



UNIVERSIDADE FEDERAL RURAL DO SEMI-ÁRIDO
PRÓ-REITORIA DE GRADUAÇÃO
CENTRO MULTIDISCIPLINAR DE PAU DOS FERROS
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

JOSÉ LUCAS PESSOA DE OLIVEIRA

**ANÁLISE ESTRUTURAL DE RESERVATÓRIOS CILÍNDRICOS EM CONCRETO
ARMADO: ESTUDO COMPARATIVO ATRAVÉS DE UM PROJETO MODELO**

PAU DOS FERROS/RN

2017

JOSÉ LUCAS PESSOA DE OLIVEIRA

**ANÁLISE ESTRUTURAL DE RESERVATÓRIOS CILÍNDRICOS EM CONCRETO
ARMADO: ESTUDO COMPARATIVO ATRAVÉS DE UM PROJETO MODELO**

Monografia apresentada a
Universidade Federal Rural do Semi-Árido
como requisito parcial para obtenção do título
de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Msc. Matheus Fernandes
de Araújo Silva

PAU DOS FERROS/RN

2017

© Todos os direitos estão reservados a Universidade Federal Rural do Semi-Árido. O conteúdo desta obra é de inteira responsabilidade do (a) autor (a), sendo o mesmo, passível de sanções administrativas ou penais, caso sejam infringidas as leis que regulamentam a Propriedade Intelectual, respectivamente, Patentes: Lei nº 9.279/1996 e Direitos Autorais: Lei nº 9.610/1998. O conteúdo desta obra tomar-se-á de domínio público após a data de defesa e homologação da sua respectiva ata. A mesma poderá servir de base literária para novas pesquisas, desde que a obra e seu (a) respectivo (a) autor (a) sejam devidamente citados e mencionados os seus créditos bibliográficos.

048a Oliveira, José Lucas Pessoa de.
 Análise estrutural de reservatórios cilíndricos
 em concreto armado: Estudo comparativo através de
 um projeto modelo. / José Lucas Pessoa de
 Oliveira. - 2017.
 129 f. : il.

 Orientador: Matheus Fernandes de Araújo Silva.
 Monografia (graduação) - Universidade Federal
 Rural do Semi-árido, Curso de Engenharia Civil,
 2017.

 1. Reservatório Cilíndrico. 2. Concreto Armado.
 3. Mef. 4. Cascas. 5. Membranas. I. Silva,
 Matheus Fernandes de Araújo, orient. II. Título.

JOSÉ LUCAS PESSOA DE OLIVEIRA

**ANÁLISE ESTRUTURAL DE RESERVATÓRIOS CILÍNDRICOS EM CONCRETO
ARMADO: ESTUDO COMPARATIVO ATRAVÉS DE UM PROJETO MODELO**

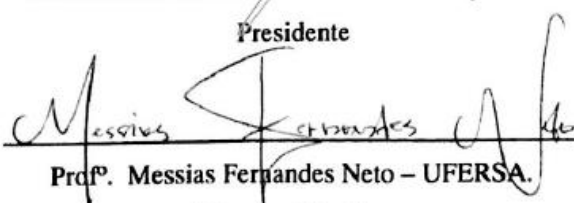
Monografia apresentada a
Universidade Federal Rural do Semi-Árido
como requisito parcial para obtenção do título
de Bacharel em Engenharia Civil.

Defendida em: 23 / 10 / 17.

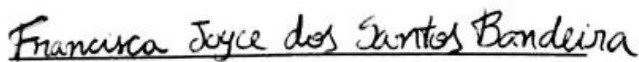
BANCA EXAMINADORA



Prof.º M.Sc. Matheus Fernandes de Araújo Silva.
Presidente



Prof.º Messias Fernandes Neto – UFERSA.
Primeiro Membro



Prof.º Joyce Santos – UFERSA.
Segundo Membro

AGRADECIMENTOS

À toda minha família, que sempre esteve por perto cooperando com minha jornada. Em especial a minha mãe Vera, e aos meus avós Severino e Odete, por creditarem a mim todo o amor, carinho e confiança, necessários para enfrentar as dificuldades superadas.

A minha querida Cida, por toda ajuda, carinho e companheirismo oferecidos nos momentos difíceis de elaboração desse trabalho.

À todos os amigos que tive o prazer de conviver nesses tempos de universidade. Pelas conversas, pelas risadas, e pelas muitas aventuras que vivenciamos juntos ao longo desses cinco anos de graduação.

À todos os meus professores e professoras da UFRSA Campus Pau dos Ferros, pelo ensinamento repassado ao longo do curso.

À toda equipe da Constel, pela excelente oportunidade de estágio, ao qual me proporcionou uma rica experiência, e um prazer ainda maior pela Engenharia Civil.

À todos os membros da banca examinadora, pela disponibilidade de tempo e por contribuir com a melhoria desse trabalho.

Ao meu orientador, pela paciência e boa vontade na transmissão de seu conhecimento.

À todos que puderam, mesmo de forma sutil, ajudar com a continuação da minha jornada.

“Só se pode alcançar um grande êxito quando
nos mantemos fiéis a nós mesmos.”

Friedrich Nietzsche

RESUMO

É realizado nesse trabalho um estudo sobre métodos de dimensionamento estrutural de reservatórios cilíndricos em concreto armado. Apresenta-se a conceituação teórica presente na literatura técnica para o projeto dessas estruturas, com um capítulo dedicado a metodologias de análise estrutural, além disso, alguns detalhes de projeto e execução são apresentados. Afim de comparar os resultados dessas metodologias, é feito o estudo de um reservatório cilíndrico de concreto armado, para armazenamento de 1500 m³ de água potável. Esse modelo previamente concebido, é analisado por quatro métodos, sendo eles: Teoria Clássica, Método dos Elementos Finitos (MEF), Ábacos de Hangan-Soare e analogia de Pórticos Planos. Será utilizado esses quatro métodos de análise para três modelos de reservatório, que avaliam as condições de vinculação entre parede e laje de fundo, considerando uma união articulada, rígida ou elástica. Na etapa de dimensionamento, limita-se uma abertura máxima das fissuras, e calcula-se a tensão de trabalho no aço, utilizando os esforços máximos encontrados entre os métodos. Notou-se que houve boa convergência nos resultados para os diferentes modelos avaliados, havendo maiores discrepâncias para os resultados obtidos através do MEF, devido a fatores diversos que podem ocorrer na modelagem realizada em softwares de elementos finitos. Todos os demais métodos apresentaram resultados satisfatórios para fins de projeto. Concluindo-se que deve haver uma atenção especial para modelagem de estruturas em softwares de elementos finitos, pois esses são bastante sensíveis aos parâmetros utilizados, e para corroborar os resultados, é bastante válido aplicar os métodos práticos.

