
- c) Superposição das armaduras de tração.

4.16 Dimensionamento à força cortante

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, a força cortante máxima de cálculo que pode ser resistida pela placa de concreto é dada pela equação 43.

$$V_{rd1} = [\tau_{Rd} \cdot k (1,2 + 40 \cdot \rho_1)] b_w \cdot d \quad (43)$$

Onde:

V_{rd1} = Força cortante resistente de cálculo, relativa a elementos sem armadura para esforço cortante.

Sendo:

$$\tau_{Rd} = 0,25 \cdot f_{ctd} = 0,25 \cdot \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} \quad (44)$$

Onde:

τ_{Rd} = Tensão resistente do concreto ao cisalhamento;

f_{ctd} = Resistência característica de cálculo do concreto à tração.

Sendo:

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ctm} \quad (45)$$

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (46)$$

$$k = |1,6 - d| > 1 \quad (47)$$

$$\rho = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} \quad (48)$$

Onde:

A_{s1} = Área da armadura de tração.

b_w = Largura da seção de concreto;

d = Altura útil da seção.

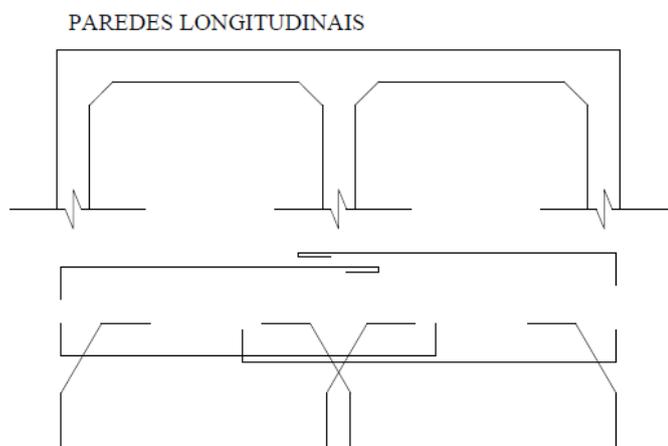
Conforme a ABNT NBR 6118:2014, para que não haja necessidade de utilização de armadura transversal na placa, o valor de V_{sd} deve ser menor ou igual ao valor de V_{Rd1} . Portanto:

$$V_{sd} \leq V_{Rd1} \quad (49)$$

4.17 Detalhamento das armaduras

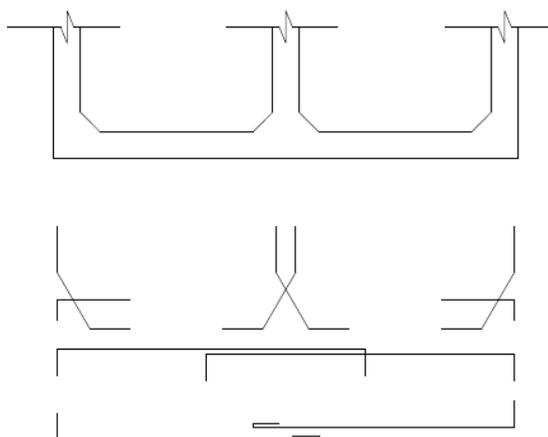
De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, em projetos de estruturas de concreto armado, as barras devem estar dispostas na estrutura a fim de permitir e facilitar o lançamento e adensamento do concreto. As Figuras 25, 26, 27 e 28 a seguir representam os detalhes mais comuns das armaduras de reservatórios em concreto armado, de acordo com Fusco (1995).

Figura 25 - Detalhamento das armaduras das paredes longitudinais



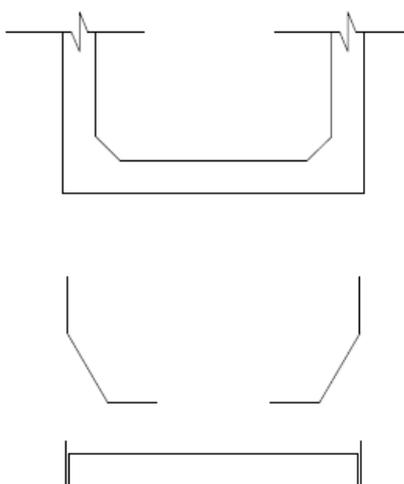
Fonte: Fusco (1995), adaptado pelo autor.

Figura 26 - Detalhamento das armaduras na direção longitudinal



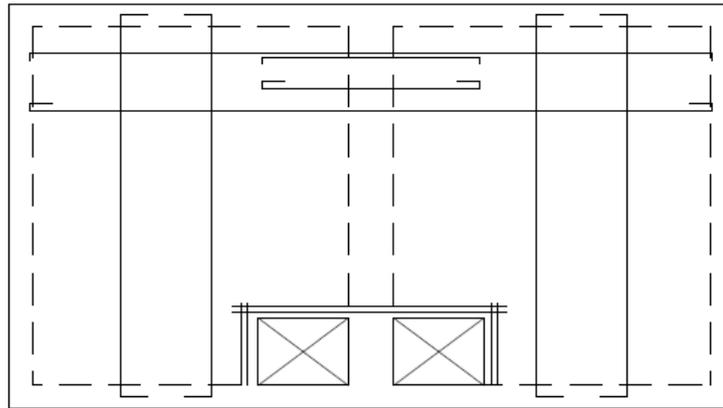
Fonte: Fusco (1995), adaptado pelo autor.

Figura 27 - Detalhamento das armaduras na direção transversal



Fonte: Fusco (1995), adaptado pelo autor.

Figura 28 - Detalhamento das armaduras da tampa do reservatório



Fonte: Fusco (1995), adaptado pelo autor.

4.18 Método dos Elementos Finitos (MEF)

4.18.1 Introdução

De acordo com Assan (2003) há mais de dois mil anos os filósofos gregos já haviam formulado teorias supondo que todos os elementos eram formados por inúmeras partículas. Estas partículas foram denominadas átomos. O Método dos Elementos Finitos transforma um sólido contínuo em um conjunto de elementos menores, determinando equações de compatibilidade e equilíbrio entre eles. Também admite funções contínuas que representam, por exemplo, os deslocamentos no domínio de um elemento. Obtém-se então o estado de deformações correspondente, que associado às relações constitutivas do material, permite definir o estado de tensões em todo elemento.

Conforme Assan (2003) o Método dos elementos Finitos, como é conhecido hoje, teve sua formulação estabelecida com a publicação do trabalho de Turner, Clough, Martin e Topp, no ano de 1956. Atualmente existem diversos *softwares* que são utilizados em diversas áreas do conhecimento, para análise linear e não-linear de estruturas.

Segundo Alves Filho (2000) o uso do Método dos Elementos Finitos é capaz de reduzir os prazos e diminuir os custos das empresas, tornando-se um grande diferencial e aumentando o poder competitivo das mesmas.

4.18.2 Tipos de elementos

De acordo com Azevedo (2003) as estruturas a serem analisadas podem ser classificadas de acordo com a sua geometria em: reticuladas, laminares ou sólidas.

- Elementos de geometria sólida: quando não se enquadram no grupo dos elementos de geometria laminares ou reticuladas. São os tipos mais genéricos de elementos.
- Elementos de geometria laminar: desenvolvem-se para ambos os lados de uma superfície média. Pode-se citar o exemplo de uma lâmina com espessura bastante inferior às demais dimensões da estrutura. Podem ser classificadas como parede, casca plana ou laje, caso a superfície média seja plana. As paredes são solicitadas apenas por ações em seu plano médio. As lajes estão sujeitas a forças aplicadas perpendicularmente ao seu plano médio, bem como momentos cuja resultante esteja atuando no plano médio. Estruturas do tipo laminar plana, quando sujeitas a outros tipos de ações, são denominadas cascas planas. Caso a superfície média não seja plana, caracteriza-se como uma casca tridimensional.
- Elementos de geometria reticulada: são formadas por barras prismáticas, com dimensões transversais muito menores do que o comprimento de seu respectivo eixo. É comum fazer a distinção entre pórticos e treliças, considerando ou não a compatibilidade de rotações nas extremidades das barras adjacentes.

Segundo Azevedo (2003), quando a estrutura for um sólido de revolução e as ações em relação ao eixo forem assimétricas, tem-se um problema de análise de estruturas chamado assimétrico. É possível fazer a distinção o caso do sólido de revolução do caso da lâmina de revolução. Outro caso particular de análise é uma estrutura formada por um sólido cuja ações se repetem indefinidamente ao longo de um eixo retilíneo. É denominado estado plano de deformação, o qual pode ser estudado a partir de uma geometria bidimensional.

4.18.3 Tipos de análise

De acordo com Azevedo (2003), a fim de analisar uma estrutura sólida, é costume considerar que os deslocamentos causados pelas ações externas sejam muito pequenos em relação às dimensões dos elementos da estrutura. Considera-se que não existe influência quando há modificação da geometria da estrutura na distribuição dos esforços e tensões. Baseia-se na

ideia de geometria inicial indeformada. Caso não seja considerada essa suposição, classifica-se a análise como não linear geométrica. Considera-se comumente que a relação entre tensões e deformações é linear para o material que constitui a estrutura. Quando esta suposição não é considerada, recorre-se a algoritmos específicos de análise não linear.

4.19 Software ANSYS

O *software* a ser utilizado na análise da estrutura do presente trabalho é o ANSYS Mechanical, versão 16.1. O programa permite a modelagem da estrutura em formato tridimensional e análise através do Método dos Elementos Finitos.

Realiza-se a divisão da estrutura em diversos elementos de menores dimensões, através de uma malha de análise. O *software* fornece valores de tensões em cada direção para todos nós destes elementos, permitindo assim o cálculo dos momentos fletores, forças cortantes e forças normais de tração atuantes na estrutura.

4.19.1 Obtenção dos resultados através do *software*

Através da equação 50, que considera as propriedades geométricas da estrutura, é possível obter o momento fletor no ponto analisado.

$$\sigma_{MF} = \frac{M}{I} \cdot x + \frac{N}{A} \quad (50)$$

Onde:

σ_{MF} = Tensão do momento fletor no ponto considerado;

M = Momento fletor;

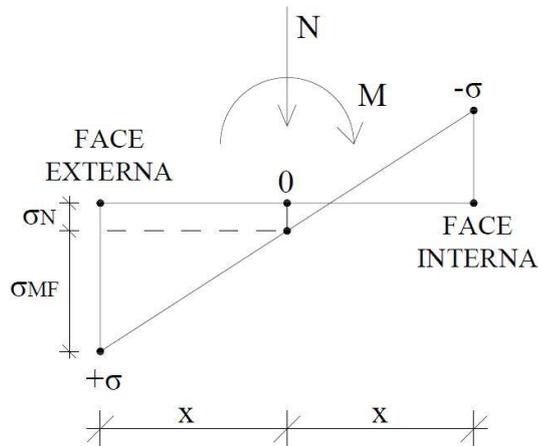
I = Momento de inércia da seção;

x = Distância entre a face externa ou face interna e o ponto central da seção;

N/A = Parcela relativa à tensão normal no ponto considerado.

A Figura 29 apresenta um exemplo de análise de resultados a ser realizada a partir dos resultados obtidos no ANSYS, quando os valores de tensão tiverem sentidos opostos.

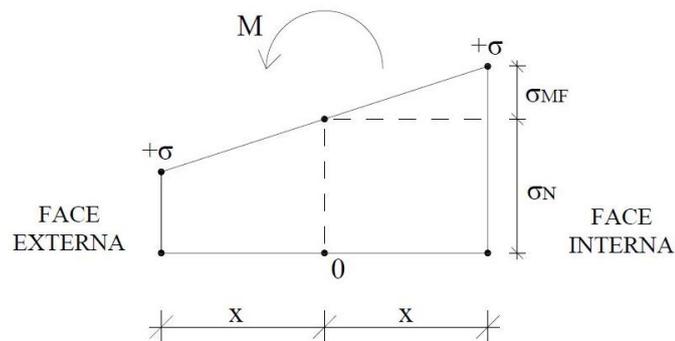
Figura 29 - Análise do momento fletor para tensões com sinais opostos



Fonte: Autor (2017).

A Figura 30 apresenta um exemplo de análise de diagrama de tensões a ser realizado a partir dos resultados obtidos no ANSYS, quando os valores de tensão tiverem mesmo sinal.

Figura 30 - Análise do momento fletor para tensões de mesmo sinal



Fonte: Autor (2017).

Para o cálculo da força normal que atua nas placas, multiplica-se a tensão obtida no eixo considerado pela área de atuação da tensão, conforme equação 51. A força normal de tração total será o somatório das forças obtidas para cada ponto.

$$N = A \cdot \sigma_N \quad (51)$$

Onde:

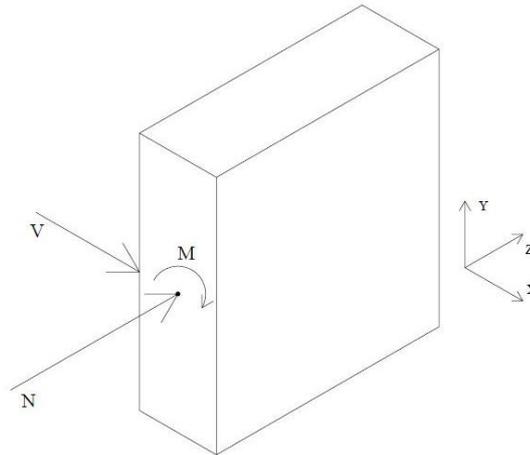
N = Força normal;

A = Área;

σ_N = Tensão normal no ponto considerado.

A Figura 31 representa um exemplo das tensões atuantes em uma seção da estrutura.

Figura 31 - Tensões atuantes em uma seção da estrutura



Fonte: Autor (2017).

No exemplo da Figura 31, as tensões no eixo x são utilizadas para o cálculo da força cortante, as tensões no eixo y para o cálculo do momento fletor e as tensões no eixo z para o cálculo da força normal de tração.

4.20 Análise da ação do vento nos pilares

A ação horizontal do vento na estrutura gera solicitações na base dos pilares. Com a finalidade de analisar os momentos fletores oriundos desta ação, é preciso definir o comprimento efetivo dos pilares, para fins de cálculo. O comprimento efetivo dos pilares é dado através do menor valor obtido na equação 52.

$$l_e = l_0 + h ; l_e = l \quad (52)$$

Sendo:

$$l_0 = l - h_{\text{viga}} \quad (53)$$

Onde:

l_e = Comprimento efetivo do pilar;

h = Dimensão do pilar no eixo considerado;

l = Distância de piso a piso da edificação;

h_{viga} = Altura da viga.

4.21 Pesquisas sobre reservatórios em concreto armado

De acordo com Kuehn (2002), através da comparação entre os métodos de cálculo convencionais e a análise pelo Método dos Elementos Finitos, é possível observar que os valores de esforços obtidos pelos métodos convencionais são superiores aos obtidos pelo Método dos Elementos Finitos, sendo os métodos convencionais portanto conservadores. A análise pelo Método dos Elementos Finitos possui a vantagem de definir os esforços em cada ponto da estrutura, bem como permitir a visualização da distribuição destes esforços na estrutura, auxiliando no detalhamento da armadura.

Segundo Kuehn (2002), para reservatórios elevados, as armaduras das placas laterais podem ser obtidas através de duas análises: uma como vigas-parede, para o carregamento paralelo ao plano, e outra como laje, para o carregamento perpendicular ao plano. Verifica-se que é conveniente utilizar ao menos a armadura mínima em relação às armaduras secundárias, a fim de evitar deformações e abertura de fissuras no reservatório. A armadura mínima também se justifica pela absorção dos esforços de cisalhamento, movimentações térmicas e retração do concreto. É necessário utilizar armaduras de ligações nas arestas dos reservatórios, a fim de garantir a estanqueidade do mesmo. O projeto do reservatório deve especificar as propriedades do concreto a ser utilizado, bem como o cobrimento mínimo das armaduras. Recomenda-se que o concreto tenha uma resistência característica à compressão (f_{ck}) mínima de 25 MPa, e que sua relação água/cimento seja de 0,55.

De acordo com Vasconcelos (1988), as tampas dos reservatórios paralelepípedicos possuem sempre comportamento de placa. Caso o reservatório tenha apoios discretos, como os pilares no caso dos reservatórios elevados, suas paredes laterais terão comportamento estrutural tanto de placa e viga-parede (ou ainda viga usual). A necessidade de garantir estanqueidade no reservatório definirá o tipo de ligação que será utilizado entre as placas. São consideradas articuladas as ligações da laje da tampa com as paredes laterais. As demais ligações entre paredes e entre a laje do fundo e paredes laterais devem ser consideradas engastadas. As aberturas das fissuras nas arestas devem ser cuidadosamente verificadas. As lajes devem ser consideradas engastadas quando possuírem arestas em contato direto com a água, e devem ser

projetadas com mísulas para garantir a estanqueidade da estrutura, melhorar o processo construtivo e aumentar o braço de alavanca na ligação.

De acordo com Guimarães (1995), o engenheiro estrutural deve atentar-se quanto a durabilidade da estrutura, bem como com a resistência da mesma. Indica-se o uso do método simplificado a fim de pré-dimensionar o reservatório, com a finalidade de utilizá-lo no cronograma físico-financeiro da obra. Para um projeto completo indica-se o uso do equacionamento geral das cascas. É necessário também escolher um sistema adequado de impermeabilização para cada tipo de reservatório, a fim de garantir a estanqueidade do mesmo. Em relação às possíveis patologias que a estrutura possa vir a sofrer, por ser uma estrutura sujeita às agressões químicas, tanto em relação ao meio em que está situado quanto ao líquido armazenado, é necessário adotar boas práticas de manutenção para os mesmos.

De acordo com Costa (1998) favorecem a análise estrutural dos reservatórios as classificações que consideram apenas seus aspectos estruturais, como a separação dos reservatórios em função da forma das cubas em achatados, alongados e cúbicos. Esta classificação visa substituir as antigas classificações que dividiam os reservatórios pela posição das suas armaduras principais em reservatórios armados horizontalmente, armados verticalmente e armados em duas direções.

5 METODOLOGIA

Neste capítulo são aplicadas as equações e os conceitos apresentados no referencial teórico, a fim de realizar a análise da estrutura do reservatório. Inicialmente é definida a geometria da estrutura: o reservatório é do tipo elevado sobre pilares e de formato paralelepípedo. O primeiro passo para o cálculo das solicitações é realizar a composição das cargas que atuam nas placas. Através dos métodos clássicos, realiza-se o cálculo das solicitações existentes nas placas: momentos fletores, forças cortantes e forças normais de tração. As placas laterais também são calculadas como viga-parede. Para fins de exemplificação, são dimensionadas as áreas de aço e escolhidas as bitolas e espaçamento das armaduras para o reservatório através do cálculo pelos métodos clássicos.

Utiliza-se o *software* ANSYS para realizar o cálculo das solicitações através do Método dos Elementos Finitos. Após obtidos os resultados através dos dois métodos de cálculo, realiza-se a comparação entre ambos.

Com base na ABNT NBR 6123:1988 calcula-se a força de arrasto do vento atuante na estrutura, a fim de verificar os momentos fletores na base dos pilares oriundos desta ação. Esta análise é realizada de três maneiras distintas: através da consideração de pilares isolados resistindo à ação do vento, consideração de pórticos planos resistindo à ação do vento e análise através do Método dos Elementos Finitos.

5.1 Definição da geometria da estrutura

O reservatório é do tipo elevado sobre pilares, com a cuba de reservação em formato paralelepípedo. Quatro placas retangulares com dimensões iguais a 4,0 m, e espessura de 25,0 cm formam as paredes laterais da cuba. A placa do fundo tem os quatro lados medindo 4,0 metros, e uma espessura de 25,0 cm. A placa da tampa tem os quatro lados medindo 4,0 m, e uma espessura de 20,0 cm. No topo dos pilares existem vigas de cintamento, todas com base de 25,0 cm e altura de 50,0 cm. No sentido vertical, as placas laterais do reservatório e as vigas de cintamento funcionam monoliticamente como viga-parede. As placas descarregam em quatro pilares, cada um com 8,0 m de altura. A seção transversal dos pilares tem 25,0 x 25,0 cm, com área de concreto de 625,0 cm². A capacidade de armazenamento do reservatório (V_{res}) é calculada conforme a equação 54.

$$V_{res} = [l_{parede A} - (2 \cdot e_{parede B})] \cdot [l_{parede B} - (2 \cdot e_{parede A})] \cdot h \quad (54)$$

$$V_{\text{res}} = [4,0 \text{ m} - (2 \cdot 0,25 \text{ m})] \cdot [4,0 \text{ m} - (2 \cdot 0,25 \text{ m})] \cdot 4,0 \text{ m}$$

$$V_{\text{res}} = 49,0 \text{ m}^3$$

No meio dos pilares existem vigas para travamento da estrutura, para aumento da rigidez e diminuição do comprimento de flambagem dos pilares. Estas vigas possuem uma altura de 50,0 cm e largura de 25,0 cm. A Figura 32 representa a geometria da estrutura do reservatório.

Figura 32 - Concepção da geometria da estrutura



Fonte: Autor (2017).

5.2 Cálculo da força de arrasto oriunda da ação do vento na estrutura

A velocidade básica do vento (V_0), definida conforme o mapa de isopletras da ABNT NBR 6123:1988, é de 45,0 m/s para a cidade de Santa Cruz do Sul/RS. Considera-se que o reservatório está situado em terreno plano ou fracamente acidentado, portanto determina-se o fator topográfico $S_1 = 1,0$. Para definição do fator de rugosidade do terreno (S_2) define-se que a estrutura está inserida na categoria 3, que engloba terrenos planos ou ondulados com obstáculos, e também na classe A, que enquadra estruturas com maior dimensão horizontal ou vertical inferior a 20,0 m. A altura de incidência (z) da força horizontal do vento é definida na metade das vigas-parede, portanto a altura z é igual a 9,75 m. De acordo com a classe e a categoria definida, obtém-se os parâmetros meteorológicos $b = 0,940$ e $p = 0,100$, bem como o fator de rajada (F_r) = 1,000, conforme o Quadro 21 em anexo. Para o cálculo do fator de rugosidade do terreno utiliza-se a equação 8.

$$S_2 = b \cdot Fr \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^p$$

$$S_2 = 0,940 \cdot 1,000 \cdot \left(\frac{9,75 \text{ m}}{10}\right)^{0,100}$$

$$S_2 = 0,938$$

Para definição do fator estatístico (S_3) considerou-se a pior situação prevista na ABNT NBR 6123:1988, em que a estrutura está inserida no grupo 1, que enquadra estruturas cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva. Portanto definiu-se $S_3 = 1,10$. O cálculo da velocidade característica do vento (V_k) é dado pela equação 5.

$$V_k = S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \cdot V_0$$

$$V_k = 1,0 \cdot 0,938 \cdot 1,10 \cdot 45,0 \text{ m/s}$$

$$V_k = 46,43 \text{ m/s}$$

A pressão dinâmica do vento (q) é obtida através da equação 9.

$$q = 0,613 \cdot V_k^2$$

$$q = 0,613 \cdot (46,43 \text{ m/s})^2$$

$$q = 1,32 \text{ kN/m}^2$$

Para o cálculo da força de arrasto, é necessário definir a área efetiva (A_e) de incidência do vento e o coeficiente de arrasto (C_a). Como a altura total das vigas-parede (h) é de 4,50 m, e a largura (l) das vigas-parede é de 4,0 m, resulta, conforme equação 10.

$$A_e = h \cdot l$$

$$A_e = 4,50 \text{ m} \cdot 4,0 \text{ m}$$

$$A_e = 18,0 \text{ m}^2$$

Para definição do coeficiente de arrasto utiliza-se o ábaco do Gráfico 11 em anexo. Como ambas as placas laterais do reservatório possuem dimensões em planta igual a 4,0 m, resulta:

$$\frac{h}{L1} = \frac{4,0 \text{ m}}{4,0 \text{ m}} = 1,0$$

$$\frac{L1}{L2} = \frac{4,0 \text{ m}}{4,0 \text{ m}} = 1,0$$

Entrando com estes valores no ábaco obtém-se um coeficiente de arrasto de 1,13. A força de arrasto (F_a) é obtida conforme a equação 11.

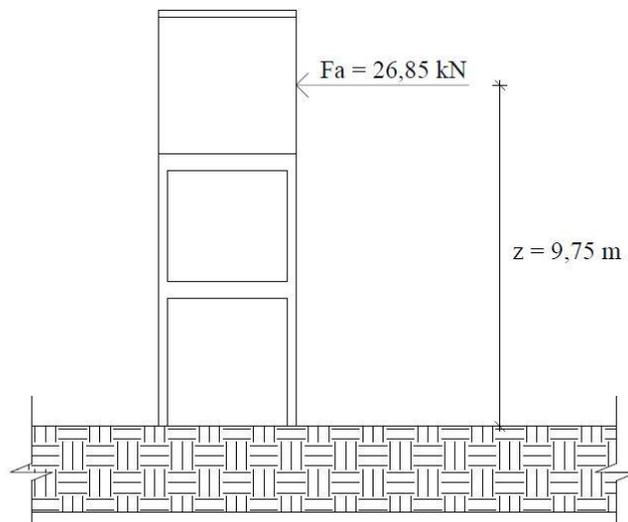
$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e$$

$$F_a = 1,13 \cdot 1,32 \text{ kN/m}^2 \cdot 18,0 \text{ m}^2$$

$$F_a = 26,85 \text{ kN}$$

Considera-se que a força de arrasto é aplicada no centro das placas laterais como uma carga pontual. A Figura 33 representa a atuação da força de arrasto do vento na estrutura, a partir de uma vista lateral.

Figura 33 - Força de arrasto causada pela ação do vento na estrutura



Fonte: Autor (2017).

5.3 Composição de cargas

Neste item são apresentadas as composições de carga para todas as placas do reservatório, a fim de utilizá-las no cálculo das solicitações existentes na estrutura, tanto para a

análise através dos métodos clássicos como pelo Método dos Elementos Finitos. As placas são analisadas isoladamente.

5.3.1 Cargas na placa do fundo

As cargas atuantes na placa do fundo do reservatório são: peso próprio da placa, a pressão hidrostática devido ao líquido armazenado e carga devido ao peso próprio de revestimento ou impermeabilização a serem aplicados no fundo do reservatório.

- Peso próprio da placa do fundo:

$$\gamma_{\text{concreto armado}} = 25,0 \text{ kN/m}^3$$

$$e_{\text{fundo}} = 0,25 \text{ m}$$

$$P_{\text{pp}} = \gamma_{\text{concreto armado}} \cdot e_{\text{fundo}}$$

$$P_{\text{pp}} = 25,0 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,25 \text{ m}$$

$$P_{\text{pp}} = 6,25 \text{ kN/m}^2$$

- Pressão hidrostática devido ao líquido armazenado:

$$\gamma_{\text{água}} = 10,0 \text{ kN/m}^3$$

$$h_{\text{água}} = 4,0 \text{ m}$$

$$P_{\text{água}} = \gamma_{\text{água}} \cdot h_{\text{água}}$$

$$P_{\text{água}} = 10,0 \text{ kN/m}^3 \cdot 4,0 \text{ m}$$

$$P_{\text{água}} = 40,0 \text{ kN/m}^2$$

- Impermeabilização/Revestimento:

$$P_{\text{rev}} = 1,0 \text{ kN/m}^2$$

Como todas as cargas atuam no mesmo plano, a carga total na placa do fundo é obtida através do somatório de todas as cargas consideradas, conforme equação 55.

$$P_{\text{total}} = P_{\text{pp}} + P_{\text{água}} + P_{\text{rev}} \tag{55}$$

$$P_{\text{total}} = 6,25 \text{ kN/m}^2 + 40,0 \text{ kN/m}^2 + 1,0 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{\text{total}} = 47,25 \text{ kN/m}^2$$

5.3.2 Cargas na placa da tampa

As cargas atuantes na placa da tampa do reservatório são: peso próprio da placa, carga devido ao peso próprio de revestimento ou impermeabilização a serem aplicados e uma sobrecarga de utilização, caso haja acesso de pessoas ou instalação de equipamentos sobre a tampa do reservatório.

- Peso próprio da placa da tampa:

$$\gamma_{\text{concreto armado}} = 25,0 \text{ kN/m}^3$$

$$e_{\text{tampa}} = 0,20 \text{ m}$$

$$P_{\text{pp}} = \gamma_{\text{concreto armado}} \cdot e_{\text{tampa}}$$

$$P_{\text{pp}} = 25,0 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,20 \text{ m}$$

$$P_{\text{pp}} = 5,0 \text{ kN/m}^2$$

- Sobrecarga de utilização (s.u.):

$$P_{\text{s.u.}} = 3,0 \text{ kN/m}^2$$

- Impermeabilização/Revestimento:

$$P_{\text{rev}} = 1,0 \text{ kN/m}^2$$

Semelhante ao que ocorre na placa do fundo do reservatório, pelo fato de que todas as cargas atuam no mesmo plano, a carga total na placa da tampa é obtida através do somatório de todas as cargas consideradas, conforme equação 55.

$$P_{\text{total}} = P_{\text{pp}} + P_{\text{s.u.}} + P_{\text{rev}}$$

$$P_{\text{total}} = 5,0 \text{ kN/m}^2 + 3,0 \text{ kN/m}^2 + 1,0 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{\text{total}} = 9,0 \text{ kN/m}^2$$

5.3.3 Cargas nas placas das paredes

As cargas atuantes nas placas das paredes do reservatório são: peso próprio da placa e a pressão hidrostática devido ao empuxo lateral do líquido armazenado.

- Peso próprio da placa da parede (componente vertical):

$$\gamma_{\text{concreto armado}} = 25,0 \text{ kN/m}^3$$

$$h_{\text{viga-parede}} = 4,50 \text{ m}$$

$$P_{pp} = \gamma_{\text{concreto armado}} \cdot h_{\text{viga-parede}}$$

$$P_{pp} = 25,0 \text{ kN/m}^3 \cdot 4,50 \text{ m}$$

$$P_{pp} = 112,50 \text{ kN/m}^2$$

- Pressão hidrostática máxima devido ao líquido armazenado (componente horizontal):

$$\gamma_{\text{água}} = 10,0 \text{ kN/m}^3$$

$$h_{\text{água}} = 4,0 \text{ m}$$

$$P_{\text{água}} = \gamma_{\text{água}} \cdot h_{\text{água}}$$

$$P_{\text{água}} = 10,0 \text{ kN/m}^3 \cdot 4,0 \text{ m}$$

$$P_{\text{água}} = 40,0 \text{ kN/m}^2$$

Para as cargas atuantes nas placas laterais do reservatório existe uma singularidade. A carga referente ao peso próprio atua paralelamente ao seu plano (plano vertical), causando flexão na parte inferior da viga-parede. Já a pressão hidrostática atua perpendicularmente ao seu plano (plano horizontal). Por este motivo os valores são somados apenas em sua componente de atuação. Considera-se a divisão das cargas atuantes nas paredes do reservatório em cargas atuantes perpendicularmente ao plano médio (40,0 kN/m² no fundo da placa) e atuantes paralelamente ao plano médio (112,50 kN/m²). O Quadro 7 apresenta o resumo da composição de cargas para as placas do reservatório.

Quadro 7 - Resumo da composição de cargas nas placas

Placa	P _{pp} (kN/m ²)	P _{água} (kN/m ²)	Prev (kN/m ²)	Ps.u. (kN/m ²)	P _{total} (kN/m ²)
Fundo	6,25	40,00	1,00	-	47,25
Tampa	5,00	-	1,00	3,00	9,00
Parede	112,50	40,00	-	-	40,0 + 112,50

Fonte: Autor (2017).

5.4 Definição dos vãos efetivos das placas

Para o cálculo das solicitações são considerados os vãos efetivos das placas ao invés do comprimento real, conforme define o item 14.6.2.4 da ABNT NBR 6118:2014.

5.4.1 Vão efetivo da placa do fundo

Conforme as equações 13 e 14, resulta:

$$a_1 \leq \frac{t_1}{2} \text{ e } a_1 \leq 0,3 \cdot h$$

$$a_1 \leq \frac{25,0 \text{ cm}}{2} = 12,50 \text{ cm e } a_1 \leq 0,3 \cdot 25,0 \text{ cm} = 7,50 \text{ cm}$$

$$\therefore a_1 = 7,50 \text{ cm}$$

$$a_2 \leq \frac{t_2}{2} \text{ e } a_2 \leq 0,3 \cdot h$$

$$a_2 \leq \frac{25,0 \text{ cm}}{2} = 12,50 \text{ cm e } a_2 \leq 0,3 \cdot 25,0 \text{ cm} = 7,50 \text{ cm}$$

$$\therefore a_2 = 7,50 \text{ cm}$$

O vão efetivo da placa de fundo, para ambos os eixos, é dado pela equação 12.

$$l_{ef} = l_0 + a_1 + a_2$$

$$l_{ef} = 350,0 \text{ cm} + 7,5 \text{ cm} + 7,5 \text{ cm}$$

$$l_{ef} = 365,0 \text{ cm}$$

5.4.2 Vão efetivo da placa da tampa

Conforme as equações 13 e 14, resulta:

$$a_1 \leq \frac{t_1}{2} \text{ e } a_1 \leq 0,3 \cdot h$$

$$a_1 \leq \frac{25,0 \text{ cm}}{2} = 12,50 \text{ cm e } a_1 \leq 0,3 \cdot 20,0 \text{ cm} = 6,0 \text{ cm}$$

$$\therefore a_1 = 6,0 \text{ cm}$$

$$a_2 \leq \frac{t_2}{2} \text{ e } a_2 \leq 0,3 \cdot h$$

$$a_2 \leq \frac{25,0 \text{ cm}}{2} = 12,50 \text{ cm e } a_2 \leq 0,3 \cdot 20,0 \text{ cm} = 6,0 \text{ cm}$$

$$\therefore a_2 = 6,0 \text{ cm}$$

O vão efetivo da placa da tampa, para ambos os eixos, é dado pela equação 12.

$$L_{ef} = l_0 + a_1 + a_2$$

$$L_{ef} = 350,0 \text{ cm} + 6,0 \text{ cm} + 6,0 \text{ cm}$$

$$L_{ef} = 362,0 \text{ cm}$$

5.4.3 Vão efetivo das placas das paredes

Conforme as equações 13 e 14, para a componente horizontal das placas laterais, resulta:

$$a_1 \leq \frac{t_1}{2} \text{ e } a_1 \leq 0,3 \cdot h$$

$$a_1 \leq \frac{25,0 \text{ cm}}{2} = 12,50 \text{ cm} \text{ e } a_1 \leq 0,3 \cdot 25,0 \text{ cm} = 7,50 \text{ cm}$$

$$\therefore a_1 = 7,50 \text{ cm}$$

$$a_2 \leq \frac{t_2}{2} \text{ e } a_2 \leq 0,3 \cdot h$$

$$a_2 \leq \frac{25,0 \text{ cm}}{2} = 12,50 \text{ cm} \text{ e } a_2 \leq 0,3 \cdot 25,0 \text{ cm} = 7,50 \text{ cm}$$

$$\therefore a_2 = 7,50 \text{ cm}$$

O vão efetivo das placas laterais, para a componente horizontal (eixo x), é:

$$L_{ef} = l_0 + a_1 + a_2$$

$$L_{ef} = 350,0 \text{ cm} + 7,50 \text{ cm} + 7,50 \text{ cm}$$

$$L_{ef} = 365,0 \text{ cm}$$

Para a componente vertical (eixo y) das placas laterais, considera-se que há incremento do vão efetivo em apenas um dos lados, pois as mesmas estão simplesmente apoiadas na placa da tampa, e engastadas com a placa do fundo. Portanto, conforme a equação 12, tem-se:

$$L_{ef} = l_0 + a_1 + a_2$$

$$L_{ef} = 400,0 \text{ cm} + 7,50 \text{ cm} + 0,0 \text{ cm}$$

$$L_{ef} = 407,50 \text{ cm}$$

5.5 Tipo de armação

O fator λ determina em quantas direções são armadas as placas. É calculado conforme a equação 15. Devido ao fato de todas as placas que compõem o reservatório possuírem mesmas dimensões, resulta:

$$\lambda = \frac{4,0 \text{ m}}{4,0 \text{ m}}$$

$$\lambda = 1,0 \leq 2,0$$

Portanto todas as placas do reservatório são armadas em duas direções.

5.6 Cálculo dos momentos fletores característicos (M_k) através dos métodos clássicos

A fim de simplificar o cálculo dos momentos fletores característicos nas placas do reservatório pelo método clássico, calcula-se as solicitações existentes considerando as placas isoladamente. O cálculo é realizado através dos coeficientes de Bares (1972).

5.6.1 Momentos fletores característicos na placa do fundo

Para determinação dos momentos fletores característicos na placa do fundo do reservatório, faz-se uso do Quadro 22 em anexo, considerando a placa como Tipo 6, ou seja, engastada nas quatro bordas e com carregamento uniformemente distribuído. O coeficiente λ é dado pela equação 15.

$$\lambda = \frac{l_y}{l_x}$$

$$\lambda = \frac{3,65 \text{ m}}{3,65 \text{ m}}$$

$$\lambda = 1,0$$

Os coeficientes obtidos no Quadro 22 são:

- $\mu_x = \mu_y = 2,02$
- $\mu_x' = \mu_y' = 5,15$

O cálculo dos momentos fletores característicos é dado pela equação 16. Os momentos fletores nos engastes com as placas laterais são considerados negativos (-), enquanto os momentos no centro da placa do fundo são considerados positivos (+).

$$M_{xk}^+ = \mu_x \cdot \frac{P \cdot lx^2}{100}$$

$$M_{xk}^+ = 2,02 \cdot \frac{47,25 \text{ kN/m}^2 \cdot (3,65 \text{ m})^2}{100}$$

$$M_{xk}^+ = 12,716 \text{ kN.m}$$

$$M_{xk}^- = \mu_x' \cdot \frac{P \cdot lx^2}{100}$$

$$M_{xk}^- = 5,15 \cdot \frac{47,25 \text{ kN/m}^2 \cdot (3,65 \text{ m})^2}{100}$$

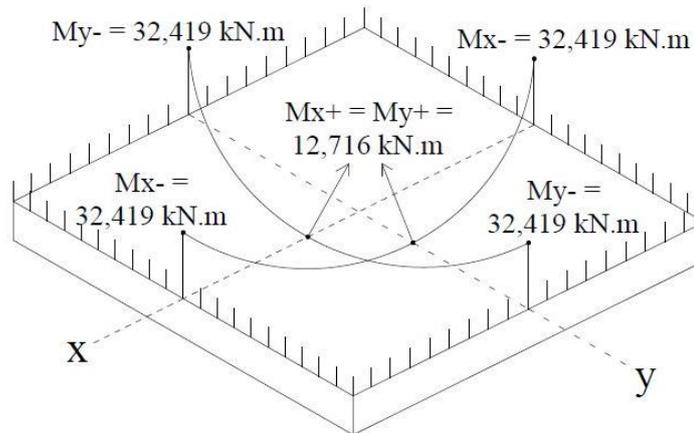
$$M_{xk}^- = 32,419 \text{ kN.m}$$

Devido a simetria dos eixos, os momentos fletores característicos calculados para o eixo x são iguais para o eixo y, portanto:

$$M_{xk}^+ = M_{yk}^+ \text{ e } M_{xk}^- = M_{yk}^-$$

A Figura 34 apresenta o diagrama de momentos fletores característicos atuantes na placa do fundo do reservatório.

Figura 34 - Momentos fletores característicos na placa do fundo



Fonte: Autor (2017).

5.6.2 Momentos fletores característicos na placa da tampa

Para a determinação dos momentos fletores característicos na placa da tampa do reservatório, utiliza-se o Quadro 22 em anexo, considerando a placa como Tipo 1, ou seja, apoiada nas quatro bordas com carregamento uniformemente distribuído. O coeficiente λ é dado pela equação 15.

$$\lambda = \frac{l_y}{l_x}$$

$$\lambda = \frac{3,62 \text{ m}}{3,62 \text{ m}}$$

$$\lambda = 1,0$$

Os coeficientes obtidos no Quadro 22 são:

- $\mu_x = \mu_y = 4,23$

Para o cálculo do momento fletor característico utiliza-se a equação 16. A placa da tampa apenas apresenta momentos fletores no centro da placa, sendo estes considerados positivos (+).

$$M_{xk}^+ = \mu_x \cdot \frac{P \cdot l_x^2}{100}$$

$$M_{xk}^+ = 4,23 \cdot \frac{9,0 \text{ kN/m}^2 \cdot (3,62 \text{ m})^2}{100}$$

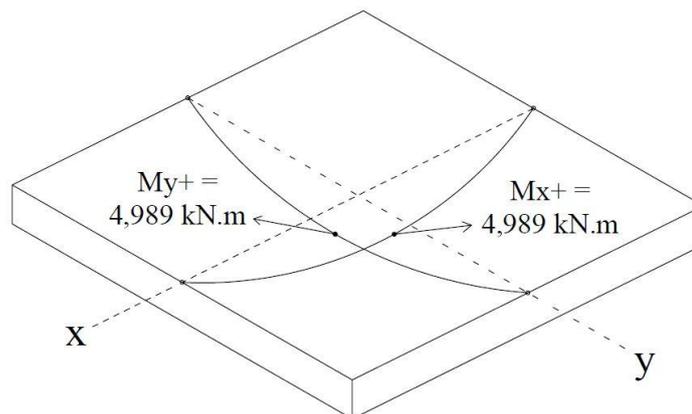
$$M_{xk}^+ = 4,989 \text{ kN.m}$$

Devido a simetria entre os eixos, os momentos fletores característicos calculados para o eixo x são os mesmos para o eixo y, portanto:

$$M_{xk}^+ = M_{yk}^+$$

A Figura 35 apresenta o diagrama de momentos fletores característicos atuantes na placa da tampa do reservatório.

Figura 35 - Momentos fletores característicos na placa da tampa



Fonte: Autor (2017).

5.6.3 Momentos fletores característicos nas placas das paredes

Para determinação dos momentos fletores característicos atuantes nas placas laterais do reservatório utiliza-se a Quadro 22 em anexo, enquadrando a placa como Tipo 16, que considera-a engastada em três bordas e livre na outra, com carregamento triangular distribuído. O coeficiente γ é dado pela equação 15.

$$\gamma = \frac{la}{lb}$$

$$\gamma = \frac{4,075 \text{ m}}{3,65 \text{ m}}$$

$$\gamma = 1,12$$

Os coeficientes obtidos no Quadro 22 são:

- $\mu_x = 1,47$
- $\mu_y = 1,15$
- $\mu_x' = 3,36$
- $\mu_y' = 3,69$

Para determinação dos momentos fletores característicos atuantes nas placas laterais utiliza-se a equação 16. Os momentos fletores nos engastes são considerados negativos (-), enquanto os momentos fletores no centro das placas são considerados positivos (+).

$$M_{xk}^+ = \mu_x \cdot \frac{P \cdot lx^2}{100}$$

$$M_{xk}^+ = 1,47 \cdot \frac{40,0 \text{ kN/m}^2 \cdot (3,65 \text{ m})^2}{100}$$

$$M_{xk}^+ = 7,834 \text{ kN.m}$$

$$M_{xk}^- = \mu_x \cdot \frac{P \cdot lx^2}{100}$$

$$M_{xk}^- = 3,36 \cdot \frac{40,0 \text{ kN/m}^2 \cdot (3,65 \text{ m})^2}{100}$$

$$M_{xk}^- = 17,905 \text{ kN.m}$$

$$M_{yk}^+ = \mu_y \cdot \frac{P \cdot lx^2}{100}$$

$$M_{yk}^+ = 1,15 \cdot \frac{40,0 \text{ kN/m}^2 \cdot (3,65 \text{ m})^2}{100}$$

$$M_{yk}^+ = 6,128 \text{ kN.m}$$

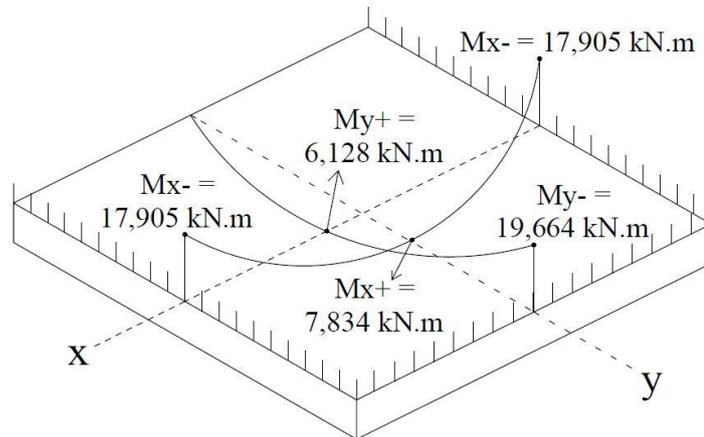
$$M_{yk}^- = \mu_y \cdot \frac{P \cdot lx^2}{100}$$

$$M_{yk}^- = 3,69 \cdot \frac{40,0 \text{ kN/m}^2 \cdot (3,65 \text{ m})^2}{100}$$

$$M_{yk}^- = 19,664 \text{ kN.m}$$

A Figura 36 apresenta o diagrama de momentos fletores característicos atuantes nas placas laterais do reservatório.

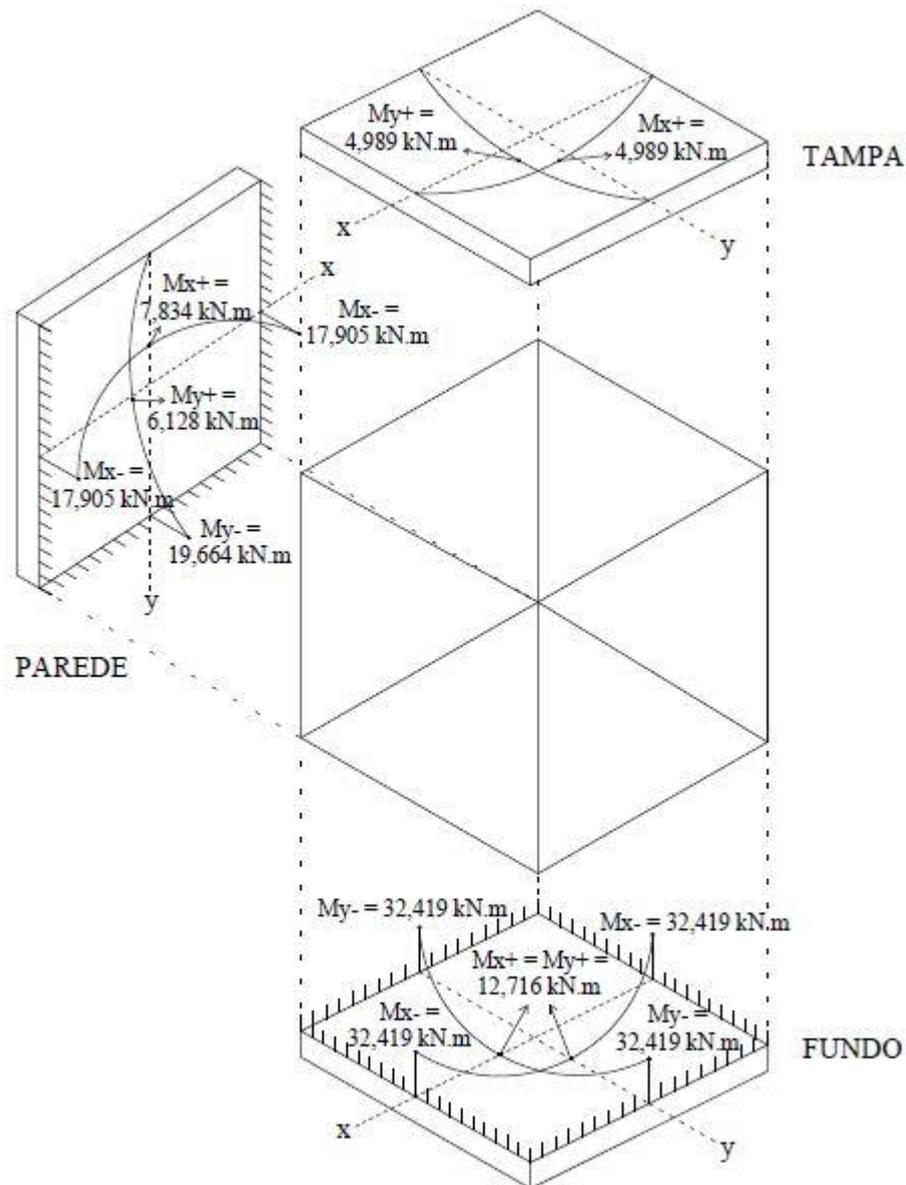
Figura 36 - Momentos fletores característicos nas placas laterais



Fonte: Autor (2017).

A Figura 37 representa um esquema completo dos momentos fletores característicos calculados para o reservatório, mostrando a localização de cada placa na estrutura.

Figura 37 - Momentos fletores característicos calculados



Fonte: Autor (2017).

5.7 Cálculo das reações de apoio através dos métodos clássicos

O cálculo das reações de apoio nas paredes do reservatório é semelhante ao cálculo do momento fletor. É realizado através dos coeficientes de Bares (1972).

5.7.1 Reações de apoio na placa do fundo

Para o cálculo das reações de apoio da placa do fundo, utiliza-se o Quadro 23 em anexo, considerando-a como Tipo 6 (engastada nas quatro bordas).

$$\lambda = \frac{l_y}{l_x}$$

$$\lambda = \frac{3,65 \text{ m}}{3,65 \text{ m}}$$

$$\lambda = 1,0$$

Os coeficientes obtidos no Quadro 23 são:

$$v_x' = v_y' = 2,50$$

As reações de apoio são calculadas de acordo com a equação 23.

$$V_x' = v_x' \cdot \frac{P \cdot l_x}{10}$$

$$V_x' = 2,50 \cdot \frac{47,25 \text{ kN/m}^2 \cdot 3,65 \text{ m}}{10}$$

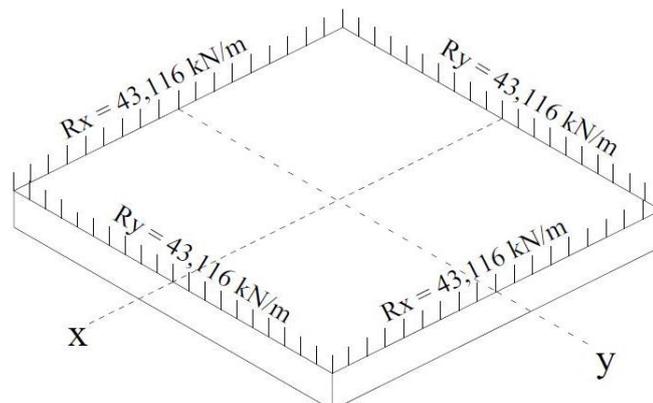
$$V_x' = 43,116 \text{ kN/m}$$

As reações de apoio calculadas para a direção x são as mesmas para a direção y, portanto:

$$V_x' = V_y'$$

A Figura 38 apresenta as reações de apoio existentes na placa do fundo do reservatório.

Figura 38 - Reações de apoio na placa do fundo



Fonte: Autor (2017).

5.7.2 Reações de apoio na placa da tampa

Para determinação das reações de apoio na placa da tampa, faz-se uso do Quadro 23 em anexo, considerando a placa como Tipo 1 (apoiada nos quatro lados). Para determinação do coeficiente λ utiliza-se a equação 15.

$$\lambda = \frac{l_y}{l_x}$$

$$\lambda = \frac{3,62 \text{ m}}{3,62 \text{ m}}$$

$$\lambda = 1,0$$

Os coeficientes obtidos na Quadro 23 são:

$$v_x = v_y = 2,50$$

Para determinação das reações de apoio utiliza-se a equação 23.

$$V_x = v_x \cdot \frac{P \cdot l_x}{10}$$

$$V_x = 2,50 \cdot \frac{9,0 \text{ kN/m}^2 \cdot 3,62 \text{ m}}{10}$$

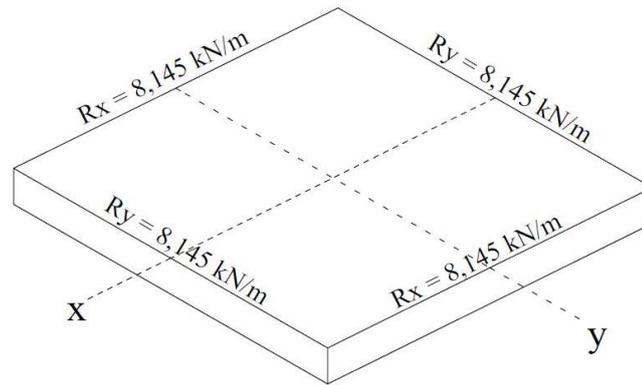
$$V_x = 8,145 \text{ kN/m}$$

As reações de apoio calculadas para a direção x são as mesmas para a direção y, portanto:

$$V_x = V_y$$

A Figura 39 apresenta as reações de apoio existentes na placa da tampa do reservatório.

Figura 39 - Reações de apoio na placa da tampa



Fonte: Autor (2017).