Palavras-chave: Reservatório Cilíndrico. Concreto Armado. MEF. Cascas. Membranas.

ABSTRACT

A study on cylindrical reservoirs in reinforced concrete is carried out in this work. We present the theoretical conceptualization available in the literature for the design of these structures, with a chapter dedicated to methodologies of structural analysis, in addition, some details of design and execution are presented. In order to compare the results of these methodologies, the study of a cylindrical reservoir of reinforced concrete for the storage of 1500 m³ of drinking water is done. This model, previously conceived, is analyzed by four methods: Classic Theory, Finite Element Method (MEF), Hangan-Soare Abacus and Flat Portico analogy. These four methods of analysis will be used for three reservoir models, which evaluate the bonding conditions between the wall and the bottom slab, considering a rigid or elastic joint. In the sizing step, a maximum aperture of the cracks is limited, and the working tension in the steel is calculated, using the maximum efforts found between the methods. It was observed that there was good convergence in the results for the different models evaluated, with greater discrepancies for the results obtained through the FEM, due to several factors that can occur in the modeling performed in finite element software. All other methods presented satisfactory results for design purposes. It is concluded that special attention should be given to modeling structures in finite element software, since these are very sensitive to the parameters used, and in order to corroborate the results, it is quite valid to apply the practical methods.

Keywords: Cylindrical Reservoir. Armed Concrete. MEF. Shells. Membranes.

LISTA DE FIGURAS

- Figura 2.1: Reservatórios cilíndricos de concreto armado.
- Figura 2.2: Classificação dos reservatórios quanto a posição em relação ao solo
- Figura 2.3: Modelo ilustrando a eficiência das cascas em comparação às lajes
- Figura 2.4: Distribuição de tensões em paredes circulares e retangulares.
- Figura 2.5: Distribuição de tensões em paredes circulares e retangulares.
- Figura 2.6: Componentes de um reservatório de superfície ou enterrado.
- Figura 2.7: Consideração teórica dos diversos tipos de ligação parede-laje de fundo.
- Figura 2.8: Elemento infinitesimal de tensões considerando-se as teorias de membrana e flexão.
- Figura 3.1: Tubo cilíndrico em análise.
- Figura 3.2: Faixa longitudinal segundo os paralelos.
- Figura 3.3: Faixa longitudinal segundo os meridianos.
- Figura 3.4: Esforços internos na parede de um reservatório cilíndrico.
- Figura 3.5: Sentido positivo dos esforços de borda
- Figura 3.6: Direção de aplicação do hiperestático X_1 .
- Figura 3.7: Direção de aplicação do hiperestático X_2 .
- Figura 3.8: Deslocamentos e rotações aplicados na laje e na parede.
- Figura 3.9: Rotação do trecho AB da laje de fundo engastada elasticamente com a parede.
- Figura 3.10: Momentos fletores radiais e circunferenciais em uma faixa de laje circular.
- Figura 3.11: Cúpula esférica de revolução.
- Figura 3.12: Esforços e ações em um elemento infinitesimal de casca esférica.
- Figura 3.13: Distribuição dos esforços devido a ações uniformes em superfície e uniformes em projeção vertical, respectivamente.
- Figura 3.14: Propriedades geométricas de uma cúpula esférica.
- Figura 3.15: Componentes de Forças e momentos atuantes no anel de rigidez
- Figura 3.16: Deslocamentos que ocorrem no anel de rigidez.
- Figura 3.17: Ábaco para determinação do momento máximo positivo (M_0).
- Figura 3.18: Ábaco para determinação da cota de momento nulo.
- Figura 3.19: Ábaco para determinação de momento máximo positivo (M').
- Figura 3.20: Ábaco para determinação da cota de momento máximo negativo.
- Figura 3.21: Ábaco para determinação do esforço normal máximo ($N_{\theta\max}$).
- Figura 3.22: Ábaco para determinação da cota do esforço normal máximo.
- Figura 3.23: Modelo simplificado para análise bidimensional.

Figura 3.24: Elemento de placa fina (shell thin).

Figura 3.25: Esforços internos de membrana em um elemento shell.

Figura 3.26: Esforços internos de flexão em um elemento shell.

Figura 4.1: Efeito da reação água/cimento na permeabilidade do concreto.

Figura 4.2: Curva do cobrimento em função da vida útil.

Figura 4.3: Aumento da espessura da casca a uma distância s da borda.

Figura 4.4: Arranjo adequado para armaduras positivas de lajes circulares.

Figura 4.5: Arranjo de armaduras em malha para lajes circulares.

Figura 4.6: Ligação do tipo pé deslizante.

Figura 4.7: Detalhamento de ligação articulada

Figura 4.8: Detalhe de ligação articulada em reservatórios.

Figura 4.9: Fissura decorrente da atuação de momentos positivos em um nó.

Figura 4.10: Distribuição de tensões em um nó de engastamento perfeito.

Figura 4.11: Comparação dos diferentes arranjos de armadura para ligação perfeitamente engastada.

Figura 4.12: Detalhe estrutural mais simples de ser executado.

Figura 4.13: Arranjo sugerido por Guerrin.

Figura 4.14: Indicação do ACI.

Figura 5.1: Geometria do reservatório modelo.

Figura 5.2: Detalhe da ligação Parede-Cobertura.

Figura 5.3: Detalhe da ligação parede-laje de fundo.

Figura 5.4: Distribuição dos deslocamentos ao longo da parede.

Figura 5.5: Distribuição do esforço normal ao longo da parede

Figura 5.6: Distribuição do momento fletor longitudinal ao longo da parede.

Figura 5.7: Distribuição dos deslocamentos ao longo da parede.

Figura 5.8: Distribuição do esforço normal ao longo da parede.

Figura 5.9: Distribuição do momento fletor longitudinal ao longo da parede.

Figura 5.10: Forças e momentos nos bordos do reservatório.

Figura 5.11: Distribuição dos deslocamentos ao longo da parede.

Figura 5.12: Distribuição do esforço normal ao longo da parede.

Figura 5.13: Distribuição do momento fletor longitudinal ao longo da parede.

Figura 5.14: Deslocamentos totais no modelo 3D.