5.7.3 Reações de apoio nas placas das paredes

Para determinação das reações de apoio nas placas das paredes, faz-se uso do Quadro 23 em anexo, considerando a laje como Tipo 16. Calcula-se o centro de gravidade do triângulo correspondente ao carregamento causado pelo empuxo do líquido armazenado, a fim de adotar uma carga uniformemente distribuída média para fins de cálculo. O coeficiente λ é dado pela equação 15.

$$\lambda = \frac{l_y}{l_x}$$

$$\lambda = \frac{4,075 \text{ m}}{3,65 \text{ m}}$$

$$\lambda = 1,12$$

Os coeficientes obtidos no Quadro 23 são:

$$v_x' = 3,29$$

$$v_y = 1,71$$

$$v_y' = 2,50$$

Para determinação das reações de apoio utiliza-se a equação 23. Considera-se que o centro de gravidade da carga triangular seja de $26,67 \text{ kN/m}^2$, exceto para a borda engastada com a laje do fundo, sobre a qual é considerada o carregamento correspondente à pressão hidrostática máxima de $40,0 \text{ kN/m}^2$.

$$V_x' = v_x' \cdot \frac{P \cdot lx}{10}$$

$$V_x' = 3,29 \cdot \frac{26,67 \text{ kN/m}^2 \cdot 3,65 \text{ m}}{10}$$

$$V_x' = 32,027 \text{ kN/m}$$

$$V_y = v_y \cdot \frac{P \cdot lx}{10}$$

$$V_y = 1,71 \cdot \frac{26,67 \text{ kN/m}^2 \cdot 3,65 \text{ m}}{10}$$

$$V_y = 16,646 \text{ kN/m}$$

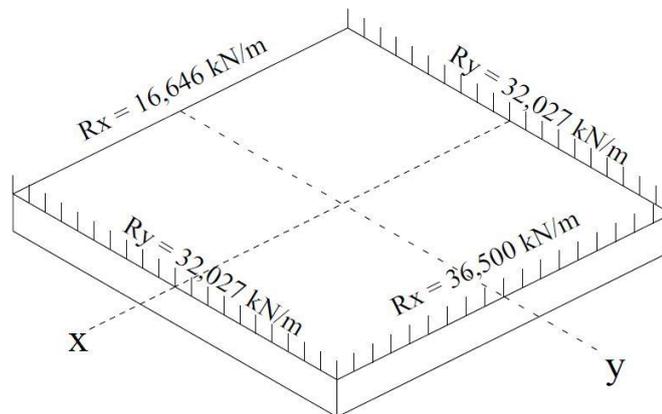
$$V_y' = v_y' \cdot \frac{P \cdot lx}{10}$$

$$V_y' = 2,50 \cdot \frac{40,0 \text{ kN/m}^2 \cdot 3,65 \text{ m}}{10}$$

$$V_y' = 36,500 \text{ kN/m}$$

A Figura 40 apresenta as reações de apoio existentes nas placas das paredes do reservatório.

Figura 40 - Reações de apoio nas placas das paredes



Fonte: Autor (2017).

5.8 Compatibilização dos momentos fletores característicos

A compatibilização dos momentos fletores característicos negativos entre a placa do fundo e as placas das paredes é realizada conforme as equações 20 e 18. Adota-se o maior valor obtido entre ambas equações.

$$0,80 \cdot X1 = 0,80 \cdot 32,419 \text{ kN.m} = 25,935 \text{ kN.m}$$

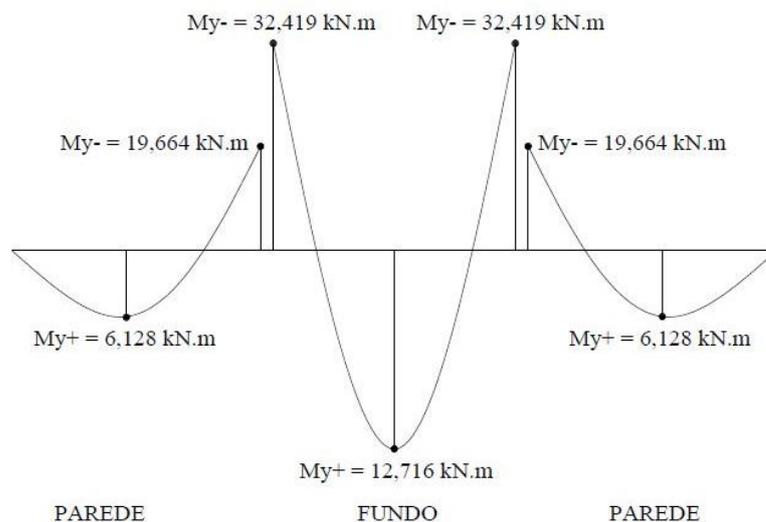
$$\frac{X1+X2}{2} = \frac{32,419 \text{ kN.m} + 19,664 \text{ kN.m}}{2} = 26,042 \text{ kN.m (adotado)}$$

O incremento do momento fletor positivo é dado pela equação (21):

$$12,716 \text{ kN.m} + \frac{32,419 \text{ kN.m} - 26,042 \text{ kN.m}}{2} = 15,905 \text{ kN.m}$$

A Figura 41 representa o diagrama linear de momentos fletores característicos calculados para a placa do fundo e das paredes, no eixo y, sem a compatibilização dos momentos fletores.

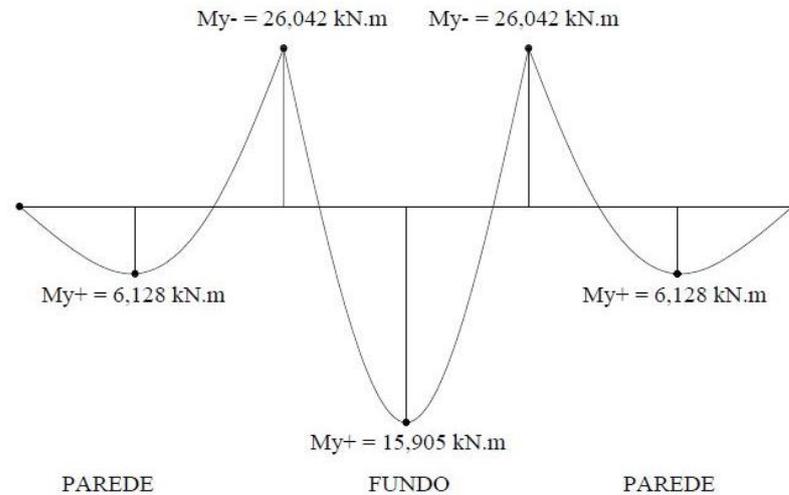
Figura 41 - Momentos fletores característicos calculados



Fonte: Autor (2017).

A Figura 42 representa o diagrama linear de momentos fletores característicos para a placa do fundo e das paredes, no eixo y, após a compatibilização dos mesmos.

Figura 42 - Momentos fletores característicos compatibilizados



Fonte: Autor (2017).

Os momentos fletores característicos calculados nos engastes entre as paredes laterais não necessitam ser compatibilizados, pois como as placas laterais possuem a mesma dimensão, os momentos fletores já possuem o mesmo valor.

5.9 Cálculo das forças normais de tração características (N_k)

É necessário definir a relação entre dimensões das placas, a fim de entrar com estes valores no Quadro 6 e definir a porcentagem da força de tração atuante nas paredes laterais e na placa do fundo do reservatório.

$$\frac{h}{a} = \frac{4,0 \text{ m}}{4,0 \text{ m}} = 1,0$$

$$\frac{h}{b} = \frac{4,0 \text{ m}}{4,0 \text{ m}} = 1,0$$

Para o reservatório considerado obtém-se os valores de $\beta_p = 0,3$ e $\beta_f = 0,4$. Isso significa que 40% das forças normais de tração causados pela pressão hidrostática atuam na placa do fundo do reservatório, enquanto cada placa lateral do eixo considerado recebe 30% da força normal de tração total.

5.9.1 Força normal de tração característica total

A força normal de tração total atuante na placa do fundo e na placa das paredes é dada pela equação 25.

$$N_{\text{tot}} = \frac{a \cdot h^2 \cdot \delta}{2}$$

$$N_{\text{tot}} = \frac{4,0 \text{ m} \cdot (4,0 \text{ m})^2 \cdot 10,0 \text{ kN/m}^3}{2}$$

$$N_{\text{tot}} = 320,0 \text{ kN}$$

5.9.2 Força de tração característica na placa das paredes

Através do coeficiente $\beta_p = 0,3$, sabe-se que cada placa lateral recebe 30% da força normal de tração total no eixo considerado. A força normal de tração total em cada parede lateral do eixo considerado é dada pela equação 26.

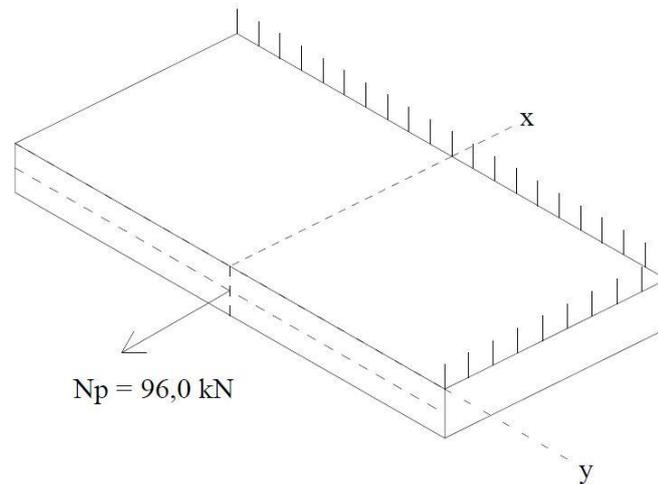
$$N_p = \frac{\beta_p \cdot a \cdot h^2 \cdot \delta}{2}$$

$$N_p = \frac{0,3 \cdot 4,0 \text{ m} \cdot (4,0 \text{ m})^2 \cdot 10,0 \text{ kN/m}^3}{2}$$

$$N_p = 96,0 \text{ kN}$$

A Figura 43 representa a ação da força de tração característica atuante nas placas laterais do reservatório.

Figura 43 - Força de tração característica na placa das paredes



Fonte: Autor (2017).

5.9.3 Força de tração característica na placa do fundo

De maneira semelhante às placas laterais, conforme o coeficiente $\beta_f = 0,4$ obtido, sabe-se que a placa do fundo do reservatório recebe 40% da força normal de tração total em uma direção. A equação 26 determina a força normal de tração na placa do fundo do reservatório.

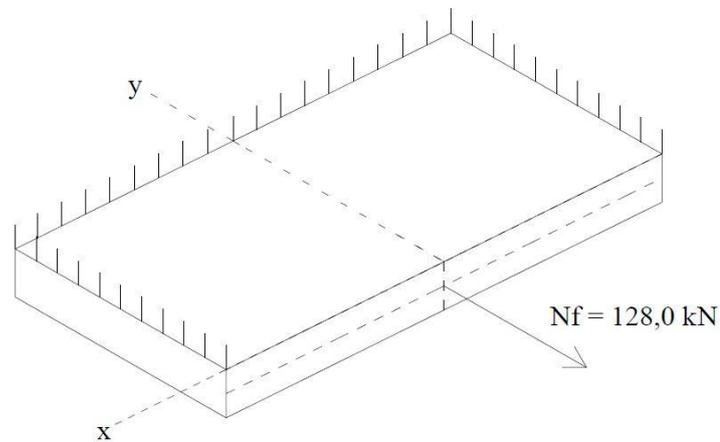
$$N_f = \frac{\beta_f \cdot a \cdot h^2 \cdot \delta}{2}$$

$$N_f = \frac{0,4 \cdot 4,0 \text{ m} \cdot (4,0 \text{ m})^2 \cdot 10,0 \text{ kN/m}^3}{2}$$

$$N_f = 128,0 \text{ kN}$$

A Figura 44 representa a ação da força normal de tração característica atuante na placa do fundo do reservatório.

Figura 44 - Força normal de tração característica na placa do fundo



Fonte: Autor (2017).

5.10 Determinação do cobrimento mínimo das armaduras (c)

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, para reservatórios deve-se empregar um cobrimento mínimo conforme a classe de agressividade ambiental IV. O cobrimento mínimo das placas é definido como $c = 4,5$ cm. Para os pilares e vigas da estrutura determinou-se um cobrimento mínimo $c = 5,0$ cm.

5.11 Cálculo altura útil da seção (d)

É possível definir a altura útil da placa de acordo com a equação 56, estimando um diâmetro inicial (Φ) da barra de aço a ser utilizada igual a 10,0 mm.

$$d = e - c - \frac{\Phi}{2} \quad (56)$$

5.11.1 Altura útil (d) das placas das paredes e da placa do fundo

Com a espessura das placas das paredes e do fundo definidas como $e = 25,0$ cm, resulta conforme equação 56:

$$d = e - c - \frac{\Phi}{2}$$

$$d = 25,0 \text{ cm} - 4,5 \text{ cm} - \frac{10,0 \text{ mm}}{2}$$

$$d = 20,0 \text{ cm}$$

5.11.2 Altura útil (d) da placa da tampa

A placa da tampa possui uma espessura $e = 20,0 \text{ cm}$. Portanto tem-se uma altura útil conforme a equação 56.

$$d = e - c - \frac{\Phi}{2}$$

$$d = 20,0 \text{ cm} - 4,5 \text{ cm} - \frac{10,0 \text{ mm}}{2}$$

$$d = 15,0 \text{ cm}$$

5.12 Dimensionamento da placa lateral como viga-parede

Devido as cargas que atuam no plano paralelo ao plano da seção média, as placas das paredes do reservatório devem ser dimensionadas como viga-parede. O momento máximo atuante para uma viga biapoiada, com carregamento distribuído, é calculado conforme a equação 57.

$$M_k = \frac{P \cdot l^2}{8} \quad (57)$$

$$M_k = \frac{79,386 \text{ kN/m} \cdot (3,65 \text{ m})^2}{8}$$

$$M_k = 132,202 \text{ kN.m}$$

A carga P linearmente distribuída é obtida somando a reação de apoio da placa da tampa, que descarrega na parede lateral, com o peso próprio da parede e ainda a reação de apoio da placa do fundo, conforme equação 58.

$$P = V_{\text{tampa}} + V_{\text{fundo}} + V_{\text{pp}} \quad (58)$$

$$P = 8,145 \text{ kN/m} + 43,116 \text{ kN/m} + 28,125 \text{ kN/m}$$

$$P = 79,386 \text{ kN/m}$$

Realiza-se o cálculo considerando-a uma viga-parede biapoiada. A relação l/h define a equação do braço de alavanca:

$$\frac{l}{h} = \frac{3,65}{4,075} = 0,90$$

Como $l/h = 0,90 < 1,0$, a equação do braço de alavanca resulta conforme a equação 29:

$$Z = 0,6 \cdot l$$

$$z = 0,6 \cdot 3,65 \text{ m}$$

$$z = 2,19 \text{ m}$$

O momento fletor de cálculo (M_d) é obtido a partir do momento fletor de cálculo (M_k), multiplicado pelo fator de majoração de carga, conforme equação 2.

$$M_d = M_k \cdot \gamma_f$$

$$M_d = 132,202 \text{ kN.m} \cdot 1,4$$

$$M_d = 185,083 \text{ kN.m}$$

A área de aço a ser utilizada é definida de acordo com a equação 27. Considera-se o uso de aço CA-50.

$$A_s = \frac{M_d}{z \cdot f_{yd}}$$

$$A_s = \frac{185,083 \text{ kN.m}}{2,19 \text{ m} \cdot (50,0 \text{ kN/cm}^2/1,15)}$$

$$A_s = 1,94 \text{ cm}^2$$

A área de aço mínima para a armadura do banzo tracionado é dada pela equação 59.

$$A_{s\text{mín}} = 0,179\% \cdot b \cdot h \tag{59}$$

Para a viga-parede do reservatório, resulta:

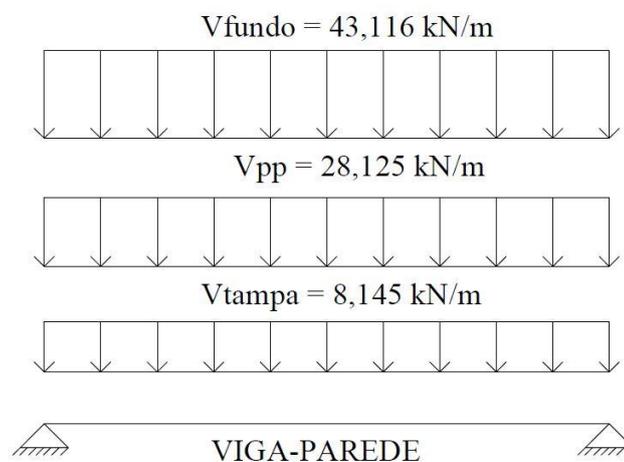
$$A_{smín} = 0,179\% \cdot b \cdot h$$

$$A_{smín} = 0,179\% \cdot 100 \text{ cm} \cdot 25,0 \text{ cm}$$

$$A_{smín} = 4,475 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Como a área de aço mínima é maior do que a área de aço calculada, adota-se a área de aço mínima para a escolha dos diâmetros das barras das armaduras. A Figura 45 representa as cargas atuantes no eixo vertical da viga-parede.

Figura 45 - Carregamento da viga-parede



Fonte: Autor (2017).

5.13 Definição dos momentos fletores de cálculo (M_d)

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, é necessário realizar a majoração dos momentos fletores característicos (M_k). A majoração ocorre conforme a equação 2.

5.13.1 Momentos fletores de cálculo (M_d) na placa do fundo

Deve ser realizada a majoração das ações através da equação 2. São majorados os momentos característicos após a compatibilização.

$$M_{xd}^+ = M_{xk}^+ \cdot \gamma_f$$

$$M_{xd}^+ = 15,905 \text{ kN.m} \cdot 1,4$$

$$M_{xd}^+ = 22,267 \text{ kN.m}$$

$$M_{xd}^- = M_{xk}^- \cdot \gamma_f$$

$$M_{xd}^- = 26,042 \text{ kN.m} \cdot 1,4$$

$$M_{xd}^- = 36,459 \text{ kN.m}$$

5.13.2 Momentos fletores de cálculo (M_d) na placa da tampa

Através da equação 2, resulta:

$$M_{xd}^+ = M_{xk}^+ \cdot \gamma_f$$

$$M_{xd}^+ = 4,989 \text{ kN.m} \cdot 1,4$$

$$M_{xd}^+ = 6,985 \text{ kN.m}$$

5.13.3 Momentos fletores de cálculo nas placas das paredes

Através da equação 2, obtém-se:

$$M_{xd}^+ = M_{xk}^+ \cdot \gamma_f$$

$$M_{xd}^+ = 7,834 \text{ kN.m} \cdot 1,4$$

$$M_{xd}^+ = 10,968 \text{ kN.m}$$

$$M_{xd}^- = M_{xk}^- \cdot \gamma_f$$

$$M_{xd}^- = 17,905 \text{ kN.m} \cdot 1,4$$

$$M_{xd}^- = 25,067 \text{ kN.m}$$

$$M_{yd}^+ = M_{yk}^+ \cdot \gamma_f$$

$$M_{yd}^+ = 6,128 \text{ kN.m} \cdot 1,4$$

$$M_{yd}^+ = 8,579 \text{ kN.m}$$

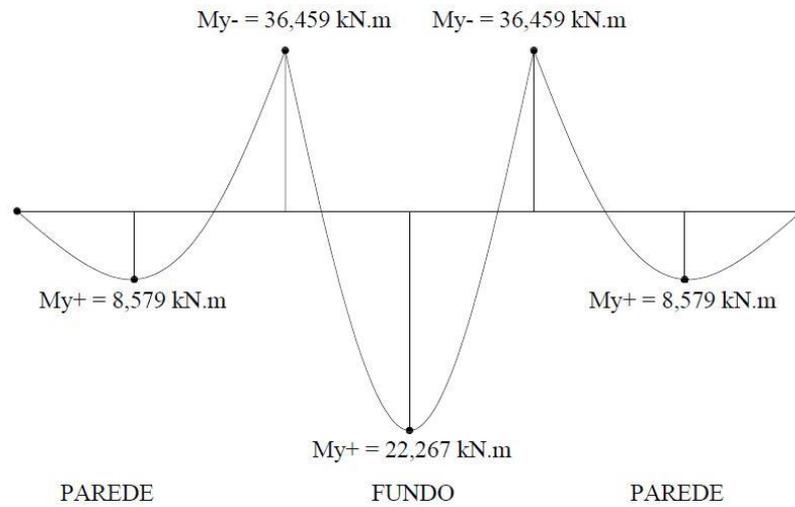
$$M_{yd}^- = M_{yk}^- \cdot \gamma_f$$

$$M_{yd}^- = 26,042 \text{ kN.m} \cdot 1,4$$

$$M_{yd}^- = 36,459 \text{ kN.m}$$

A Figura 46 apresenta o diagrama linear de momentos fletores de cálculo, após a compatibilização.

Figura 46 - Momentos fletores de cálculo compatibilizados



Fonte: Autor (2017).

5.14 Forças normais de tração de cálculo (N_d)

A exemplo dos momentos fletores característicos, as forças normais de tração que atuam nas paredes laterais e no fundo do reservatório devem ser majoradas conforme determina a ABNT NBR 6118:2014.

5.14.1 Força normal de tração de cálculo total

Conforme equação 2, obtém-se:

$$N_d = N_k \cdot \gamma_f$$

$$N_d = 320,0 \text{ kN} \cdot 1,4$$

$$N_d = 448,0 \text{ kN}$$

5.14.2 Força normal de tração de cálculo na placa do fundo

Conforme equação 2, obtém-se:

$$N_d = N_k \cdot \gamma_f$$

$$N_d = 128,0 \text{ kN} \cdot 1,4$$

$$N_d = 179,20 \text{ kN}$$

5.14.3 Força normal de tração de cálculo na placa das paredes

Conforme equação 2, obtém-se:

$$N_d = N_k \cdot \gamma_f$$

$$N_d = 96,0 \text{ kN} \cdot 1,4$$

$$N_d = 134,40 \text{ kN}$$

5.15 Determinação das áreas de aço através das equações de flexo-tração

Através das equações a serem utilizadas neste item, é possível calcular a área de aço das armaduras para que as placas resistam tanto aos esforços de flexão quanto aos esforços de tração aos quais estão solicitadas.

5.15.1 Área de aço para a placa do fundo

A força normal de tração atuante na placa do fundo do reservatório, por metro linear de placa, é obtido a partir da divisão da força total de tração atuante na placa pelo vão efetivo da mesma.

$$N_d = \frac{N_{d,\text{total}}}{l_{\text{fundo}}}$$

$$N_d = \frac{179,20 \text{ kN}}{3,65 \text{ m}}$$

$$N_d = 49,10 \text{ kN/m}$$

5.15.1.1 Área de aço para o momento fletor positivo

$$M_{sd} = M_d - N_d \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{sd} = 2.226,70 \text{ kN.cm/m} - 49,10 \text{ kN/m} \cdot \left(20,0 \text{ cm} - \frac{25,0 \text{ cm}}{2} \right)$$

$$M_{sd} = 1.858,45 \text{ kN.cm}$$

$$x = \frac{d}{\lambda} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{sd}}{\alpha_c \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}} \right]$$

$$x = \frac{20,0 \text{ cm}}{0,8} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 1.858,45 \text{ kN.cm}}{0,85 \cdot (4,0 \text{ kN/cm}^2 / 1,4) \cdot 100 \text{ cm} \cdot (20,0 \text{ cm})^2}} \right]$$

$$x = 0,48 \text{ cm}$$

$$R_{sd} = \frac{M_{sd}}{d - 0,4 x} + N_d = A_s \cdot f_{yd}$$

$$R_{sd} = \frac{1.858,45 \text{ kN.cm}}{20,0 \text{ cm} - 0,4 \cdot 0,48 \text{ cm}} + 49,10 \text{ kN/m} = A_s \cdot \frac{50,0 \text{ kN/cm}^2}{1,15}$$

$$A_s = 3,29 \text{ cm}^2/\text{m}$$

5.15.1.2 Área de aço para o momento fletor negativo

$$M_{sd} = M_d - N_d \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{sd} = 3.645,90 \text{ kN.cm/m} - 49,10 \text{ kN/m} \cdot \left(20,0 \text{ cm} - \frac{25,0 \text{ cm}}{2} \right)$$

$$M_{sd} = 3.277,65 \text{ kN.cm}$$

$$x = \frac{d}{\lambda} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{sd}}{\alpha_c \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}} \right]$$

$$x = \frac{20,0 \text{ cm}}{0,8} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 3.277,65 \text{ kN.cm}}{0,85 \cdot (4,0 \text{ kN/cm}^2 / 1,4) \cdot 100 \text{ cm} \cdot (20,0 \text{ cm})^2}} \right]$$

$$x = 0,86 \text{ cm}$$

$$R_{sd} = \frac{M_{sd}}{d - 0,4 x} + N_d = A_s \cdot f_{yd}$$

$$R_{sd} = \frac{3.277,65 \text{ kN.cm}}{20,0 \text{ cm} - 0,4 \cdot 0,86 \text{ cm}} + 49,10 \text{ kN/m} = A_s \cdot \frac{50,0 \text{ kN/cm}^2}{1,15}$$

$$A_s = 4,96 \text{ cm}^2/\text{m}$$

5.15.2 Área de aço para a placa da tampa

Pelo fato da placa da tampa estar apenas apoiada sobre as placas laterais, não é considerada a força normal de tração atuando sobre ela.

5.15.2.1 Área de aço para o momento fletor positivo

Como não há efeito de tração atuando na tampa do reservatório, tem-se:

$$M_{sd} = 698,50 \text{ kN.cm}$$

$$x = \frac{d}{\lambda} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{sd}}{\alpha_c \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}} \right]$$

$$x = \frac{15,0 \text{ cm}}{0,8} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 698,50 \text{ kN.cm}}{0,85 \cdot (4,0 \text{ kN/cm}^2 / 1,4) \cdot 100 \text{ cm} \cdot (15,0 \text{ cm})^2}} \right]$$

$$x = 0,24 \text{ cm}$$

$$R_{sd} = \frac{M_{sd}}{d - 0,4 x} = A_s \cdot f_{yd}$$

$$R_{sd} = \frac{698,50 \text{ kN.cm}}{15,0 \text{ cm} - 0,4 \cdot 0,24 \text{ cm}} = A_s \cdot \frac{50,0 \text{ kN/cm}^2}{1,15}$$

$$A_s = 1,08 \text{ cm}^2/\text{m}$$

5.15.3 Área de aço para a placa da parede

A exemplo da placa do fundo, a força de tração atuante na placa lateral do reservatório deve ser dividida pelo vão efetivo.

$$N_d = \frac{N_{d,\text{total}}}{l_{\text{parede}}}$$

$$N_d = \frac{134,40 \text{ kN}}{4,075 \text{ m}}$$

$$N_d = 32,98 \text{ kN/m}$$

5.15.3.1 Área de aço para o momento fletor positivo

Calcula-se a partir do maior momento fletor atuante na placa lateral (eixo x).

$$M_{sd} = M_d - N_d \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{sd} = 1.096,80 \text{ kN.cm/m} - 32,98 \text{ kN/m} \cdot \left(20,0 \text{ cm} - \frac{25,0 \text{ cm}}{2} \right)$$

$$M_{sd} = 849,45 \text{ kN.cm}$$

$$x = \frac{d}{\lambda} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{sd}}{\alpha_c \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}} \right]$$

$$x = \frac{20,0 \text{ cm}}{0,8} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 849,45 \text{ kN.cm}}{0,85 \cdot (4,0 \text{ kN/cm}^2 / 1,4) \cdot 100 \text{ cm} \cdot (20,0 \text{ cm})^2}} \right]$$

$$x = 0,21 \text{ cm}$$

$$R_{sd} = \frac{M_{sd}}{d - 0,4 x} + N_d = A_s \cdot f_{yd}$$

$$R_{sd} = \frac{849,45 \text{ kN.cm}}{20,0 \text{ cm} - 0,4 \cdot 0,21 \text{ cm}} + 32,98 \text{ kN/m} = A_s \cdot \frac{50,0 \text{ kN/cm}^2}{1,15}$$

$$A_s = 1,74 \text{ cm}^2/\text{m}$$

5.15.3.2 Área de aço para o momento fletor negativo

Devido à compatibilização dos momentos fletores negativos adotada, o cálculo da área de aço necessária é igual para os momentos fletores negativos da placa do fundo e das paredes no eixo y (direção vertical). Portanto:

$$A_s = 4,96 \text{ cm}^2/\text{m}$$

5.16 Cálculo das áreas de aço mínimas das placas

Conforme a ABNT NBR 6118:2014, a área mínima de aço é dada pela equação 59, considerando uso de aço CA-50.

5.16.1 Área de aço mínima para a placa do fundo e das paredes

$$A_{smín} = 0,179\% \cdot b \cdot h$$

$$A_{smín} = 0,179\% \cdot 100,0 \text{ cm} \cdot 25,0 \text{ cm}$$

$$A_{smín} = 4,475 \text{ cm}^2/\text{m}$$

5.16.2 Área de aço mínima para a placa da tampa

$$A_{smín} = 0,179\% \cdot b \cdot h$$

$$A_{smín} = 0,179\% \cdot 100,0 \text{ cm} \cdot 20,0 \text{ cm}$$

$$A_{smín} = 3,58 \text{ cm}^2/\text{m}$$

5.17 Escolha das bitolas de aço

A ABNT NBR 7480:2007 define os diâmetros das barras de aço para armaduras a serem utilizadas em estruturas de concreto armado. Realiza-se a escolha dos diâmetros das barras das armaduras para fins de exemplo. O Quadro 8 apresenta os diâmetros das barras de aço escolhidos para cada placa, bem como o espaçamento adotado entre as barras. Considera-se o uso de aço CA-50.

Quadro 8 - Escolha dos diâmetros das barras de aço das armaduras

Placa	Solicitação	As calculada (cm ² /m)	Φ utilizado (mm)	Espaçamento (cm)	As utilizada (cm ² /m)
Fundo	Md+	4,48 (mín)	8,0	10,0	5,03
	Md-	4,96	8,0	10,0	5,03
Tampa	Md+	3,58 (mín)	8,0	13,0	3,87
Parede	Md+	4,48 (mín)	8,0	10,0	5,03
	Md-	4,96	8,0	10,0	5,03
Viga-parede	Tração banzo	4,48 (mín)	8,0	9,0	5,03

Fonte: Autor (2017).

Considera-se a armadura do banzo tracionado distribuída em uma faixa de 20% da altura da placa lateral, ou seja, 0,90 m, pois a viga-parede possui uma altura total de 4,5 m. A área de aço transversal de uma barra de diâmetro 8,0 mm é de 0,503 cm².

5.18 Análise da estrutura através do Método dos Elementos Finitos

Para a análise tridimensional da estrutura através do Método dos Elementos Finitos, utilizou-se a versão acadêmica do *software* ANSYS, versão 16.1. O *software* foi disponibilizado para uso no laboratório do Curso de Engenharia Civil da Universidade de Santa Cruz do Sul - UNISC.

5.18.1 Modelagem da estrutura e propriedades do material

Para modelar a estrutura no *software* utilizou-se o elemento SOLID Brick 8 node 185. Este sólido foi escolhido pois possui oito nós, sendo que cada nó possui três graus de liberdade: translação nos eixos x, y e z.

Para definição das propriedades do material da estrutura (concreto armado), selecionou-se o tipo linear, elástico e isotrópico. O módulo de elasticidade a ser considerado no cálculo é definido conforme a equação 1. Considerou-se um concreto de Classe C40, com f_{ck} mínimo de 40 MPa.

$$E = \alpha_E \cdot 5.600 \cdot \sqrt{f_{ck}}$$

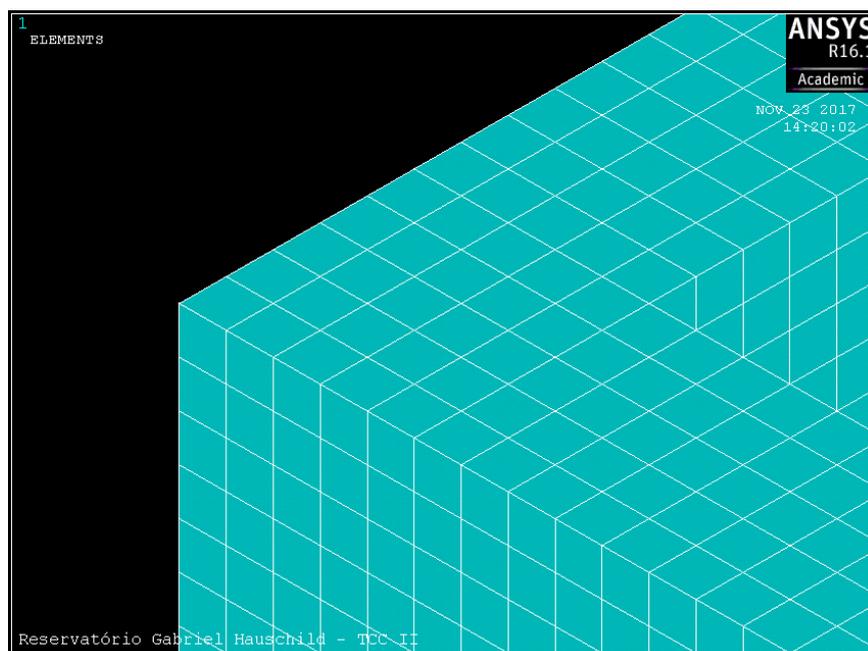
$$E = 1,2 \cdot 5.600 \cdot \sqrt{40 \text{ MPa}}$$

$$E = 42.501,01 \text{ MPa}$$

$$E = 4.250,10 \text{ kN/cm}^2$$

O coeficiente de Poisson adotado para o material foi $\nu = 0,2$. A malha adotada para análise da estrutura possui dimensões de 5,0 cm x 5,0 cm x 5,0 cm. Para definição das vinculações, considerou-se que a superfície da base dos quatro pilares estão engastadas no solo. Restringe-se portanto os graus de liberdade (DOF) para estes respectivos nós. A Figura 47 apresenta o detalhe da malha de análise adotada no *software*.

Figura 47 - Detalhe da malha adotada para análise da estrutura

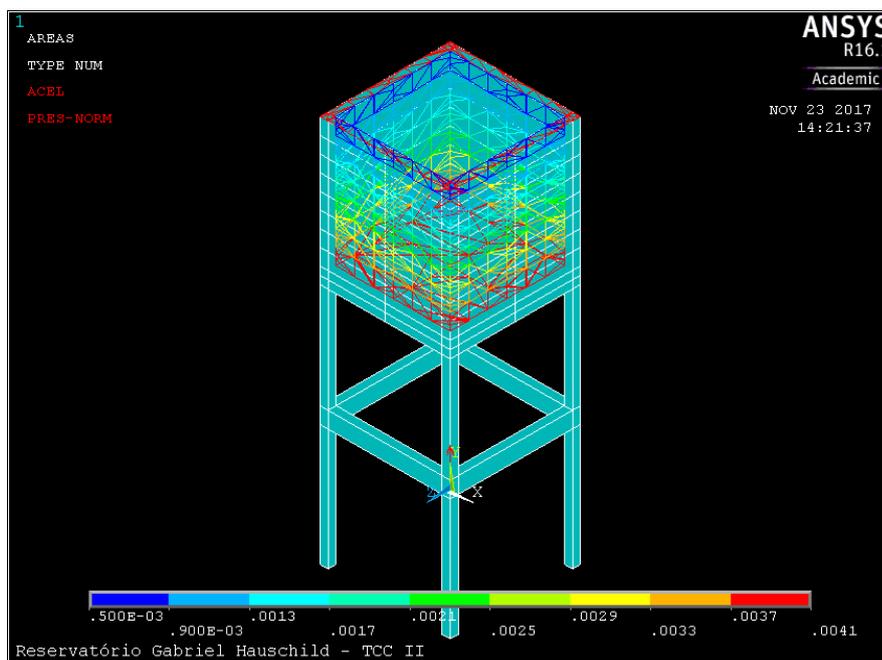


Fonte: Autor (2017).

5.18.2 Aplicação das cargas

Para analisar as deformações e tensões da estrutura nas condições ditas reais, aplica-se uma carga uniformemente distribuída na laje de fundo, com valor $41,0 \text{ kN/m}^2$, que inclui o peso do líquido armazenado e o revestimento/impermeabilização. Como o *software* não possui a opção de aplicação de cargas triangulares distribuídas, como é o caso do empuxo lateral do líquido armazenado, é necessário realizar um escalonamento das cargas a cada $50,0 \text{ cm}$ nas paredes laterais. Na seção inferior da parede aplica-se uma carga de $40,0 \text{ kN/m}^2$, referente ao empuxo hidrostático máximo. Na seção do topo da laje da parede aplica-se uma carga de valor $5,0 \text{ kN/cm}^2$. Sobre as bordas das paredes laterais aplica-se carga de valor $38,40 \text{ kN/cm}^2$, referente ao peso próprio da placa da tampa, sobrecarga de utilização e revestimento/impermeabilização da tampa, já distribuídos sobre a superfície de contato tampa-parede. Também considera-se o peso próprio da estrutura. Para tal, é necessário adicionar a densidade do elemento no *software* (concreto armado), portanto adota-se $25,0 \text{ kN/m}^3$. Também é necessário indicar o sentido de atuação da força da gravidade. Neste caso a mesma atua no eixo y . A Figura 48 apresenta o lançamento completo das cargas na estrutura.

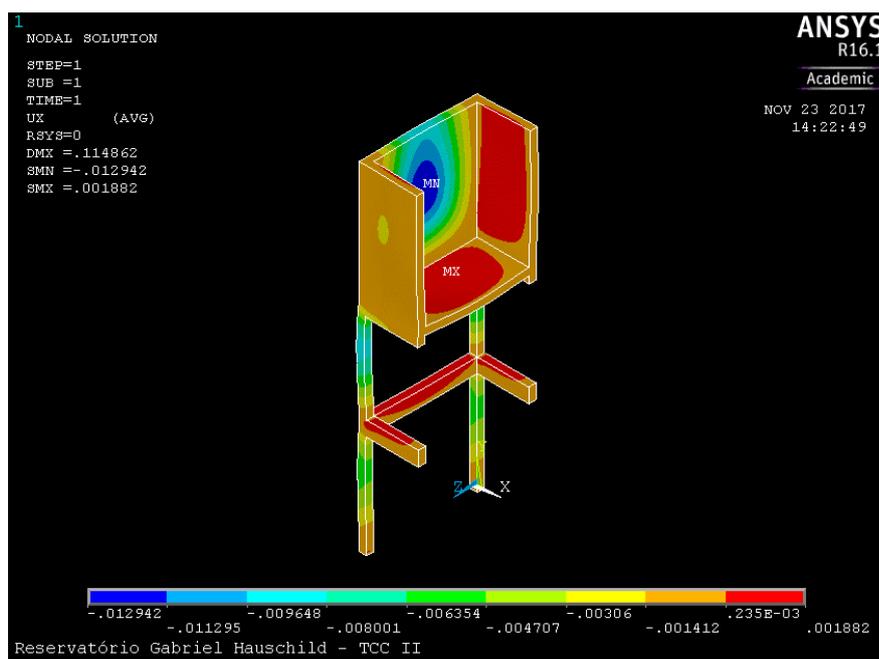
Figura 48 - Lançamento completo de cargas na estrutura



Fonte: Autor (2017).

Através da análise no *software* é possível obter os deslocamentos que ocorrem na estrutura. A Figura 49 apresenta os deslocamentos que ocorrem no eixo x da estrutura, causados pelo carregamento aplicado, através de um corte vertical.

Figura 49 - Deslocamentos da estrutura no eixo x



Fonte: Autor (2017).

A Figura 50 apresenta os deslocamentos que ocorrem no eixo y da estrutura, devido ao carregamento aplicado.

Figura 50 - Deslocamentos da estrutura no eixo y



Fonte: Autor (2017).

A Figura 51 apresenta as tensões no eixo x da estrutura devido ao carregamento aplicado.

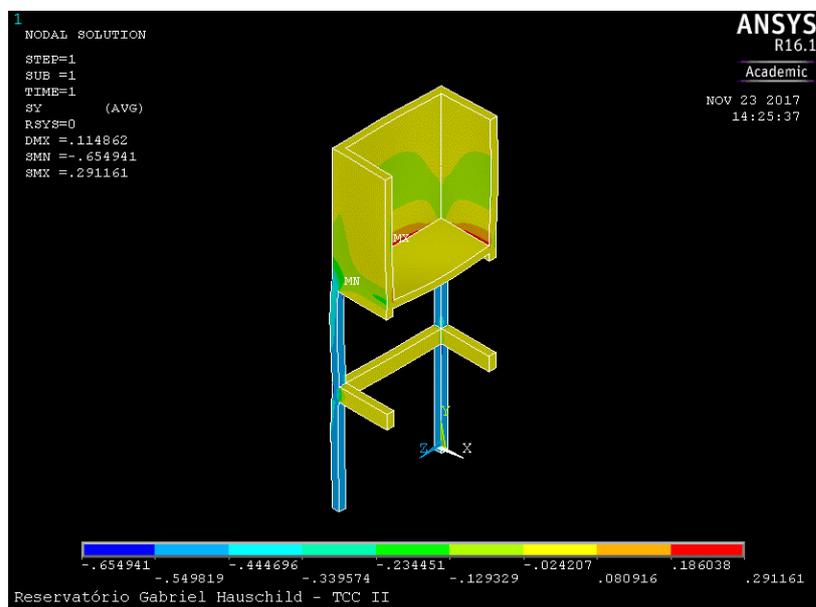
Figura 51 - Tensões na estrutura no eixo x



Fonte: Autor (2017).

A Figura 52 apresenta as tensões no eixo y da estrutura, devido ao carregamento aplicado.

Figura 52 - Tensões na estrutura no eixo y



Fonte: Autor (2017).

5.18.3 Cálculo dos momentos fletores através do Método dos Elementos Finitos

Neste item é apresentada a sequência de análise realizada para obtenção dos momentos fletores através do *software* ANSYS.

5.18.3.1 Momentos fletores de cálculo na placa do fundo

Para a determinação dos momentos fletores atuantes na placa do fundo do reservatório, a aplicação de cargas no *software* limitou-se apenas à carga referente ao peso do líquido armazenado, peso próprio da placa de fundo e carga do revestimento/impermeabilização. Portanto considera-se uma carga de 47,25 kN/m² atuando no fundo do reservatório. Opta-se por não considerar outras cargas neste cálculo para que não haja influência de outras forças na placa do fundo, de modo que o objetivo é comparar o resultado obtido no *software* com o resultado através dos métodos clássicos. A Figura 53 apresenta a condição de carregamento da estrutura para esta análise.

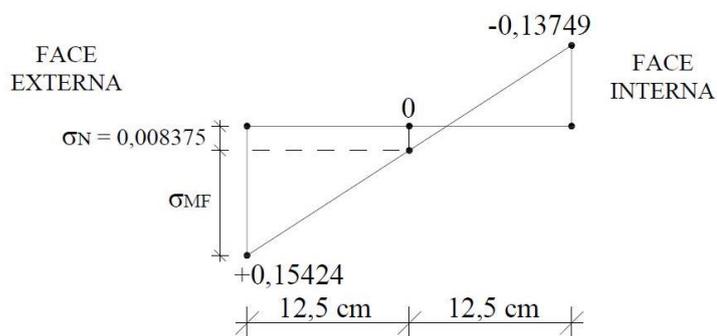
Figura 53 - Condição de carregamento para análise da placa do fundo



Fonte: Autor (2017).

Através das tensões obtidas no *software*, é possível calcular o momento fletor atuante em cada ponto da estrutura, através da equação 50. Abaixo é mostrado o cálculo do momento fletor para o ponto central da placa do fundo, através da análise da linha central no eixo z da mesma. A Figura 54 representa as tensões obtidas no ponto através do *software*. Para esta situação utiliza-se as tensões atuantes no eixo z.

Figura 54 - Exemplo de cálculo dos momentos fletores da placa do fundo



Fonte: Autor (2017).

Considerando uma análise para uma faixa de 100,0 cm da placa, tem-se:

$$\sigma = \frac{M}{I} \cdot x + \frac{N}{A}$$

$$0,15424 \text{ kN/cm}^2 = \frac{M}{\frac{100,0 \text{ cm} \cdot (25,0 \text{ cm})^3}{12}} \cdot 12,5 \text{ cm} + 0,008375 \text{ kN/cm}^2$$

$$M_k = 15,194 \text{ kN.m}$$

Para a determinação do momento fletor de cálculo utiliza-se a equação 2.

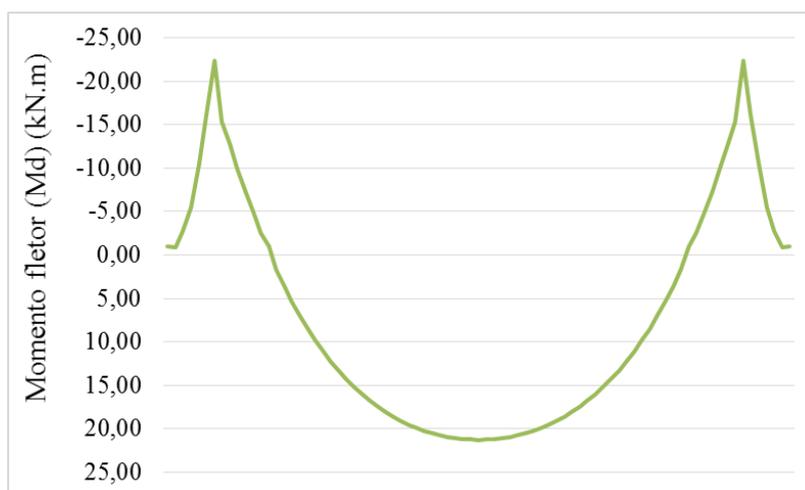
$$M_d = M_k \cdot \gamma_f$$

$$M_d = 15,194 \text{ kN.m} \cdot 1,4$$

$$M_d = 21,272 \text{ kN.m}$$

Analisa-se toda a linha central do eixo Z da placa do fundo do reservatório. São analisadas a face interna e a face externa. O momento fletor de cálculo no centro da placa (positivo) máximo encontrado é de 21,272 kN.m. O momento fletor de cálculo no engaste (negativo) máximo é de 22,396 kN.m. O Gráfico 2 apresenta o diagrama de momentos fletores de cálculo para a placa do fundo do reservatório.

Gráfico 2 - Diagrama de momentos fletores de cálculo na placa do fundo



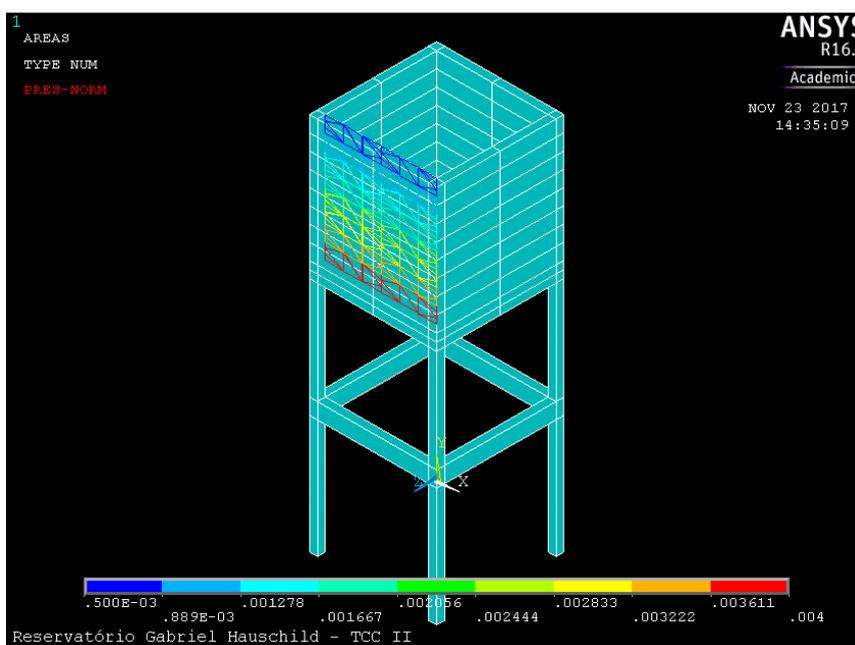
Fonte: Autor (2017).

A memória de cálculo, que apresenta as tensões obtidas e os momentos fletores de cálculo desta análise encontra-se no Quadro 15 no apêndice.

5.18.3.2 Momentos fletores de cálculo nas placas laterais

Assim como no cálculo pelos métodos clássicos, são analisadas as seções centrais verticais (eixo y) e as seções horizontais (eixo x) das placas laterais do reservatório. Da mesma forma que na análise completa da estrutura, realiza-se o escalonamento das cargas na parede lateral do reservatório a cada 50,0 cm de altura. Na base da placa aplica-se uma carga de 40,0 kN/m², referente à pressão hidrostática máxima, e no topo da placa aplica-se uma carga de 5,0 kN/m². Nesta etapa são verificadas as seções centrais da placa, tanto na direção vertical quanto horizontal. São analisadas as faces internas e externas da seção. A Figura 55 apresenta a condição de carregamento da placa lateral para esta análise.

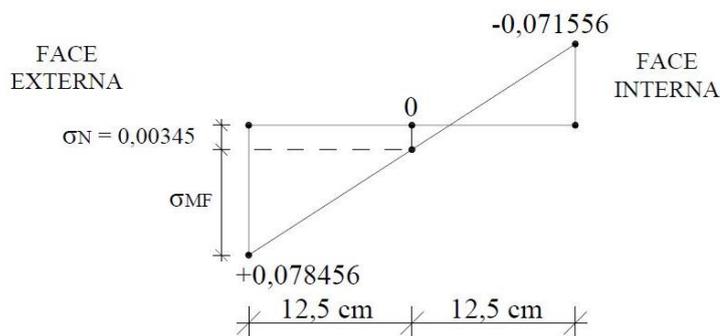
Figura 55 - Condição de carregamento da placa lateral



Fonte: Autor (2017).

Abaixo está representado um exemplo de cálculo de momento fletor para a placa lateral. O ponto analisado é o de maior valor de momento fletor no centro da placa (positivo) da seção vertical da placa lateral no eixo y. A Figura 56 indica os valores de tensões obtidos através do *software*.

Figura 56 - Exemplo de cálculo dos momentos fletores da placa lateral (eixo y)



Fonte: Autor (2017).

Considerando uma análise para uma faixa de 100,0 cm da placa, tem-se, conforme a equação 50:

$$\sigma = \frac{M}{I} \cdot x + \frac{N}{A}$$

$$0,078456 \text{ kN/cm}^2 = \frac{M}{\frac{100,0 \text{ cm} \cdot (25,0 \text{ cm})^3}{12}} \cdot 12,5 \text{ cm} + 0,00345 \text{ kN/cm}^2$$

$$M_k = 7,813 \text{ kN.m}$$

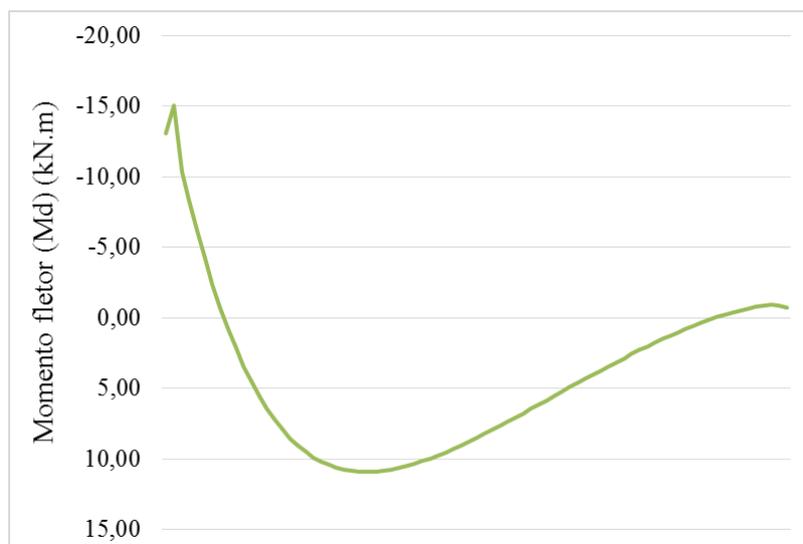
Para a determinação do momento fletor de cálculo utiliza-se a equação 2.

$$M_d = M_k \cdot \gamma_f$$

$$M_d = 7,813 \text{ kN.m} \cdot 1,4$$

$$M_d = 10,938 \text{ kN.m}$$

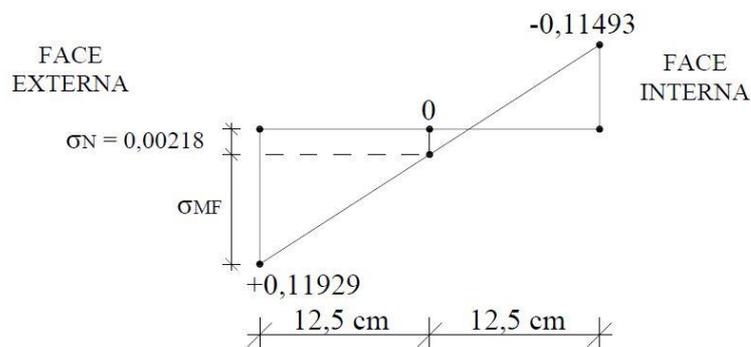
O Gráfico 3 apresenta o diagrama de momentos fletores atuantes na seção central do eixo y da placa lateral do reservatório.

Gráfico 3 - Diagrama de momentos fletores de cálculo das placas laterais (eixo y)

Fonte: Autor (2017).