Figura 5.15: Distribuição de momentos fletores longitudinais (direção M22).

Figura 5.16: Distribuição da força axial circunferencial.

Figura 5.17: Deslocamentos totais no modelo 3D.

Figura 5.18: Distribuição de momentos fletores longitudinais (direção M22).

Figura 5.19: Distribuição da força axial circunferencial

Figura 5.20: Modelo 3D do reservatório cilíndrico.

Figura 5.21: Seção transversal do modelo com indicação do eixo global.

Figura 5.22: Deslocamentos totais no modelo 3D.

Figura 5.23: Distribuição de momentos fletores longitudinais (direção M22).

Figura 5.24: Distribuição da força axial circunferencial.

Figura 5.25: Detalhe do diagrama de força axial no Anel de Rigidez.

Figura 5.26: Distribuição do carregamento hidrostático na parede do reservatório.

Figura 5.27: Deslocamentos ao longo da parede do reservatório.

Figura 5.28: Distribuição de momentos fletores ao longo da parede do reservatório.

Figura 5.29: Distribuição do esforço normal circunferencial ao longo da parede do reservatório.

Figura 5.30: Distribuição do carregamento hidrostático na parede do reservatório.

Figura 5.31: Deslocamentos ao longo da parede do reservatório cilíndrico.

Figura 5.32: Distribuição dos momentos fletores ao longo da parede do reservatório.

Figura 5.33: Distribuição do esforço normal circunferencial ao longo da parede do reservatório.

Figura 5.34: Distribuição do carregamento hidrostático nas paredes e laje de fundo do reservatório.

Figura 5.35: Distribuição dos deslocamentos totais no reservatório.

Figura 5.36: Distribuição dos momentos fletores no reservatório.

Figura 5.37: Distribuição dos deslocamentos ao longo da parede do reservatório.

Figura 5.38: Abertura limite de fissuras em função da altura da coluna d'água e a espessura da parede.

Figura 5.39: Tensões na armadura (MPa) em função da abertura de fissuras e da bitola utilizada na armadura.

LISTA DE QUADROS

Quadro 5.1: Propriedades geométricas do reservatório modelo.

Quadro 5.2: Ações de projeto.

Quadro 5.3: Parâmetros do concreto armado.

Quadro 5.4: Coeficientes utilizados.

Quadro 5.5: Parâmetros geométricos do reservatório.

Quadro 5.6: Forças e deslocamentos na cúpula.

Quadro 5.7: Forças e Deslocamentos no anel de rigidez.

Quadro 5.8: Forças e deslocamentos na parede cilíndrica.

Quadro 5.9: Forças e deslocamentos na laje de fundo.

Quadro 5.10: Resumo geral dos resultados.

Quadro 5.11: Relação entre números de nós, divisões no eixo z e o deslocamento máximo. Para faixas em arcos de 6° nos meridianos.

Quadro 5.12: Relação entre números de nós, divisões no eixo z e o deslocamento máximo. Para faixas em arcos de 3° nos meridianos.

Quadro 5.13: Relação entre números de nós, divisões no eixo z e o deslocamento máximo. Para faixas em arcos de 6° .

Quadro 5.14: Relação entre números de nós, divisões no eixo z e o deslocamento máximo. Para faixas em arcos de 3° .

Quadro 5.15: Relação entre números de nós, divisões no eixo z e o deslocamento máximo. Para faixas em arcos de 6° .

Quadro 5.16: Relação entre números de nós, divisões no eixo z e o deslocamento máximo. Para faixas em arcos de 3° .

Quadro 5.17: Valores obtidos nos ábacos de Hangan-Soare.

Quadro 5.18: Resumo dos resultados obtidos nos ábacos de Hangan-Soare.

Quadro 5.19: Valores obtidos pelos ábacos de Hangan-Soare.

Quadro 5.20: Resumo dos resultados para o modelo com ligação articulada.

Quadro 5.21: Resumo dos resultados para o modelo com ligação perfeitamente rígida.

Quadro 5.22: Resumo dos resultados para o modelo com ligação elástica.

Quadro 5.23: Valores característicos de projeto.

Quadro 5.24: Armaduras mínimas calculadas para o reservatório.

Quadro 5.25: Taxa de armaduras calculadas para vencer os esforços máximos no reservatório.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	13
1.1	OBJETIVOS GERAIS	15
1.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	15
2	GENERALIDADES.....	16
2.1	TIPOS E CLASSIFICAÇÃO DOS RESERVATÓRIOS	17
2.2	AÇÕES E CARGAS DE PROJETO.....	18
2.3	JUSTIFICATIVA TÉCNICA DOS RESERVATÓRIOS CILÍNDRICOS.....	20
2.4	COMPONENTES DE UM RESERVATÓRIO CILÍNDRICO	23
2.5	METODOLOGIAS DE ANÁLISE ESTRUTURAL.....	28
3	ANÁLISE ESTRUTURAL.....	32
3.1	ANÁLISE POR MEIO DA TEORIA CLÁSSICA DE PLACAS E CASCAS	32
3.1.1	Parede Cilíndrica	33
3.1.2	Cobertura e laje de fundo	48
3.1.3	Anel de Rigidez.....	53
3.2	ANÁLISES ATRAVÉS DE MÉTODOS PRÁTICOS	55
3.3	ANÁLISE POR MEIO DO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS (MEF).....	64
4	DETALHES DE PROJETO E EXECUÇÃO.....	67
4.1	CUIDADOS NO PROJETO E EXECUÇÃO DE RESERVATÓRIOS	67
4.2	DETALHAMENTO ESTRUTURAL.....	71
5	PROJETO MODELO: RESERVATÓRIO CILÍNDRICO	81
5.1	PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS E PARÂMETROS DE PROJETO	83
5.2	CARREGAMENTOS E CONDIÇÕES DE CONTORNO.....	85
5.3	ANÁLISE ESTRUTURAL.....	86
5.3.1	Teoria Analítica.....	88
5.3.2	Método dos Elementos Finitos.....	99

5.3.3	Métodos Práticos	108
5.4	RESUMO DOS RESULTADOS E DISCUSSÕES DAS ANÁLISES	118
5.5	DIMENSIONAMENTO E DETALHAMENTO DA ESTRUTURA.....	120
6	CONCLUSÕES	125
	REFERÊNCIAS	127

1 INTRODUÇÃO

Com a evolução da sociedade, seus costumes e meios de produção atingiam novos rumos e desafios. O constante anseio por produção em massa, obrigou os produtores a buscar meios que permitissem desde o simples estoque de reserva para épocas de estiagem, até o armazenamento de grandes volumes para comercialização. Ou mesmo ainda, para permitir o processo de produção em quantidade de um determinado produto, como é o caso de bebidas destiladas ou fermentadas, como o vinho, cerveja e a cachaça.