Sendo o momento fletor negativo localizado no engaste entre a placa lateral e a placa do fundo. O máximo momento fletor positivo se dá próximo ao centro da placa. O valor máximo do momento fletor no centro da placa (positivo) de cálculo encontrado é de 10,938 kN.m, conforme mostrado no exemplo de cálculo. O valor máximo de momento fletor de engastamento (negativo) de cálculo é de 15,069 kN.m.

Através da mesma condição de carregamento analisa-se a seção central horizontal da placa lateral (eixo x). Abaixo está representado um exemplo de cálculo de momento fletor para o eixo x placa lateral. O ponto analisado é onde há o maior valor de momento fletor positivo da seção horizontal da placa lateral. A Figura 57 indica os valores de tensões obtidos através do *software*.

Figura 57 - Exemplo de cálculo dos momentos fletores da placa lateral (eixo x)

Fonte: Autor (2017).

Considerando uma análise para uma faixa de 100,0 cm da placa, tem-se, conforme a equação 50:

$$\sigma = \frac{M}{I} \cdot x + \frac{N}{A}$$

$$0,11929 \text{ kN/cm}^2 = \frac{M}{\frac{100,0 \text{ cm} \cdot (25,0 \text{ cm})^3}{12}} \cdot 12,5 \text{ cm} + 0,00218 \text{ kN/cm}^2$$

$$M_k = 12,199 \text{ kN.m}$$

Para a determinação do momento fletor de cálculo utiliza-se a equação 2.

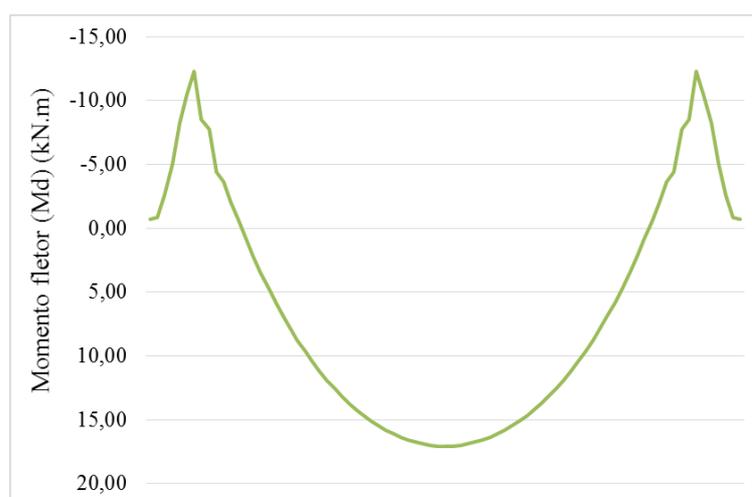
$$M_d = M_k \cdot \gamma_f$$

$$M_d = 12,199 \text{ kN.m} \cdot 1,4$$

$$M_d = 17,079 \text{ kN.m}$$

O valor máximo do momento fletor no centro da placa (positivo) de cálculo encontrado é de 17,079 kN.m. O valor máximo de momento fletor de engastamento (negativo) de cálculo é de 12,298 kN.m. O Gráfico 4 apresenta o diagrama de momentos fletores de cálculo para o eixo x da placa lateral.

Gráfico 4 - Diagrama de momentos fletores de cálculo das placas laterais (eixo x)



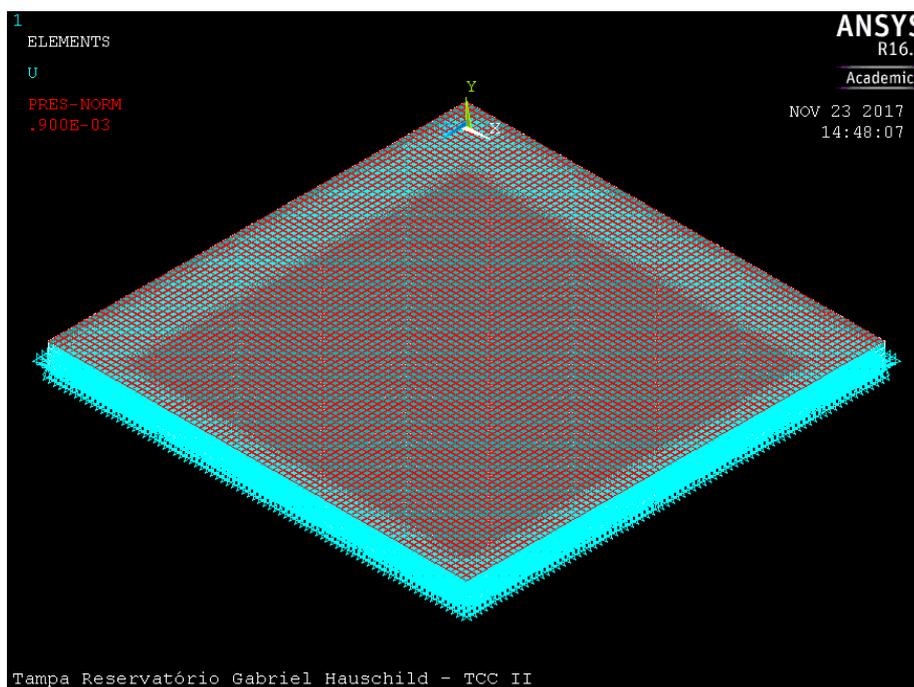
Fonte: Autor (2017).

A memória de cálculo destas análises encontram-se nos Quadros 16 e 17 no apêndice.

5.18.3.3 Momentos fletores de cálculo na placa da tampa

A placa da tampa do reservatório é analisada no *software* ANSYS separadamente. Considera-se que a mesma está simplesmente apoiada nas paredes laterais do reservatório. Para análise no *software*, restringe-se o deslocamento da estrutura nos apoios para o eixo y. A Figura 58 apresenta a condição de carregamento da placa da tampa para a análise.

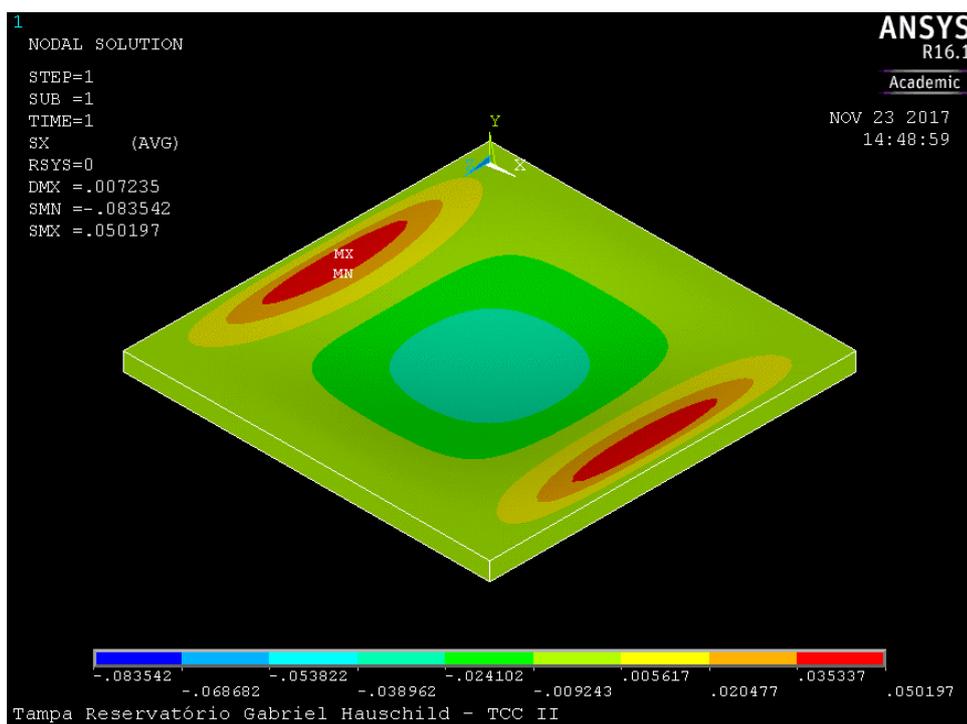
Figura 58 - Condição de carregamento da tampa



Fonte: Autor (2017).

A Figura 59 apresenta as tensões obtidas no eixo x da placa da tampa.

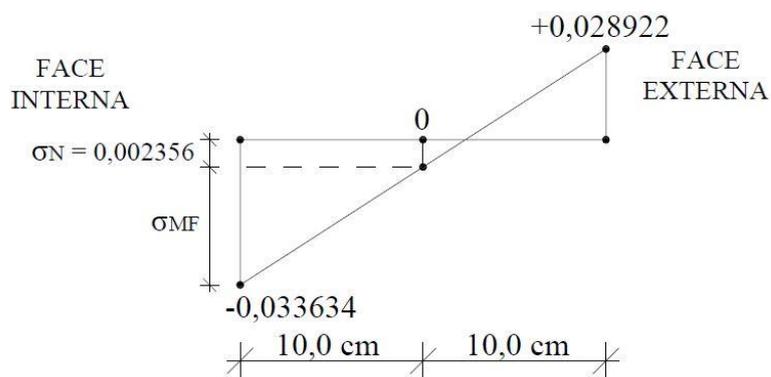
Figura 59 - Tensões no eixo x da placa da tampa



Fonte: Autor (2017).

Abaixo está representado um exemplo de cálculo de momento fletor para o ponto central da linha central da placa da tampa. O ponto analisado é onde há o maior valor de momento fletor no centro da placa (positivo). A Figura 60 indica os valores de tensões obtidos através do *software*.

Figura 60 - Exemplo de cálculo dos momentos fletores da placa da tampa



Fonte: Autor (2017).

Considerando uma análise para uma faixa de 100,0 cm da placa, tem-se, conforme a equação 50:

$$\sigma = \frac{M}{I} \cdot x + \frac{N}{A}$$

$$0,033634 \text{ kN/cm}^2 = \frac{M}{\frac{100,0 \text{ cm} \cdot (20,0 \text{ cm})^3}{12}} \cdot 10,0 \text{ cm} + 0,002356 \text{ kN/cm}^2$$

$$M_k = 2,085 \text{ kN.m}$$

Para a determinação do momento fletor de cálculo utiliza-se a equação 2.

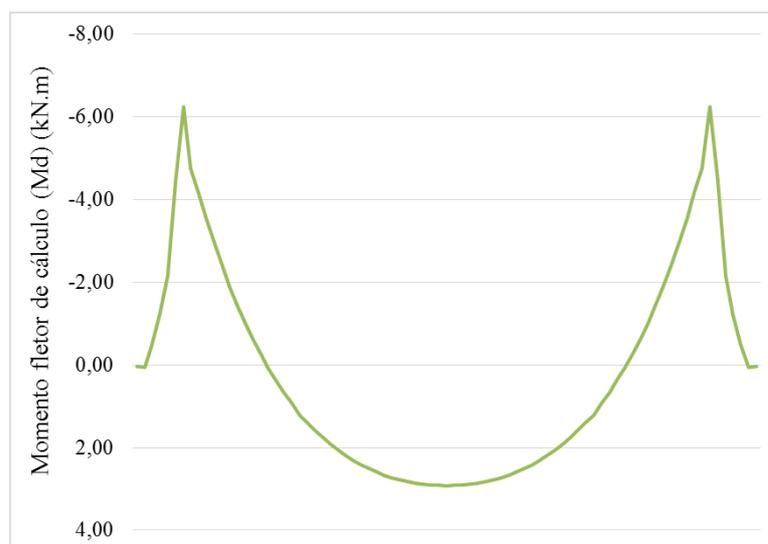
$$M_d = M_k \cdot \gamma_f$$

$$M_d = 2,085 \text{ kN.m} \cdot 1,4$$

$$M_d = 2,919 \text{ kN.m}$$

O valor máximo do momento fletor no centro da placa (positivo) de cálculo encontrado é de 2,919 kN.m, conforme exemplo de cálculo. O valor máximo de momento fletor de engastamento (negativo) de cálculo é de 6,241 kN.m. O Gráfico 5 representa o diagrama de momentos fletores de cálculo da placa da tampa.

Gráfico 5 - Diagrama de momentos fletores de cálculo da placa da tampa



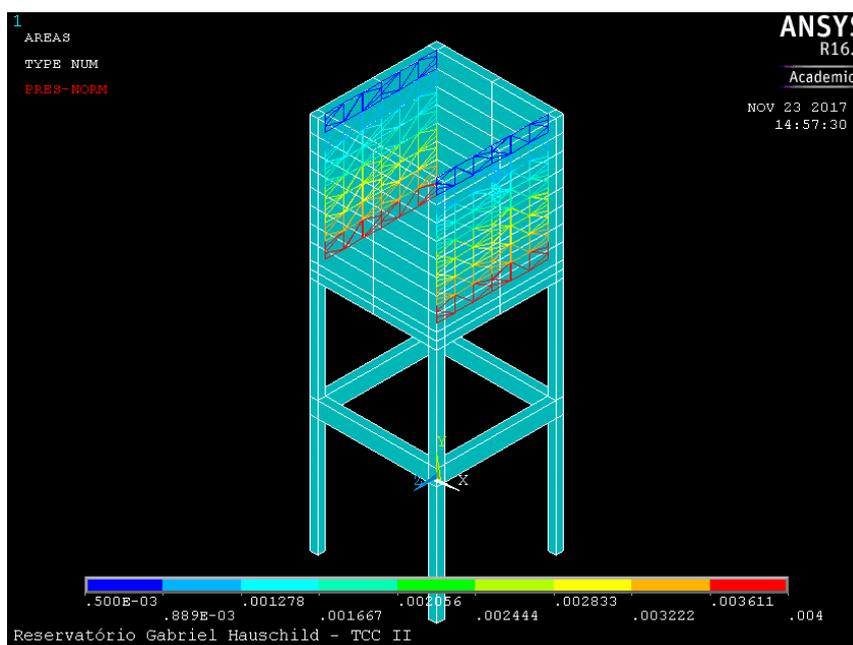
Fonte: Autor (2017).

A memória de cálculo contendo as tensões e momentos fletores para cada nó encontra-se no Quadro 18, no apêndice deste trabalho.

5.18.3.4 Cálculo das forças normais de tração através do Método dos Elementos Finitos

Através do Método dos Elementos Finitos são analisadas as forças normais de tração atuantes nas placas do fundo e das paredes laterais, a fim de compará-las com os resultados obtidos através dos métodos clássicos. A Figura 61 apresenta a condição de carregamento da estrutura, a fim de considerar a tração proveniente do empuxo hidrostático no eixo x da mesma.

Figura 61 - Condição de carregamento para determinação das forças normais de tração



Fonte: Autor (2017).

A Figura 62 apresenta as tensões no eixo x da estrutura provenientes do carregamento considerado para esta análise, a partir de um corte vertical.

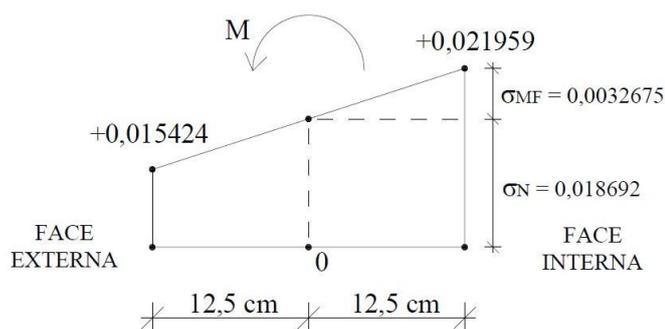
Figura 62 - Tensões no eixo x



Fonte: Autor (2017).

Abaixo está representado um exemplo de cálculo para o ponto central da linha central da placa do fundo do reservatório. A Figura 63 representa o diagrama de tensões obtido no ponto considerado através do *software* ANSYS.

Figura 63 - Exemplo de cálculo da força normal de tração na placa do fundo



Fonte: Autor (2017).

A partir da tensão normal é possível obter a força normal atuante, conforme equação 51. Como a espessura da placa do fundo é de 25,0 cm, e a malha de análise possui dimensões de 5,0 x 5,0 x 5,0 cm, resulta conforme equação 51:

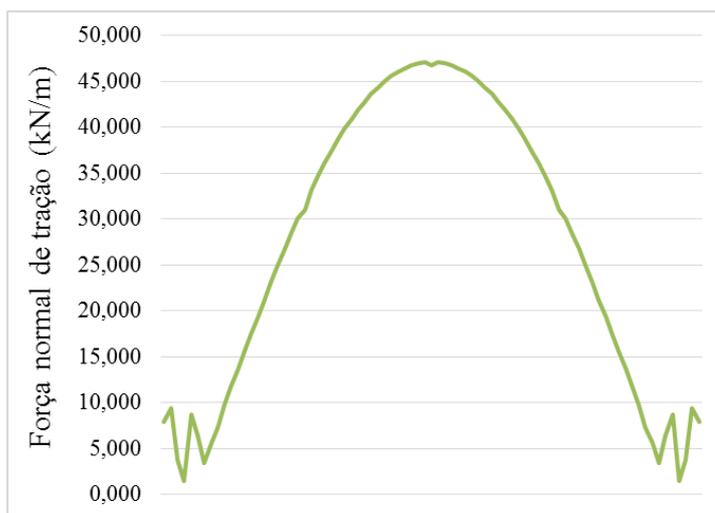
$$N = A \cdot \sigma_N$$

$$N = (25,0 \text{ cm} \cdot 5,0 \text{ cm}) \cdot 0,018692 \text{ kN/cm}^2$$

$N = 2,336 \text{ kN}$

O Gráfico 6 apresenta o diagrama de esforço normal que atua na placa do fundo do reservatório. Para a obtenção do valor de tração total é necessário somar todos valores obtidos. Obtém-se uma força normal de tração total de 155,148 kN na placa do fundo do reservatório.

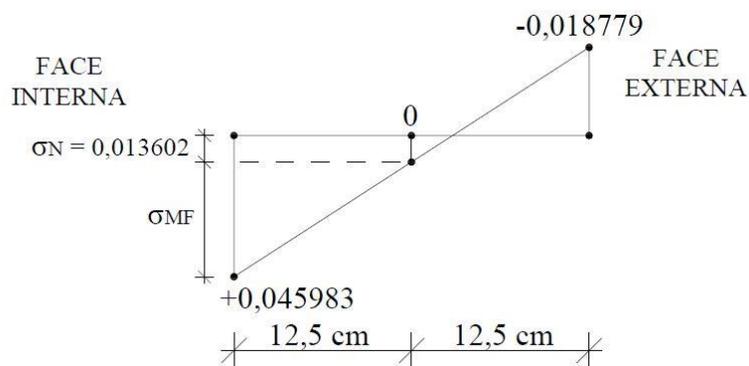
Gráfico 6 - Diagrama de esforço normal de tração na placa do fundo



Fonte: Autor (2017).

De forma análoga, calcula-se a força normal de tração atuante na placa lateral. Abaixo está representado o cálculo para o ponto do meio da linha central da placa lateral. A Figura 64 apresenta o diagrama de tensões obtidos através do *software* ANSYS.

Figura 64 - Exemplo de cálculo da força normal ponto central da placa lateral



Fonte: Autor (2017).

A partir da tensão normal é possível obter a força normal atuante, conforme equação 51. Como a espessura da placa das paredes é de 25,0 cm, e a malha de análise possui dimensões de 5,0 x 5,0 x 5,0 cm, resulta conforme equação 51:

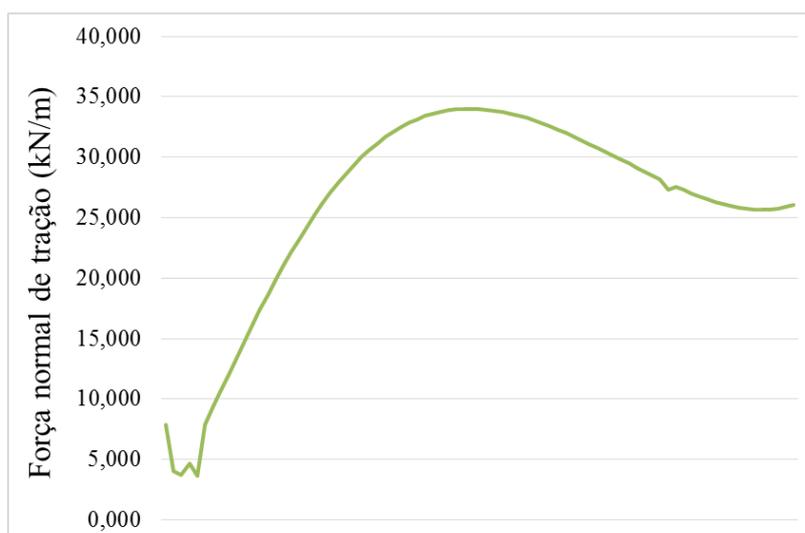
$$N = A \cdot \sigma_N$$

$$N = (25,0 \text{ cm} \cdot 5,0 \text{ cm}) \cdot 0,013602 \text{ kN/cm}^2$$

$$N = 1,700 \text{ kN}$$

O Gráfico 7 apresenta o diagrama de esforço normal de tração para a placa lateral do reservatório. De maneira semelhante, para obter a força total deve-se somar todas as forças calculadas. O valor da força normal de tração total de cálculo obtido é de 147,999 kN.

Gráfico 7 - Diagrama de esforço normal de tração nas placas laterais



Fonte: Autor (2017).

A memória de cálculo desta análise encontra-se nos Quadros 19 e 20 no apêndice deste trabalho.

5.19 Análise dos momentos fletores na base dos pilares

Neste item é apresentada uma análise relativa aos momentos fletores na base dos pilares, oriundos da ação do vento atuante na estrutura. São analisadas três situações distintas para fins de comparação:

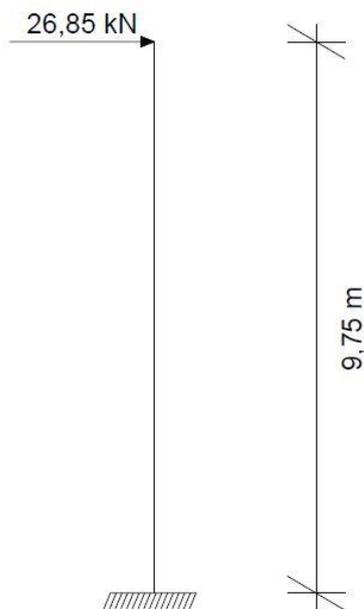
- Simplificação de cálculo considerando pilares isolados resistindo à ação do vento;
- Simplificação de cálculo considerando pórticos planos resistindo à ação do vento;
- Consideração da ação do vento na estrutura através do Método dos Elementos Finitos.

A força de arrasto do vento considerada é a mesma apresentada no item 5.2, conforme diretrizes da ABNT NBR 6123:1988.

5.19.1 Simplificação como pilares isolados

Para a realização desta análise, supõe-se que os pilares da estrutura possuem comprimento de 9,75 m, ou seja, do nível do terreno até a altura de incidência da força horizontal do vento. Leva-se em consideração que os quatro pilares resistirão isoladamente à força de arrasto oriunda da ação do vento na estrutura. Para tal, utilizou-se o *software* Ftool para simular a ação do vento em um dos pilares. A Figura 65 representa a situação de carregamento considerada para o pilar isolado. Considera-se que o pilar está engastado na base e livre no topo. A altura de incidência da força de arrasto considerada é de 9,75 m, ou seja, a distância real de incidência, conforme definido no item 5.2. A força de arrasto do vento possui intensidade de 26,85 kN.

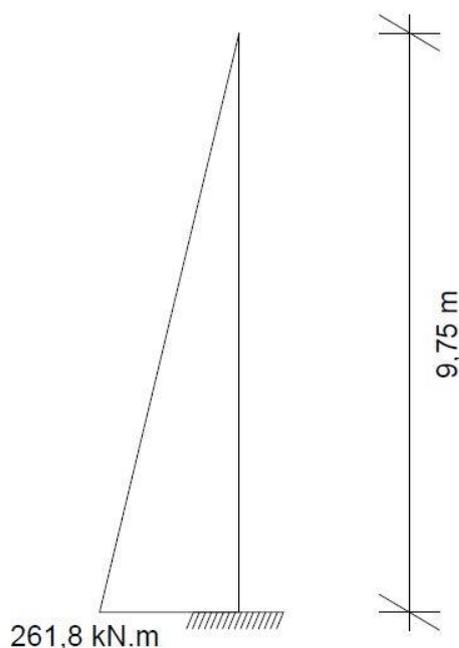
Figura 65 - Situação de carregamento para cálculo como pilar isolado



Fonte: Autor (2017).

Após realizado o cálculo através do *software* Ftool, verifica-se que o valor de momento fletor característico na base do pilar isolado é de 261,8 kN.m. A Figura 66 apresenta o diagrama de momentos fletores característicos da estrutura, obtido através do *software* Ftool.

Figura 66 - Diagrama de momentos fletores característicos para o pilar isolado



Fonte: Autor (2017).

Como na estrutura completa do reservatório existem quatro pilares resistindo à força oriunda da ação do vento, divide-se o valor encontrado entre estes. Portanto cada pilar da estrutura deve ser dimensionado para resistir a um momento fletor de 65,450 kN.m na sua base.

5.19.2 Simplificação como pórticos planos

A segunda hipótese é considerar dois pilares do mesmo eixo da estrutura ligados em um pórtico plano, através da viga presente no eixo e de uma barra com inércia equivalente à viga-parede do reservatório. De modo semelhante à simplificação anterior, utiliza-se o *software* Ftool para modelar a geometria simplificada da estrutura como pórtico plano, bem como realizar o cálculo do momento fletor característico na base dos pilares. Neste caso pode-se considerar o comprimento efetivo dos pilares, ao invés do comprimento real, através da equação 50, considerando que há uma viga no centro dos pilares vigas ajudando no travamento do pórtico, com altura de 50,0 cm. A seção dos pilares possui dimensões 25,0 cm x 25,0 cm.

$$l_e = l_0 + h ; l_e = l$$

$$l_e = l_0 + h = 9,25 \text{ m} + 0,25 \text{ m} - l_e = 9,50 \text{ m (adotado)}$$

$$l_e = l = 9,75 \text{ m} - l_e = 9,75 \text{ m}$$

Sendo:

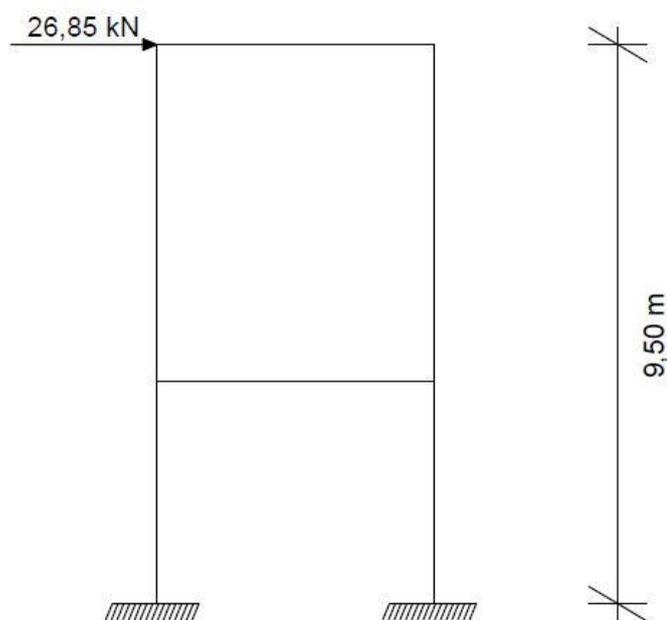
$$l_0 = l - h_{\text{viga}}$$

$$l_0 = 9,75 \text{ m} - 0,50 \text{ m}$$

$$l_0 = 9,25 \text{ m}$$

A Figura 67 representa a geometria e a situação de carregamento do pórtico plano considerado no cálculo, através do *software* Ftool.