De fato, vários meios de estocagem surgiram com o passar dos anos. Remetendo desde construções rudimentares, como valas abertas em solo ou rocha, até estruturas mais complexas e funcionais como alvenaria de pedra, madeira, metal ou concreto armado. Esse último, tornou-se um material de construção muito interessante para os construtores, devido a sua notável facilidade de moldagem, permitindo formas e arranjos estruturais sofisticados, a um custo bastante competitivo comparado aos demais materiais. Além, da vantagem de possuir matéria prima abundante, facilitando a logística e intensificando sua viabilidade econômica.

Para Ferreira (2009) os reservatórios de concreto se assumem como estruturas cada vez mais habituais, devido ao seu papel importante que desempenham em diferentes situações, como o armazenamento e o abastecimento de água potável às populações. Na última década tem-se assistido um aumento significativo do número de projetos e construções de reservatórios para o armazenamento de grandes volumes de líquidos.

Guimarães (1995) descreve, que há relatos de reservatórios para armazenamento de água de chuva, construídos a muitos anos antes de Cristo, por civilizações que posteriormente se tornara a comunidade grega. No Brasil, inicialmente foi inaugurando em 1880 no Rio de Janeiro, o grande reservatório de Pedregulho, com capacidade para 80 milhões de litros, utilizado para sistema de abastecimento de água da cidade, que foi construído em alvenaria de pedra, com arcadas e tetos abobadados, onde até hoje causam a admiração dos engenheiros.

Diante da literatura técnica, observa-se que existe algumas metodologias para realizar a análise estrutural de um reservatório cilíndrico, em sua maioria, partindo-se das teorias de placas e cascas finas. Sem o auxílio da informática, os engenheiros de outrora utilizavam-se de métodos simplificados para realizar as análises e amparando-se na experiência acumulada ao longo da carreira, obtinham êxito em seus projetos. Existindo assim, grande possibilidade de haver superdimensionamento da estrutura, a fim de compensar a falta de clareza nos cálculos.

Hoje, devido ao rápido desenvolvimento da tecnologia, métodos mais robustos e precisos são implementados em softwares de fácil manuseio, contando com interface gráfica, e uma ampla lista de parâmetros importantes que podem ser considerados. É o caso do software SAP2000, que se baseia no Método dos Elementos Finitos (MEF), que trata-se de um método numérico consagrado pela comunidade técnica e científica.

Ramos e Vargas (2011) esclareceu, a partir de uma análise comparativa, uma questão bastante recorrente em escritórios de engenharia, referente a qual modelo de reservatório se apresenta mais eficiente, do ponto de vista técnico e econômico. Analisou a magnitude dos esforços incidentes na estrutura e os custos envolvidos na construção e execução de três tipos de reservatórios, sendo eles: cilíndricos e retangulares com uma e duas células de armazenamento. E concluiu que o reservatório cilíndrico é no mínimo 17% mais econômico que os demais modelos analisados, isso é devido principalmente a incidência dos esforços internos, que nesse caso, também é bastante inferior aos demais casos.

De acordo com Guerrin e Lavour (1983), os reservatórios podem ter qualquer forma em planta. Porém, observa que na maioria dos casos os pequenos reservatórios são quadrados ou retangulares. E ainda, afirma que reservatórios cilíndricos são mais econômicos, devido a basicamente dois motivos. Com volume e altura pré-fixados, o reservatório cilíndrico apresentará sempre um menor desenvolvimento (perímetro) de parede, cerca de 12% menor em relação a forma quadrada. O esforço normal que incide nas seções verticais, é ligeiramente maior que os reservatórios quadrados, porém, esses estão submetidos a um grande momento fletor, necessitando de muito mais aço e concreto. Observa-se através da teoria, que seria, de certa forma irracional, projetar um reservatório em uma forma que não seja a cilíndrica. Entretanto, a consideração do espaço que será ocupado, e questões estéticas, podem ser decisivas na escolha da forma.

Diante do apresentado anteriormente, acerca da eficiência técnica dos reservatórios cilíndricos em concreto armado, nesse trabalho busca-se reunir estratégias para amparar e instruir os projetistas, a respeito das diversas metodologias de análise estrutural, bem como, a rotina de dimensionamento dessas estruturas. E ainda, abordar sucintamente, alguns tópicos que se referem ao detalhamento das armaduras e sua tecnologia construtiva.

Os métodos chamados de “práticos” parecem esvaecer no tempo à medida que a evolução da informática ocorre. Nesse trabalho pretende-se também, tentar resgatar essa rotina de projeto, que se mostra muito interessante e eficiente pelo fato da grande sensibilidade

estrutural que é transmitida aos engenheiros devido a sua simples aplicação e interpretação prática.

Além disso, esses métodos servem como uma verificação de segurança, uma vez que, os resultados de ambas as metodologias devem convergir para uma certa ordem de grandeza. E com isso, o engenheiro irá adquirir embasamento técnico e jurídico para prosseguir com as demais etapas de projeto, com a devida segurança e prudência exigida pela profissão.

Pelo que foi exposto, o engenheiro deve-se perguntar o que pode ser extraído de cada uma dessas metodologias de projeto, para que possa, além de ser possível conceber uma estrutura segura e econômica, ampliar sua sensibilidade estrutural, ajudando-o na tomada de decisões rápidas em sua vida profissional. E ainda, qual a melhor estratégia para elaborar um projeto estrutural de reservatório cilíndrico, diante das ferramentas e condições de trabalho disponíveis.

1.1 OBJETIVOS GERAIS

Estudar sobre métodos de análise estrutural de reservatórios cilíndricos em concreto armado, e avaliar sua eficiência em termos de precisão nos resultados encontrados.

Aplicar os métodos apresentados na revisão teórica em um projeto de reservatório cilíndrico em cúpula esférica apoiado em solo rígido, comparando três condições de vinculação entre parede e laje de fundo.

1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Apresentar quatro metodologias de análise estrutural para reservatórios cilíndricos em concreto armado.

Avaliar a influência das vinculações do tipo articulada, engastada perfeitamente e engastada elasticamente no comportamento estrutural do reservatório.

Comparar os métodos de análise estrutural através de um projeto modelo. Com atenção à região de ligação entre a parede e laje de fundo.