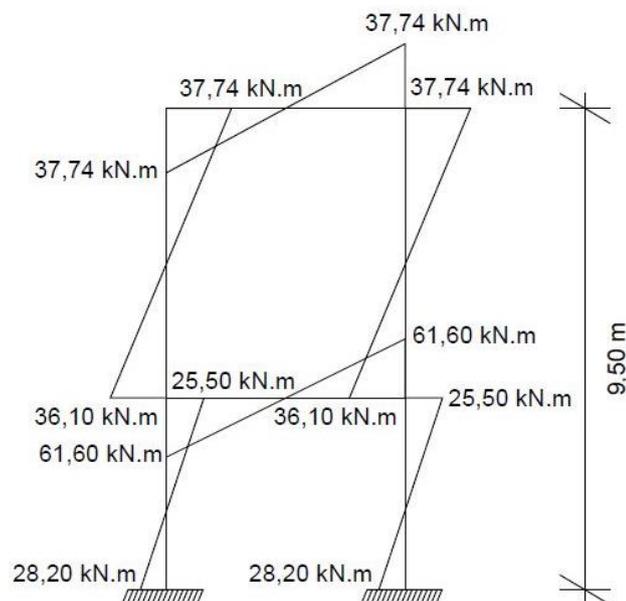
Figura 67 - Situação de carregamento para cálculo como pórtico plano



Fonte: Autor (2017).

Após realizar o cálculo no *software*, verifica-se que cada pilar do pórtico deve resistir em sua base a uma sollicitação característica de 28,20 kN.m. A Figura 68 apresenta o diagrama de momentos fletores característicos do pórtico.

Figura 68 - Diagrama de momentos fletores característicos para o pórtico plano



Fonte: Autor (2017).

Como na estrutura do reservatório existem dois pórticos planos resistindo à ação do vento para cada direção, divide-se o resultado obtido a fim de considerá-lo para cada pilar isoladamente. O momento fletor característico que deve ser resistido por cada pilar, para esta simplificação, é de 14,100 kN.m.

5.19.3 Análise dos pilares da estrutura através do Método dos Elementos Finitos

Para a realização da análise através do Método dos Elementos Finitos utiliza-se o *software* ANSYS. Através de uma adaptação da equação 11, considera-se a ação do vento como uma carga uniformemente distribuída em toda superfície da viga-parede, ao invés de uma carga pontual como é considerada a força de arrasto adotada pela ABNT NBR 6123:1988.

$$F_a = C_a \cdot q$$

$$F_a = 1,13 \cdot 1,33 \text{ kN/m}^2$$

$$F_a = 1,50 \text{ kN/m}^2$$

A Figura 69 apresenta a condição de carregamento da estrutura para a realização desta análise.

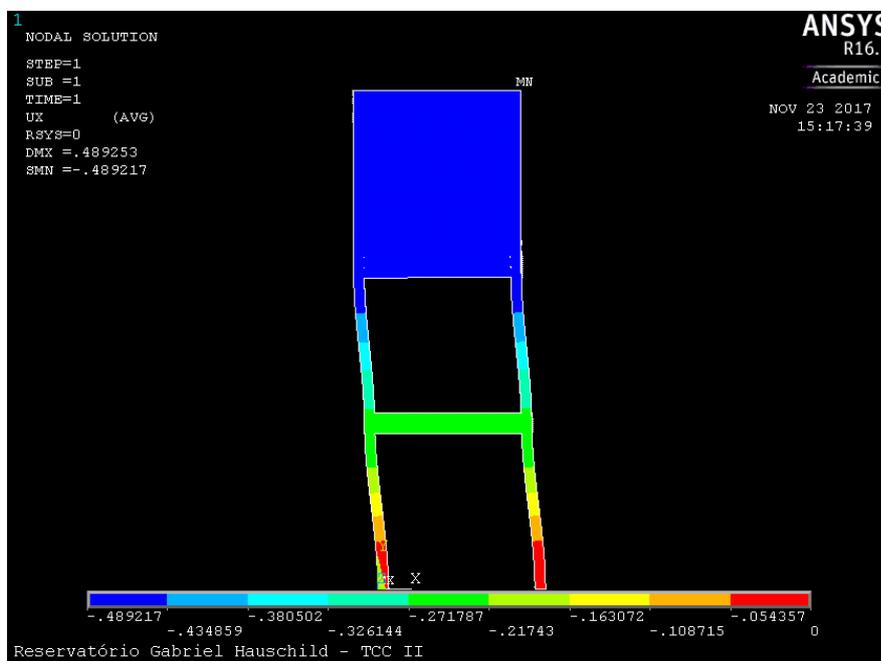
Figura 69 - Aplicação da força lateral do vento na estrutura



Fonte: Autor (2017).

A Figura 70 apresenta o deslocamento lateral da estrutura no eixo x, devido a carga de vento aplicada.

Figura 70 - Deslocamento horizontal da estrutura



Fonte: Autor (2017).

Calcula-se os momentos fletores na base dos pilares através da tensão obtida no *software*. O Quadro 9 apresenta o resultados do cálculo para todos os nós considerados na base dos pilares.

Quadro 9 - Momentos fletores característicos na base dos pilares através do Método dos Elementos Finitos

Nó	Stress y	M (kN.m)	Nó	Stress y	M (kN.m)
23358	-0,4253	12,362	23347	-0,42663	12,362
23353	0,52413		23348	0,5228	

Fonte: Autor (2017).

O valor médio obtido através da análise pelo Método dos Elementos Finitos, para fins de comparação com os demais métodos, é de 12,362 kN.m.

6 RESULTADOS

Neste capítulo é apresentada uma síntese dos principais resultados encontrados durante o desenvolvimento do trabalho.

O Quadro 10 apresenta os resultados obtidos no cálculo das ações solicitantes nas placas do reservatório, através dos métodos clássicos de cálculo.

Quadro 10 - Resumo das solicitações calculadas através dos métodos clássicos

Solicitação	Direção	Fundo	Tampa	Parede
Momentos fletores característicos não compatibilizados (Mk) (kN.m)	Mx+	12,716	4,989	7,834
	Mx-	32,419	-	17,905
	My+	12,716	4,989	6,128
	My-	32,419	-	19,664
Momentos fletores de cálculo compatibilizados (Md) (kN.m)	Mx+	22,267	6,985	10,968
	Mx-	36,459	-	25,067
	My+	22,267	6,985	8,579
	My-	36,459	-	36,459
Reações de apoio características (Rk) (kN/m)	Rx	43,116	8,145	16,646 e 36,500
	Ry	43,116	8,145	32,027
Forças normais de tração de cálculo totais (Nd) (kN)	x	179,20	-	134,40
	y	179,20	-	134,40

Fonte: Autor (2017).

O Quadro 11 apresenta os resultados obtidos na determinação dos momentos fletores de cálculo nas placas do reservatório, através do Método dos Elementos Finitos.

Quadro 11 - Momentos fletores de cálculo através do Método dos Elementos Finitos

Solicitação	Direção	Fundo	Tampa	Parede
Momentos fletores de cálculo (Md) (kN.m)	Mx+	21,272	2,919	17,079
	Mx-	22,396	6,241	12,298
	My+	21,272	2,919	10,938
	My-	22,396	6,241	15,069

Fonte: Autor (2017).

O Quadro 12 apresenta as forças normais de tração de cálculo obtidos através da análise da estrutura pelo Método dos Elementos Finitos.

Quadro 12 - Forças normais de tração de cálculo através do Método dos Elementos

Finitos

Solicitação	Fundo	Parede
Força normal de tração de cálculo (Nd) (kN)	155,148	147,999

Fonte: Autor (2017).

O Quadro 13 apresenta o resumo do cálculo dos momentos fletores característicos na base dos pilares, através dos três métodos considerados.

Quadro 13 - Momentos fletores característicos na base dos pilares devido à ação do vento na estrutura

Método de análise	Momento fletor característico por pilar (kN.m)
Pilares isolados	65,450
Pórticos planos	14,100
Método dos Elementos Finitos	12,362

Fonte: Autor (2017).

7 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo é apresentada uma análise comparativa entre os resultados obtidos através dos dois métodos de análise da estrutura. O Quadro 14 apresenta a diferença entre os momentos fletores de cálculo através dos métodos clássicos e o Método dos Elementos Finitos.

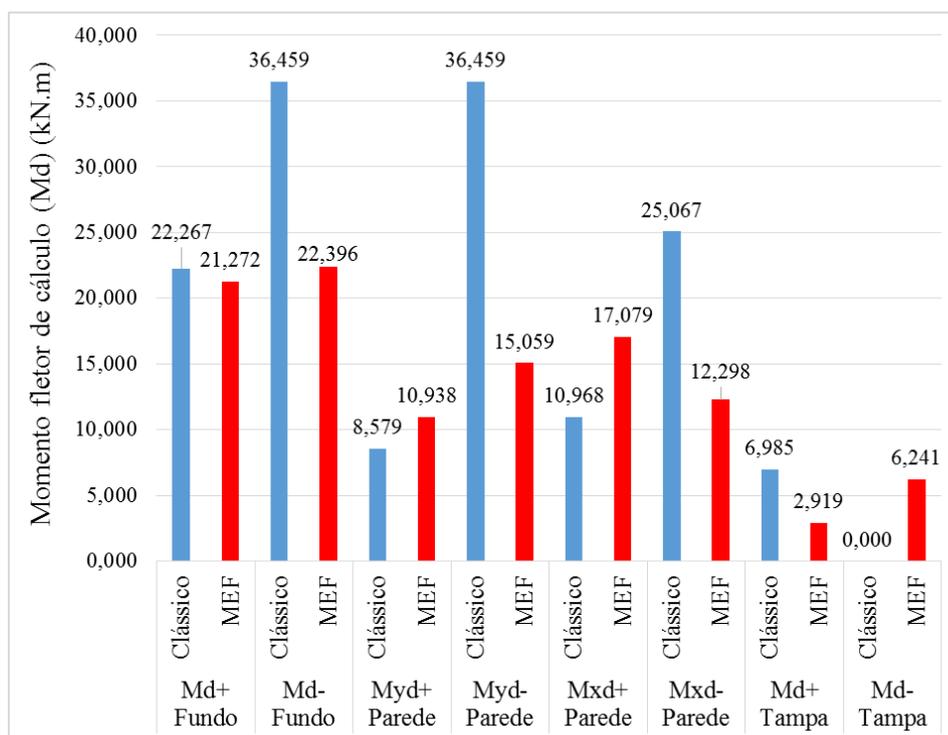
Quadro 14 - Diferença entre os momentos fletores de cálculo através dos dois métodos

Solicitação	MEF (kN.m)	Clássico (kN.m)	Diferença (%)
Md+ Fundo	21,272	22,267	4,68%
Md- Fundo	22,396	36,459	62,79%
Myd+ Parede	10,938	8,579	27,49%
Myd- Parede	15,059	36,459	142,11%
Mxd+ Parede	17,079	10,968	55,72%
Mxd- Parede	12,298	25,067	103,83%
Md+ Tampa	2,919	6,985	139,29%
Md- Tampa	6,241	0,000	-

Fonte: Autor (2017).

O Gráfico 8 apresenta um comparativo entre os resultados obtidos para os momentos fletores de cálculo através dos dois métodos de análise.

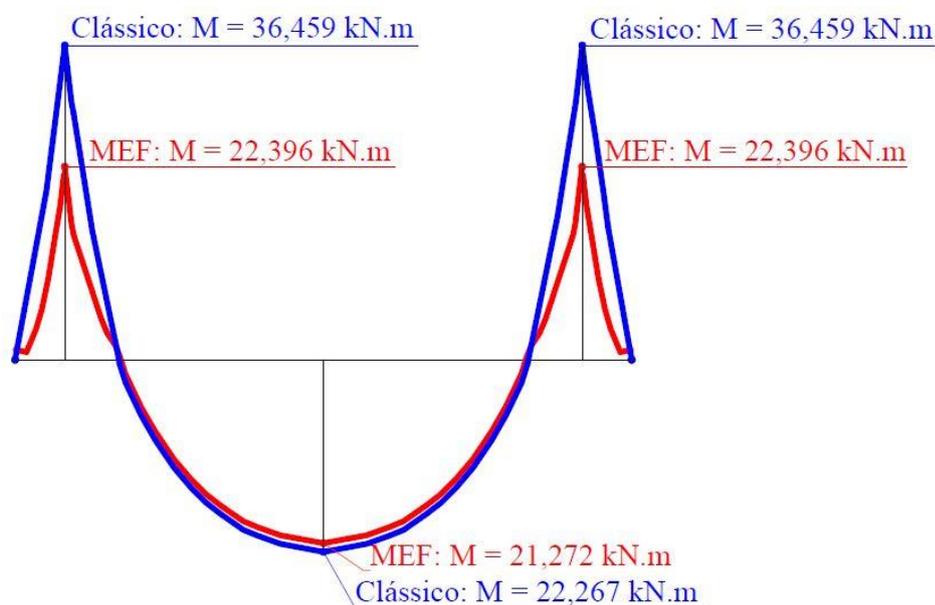
Gráfico 8 - Comparação entre os momentos fletores de cálculo obtidos através dos métodos clássicos e do Método dos Elementos Finitos



Fonte: Autor (2017).

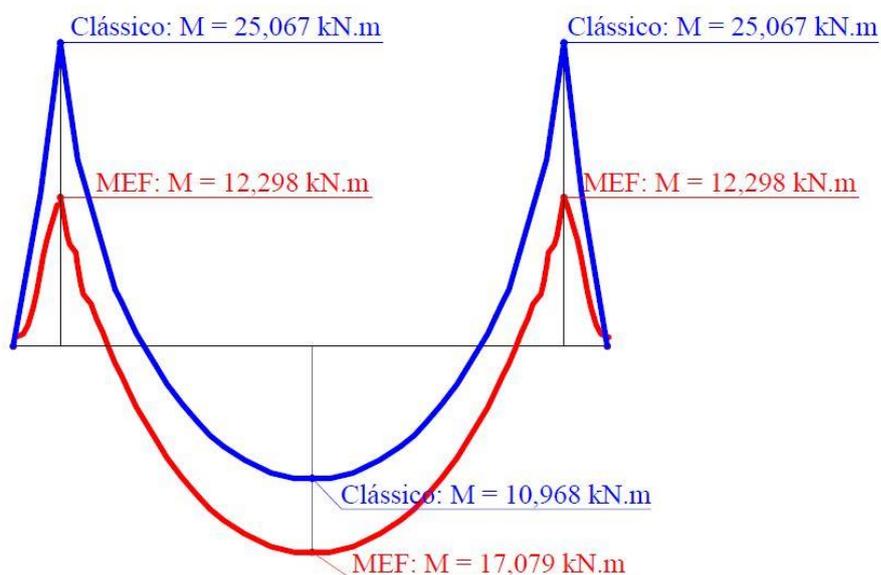
Através da análise dos momentos fletores obtidos pelos dois métodos de cálculo, verifica-se que para os momentos fletores negativos da placa do fundo obtém-se um resultado 62,79% maior utilizando os métodos clássicos. Já para o momento fletor positivo da placa do fundo o resultado obtido é 4,68% maior através dos métodos clássicos. Para a componente horizontal das paredes do reservatório (eixo x) o momento fletor positivo é 55,72% maior para o Método dos Elementos Finitos. O momento fletor negativo é 103,83% maior para o método clássico nesta seção. Para os momentos fletores positivos obtidos na componente vertical das paredes do reservatório (eixo y) verifica-se que para o Método dos Elementos Finitos obteve-se um resultado 27,49% maior. Para os momentos fletores negativos da parede, o método clássico de cálculo apresenta um valor 142,11% maior. Para a placa da tampa verifica-se que através do cálculo no ANSYS obtém-se valores de momento fletor negativo, diferentemente do observado através dos métodos clássicos. O momento fletor positivo na placa da tampa é 139,26 kN.m maior pelo método clássico. As Figuras 71, 72, 73 e 74 apresentam a sobreposição dos diagramas de momentos fletores das placas do reservatório obtidos através dos dois métodos de análise.

Figura 71 - Sobreposição dos diagramas de momentos fletores da placa do fundo



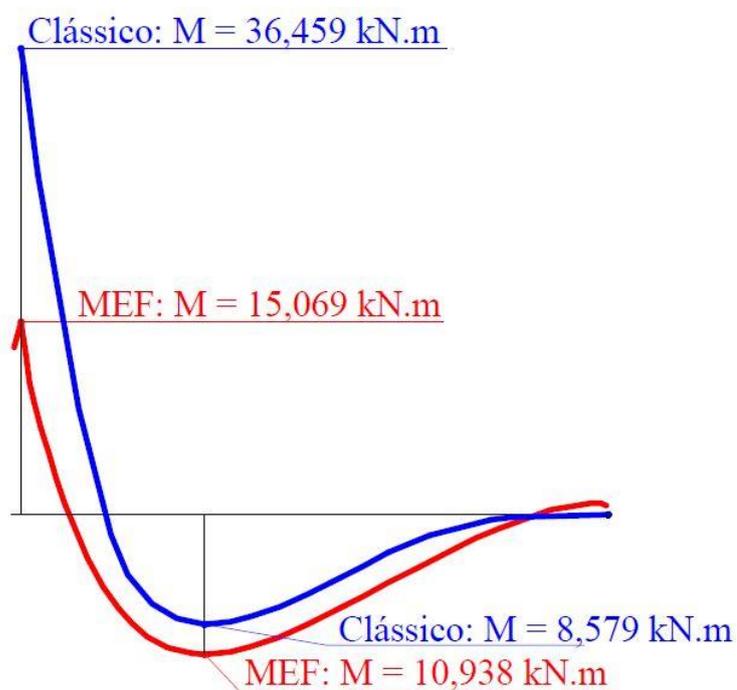
Fonte: Autor (2017).

Figura 72 - Sobreposição dos diagramas de momentos fletores das placas das paredes (eixo x)



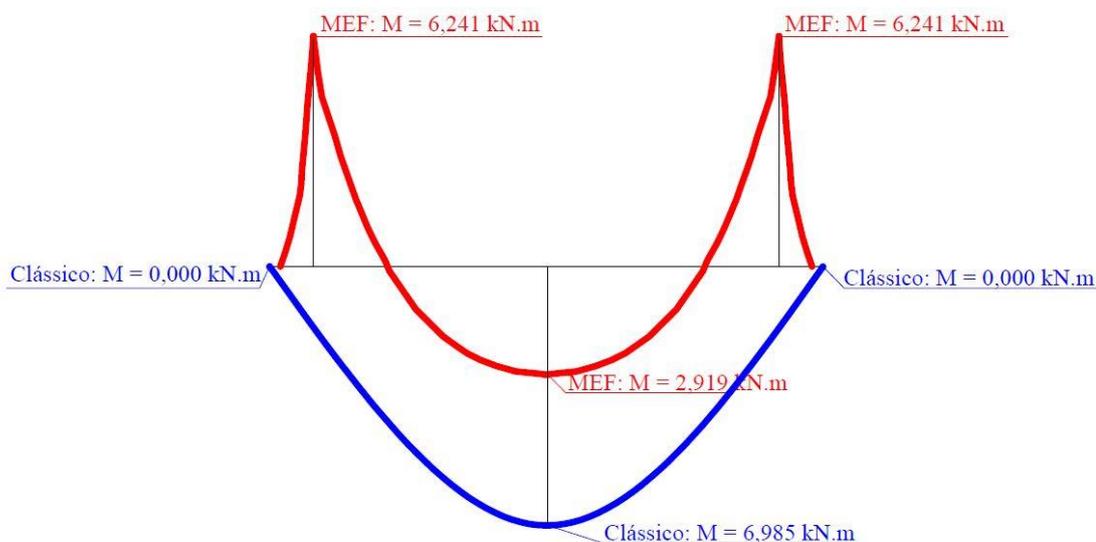
Fonte: Autor (2017).

Figura 73 - Sobreposição dos diagramas de momentos fletores das placas das paredes (eixo y)



Fonte: Autor (2017).

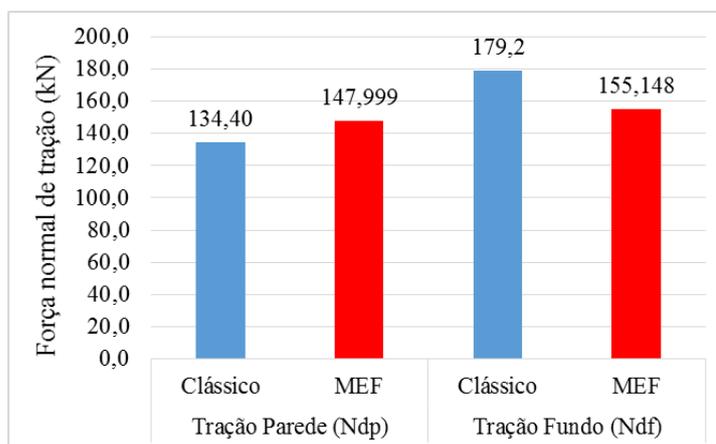
Figura 74 - Sobreposição dos diagramas de momentos fletores da placa da tampa



Fonte: Autor (2017).

O Gráfico 9 apresenta um comparativo entre os valores de força normal de tração obtidos através dos dois métodos de análise.

Gráfico 9 - Comparação entre as forças de tração de cálculo obtidas através dos métodos clássicos e do Método dos Elementos Finitos

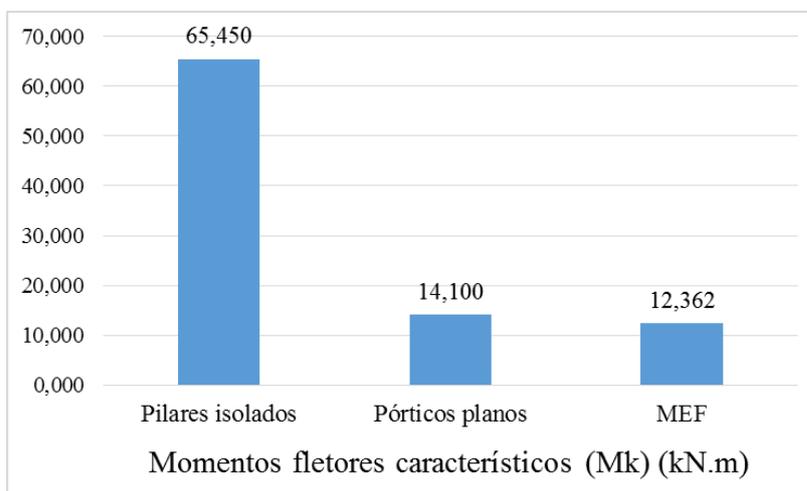


Fonte: Autor (2017).

Verifica-se que para as placas das paredes o Método dos Elementos Finitos apresenta um resultado 10,12% maior do que o método clássico. Já para a placa do fundo do reservatório o método clássico apresenta um resultado 15,50% maior do que o Método dos Elementos Finitos.

O Gráfico 10 apresenta um comparativo entre os três métodos de análise dos momentos fletores característicos na base dos pilares oriundos da ação do vento na estrutura.

Gráfico 10 - Comparativo da análise dos momentos fletores característicos na base dos pilares



Fonte: Autor (2017).

É possível verificar uma grande diferença entre os resultados obtidos através da simplificação como pilares isolados, em comparação com os outros dois métodos de análise, os quais apresentaram resultados muito semelhantes entre si.

8 CONCLUSÕES

O desenvolvimento do presente trabalho foi de extrema importância no aprofundamento do conhecimento acerca das estruturas de reservatórios em concreto armado. O correto dimensionamento e execução da estrutura de um reservatório em concreto armado evitará futuras patologias, sendo este um dos principais objetivos do engenheiro ao projetar uma estrutura: durabilidade. O trabalho também possibilitou verificar como é feita a análise para dimensionamento através de um *software* que utiliza o Método dos Elementos Finitos, a partir de uma análise tridimensional da estrutura. O Método dos Elementos Finitos é um tema incomum durante a graduação, e pode ser aplicado a qualquer tipo de estrutura.

Através da análise dos resultados obtidos é possível verificar que para a geometria analisada os métodos clássicos de cálculo tendem a apresentar resultados mais conservadores para os momentos fletores nos engastes entre placas (negativos). Já o Método dos Elementos Finitos tende a apresentar maiores valores para os momentos fletores no centro das placas (positivos). Em relação a placa da tampa, os momentos fletores nas bordas da placa (negativos) obtidos através do cálculo pelo Método dos Elementos Finitos ocorrem pois o *software* considera a situação de cálculo próxima do real, onde o elemento terá alguma vinculação com o restante da estrutura, ocasionando estas solicitações nas bordas.

A análise pelo Método dos Elementos Finitos apresenta um comportamento mais próximo do real. Na prática não existe um momento de engastamento perfeito entre as placas dos reservatórios, ao contrário do que é considerado nos métodos clássicos de cálculo, pois os momentos de engastamento são diretamente proporcionais à rigidez das placas. A diminuição dos momentos de engastamento (negativos) resulta no aumento dos momentos no centro das placas (positivos), o que foi confirmado através da análise pelo Método dos Elementos Finitos. A consideração do engastamento perfeito entre as placas pode levar ao superdimensionamento da estrutura em relação aos momentos fletores de engastamento (negativos), e a um subdimensionamento dos momentos fletores no centro das placas (positivos).

Observou-se que a não consideração dos efeitos de flexo-tração pode gerar um subdimensionamento das armaduras das placas, quando a área de aço calculada foi maior que a área de aço mínima, pois as áreas de aço obtidas no cálculo serão menores sem a consideração do efeito.

Foi possível observar que a ação do vento na estrutura gera solicitações significativas na base dos pilares. Através da análise destas solicitações, a partir dos três métodos apresentados, é possível concluir que o Método dos Elementos Finitos apresentou resultados

mais refinados do que a primeira simplificação de cálculo adotada, que considera apenas os pilares isoladamente, sendo esta portanto a mais conservadora dentre as três por não considerar as vigas e vigas-parede existentes na estrutura do reservatório resistindo à ação do vento. Em relação à segunda simplificação adotada, através da consideração de pórticos planos, verificou-se que esta apresentou valores muito semelhantes aos obtidos no Método dos Elementos Finitos. Isso se deve ao fato de que ambos os métodos consideram os pórticos da estrutura resistindo às solicitações. Isso mostra que a simplificação da estrutura como pórticos planos adotada apresenta resultados bastante confiáveis quando comparada com uma simulação tridimensional.