Descrever alguns pontos importantes para o projeto de reservatórios cilíndricos, como detalhamento estrutural, e meios para minimizar os efeitos da fissuração.

Mostrar a rotina de dimensionamento das armaduras por meio de um método que indica a tensão de trabalho do aço, para uma dada abertura de fissuras limite.

2 GENERALIDADES

Thieme (2009), observa que os reservatórios surgiram a cerca de 25 séculos a.c, com a função simples de armazenamento de água. Inicialmente a única água armazenada era a de chuva, hoje além dessa, é comum o acumulo de águas captadas em mananciais para posterior distribuição a todo um município ou cidade, como os típicos sistemas públicos de abastecimento de agua, bem como os que são utilizados para abastecimento de residências e indústrias, conforme mostra a Figura 2.1.

Figura 2.1: Reservatórios cilíndricos de concreto armado.



Fonte: Ferreira (2009).

Para Cruz (2009), um dos primeiros usos do concreto armado foi para reservatórios. E desde então, milhares foram construídos para armazenar os mais variados tipos de materiais. Relata que existe uma grande quantidade de métodos de dimensionamento, porém ainda há poucos estudos aprofundados sobre comparativos e a relação desses métodos com cada modelo de reservatório.

Guimarães (1995), relata que a previsão de esforços solicitantes internos que ocorrem nas paredes dos reservatórios cilíndricos é pratica corrente nos escritórios de projetos estruturais, pois essas estruturas facilitam a distribuição da rede de água para os governos municipais, além de auxiliar as grandes empresas na reserva de água para combate de incêndios. Para construção desse tipo de estrutura, existem alguns métodos construtivos como formas trepantes e deslizantes, muito utilizadas pelas construtoras especializadas.

A simplificação dos modelos estruturais, é uma prática corrente nos escritórios de cálculo para a elaboração de projetos. O engenheiro projetista não analisa a estrutura tal qual ela será na realidade, mas sim idealizada em um modelo numérico. Nesse contexto, a análise e

dimensionamento de reservatórios de concreto armado é realizado por partes, dividindo a estrutura em peças isoladas. As armaduras podem ser calculadas fazendo-se analogia a vigas ou placas, a depender do tipo de reservatório e das cargas atuantes. (CRUZ, 2009)

De acordo com Cruz (2009), os reservatórios de concreto armado ou protendido são largamente usados em todo o mundo. Onde, alguns deles, além de funcionais, são uma obra extraordinária de arquitetura. Comenta que existe uma grande quantidade de métodos de dimensionamento, mas existem ainda muito poucos estudos aprofundados onde se analisa comparativamente esses métodos.

Os reservatórios cilíndricos em concreto armado são mais utilizados para volumes em torno de 1500 m³ e seu maior problema é a fissuração, que pode ser resolvida com a utilização de baixa tensão na armadura ou com produtos de vedação para evitar os vazamentos que possam ocorrer devido a abertura de fissuras. (GUIMARÃES, 1995)

Para Venturini (1997) em um projeto de reservatório o número de parâmetros a serem definidos é muito grande. A determinação de cada um deles é baseada na experiência do projetista em obras similares. Essa escolha, em geral não é a solução mais adequada, tornando-se tanto mais arbitrária quanto menor for a experiência do projetista em obras desse tipo, e consequentemente causando elevação no custo da obra.

2.1 TIPOS E CLASSIFICAÇÃO DOS RESERVATÓRIOS

Existe uma grande variedade de tipos de reservatórios, de acordo com sua finalidade final. Thieme (2009), descreve como exemplo, que reservatórios para serviços de água podem ser de três tipos: de armazenamento, de compensação ou de distribuição.

Hanai (1981), classifica os reservatórios de acordo com diferentes critérios, tendo em vista a sua função, o seu volume e a sua posição em relação ao terreno. O primeiro critério distingue os reservatórios de acumulação ou de equilíbrio; O segundo critério classifica de pequeno os reservatórios com volume menor que 500 m³, de médios aqueles com até 5000 m³, e de grandes aqueles com volume maior que 5000 m³; O terceiro critério, distingue os reservatórios enterrados, semi-enterrados, no nível do terreno ou elevados.

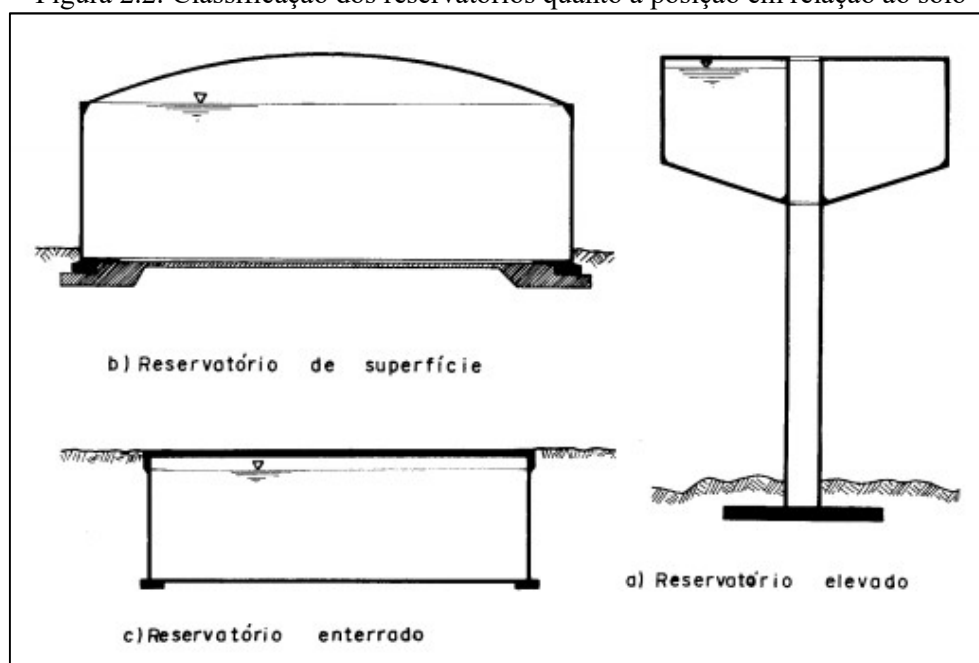
Cruz (2009), classifica o reservatório sob os alguns pontos de vista:

- Função: Podem servir de depósitos de água potável, piscinas, tanques de rega, tanques de ETA, cubas de vinho e azeite, depósitos de combustíveis, etc;
- Material: Podem ser de concreto armado com ou sem utilização de protensão, ou de aço;

- Posição em relação ao solo: Podem ser apoiados no terreno, enterrados ou elevados, sobre uma torre ou edifício;
- Geometria do depósito: Podem ser circulares cilíndricos, cônicos, esféricos, quadrados ou retangulares;
- Exigência de estanqueidade: Dependem da condição de agressividade do meio ambiente ao qual está inserido, e do líquido armazenado.

Venturini (1977), comenta que para suprir a necessidade de grandes armazenamentos de água e outros produtos, são construídos reservatórios que em geral são classificados em três grupos: elevados, enterrados e de superfície conforme mostra a Figura 2.2. Soluções intermediárias são frequentes, e classificam-se como semi-enterrados. E quanto as formas, eles são em geral circulares ou retangulares (em planta).

Figura 2.2: Classificação dos reservatórios quanto a posição em relação ao solo



Fonte: Venturini (1977).

Cruz (2009), comenta que reservatórios ao nível do terreno são de menor custo, maior facilidade de inspeção e de menor impacto paisagístico, porém os elevados podem ser necessários devido a adversidades topográficas não permitirem um fornecimento adequado.

2.2 AÇÕES E CARGAS DE PROJETO

Essas estruturas estão sujeitas a variados tipos de ações, sendo elas diretas ou indiretas. As diretas, referem-se ao peso próprio, sobrecargas, pressão do material armazenado, e

empuxos de terra, e dependendo da localidade, ações sísmicas. Ações indiretas, referem-se as deformações impostas nessas estruturas, como as devida as variações de temperatura e retração do concreto. (CRUZ, 2009)

De acordo com Thieme (2009), os esforços atuantes nas partes constituintes dos reservatórios são calculados considerando-se as seguintes ações:

- Cobertura: Ações devido ao peso próprio, sobrecarga e lanternim;
- Parede: ações devido ao peso próprio, carga vertical uniformemente distribuída devida a cobertura na borda superior, e a carga devido ao carregamento do líquido;
- Laje de fundo: Ações devido ao peso próprio, carga vertical devido a parede circular, carga vertical devido à pressão do líquido;
- Demais ações: Efeito do vento, efeitos devido a variação de temperatura e retração;

Algumas dessas ações, como devido ao vento, variação de temperatura, e retração, podem ser desprezadas a depender do processo executivo, da localidade do reservatório e da sua cota de assentamento.

Venturini (1977) descreve que a análise dos esforços e deslocamentos que aparecem na cobertura e parede, devido a ação do vento, é mais complexa que os outros carregamentos, pois esse não tem a propriedade de ser de revolução, portanto, não existindo simetria. Para corrigir isso, pode-se partir de duas aproximações. A primeira admite válida a simetria dos esforços necessários na compatibilização dos deslocamentos de borda, sendo os esforços de membrana dados pela solução do carregamento antissimétrico, remetendo-se a solução da equação homogênea da teoria de membrana. A segunda maneira consiste em considerar o carregamento de vento como parte da carga accidental que atua na estrutura, embora essa consideração seja conceitualmente errada, serve para aumentar o valor dos esforços calculados, solicitando uma maior resistência da estrutura.

Efeitos advindos da variação da temperatura, também podem ser relevantes a depender das condições de uso do reservatório. Qualquer aquecimento ou resfriamento causado por efeitos ambientais, ou por líquidos armazenados, causa deformações na estrutura, podendo dar origem a esforços não desprezíveis diante dos totais. Essa variação pode ocorrer de forma uniforme em toda a estrutura, ou em certas regiões. No caso de variação uniforme, a estrutura uma dilatação por igual, não afetando sua forma nem gerando esforços internos. Porém, quando

a variação não é uniforme, surgem esforços devidos as diferentes deformações. (VENTURINI, 1977).

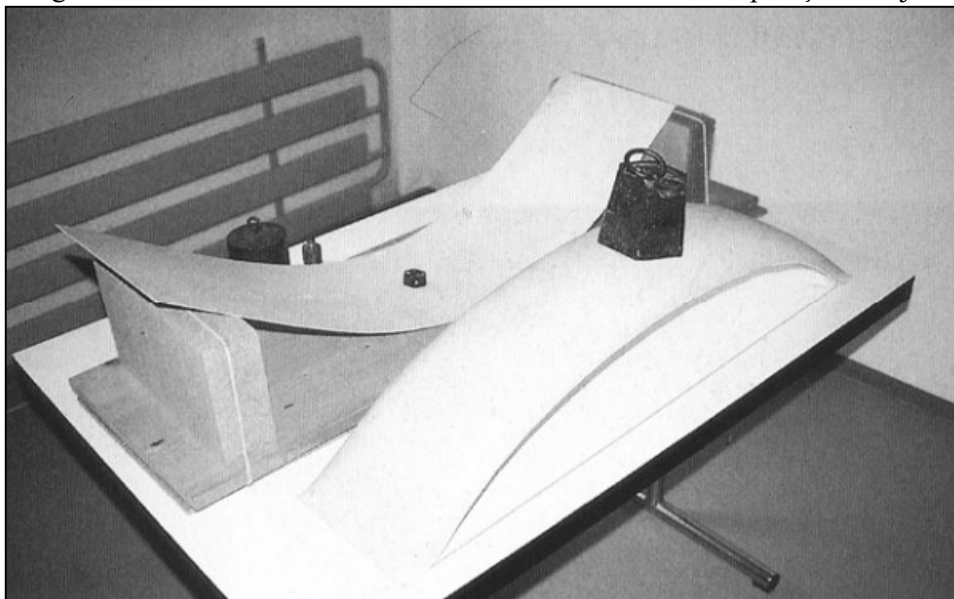
Venturini (1977) declara que as considerações de esforços devido a retração são quase sempre necessárias. Analogamente à temperatura, a retração produz esforços na estrutura quando ocorre com intensidades diferentes nas partes da estrutura, a determinação dos esforços também é análoga. Os deslocamentos provocados pelo efeito da retração nas bordas da parede e da cobertura devem ser compatibilizados como os dos outros carregamentos.