É possível concluir que, independentemente do método de cálculo adotado, seja pelos métodos clássicos ou pelo Método dos Elementos Finitos, o projetista deve fazer uma análise criteriosa e consciente dos resultados obtidos, afinal os métodos de cálculo são apenas ferramentas a serem utilizadas, pois os critérios de dimensionamento da estrutura serão definidos exclusivamente pelo engenheiro.

Como temas para trabalhos futuros sugere-se análise de diferentes tipos e geometrias de reservatórios em concreto armado, análise de reservatórios com a utilização de concreto protendido, análise e verificação de fissuração e deslocamentos nas placas dos reservatórios e análise através do Método dos Elementos Finitos utilizando convergência de malha.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALVES FILHO, Avelino. *Elementos Finitos: A base da tecnologia CAE*. São Paulo. Editora Érica, 2000.

ARAÚJO, José Milton. *Curso de Concreto Armado*. Vol. 4. 4ª edição. Rio Grande. Editora Dunas, 2014.

ASSAN, Aloísio Ernesto. *Método dos Elementos Finitos: primeiros passos*. Campinas. Editora da Unicamp, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR-5626:1998 - Instalação Predial de Água Fria*. Rio de Janeiro, 1998.

_____. *NBR-6118:2014 - Projeto de estruturas de concreto*. Rio de Janeiro, 2014.

_____. *NBR 6123:1988 - Forças devidas ao vento em edificações*. Rio de Janeiro, 1988.

AZEVEDO, A. F. M. *Método dos Elementos Finitos*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. 1ª Ed. Porto, 2003.

BARES, R. *Tablas para el calculo de placas y vigas pared*. Barcelona, Gustavo Gili, 1972.

COSTA, Flávio de Oliveira. *Projetos estruturais de reservatórios paralelepípedicos de concreto armado moldados in loco*. Universidade de São Paulo. São Carlos, 1998.

DONIN, Christian. *Notas de Aula da Disciplina Projeto de Estruturas de Concreto Armado* - Universidade de Santa Cruz do Sul. Santa Cruz do Sul, 2017.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. EM 1992-3. *Eurocode 2: Design of Concrete Structures - Part 3: Liquid retaining and containment structures*. June, 2006.

FUSCO, Péricles Brasiliense. *Técnica de armar as estruturas de concreto*. São Paulo. Editora PINI, 1995.

GEHO. *Estado límite de fissuración en el hormigón estructural*. Boletín núm. 16. Madrid, 1996.

GUERRIN, A. LAVAUUR, R. C. *Tratado de Concreto Armado*. Vol. 5. São Paulo. Editora Hemus Ltda, 2003.

GUIMARÃES, Ana Elisabete Paganelli. *Indicações para projeto e execução de reservatórios cilíndricos em concreto armado*. Universidade de São Paulo. São Carlos, 1995.

MONTOYA, P. J.; MESEGUER, A. G.; CABRÉ, F M.. *Hormigón Armado*. 14ª edición basada em la EHE. Barcelona, Gustavo Gili, 2000.

KALMANOK, A. S. *Manual para calculo de placas*. Montevideo: Editora Inter Ciencia, 1961.

KIRBY, R.S. et al. *Engineering in history*. New York, McGraw-Hill, 1956.

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

LEONHARDT, Fritz. MÖNNIG, Eduard. *Construções de Concreto*. Vol. 2. Rio de Janeiro, Editora Interciência, 1978.

PINHEIRO, L. M. (1994). *Concreto armado: tabelas e ábacos*. Ed. rev. São Carlos, EESC-USP.

SOUZA, V. C. M.; CUNHA, A. J. P. *Lajes em concreto Armado e protendido*. Niterói: EDUFF, 1994.

SZILARD, R. *Theory and analysis of plates: classical and numerical methods*. New Jersey: Prentice-Hall Unc, 1974.

TELES, P.C.S. *História da engenharia no Brasil (século XVI a XIX)*. São Paulo, Livros técnicos e científicos. v2, 1984.

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

APÊNDICE

Quadro 15 - Momentos fletores de cálculo na placa do fundo pelo Método dos Elementos Finitos

Nó	Face externa (Sz)	Face interna (Sz)	Md (kN.m)	Nó	Face externa (Sz)	Face interna (Sz)	Md (kN.m)	Nó	Face externa (Sz)	Face interna (Sz)	Md (kN.m)
Nó 1	51558	54078	1,048	Nó 28	61694	61646	-17,460	Nó 55	69246	69214	-16,785
Stress 1	-0,00361	0,010756		Stress 28	0,12779	-0,11166		Stress 55	0,12312	-0,10708	
Nó 2	51562	54082	0,914	Nó 29	61695	61645	-18,068	Nó 56	69247	69213	-16,040
Stress 2	-0,005632	0,0068964		Stress 29	0,13201	-0,11578		Stress 56	0,11795	-0,10203	
Nó 3	51561	54081	2,725	Nó 30	61696	61644	-18,614	Nó 57	69248	69212	-15,221
Stress 3	-0,01653	0,020842		Stress 30	0,1358	-0,11948		Stress 57	0,11227	-0,096473	
Nó 4	51560	54080	5,475	Nó 31	61697	61643	-19,096	Nó 58	69249	69211	-14,322
Stress 4	-0,032005	0,043082		Stress 31	0,13918	-0,12271		Stress 58	0,10604	-0,090381	
Nó 5	51559	54079	10,469	Nó 32	61698	61642	-19,533	Nó 59	69250	69210	-13,354
Stress 5	-0,057537	0,086035		Stress 32	0,14217	-0,12571		Stress 59	0,099225	-0,083911	
Nó 6	51553	51073	16,185	Nó 33	61699	61641	-19,911	Nó 60	69251	69209	-12,266
Stress 6	-0,097917	0,12405		Stress 33	0,1448	-0,12827		Stress 60	0,091787	-0,076432	
Nó 7	61673	61667	22,396	Nó 34	61700	61640	-20,239	Nó 61	69252	69208	-11,097
Stress 7	-0,13782	0,16932		Stress 34	0,14707	-0,13049		Stress 61	0,083688	-0,068504	
Nó 8	61674	61666	15,371	Nó 35	61701	61639	-20,519	Nó 62	69253	69207	-9,827
Stress 8	-0,10672	0,10408		Stress 35	0,14901	-0,13239		Stress 62	0,074885	-0,059885	
Nó 9	61675	61665	12,737	Nó 36	61702	61638	-20,752	Nó 63	69254	69206	-8,463
Stress 9	-0,085741	0,088937		Stress 36	0,15063	-0,13397		Stress 63	0,065535	-0,050534	
Nó 10	61676	61664	9,948	Nó 37	61703	61637	-20,942	Nó 64	69255	69205	-6,956
Stress 10	-0,06445	0,071982		Stress 37	0,15195	-0,13525		Stress 64	0,054992	-0,040402	
Nó 11	61677	61663	7,317	Nó 38	61704	61636	-21,087	Nó 65	69256	69204	-5,341
Stress 11	-0,044736	0,055615		Stress 38	0,15296	-0,13623		Stress 65	0,04381	-0,029442	
Nó 12	61678	61662	4,815	Nó 39	61705	61635	-21,190	Nó 66	69257	69203	-3,598
Stress 12	-0,026765	0,039266		Stress 39	0,15367	-0,13693		Stress 66	0,031742	-0,017601	
Nó 13	61679	61661	2,481	Nó 40	61706	61634	-21,252	Nó 67	69258	69202	-1,718
Stress 13	-0,010375	0,023647		Stress 40	0,1541	-0,13735		Stress 67	0,018737	-0,004827	
Nó 14	61680	61660	0,995	Nó 41	61627	61628	-21,272	Nó 68	69259	69201	0,995
Stress 14	0,0047307	0,0089182		Stress 41	0,15424	-0,13749		Stress 68	0,0047307	0,0089182	
Nó 15	61681	61659	-1,718	Nó 42	69233	69227	-21,252	Nó 69	69260	69200	2,481
Stress 15	0,018737	-0,004827		Stress 42	0,1541	-0,13735		Stress 69	-0,010375	0,023647	
Nó 16	61682	61658	-3,598	Nó 43	69234	69226	-21,190	Nó 70	69261	69199	4,815
Stress 16	0,031742	-0,017601		Stress 43	0,15367	-0,13693		Stress 70	-0,026765	0,039266	
Nó 17	61683	61657	-5,341	Nó 44	69235	69225	-21,087	Nó 71	69262	69198	7,317
Stress 17	0,04381	-0,029442		Stress 44	0,15296	-0,13623		Stress 71	-0,044736	0,055615	
Nó 18	61684	61656	-6,956	Nó 45	69236	69224	-20,942	Nó 72	69263	69197	9,948
Stress 18	0,054992	-0,040402		Stress 45	0,15195	-0,13525		Stress 72	-0,06445	0,071982	
Nó 19	61685	61655	-8,463	Nó 46	69237	69223	-20,752	Nó 73	69264	69196	12,737
Stress 19	0,065535	-0,050534		Stress 46	0,15063	-0,13397		Stress 73	-0,085741	0,088937	
Nó 20	61686	61654	-9,827	Nó 47	69238	69222	-20,519	Nó 74	69265	69195	15,371
Stress 20	0,074885	-0,059885		Stress 47	0,14901	-0,13239		Stress 74	-0,10672	0,10408	
Nó 21	61687	61653	-11,097	Nó 48	69239	69221	-20,239	Nó 75	69266	69194	22,396
Stress 21	0,083688	-0,068504		Stress 48	0,14707	-0,13049		Stress 75	-0,13782	0,16932	
Nó 22	61688	61652	-12,266	Nó 49	69240	69220	-19,911	Nó 76	41467	41478	16,185
Stress 22	0,091787	-0,076432		Stress 49	0,1448	-0,12827		Stress 76	-0,097917	0,12405	
Nó 23	61689	61651	-13,354	Nó 50	69241	69219	-19,533	Nó 77	41469	41482	10,469
Stress 23	0,099225	-0,083911		Stress 50	0,14217	-0,12571		Stress 77	-0,057537	0,086035	
Nó 24	61690	61650	-14,322	Nó 51	69242	69218	-19,096	Nó 78	41470	41481	5,475
Stress 24	0,10604	-0,090381		Stress 51	0,13918	-0,12271		Stress 78	-0,032005	0,043082	
Nó 25	61691	61649	-15,221	Nó 52	69243	69217	-18,614	Nó 79	41471	41480	2,725
Stress 25	0,11227	-0,096473		Stress 52	0,1358	-0,11948		Stress 79	-0,01653	0,020842	
Nó 26	61692	61648	-16,040	Nó 53	69244	69216	-18,068	Nó 80	41472	41479	0,914
Stress 26	0,11795	-0,10203		Stress 53	0,13201	-0,11578		Stress 80	-0,005632	0,0068964	
Nó 27	61693	61647	-16,785	Nó 54	69245	69215	-17,460	Nó 81	41468	41473	1,048
Stress 27	0,12312	-0,10708		Stress 54	0,12779	-0,11166		Stress 81	-0,00361	0,010756	

Fonte: Autor (2017).

Quadro 16 - Momentos fletores de cálculo nas placas laterais (eixo vertical) pelo Método dos Elementos Finitos

Nó	Face externa (Sy)	Face interna (Sy)	Md (kN.m)	Nó	Face externa (Sy)	Face interna (Sy)	Md (kN.m)	Nó	Face externa (Sy)	Face interna (Sy)	Md (kN.m)
Nó 1	54078	54073	13,100	Nó 28	183529	183538	-10,920	Nó 55	201220	201535	-4,316
Stress 1	-0,086494	0,09317		Stress 28	0,078309	-0,071453		Stress 55	0,030915	-0,028277	
Nó 2	172057	172372	15,069	Nó 29	183530	183539	-10,867	Nó 56	201221	201536	-4,022
Stress 2	-0,083632	0,12303		Stress 29	0,077908	-0,071128		Stress 56	0,028802	-0,026359	
Nó 3	172058	172373	10,351	Nó 30	183531	183540	-10,777	Nó 57	201222	201537	-3,731
Stress 3	-0,072809	0,069142		Stress 30	0,07727	-0,070529		Stress 57	0,026711	-0,02446	
Nó 4	172059	172374	8,302	Nó 31	183308	183307	-10,654	Nó 58	201223	201538	-3,442
Stress 4	-0,057731	0,05613		Stress 31	0,076424	-0,069693		Stress 58	0,024632	-0,022575	
Nó 5	172060	172375	6,171	Nó 32	196897	197212	-10,507	Nó 59	201224	201539	-3,155
Stress 5	-0,041823	0,042813		Stress 32	0,075403	-0,068698		Stress 59	0,022559	-0,020707	
Nó 6	172061	172376	4,195	Nó 33	196898	197213	-10,344	Nó 60	201225	201540	-2,864
Stress 6	-0,026978	0,03056		Stress 33	0,074241	-0,067618		Stress 60	0,020494	-0,018788	
Nó 7	172062	172377	2,358	Nó 34	196899	197214	-10,168	Nó 61	200953	200988	-2,573
Stress 7	-0,013757	0,018584		Stress 34	0,072961	-0,066489		Stress 61	0,018449	-0,01684	
Nó 8	172063	172378	0,682	Nó 35	196900	297215	-9,977	Nó 62	208417	208732	-2,287
Stress 8	-0,002006	0,0073441		Stress 35	0,071575	-0,065249		Stress 62	0,016444	-0,014925	
Nó 9	172064	172379	-0,843	Nó 36	196901	197216	-9,785	Nó 63	208418	208733	-2,013
Stress 9	0,0085168	-0,003046		Stress 36	0,070288	-0,063911		Stress 63	0,0145	-0,013108	
Nó 10	172065	172380	-2,218	Nó 37	196902	197217	-9,550	Nó 64	208419	208734	-1,753
Stress 10	0,01799	-0,012433		Stress 37	0,068497	-0,062479		Stress 64	0,012629	-0,011411	
Nó 11	171793	171828	-3,454	Nó 38	196903	197218	-9,315	Nó 65	208420	208735	-1,502
Stress 11	0,026526	-0,020848		Stress 38	0,066798	-0,060957		Stress 65	0,010834	-0,009765	
Nó 12	178897	179212	-4,564	Nó 39	196904	197219	-9,067	Nó 66	208421	208736	-1,260
Stress 12	0,034207	-0,02839		Stress 39	0,064993	-0,059355		Stress 66	0,0091078	-0,008173	
Nó 13	178898	179213	-5,562	Nó 40	196905	197220	-8,801	Nó 67	208422	208737	-1,026
Stress 13	0,041104	-0,035173		Stress 40	0,063088	-0,057608		Stress 67	0,0074407	-0,006634	
Nó 14	178899	179214	-6,456	Nó 41	196633	196668	-8,520	Nó 68	208423	208738	-0,800
Stress 14	0,047274	-0,041272		Stress 41	0,061103	-0,055744		Stress 68	0,0058224	-0,005144	
Nó 15	178900	179215	-7,250	Nó 42	199057	199372	-8,232	Nó 69	208424	208739	-0,580
Stress 15	0,052764	-0,046667		Stress 42	0,059062	-0,053829		Stress 69	0,0042472	-0,003707	
Nó 16	178901	179216	-7,949	Nó 43	199058	199373	-7,942	Nó 70	208425	208740	-0,363
Stress 16	0,057609	-0,051408		Stress 43	0,056989	-0,051931		Stress 70	0,002718	-0,002255	
Nó 17	178902	179217	-8,559	Nó 44	199059	199374	-7,655	Nó 71	208153	208188	-0,150
Stress 17	0,061841	-0,055538		Stress 44	0,054902	-0,050076		Stress 71	0,0012486	-0,000813	
Nó 18	178903	179218	-9,084	Nó 45	199060	199375	-7,365	Nó 72	210577	210892	0,051
Stress 18	0,065488	-0,059096		Stress 45	0,052804	-0,048197		Stress 72	-0,000139	0,0005548	
Nó 19	178904	179219	-9,531	Nó 46	199061	199376	-7,072	Nó 73	210578	210893	0,234
Stress 19	0,068581	-0,062124		Stress 46	0,050693	-0,046298		Stress 73	-0,001424	0,001783	
Nó 20	178905	179220	-9,896	Nó 47	199062	199377	-6,777	Nó 74	210579	210894	0,396
Stress 20	0,071159	-0,064552		Stress 47	0,048559	-0,044379		Stress 74	-0,002589	0,0028457	
Nó 21	178633	178668	-10,195	Nó 48	199063	199378	-6,477	Nó 75	210580	210895	0,543
Stress 21	0,073265	-0,066556		Stress 48	0,046395	-0,042438		Stress 75	-0,003631	0,00381	
Nó 22	183523	183532	-10,432	Nó 49	199064	199379	-6,174	Nó 76	210581	210896	0,672
Stress 22	0,074952	-0,068114		Stress 49	0,044196	-0,040478		Stress 76	-0,00455	0,0046709	
Nó 23	183524	183533	-10,619	Nó 50	199065	199380	-5,862	Nó 77	210582	210897	0,786
Stress 23	0,076269	-0,069358		Stress 50	0,041965	-0,038433		Stress 77	-0,005349	0,0054267	
Nó 24	183525	183534	-10,762	Nó 51	198793	198828	-5,545	Nó 78	210583	210898	0,879
Stress 24	0,077256	-0,070341		Stress 51	0,039716	-0,036324		Stress 78	-0,006004	0,0060501	
Nó 25	183526	183535	-10,861	Nó 52	201217	201532	-5,227	Nó 79	210584	210899	0,915
Stress 25	0,077939	-0,071018		Stress 52	0,03747	-0,034216		Stress 79	-0,006262	0,0062911	
Nó 26	183527	183536	-10,919	Nó 53	201218	201533	-4,916	Nó 80	210585	210900	0,864
Stress 26	0,078335	-0,071417		Stress 53	0,035247	-0,032172		Stress 80	-0,005921	0,0059313	
Nó 27	183528	183537	-10,938	Nó 54	201219	201534	-4,614	Nó 81	210313	210348	0,730
Stress 27	0,078456	-0,071556		Stress 54	0,033061	-0,030215		Stress 81	-0,004971	0,005044	

Fonte: Autor (2017).

Quadro 17 - Momentos fletores de cálculo nas placas laterais (eixo horizontal) pelo Método dos Elementos Finitos

Nó	Face externa (Sx)	Face interna (Sx)	Md (kN.m)	Nó	Face externa (Sx)	Face interna (Sx)	Md (kN.m)	Nó	Face externa (Sx)	Face interna (Sx)	Md (kN.m)
Nó 1	207570	207480	0,720	Nó 28	203502	203934	-13,751	Nó 55	197094	197382	-13,195
Stress 1	-0,002553	0,0073219		Stress 28	0,096206	-0,092383		Stress 55	0,092356	-0,088599	
Nó 2	207606	207489	0,863	Nó 29	203493	203943	-14,261	Nó 56	197085	197391	-12,589
Stress 2	-0,007388	0,0044463		Stress 29	0,099731	-0,095843		Stress 56	0,088172	-0,08448	
Nó 3	207597	207498	2,623	Nó 30	203484	203952	-14,724	Nó 57	197076	197400	-11,934
Stress 3	-0,022633	0,013343		Stress 30	0,10294	-0,098987		Stress 57	0,083643	-0,080019	
Nó 4	207588	207507	5,061	Nó 31	203475	203961	-15,143	Nó 58	197067	197409	-11,225
Stress 4	-0,042123	0,027279		Stress 31	0,10584	-0,10183		Stress 58	0,078759	-0,075186	
Nó 5	207579	207516	8,254	Nó 32	203466	203970	-15,518	Nó 59	197058	197418	-10,463
Stress 5	-0,058856	0,054347		Stress 32	0,10845	-0,10437		Stress 59	0,073508	-0,069986	
Nó 6	203385	203700	10,469	Nó 33	203457	203979	-15,851	Nó 60	197049	197427	-9,645
Stress 6	-0,067826	0,07575		Stress 33	0,11076	-0,10662		Stress 60	0,067879	-0,06644	
Nó 7	203691	203745	12,298	Nó 34	203448	203988	-16,142	Nó 61	197040	197436	-8,770
Stress 7	-0,067685	0,10097		Stress 34	0,11278	-0,1086		Stress 61	0,061859	-0,058414	
Nó 8	203682	203754	8,529	Nó 35	203439	203997	-16,392	Nó 62	197031	197445	-7,835
Stress 8	-0,060174	0,0568		Stress 35	0,11452	-0,11029		Stress 62	0,055435	-0,052012	
Nó 9	203675	203763	7,783	Nó 36	203430	204006	-16,604	Nó 63	197022	197454	-6,838
Stress 9	-0,059861	0,046877		Stress 36	0,11599	-0,11172		Stress 63	0,048594	-0,04518	
Nó 10	203664	203772	4,417	Nó 37	203421	204015	-16,775	Nó 64	197013	197463	-5,777
Stress 10	-0,035852	0,02473		Stress 37	0,11718	-0,11288		Stress 64	0,041323	-0,037902	
Nó 11	203655	203781	3,625	Nó 38	203412	204024	-16,909	Nó 65	197004	197472	-4,650
Stress 11	-0,023633	0,026079		Stress 38	0,11811	-0,11378		Stress 65	0,033609	-0,03016	
Nó 12	203646	203790	2,053	Nó 39	203403	204033	-17,003	Nó 66	196995	197481	-3,455
Stress 12	-0,012398	0,01576		Stress 39	0,11877	-0,11442		Stress 66	0,025441	-0,021937	
Nó 13	203637	203799	0,563	Nó 40	203394	204042	-17,060	Nó 67	196986	197490	-2,189
Stress 13	-0,002028	0,0056903		Stress 40	0,11916	-0,1148		Stress 67	0,016801	-0,013219	
Nó 14	203628	203808	-0,851	Nó 41	196905	197220	-17,079	Nó 68	196977	197499	-0,851
Stress 14	0,0076633	-0,004002		Stress 41	0,11929	-0,11493		Stress 68	0,0076633	-0,004002	
Nó 15	203619	203817	-2,189	Nó 42	197211	197265	-17,060	Nó 69	196968	197508	0,563
Stress 15	0,016801	-0,013219		Stress 42	0,11916	-0,1148		Stress 69	-0,002028	0,0056903	
Nó 16	203610	203826	-3,455	Nó 43	197202	197274	-17,003	Nó 70	196959	197517	2,053
Stress 16	0,025441	-0,021937		Stress 43	0,11877	-0,11442		Stress 70	-0,012398	0,01576	
Nó 17	203601	203835	-4,650	Nó 44	197193	197283	-16,909	Nó 71	196950	197526	3,625
Stress 17	0,033609	-0,03016		Stress 44	0,11811	-0,11378		Stress 71	-0,023633	0,026079	
Nó 18	203592	203844	-5,777	Nó 45	197184	197292	-16,775	Nó 72	196941	197535	4,417
Stress 18	0,041323	-0,037902		Stress 45	0,11718	-0,11288		Stress 72	-0,035852	0,02473	
Nó 19	203583	203853	-6,838	Nó 46	197175	197301	-16,604	Nó 73	196932	197544	7,783
Stress 19	0,048594	-0,04518		Stress 46	0,11599	-0,11172		Stress 73	-0,059861	0,046877	
Nó 20	203574	203862	-7,835	Nó 47	197166	197310	-16,392	Nó 74	196923	197553	8,529
Stress 20	0,055435	-0,052012		Stress 47	0,11452	-0,11029		Stress 74	-0,060174	0,0568	
Nó 21	203565	203871	-8,770	Nó 48	197157	197319	-16,142	Nó 75	196914	197562	12,298
Stress 21	0,061859	-0,058414		Stress 48	0,11278	-0,1086		Stress 75	-0,067685	0,10097	
Nó 22	203556	203880	-9,645	Nó 49	197148	197328	-15,851	Nó 76	151410	149700	10,469
Stress 22	0,067879	-0,0644		Stress 49	0,11076	-0,10662		Stress 76	-0,067826	0,07575	
Nó 23	203547	203889	-10,463	Nó 50	197139	197337	-15,518	Nó 77	151446	149736	8,254
Stress 23	0,073508	-0,069986		Stress 50	0,10845	-0,10437		Stress 77	-0,058856	0,054347	
Nó 24	203538	203898	-11,225	Nó 51	197130	197346	-15,143	Nó 78	151437	149727	5,061
Stress 24	0,078759	-0,075186		Stress 51	0,10584	-0,10183		Stress 78	-0,042123	0,027279	
Nó 25	203529	203907	-11,934	Nó 52	197121	197355	-14,724	Nó 79	151428	149718	2,623
Stress 25	0,083643	-0,080019		Stress 52	0,10294	-0,098987		Stress 79	-0,022633	0,013343	
Nó 26	203520	203916	-12,589	Nó 53	197112	197364	-14,261	Nó 80	151419	149709	0,863
Stress 26	0,088172	-0,08448		Stress 53	0,099731	-0,095843		Stress 80	-0,007388	0,0044463	
Nó 27	203511	203925	-13,195	Nó 54	197103	197373	-13,751	Nó 81	151365	149385	0,720
Stress 27	0,092356	-0,088599		Stress 54	0,096206	-0,092383		Stress 81	-0,002553	0,0073219	

Fonte: Autor (2017).