2.3 JUSTIFICATIVA TÉCNICA DOS RESERVATÓRIOS CILÍNDRICOS

Segundo Cardoso (2008), o projetista tem sempre dois objetivos: obter uma solução estrutural adequada dentro dos requisitos de funcionalidade e segurança, e atingir isso de forma mais econômica possível. Remete ao engenheiro a busca de novos materiais de construções que sejam simultaneamente mais resistentes e econômicos. As estruturas em cascas são eficientes nesse sentido, além de apresentar grande diversidade de geometrias (esféricas, cilíndricas, cônicas) e permitirem a aplicação em variados campos da engenharia.

Cascas são o exemplo perfeito de como dotar uma estrutura de resistência através da forma em detrimento da sua massa. Uma casca, responde as ações a que está sujeita desenvolvendo maioritariamente esforços no plano, por sua vez, solicitam uniformemente a seção. Este fato permite aproveitar totalmente a capacidade resistente dos materiais originando soluções estruturais com baixos consumo de material. Essa eficiência não é visível apenas no quesito resistência, como exemplo, nas cascas de dupla curvatura, é possível obter soluções em coberturas de grandes vãos que respondem aos carregamentos com uma deformação mínima. O projetista Heinz Isler apresenta um pequeno modelo que ilustra com simplicidade as vantagens estruturais das cascas em relação a lajes planas, onde uma cobertura em casca suporta um peso bem maior que a cobertura em laje, como pode ser visto na Figura 2.3. (CARDOSO, 2008)

Figura 2.3: Modelo ilustrando a eficiência das cascas em comparação às lajes.



Fonte: Chilton (2009 apud Cardoso, 2008)

De acordo com Cruz (2009), os reservatórios cilíndricos de concreto armado, são mais utilizados para uma capacidade média na ordem de 1500 m³, e seu maior problema consiste no risco de fissuração, que pode ser eliminada através de um sistema de impermeabilização. Para volumes superiores, é aconselhável o uso da protensão, pois os custos com concreto armado seriam inviáveis.

Cruz (2009) comenta que para uma capacidade de armazenamento fixa, ou seja, mesma área em planta e uma mesma altura, quanto menor for o perímetro do reservatório, menores serão a quantidade de armadura, de área impermeabilizada e provavelmente de volume de concreto a utilizar. Esse é um fator a ser pensando diante da escolha de um reservatório retangular ou circular. Partindo-se para uma análise desse critério tem-se que a área (S) e o perímetro (P) de um reservatório, é calculado conforme é apresentado nas formulações que se seguem.

- Seção circular (com raio R):

$$S = \pi R^2 \quad (1)$$

$$P = 2\pi R = 3,6\sqrt{S} \quad (2)$$

- Seção quadrada (com lado B):

$$S = B^2 \quad (3)$$

$$P = 4B = 4\sqrt{S} \quad (4)$$

- Seção retangular (com lados A e B e B/A=2):

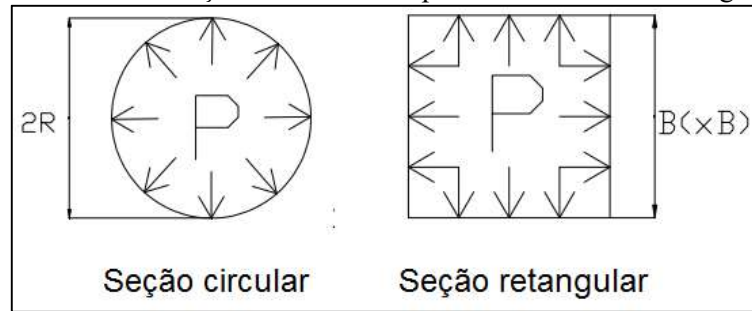
$$S = 2A^2 \quad (5)$$

$$P = 2A + 2B = 4,24\sqrt{S} \quad (6)$$

Dessa forma, observando somente a geometria, percebe-se diante das equações que a seção circular é a que apresenta menor perímetro para uma mesma área em planta, em comparação aos demais casos.

Cruz (2009) avaliando ainda a eficiência dos reservatórios cilíndricos, considera um outro aspecto referente as tensões horizontais de tração (N) induzidas pelo empuxo hidrostático (p). Observando a Figura 2.4 pode-se calcular a resultante dessas tensões por unidade de comprimento da parede.

Figura 2.4: Distribuição de tensões em paredes circulares e retangulares.



Fonte: Adaptado de CRUZ (2009).

Para a seção circular a resultante de tensões de tração (N) será conforme apresentado nas Equações 7 e 8.

$$2N = \int_0^\pi p \sin \theta R d\theta = 2pR \quad (7)$$

$$N = pR \quad (8)$$

Para a seção retangular a resultante de tensões de tração (N) será conforme mostrada na Equação 9.

$$2N = pB \quad (9)$$

Diante disso, pode-se chegar nas relações mostradas nas Equações 10 e 11, que estão em função da área (S), para seção circular, e nas Equações 12 e 13 para seção retangular.

$$R = \sqrt{\frac{S}{\pi}} \quad (10)$$

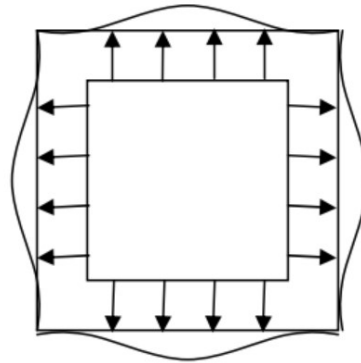
$$N = pR \cong 0,56p\sqrt{S} \quad (11)$$

$$B = \sqrt{S} \quad (12)$$

$$N = p \frac{B}{2} = 0,5p\sqrt{S} \quad (13)$$

Percebe-se que para uma mesma área em planta, o reservatório circular tem em torno de 12% a mais de tensões horizontais que o reservatório retangular. Mas nesse último, é necessário ainda, sobrepor as tensões resultantes da flexão nas paredes, como pode ser visto na Figura 2.5, que geralmente resulta em uma maior taxa de armadura ou aumento da espessura da parede. Situação que não ocorre em reservatórios circulares.

Figura 2.5: Distribuição de tensões em paredes circulares e retangulares.



Fonte: Adaptado de CRUZ (2009).

Diante dessas razões, os reservatórios circulares têm um melhor comportamento estrutural. Tendo como desvantagem apenas o quesito construtivo, que exige maior atenção, devido à complexidade no processo de disposição das armaduras e também nas formas e cimbramento da estrutura.

Além dessas justificativas, Cardoso (2008) comenta que uma estrutura em casca tem sempre um forte impacto visual sendo esteticamente agradável tanto pela leveza como pela versatilidade apresentada o que a torna uma solução adequada para estruturas de caráter marcante.