Quadro 18 - Momentos fletores de cálculo na placa da tampa pelo Método dos Elementos Finitos

Nó	Face externa (Sz)	Face interna (Sz)	Md (kN.m)	Nó	Face externa (Sz)	Face interna (Sz)	Md (kN.m)	Nó	Face externa (Sz)	Face interna (Sz)	Md (kN.m)
Nó 1	247	207	-0,036	Nó 28	3702	542	-2,194	Nó 55	3675	515	-2,063
Stress 1	0,0011473	0,0019161		Stress 28	-0,026262	0,02076		Stress 55	-0,024915	0,019291	
Nó 2	3728	568	-0,054	Nó 29	3701	541	-2,312	Nó 56	3674	514	-1,917
Stress 2	0,003478	0,0046424		Stress 29	-0,027468	0,022079		Stress 56	-0,023414	0,017662	
Nó 3	3727	567	0,492	Nó 30	3700	540	-2,430	Nó 57	3673	513	-1,755
Stress 3	0,011868	0,0013358		Stress 30	-0,028542	0,023528		Stress 57	-0,02175	0,015862	
Nó 4	3726	566	1,215	Nó 31	3699	539	-2,511	Nó 58	3672	512	-1,577
Stress 4	0,024453	-0,001573		Stress 31	-0,029492	0,024306		Stress 58	-0,019909	0,013879	
Nó 5	3725	565	2,146	Nó 32	3698	538	-2,593	Nó 59	3671	511	-1,380
Stress 5	0,0375	-0,008493		Stress 32	-0,030328	0,025231		Stress 59	-0,017878	0,0117	
Nó 6	3724	564	4,446	Nó 33	3697	537	-2,664	Nó 60	3670	510	-1,211
Stress 6	0,046954	-0,048326		Stress 33	-0,031056	0,026039		Stress 60	-0,016642	0,0093109	
Nó 7	3723	563	6,241	Nó 34	3696	536	-2,726	Nó 61	3669	509	-0,928
Stress 7	0,050197	-0,083542		Stress 34	-0,031684	0,026737		Stress 61	-0,013188	0,006697	
Nó 8	3722	562	4,749	Nó 35	3695	535	-2,779	Nó 62	3668	508	-0,669
Stress 8	0,047499	-0,054267		Stress 35	-0,032216	0,027331		Stress 62	-0,010497	0,0038428	
Nó 9	3721	561	4,154	Nó 36	3694	534	-2,823	Nó 63	3667	507	-0,387
Stress 9	0,041338	-0,047667		Stress 36	-0,032658	0,027826		Stress 63	-0,007553	0,0007318	
Nó 10	3720	560	3,528	Nó 37	3693	533	-2,858	Nó 64	3666	506	-0,079
Stress 10	0,034226	-0,041381		Stress 37	-0,033014	0,028225		Stress 64	-0,004339	-0,002654	
Nó 11	3719	559	2,950	Nó 38	3692	532	-2,885	Nó 65	3665	505	0,257
Stress 11	0,027652	-0,035559		Stress 38	-0,033287	0,028532		Stress 65	-0,000834	-0,006332	
Nó 12	3718	558	2,408	Nó 39	3691	531	-2,904	Nó 66	3664	504	0,621
Stress 12	0,021784	-0,029814		Stress 39	-0,03348	0,028749		Stress 66	0,00298	-0,010323	
Nó 13	3717	557	1,908	Nó 40	3690	530	-2,916	Nó 67	3663	503	1,016
Stress 13	0,016486	-0,024392		Stress 40	-0,033596	0,028879		Stress 67	0,0071235	-0,014648	
Nó 14	3716	556	1,444	Nó 41	3689	529	-2,919	Nó 68	3662	502	1,444
Stress 14	0,011616	-0,019331		Stress 41	-0,033634	0,028922		Stress 68	0,011616	-0,019331	
Nó 15	3715	555	1,016	Nó 42	3688	528	-2,916	Nó 69	3661	501	1,908
Stress 15	0,0071235	-0,014648		Stress 42	-0,033596	0,028879		Stress 69	0,016486	-0,024392	
Nó 16	3714	554	0,621	Nó 43	3687	527	-2,904	Nó 70	3660	500	2,408
Stress 16	0,00298	-0,010323		Stress 43	-0,03348	0,028749		Stress 70	0,021784	-0,029814	
Nó 17	3713	553	0,257	Nó 44	3686	526	-2,885	Nó 71	3659	499	2,950
Stress 17	-0,000834	-0,006332		Stress 44	-0,033287	0,028532		Stress 71	0,027652	-0,035559	
Nó 18	3712	552	-0,079	Nó 45	3685	525	-2,858	Nó 72	3658	498	3,528
Stress 18	-0,004339	-0,002654		Stress 45	-0,033014	0,028225		Stress 72	0,034226	-0,041381	
Nó 19	3711	551	-0,387	Nó 46	3684	524	-2,823	Nó 73	3657	497	4,154
Stress 19	-0,007553	0,0007318		Stress 46	-0,032658	0,027826		Stress 73	0,041338	-0,047667	
Nó 20	3710	550	-0,669	Nó 47	3683	523	-2,779	Nó 74	3656	496	4,749
Stress 20	-0,010497	0,0038428		Stress 47	-0,032216	0,027331		Stress 74	0,047499	-0,054267	
Nó 21	3709	549	-0,928	Nó 48	3682	522	-2,726	Nó 75	3655	495	6,241
Stress 21	-0,013188	0,006697		Stress 48	-0,031684	0,026737		Stress 75	0,050197	-0,083542	
Nó 22	3708	548	-1,211	Nó 49	3681	521	-2,664	Nó 76	3654	494	4,446
Stress 22	-0,016642	0,0093109		Stress 49	-0,031056	0,026039		Stress 76	0,046954	-0,048326	
Nó 23	3707	547	-1,380	Nó 50	3680	520	-2,593	Nó 77	3653	493	2,146
Stress 23	-0,017878	0,0117		Stress 50	-0,030328	0,025231		Stress 77	0,0375	-0,008493	
Nó 24	3706	546	-1,577	Nó 51	3679	519	-2,511	Nó 78	3652	492	1,215
Stress 24	-0,019909	0,013879		Stress 51	-0,029492	0,024306		Stress 78	0,024453	-0,001573	
Nó 25	3705	545	-1,755	Nó 52	3678	518	-2,430	Nó 79	3651	491	0,492
Stress 25	-0,02175	0,015862		Stress 52	-0,028542	0,023528		Stress 79	0,011868	0,0013358	
Nó 26	3704	544	-1,917	Nó 53	3677	517	-2,312	Nó 80	3650	490	-0,054
Stress 26	-0,023414	0,017662		Stress 53	-0,027468	0,022079		Stress 80	0,003478	0,0046424	
Nó 27	3703	543	-2,063	Nó 54	3676	516	-2,194	Nó 81	6	489	-0,036
Stress 27	-0,024915	0,019291		Stress 54	-0,026262	0,02076		Stress 81	0,0011473	0,0019161	

Fonte: Autor (2017).

Quadro 19 - Cálculo da força normal de tração na placa do fundo pelo Método dos Elementos Finitos

Nó	Face externa (Sx)	Face interna (Sx)	Nd (kN)	Nó	Face externa (Sx)	Face interna (Sx)	Nd (kN)	Nó	Face externa (Sx)	Face interna (Sx)	Nd (kN)
Nó 1	51558	54078	0,394	Nó 28	61694	61646	1,990	Nó 55	69246	69214	1,933
Stress 1	0,0005382	0,0057704		Stress 28	0,020538	0,011303		Stress 55	0,02027	0,010664	
Nó 2	51562	54082	0,471	Nó 29	61695	61645	2,044	Nó 56	69247	69213	1,870
Stress 2	0,0003307	0,0071988		Stress 29	0,020777	0,011926		Stress 56	0,01997	0,0099528	
Nó 3	51561	54081	0,189	Nó 30	61696	61644	2,094	Nó 57	69248	69212	1,804
Stress 3	0,0005775	0,0024485		Stress 30	0,020989	0,012511		Stress 57	0,019638	0,0092327	
Nó 4	51560	54080	0,076	Nó 31	61697	61643	2,139	Nó 58	69249	69211	1,735
Stress 4	0,0008251	-0,002048		Stress 31	0,021175	0,013054		Stress 58	0,019272	0,0084867	
Nó 5	51559	54079	0,437	Nó 32	61698	61642	2,183	Nó 59	69250	69210	1,662
Stress 5	0,0019176	-0,008905		Stress 32	0,021373	0,013555		Stress 59	0,018871	0,0077181	
Nó 6	51553	54073	0,324	Nó 33	61699	61641	2,218	Nó 60	69251	69209	1,548
Stress 6	0,0015474	0,0005351		Stress 33	0,021477	0,014009		Stress 60	0,018433	0,0063301	
Nó 7	61673	61667	0,172	Nó 34	61700	61640	2,251	Nó 61	69252	69208	1,505
Stress 7	0,0075195	-0,010271		Stress 34	0,021597	0,014415		Stress 61	0,017954	0,0061261	
Nó 8	61674	61666	0,283	Nó 35	61701	61639	2,279	Nó 62	69253	69207	1,422
Stress 8	0,0089343	-0,004401		Stress 35	0,021697	0,014771		Stress 62	0,017447	0,0053093	
Nó 9	61675	61665	0,366	Nó 36	61702	61638	2,303	Nó 63	69254	69206	1,336
Stress 9	0,0099442	-0,004092		Stress 36	0,02178	0,015075		Stress 63	0,0169	0,0044827	
Nó 10	61676	61664	0,489	Nó 37	61703	61637	2,323	Nó 64	69255	69205	1,248
Stress 10	0,010721	-0,002898		Stress 37	0,021846	0,015326		Stress 64	0,016317	0,0036493	
Nó 11	61677	61663	0,584	Nó 38	61704	61636	2,339	Nó 65	69256	69204	1,157
Stress 11	0,011488	-0,002151		Stress 38	0,021896	0,015522		Stress 65	0,0157	0,0028121	
Nó 12	61678	61662	0,682	Nó 39	61705	61635	2,350	Nó 66	69257	69203	1,064
Stress 12	0,012239	-0,001328		Stress 39	0,021931	0,015663		Stress 66	0,015053	0,0019737	
Nó 13	61679	61661	0,778	Nó 40	61706	61634	2,356	Nó 67	69258	69202	0,970
Stress 13	0,012966	-0,00052		Stress 40	0,021952	0,01574		Stress 67	0,014378	0,0011369	
Nó 14	61680	61660	0,874	Nó 41	61627	61628	2,336	Nó 68	69259	69201	0,874
Stress 14	0,013681	0,0003054		Stress 41	0,021959	0,015424		Stress 68	0,013681	0,0003054	
Nó 15	61681	61659	0,970	Nó 42	69233	69227	2,356	Nó 69	69260	69200	0,778
Stress 15	0,014378	0,0011369		Stress 42	0,021952	0,01574		Stress 69	0,012966	-0,00052	
Nó 16	61682	61658	1,064	Nó 43	69234	69226	2,350	Nó 70	69261	69199	0,682
Stress 16	0,015053	0,0019737		Stress 43	0,021931	0,015663		Stress 70	0,012239	-0,001328	
Nó 17	61683	61657	1,157	Nó 44	69235	69225	2,339	Nó 71	69262	69198	0,584
Stress 17	0,0157	0,0028121		Stress 44	0,021896	0,015522		Stress 71	0,011488	-0,002151	
Nó 18	61684	61656	1,248	Nó 45	69236	69224	2,323	Nó 72	69263	69197	0,489
Stress 18	0,016317	0,0036493		Stress 45	0,021846	0,015326		Stress 72	0,010721	-0,002898	
Nó 19	61685	61655	1,336	Nó 46	69237	69223	2,303	Nó 73	69264	69196	0,366
Stress 19	0,0169	0,0044827		Stress 46	0,02178	0,015075		Stress 73	0,0099442	-0,004092	
Nó 20	61686	61654	1,422	Nó 47	69238	69222	2,279	Nó 74	69265	69195	0,283
Stress 20	0,017447	0,0053093		Stress 47	0,021697	0,014771		Stress 74	0,0089343	-0,004401	
Nó 21	61687	61653	1,505	Nó 48	69239	69221	2,251	Nó 75	69266	69194	0,172
Stress 21	0,017954	0,0061261		Stress 48	0,021597	0,014415		Stress 75	0,0075195	-0,010271	
Nó 22	61688	61652	1,548	Nó 49	69240	69220	2,218	Nó 76	41467	41478	0,324
Stress 22	0,018433	0,0063301		Stress 49	0,021477	0,014009		Stress 76	0,0015474	0,0005351	
Nó 23	61689	61651	1,662	Nó 50	69241	69219	2,183	Nó 77	41469	41482	0,437
Stress 23	0,018871	0,0077181		Stress 50	0,021373	0,013555		Stress 77	0,0019176	-0,008905	
Nó 24	61690	61650	1,735	Nó 51	69242	69218	2,139	Nó 78	41470	41481	0,076
Stress 24	0,019272	0,0084867		Stress 51	0,021175	0,013054		Stress 78	0,0008251	-0,002048	
Nó 25	61691	61649	1,804	Nó 52	69243	69217	2,094	Nó 79	41471	41480	0,189
Stress 25	0,019638	0,0092327		Stress 52	0,020989	0,012511		Stress 79	0,0005775	0,0024485	
Nó 26	61692	61648	1,870	Nó 53	69244	69216	2,044	Nó 80	41472	41479	0,471
Stress 26	0,01997	0,0099528		Stress 53	0,020777	0,011926		Stress 80	0,0003307	0,0071988	
Nó 27	61693	61647	1,933	Nó 54	69245	69215	1,990	Nó 81	41468	41473	0,394
Stress 27	0,02027	0,010664		Stress 54	0,020538	0,011303		Stress 81	0,0005382	0,0057704	

Fonte: Autor (2017).

Quadro 20 - Cálculo da força normal de tração nas placas laterais pelo Método dos Elementos Finitos

Nó	Face externa (Sx)	Face interna (Sx)	Nd (kN)	Nó	Face externa (Sx)	Face interna (Sx)	Nd (kN)	Nó	Face externa (Sx)	Face interna (Sx)	Nd (kN)
Nó 1	54078	54073	0,394	Nó 28	183529	183538	1,559	Nó 55	201220	201535	1,555
Stress 1	0,0057704	0,0005351		Stress 28	-0,006372	0,031315		Stress 55	-0,03378	0,058664	
Nó 2	172057	172372	0,200	Nó 29	183530	183539	1,584	Nó 56	201221	201536	1,539
Stress 2	0,0062315	-0,009434		Stress 29	-0,007338	0,032675		Stress 56	-0,03468	0,05931	
Nó 3	172058	172373	0,186	Nó 30	183531	183540	1,606	Nó 57	201222	201537	1,523
Stress 3	0,0063604	-0,003382		Stress 30	-0,008324	0,034013		Stress 57	-0,035564	0,059936	
Nó 4	172059	172374	0,233	Nó 31	183308	183307	1,625	Nó 58	201223	201538	1,507
Stress 4	0,0062946	-0,002561		Stress 31	-0,009327	0,035329		Stress 58	-0,036433	0,060542	
Nó 5	172060	172375	0,182	Nó 32	196897	197212	1,642	Nó 59	201224	201539	1,490
Stress 5	0,0061713	-0,009085		Stress 32	-0,010346	0,03662		Stress 59	-0,037286	0,06113	
Nó 6	172061	172376	0,394	Nó 33	196898	197213	1,657	Nó 60	201225	201540	1,474
Stress 6	0,0060001	0,0003028		Stress 33	-0,011378	0,037887		Stress 60	-0,038122	0,061701	
Nó 7	172062	172377	0,464	Nó 34	196899	197214	1,669	Nó 61	200953	200988	1,457
Stress 7	0,0058233	0,0015996		Stress 34	-0,01242	0,039128		Stress 61	-0,038942	0,062256	
Nó 8	172063	172378	0,531	Nó 35	196900	197215	1,679	Nó 62	208417	208732	1,441
Stress 8	0,0056115	0,0028903		Stress 35	-0,01347	0,040341		Stress 62	-0,039745	0,062796	
Nó 9	172064	172379	0,600	Nó 36	196901	197216	1,688	Nó 63	208418	208733	1,424
Stress 9	0,0053806	0,0042131		Stress 36	-0,014527	0,041527		Stress 63	-0,040531	0,063322	
Nó 10	172065	172380	0,668	Nó 37	196902	197217	1,694	Nó 64	208419	208734	1,408
Stress 10	0,0051219	0,0055592		Stress 37	-0,015588	0,042684		Stress 64	-0,0413	0,063835	
Nó 11	171793	171828	0,735	Nó 38	196903	197218	1,698	Nó 65	208420	208735	1,365
Stress 11	0,0048315	0,006929		Stress 38	-0,016652	0,043813		Stress 65	-0,042505	0,064337	
Nó 12	178897	179212	0,801	Nó 39	196904	197219	1,700	Nó 66	208421	208736	1,378
Stress 12	0,0045044	0,0083194		Stress 39	-0,017716	0,044913		Stress 66	-0,042783	0,064829	
Nó 13	178898	179213	0,867	Nó 40	196905	197220	1,700	Nó 67	208422	208737	1,363
Stress 13	0,0041371	0,0097281		Stress 40	-0,018779	0,045983		Stress 67	-0,043497	0,065312	
Nó 14	178899	179214	0,930	Nó 41	196633	196668	1,699	Nó 68	208423	208738	1,350
Stress 14	0,0037272	0,011153		Stress 41	-0,01984	0,047024		Stress 68	-0,044191	0,065788	
Nó 15	178900	179215	0,991	Nó 42	199057	199372	1,696	Nó 69	208424	208739	1,337
Stress 15	0,0032732	0,01259		Stress 42	-0,020897	0,048035		Stress 69	-0,044866	0,066258	
Nó 16	178901	179216	1,051	Nó 43	199058	199373	1,692	Nó 70	208425	208740	1,325
Stress 16	0,0027742	0,014039		Stress 43	-0,021948	0,049017		Stress 70	-0,045521	0,066723	
Nó 17	178902	179217	1,108	Nó 44	199059	199374	1,686	Nó 71	208153	208188	1,314
Stress 17	0,0022301	0,015496		Stress 44	-0,022993	0,04997		Stress 71	-0,046154	0,067184	
Nó 18	178903	179218	1,162	Nó 45	199060	199375	1,679	Nó 72	210577	210892	1,305
Stress 18	0,0016413	0,016958		Stress 45	-0,024209	0,050894		Stress 72	-0,046765	0,067644	
Nó 19	178904	179219	1,214	Nó 46	199061	199376	1,671	Nó 73	210578	210893	1,297
Stress 19	0,0010085	0,018422		Stress 46	-0,025057	0,05179		Stress 73	-0,047352	0,068103	
Nó 20	178905	179220	1,264	Nó 47	199062	199377	1,662	Nó 74	210579	210894	1,291
Stress 20	0,0003332	0,019887		Stress 47	-0,026076	0,052675		Stress 74	-0,047913	0,068561	
Nó 21	178633	178668	1,310	Nó 48	199063	199378	1,651	Nó 75	210580	210895	1,286
Stress 21	-0,000383	0,021349		Stress 48	-0,027083	0,053497		Stress 75	-0,048443	0,069018	
Nó 22	183523	183532	1,354	Nó 49	199064	199379	1,639	Nó 76	210581	210896	1,283
Stress 22	-0,001139	0,022807		Stress 49	-0,028079	0,05431		Stress 76	-0,048938	0,069469	
Nó 23	183524	183533	1,395	Nó 50	199065	199380	1,627	Nó 77	210582	210897	1,283
Stress 23	-0,001932	0,024256		Stress 50	-0,029063	0,055097		Stress 77	-0,049386	0,069909	
Nó 24	183525	183534	1,434	Nó 51	198793	198828	1,614	Nó 78	210583	210898	1,285
Stress 24	-0,00276	0,025696		Stress 51	-0,030034	0,055859		Stress 78	-0,04976	0,070312	
Nó 25	183526	183535	1,469	Nó 52	201217	201532	1,600	Nó 79	210584	210899	1,289
Stress 25	-0,00362	0,027124		Stress 52	-0,030992	0,056595		Stress 79	-0,050017	0,070639	
Nó 26	183527	183536	1,502	Nó 53	201218	201533	1,586	Nó 80	210585	210900	1,296
Stress 26	-0,004511	0,028538		Stress 53	-0,031936	0,057307		Stress 80	-0,049787	0,070527	
Nó 27	183528	183537	1,532	Nó 54	201219	201534	1,571	Nó 81	210313	210348	1,304
Stress 27	-0,005429	0,029935		Stress 54	-0,032865	0,057997		Stress 81	-0,049633	0,070496	

Fonte: Autor (2017).

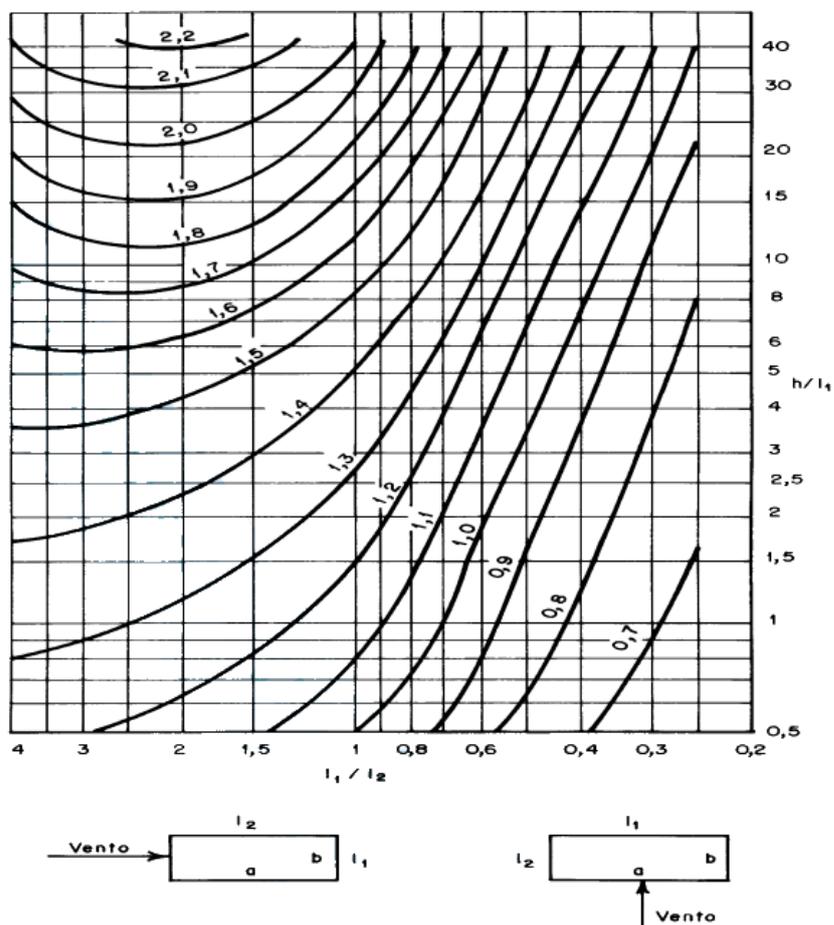
ANEXOS

Quadro 21 - Parâmetros meteorológicos para definição do fator S_2

Categoria	Zg (m)	Parâmetro	Classes		
			A	B	C
I	250	b	1,100	1,110	1,120
		p	0,060	0,065	0,070
II	300	b	1,000	1,000	1,000
		Fr	1,000	0,980	0,950
		p	0,085	0,090	0,100
III	350	b	0,940	0,940	0,930
		p	0,100	0,105	0,115
IV	420	b	0,860	0,850	0,840
		p	0,120	0,125	0,135
V	500	b	0,740	0,730	0,710
		p	0,150	0,160	0,175

Fonte: ABNT NBR 6123:1998.

Gráfico 11 - Ábaco para definição do coeficiente de arrasto



Fonte: ABNT NBR 6123:1988.

Quadro 22 - Momentos fletores em lajes

λ	TIPO 1		TIPO 6				TIPO 16			
	μ_x	μ_y	μ_x	μ'_x	μ_y	μ'_y	μ_x	μ'_x	μ_y	μ'_y
1,00	4,23	4,23	2,02	5,15	2,02	5,15	1,11	3,40	1,19	2,85
1,05	4,62	4,25	2,22	5,50	2,00	5,29	1,13	3,50	1,29	3,03
1,10	5,00	4,27	2,42	5,85	1,98	5,43	1,15	3,60	1,38	3,20
1,15	5,38	4,25	2,65	6,14	1,94	5,51	1,15	3,69	1,47	3,36
1,20	5,75	4,22	2,87	6,43	1,89	5,59	1,16	3,78	1,54	3,51
1,25	6,10	4,17	2,97	6,67	1,83	5,64	1,16	3,84	1,61	3,66
1,30	6,44	4,12	3,06	6,90	1,77	5,68	1,17	3,94	1,67	3,78
1,35	6,77	4,06	3,19	7,09	1,71	5,69	1,18	3,99	1,73	3,92
1,40	7,10	4,00	3,32	7,28	1,65	5,70	1,19	4,05	1,79	4,05
1,45	7,41	3,95	3,43	7,43	1,57	5,71	1,20	4,11	1,84	4,16
1,50	7,72	3,89	3,53	7,57	1,49	5,72	1,21	4,18	1,90	4,27
1,55	7,99	3,82	3,61	7,68	1,43	5,72	1,22	4,22	1,96	4,36
1,60	8,26	3,74	3,69	7,79	1,36	5,72	1,23	4,27	2,02	4,46
1,65	8,50	3,66	3,76	7,88	1,29	5,72	1,23	4,30	2,08	4,55
1,70	8,74	3,58	3,83	7,97	1,21	5,72	1,23	4,33	2,13	4,63
1,75	8,95	3,53	3,88	8,05	1,17	5,72	1,25	4,38	2,18	4,69
1,80	9,16	3,47	3,92	8,12	1,13	5,72	1,26	4,44	2,23	4,75
1,85	9,35	3,38	3,96	8,18	1,07	5,72	1,26	4,48	2,28	4,81
1,90	9,54	3,29	3,99	8,24	1,01	5,72	1,26	5,51	2,33	4,86
1,95	9,73	3,23	4,02	8,29	0,99	5,72	1,25	4,50	2,38	4,92
2,00	9,91	3,16	4,05	8,33	0,96	5,72	1,24	4,48	2,43	4,98

Fonte: Bares (1972) e Pinheiro (1994).

Quadro 23 - Reações de apoio em placas

λ	TIPO 1		TIPO 5B			TIPO 6	
	V _x	V _y	V' _x	V _y	V' _y	V' _x	V' _y
1,00	2,50	2,50	3,03	1,71	2,50	2,50	2,50
1,05	2,62	2,50	3,12	1,71	2,50	3,62	2,50
1,10	2,73	2,50	3,21	1,71	2,50	2,73	2,50
1,15	2,83	2,50	3,29	1,71	2,50	2,83	2,50
1,20	2,92	2,50	3,36	1,71	2,50	2,92	2,50
1,25	3,00	2,50	3,42	1,71	2,50	3,00	2,50
1,30	3,08	2,50	3,48	1,71	2,50	3,08	2,50
1,35	3,15	2,50	3,54	1,71	2,50	3,15	2,50
1,40	3,21	2,50	3,59	1,71	2,50	3,21	2,50
1,45	3,28	2,50	3,64	1,71	2,50	3,28	2,50
1,50	3,33	2,50	3,69	1,71	2,50	3,33	2,50
1,55	3,39	2,50	3,73	1,71	2,50	3,39	2,50
1,60	3,44	2,50	3,77	1,71	2,50	3,44	2,50
1,65	3,48	2,50	3,81	1,71	2,50	3,48	2,50
1,70	3,53	2,50	3,84	1,71	2,50	3,53	2,50
1,75	3,57	2,50	3,87	1,71	2,50	3,57	2,50
1,80	3,61	2,50	3,90	1,71	2,50	3,61	2,50
1,85	3,65	2,50	3,93	1,71	2,50	3,65	2,50
1,90	3,68	2,50	3,96	1,71	2,50	3,68	2,50
1,95	3,72	2,50	3,99	1,71	2,50	3,72	2,50
2,00	3,76	2,50	4,01	1,71	2,50	3,75	2,50

Fonte: Bares (1972) e Pinheiro (1994).