2.4 COMPONENTES DE UM RESERVATÓRIO CILÍNDRICO

De acordo com Guimarães (1995) para se fazer o estudo das solicitações na estrutura do reservatório, costuma-se dividir a mesma em quatro partes:

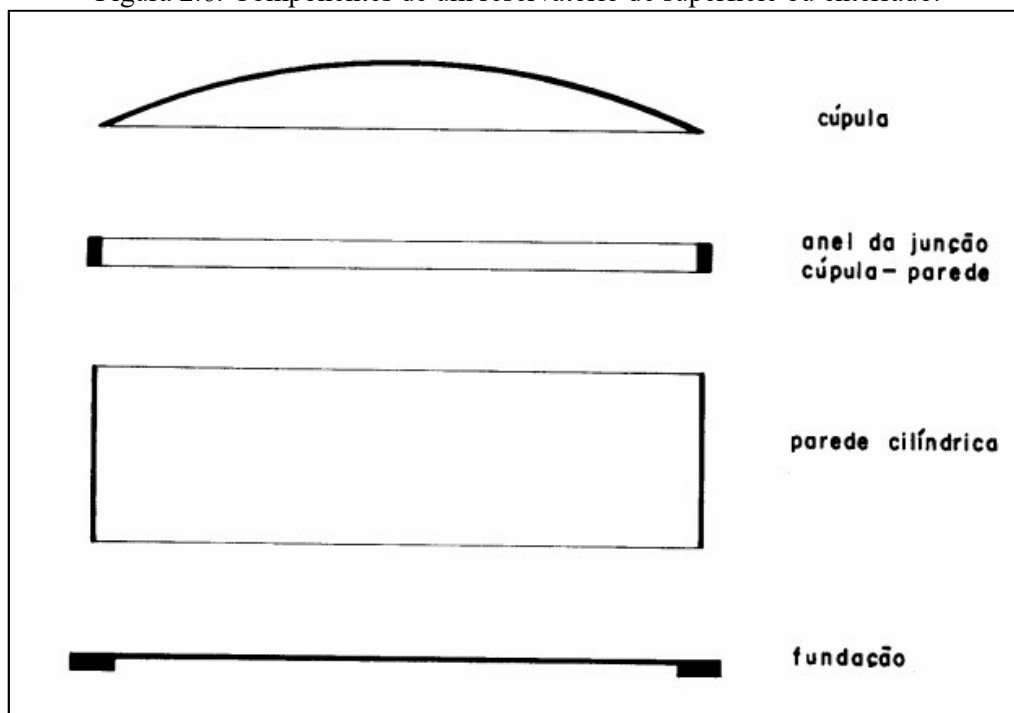
- Cobertura: podendo ser em casca ou do tipo laje;
- Anel de Rigidez: usado para ligação entre a parede e cobertura, diminuindo os esforços nas bordas das cascas;
- Parede: podendo ser pré-fabricada ou moldada no local, com concreto protendido, armado ou com argamassa;
- Fundo: normalmente construído com concreto moldado no local.

Thieme (2009), destaca que as partes constituintes de qualquer tipo de reservatório são: parede, laje de fundo ou fundação, cobertura, e ainda pilares, para o caso de reservatórios elevados. E caracteriza cada elemento de acordo com sua função estática:

- Parede: é um elemento de forma circular (para reservatórios cilíndricos), ligada em suas extremidades ao fundo e a cobertura. Tem como função resistir à pressão hidrostática lateral, não permitindo vazamentos, além de transmitir os carregamentos da cobertura a fundação ou laje de fundo;
- Fundo: tem como função transmitir as cargas da cobertura e parede, bem como as pressões hidrostáticas aos pilares ou a fundação, a depender do tipo de reservatório;
- Cobertura: serve para proteção do produto armazenado;
- Pilares: usado em reservatórios elevados para transmitir cargas da cobertura, paredes e laje de fundo à fundação.

Tratando de reservatórios de superfície e enterrados, Venturini (1977) destaca três partes características que os compõem: parede, fundo e cobertura, essa última pode ser desnecessária. Ressaltando que existe elementos de ligação entre as partes para a perfeita formação do conjunto, conforme mostra a Figura 2.6.

Figura 2.6: Componentes de um reservatório de superfície ou enterrado.



Fonte: Venturini (1977).

De acordo com Venturini (1977), o fundo é geralmente executado em placa circular esbelta que resiste a possíveis esforços localizados devido a recalques diferenciais e a deslocamentos impedidos, tendo a borda um espessamento para melhor distribuição das cargas da parede e da cobertura na fundação.

Tratando sobre as lajes de fundo, Cruz (2009) descreve que geralmente são maciças e assentes sobre uma camada de regularização de concreto magro. E sugere que podem ser de espessura constante ou variável, sendo costume diminuir a espessura da laje na sua zona central, pois nessa zona ocorre basicamente a transferência da carga hidrostática para o solo. Em reservatórios de grandes dimensões, onde há a possibilidade de recalques diferenciais, é possível dividir a laje em vários painéis ligados entre si por juntas flexíveis.

Venturini (1977), descreve que as espessuras das paredes dos reservatórios podem ser constantes ou variáveis. No caso de espessuras variáveis, normalmente tem-se uma variação contínua do fundo ao topo, ou a um ponto intermediário ao qual tem-se uma espessura constante até o ponto de ligação com a cobertura. Para as cascas de cobertura, são na maioria das vezes constantes, podendo ter um alargamento próximo da junção com a parede, região essa onde ocorrem os maiores esforços de flexão.

De acordo com Cruz (2009) é comum optar-se pela utilização de cúpula, laje maciça ou nervurada como cobertura. Cúpulas são estruturas autoportante, portanto dispensaria a

necessidade de pilares de apoio no interior do reservatório, caso que pode ocorrer facilmente para soluções em laje maciça ou nervurada.

Para Venturini (1977) a cobertura pode ser definida basicamente por razões estéticas ou de custo, nesse último caso o principal fator é o diâmetro do reservatório. Para diâmetros na ordem de até 12 metros, a solução em laje leva a um menor custo, para valores superiores a solução em casca tem melhores resultados. A escolha da casca também é condicionada em função do diâmetro ou da finalidade da obra. Para valores de diâmetro na ordem de 10 a 25 metros, as soluções em casca cônica ou esférica são equivalentes. Acima de 25 metros de diâmetro a solução esférica deve ser adotada, e para diâmetros acima de 50 metros, a solução em casca elíptica pode ser mais conveniente.

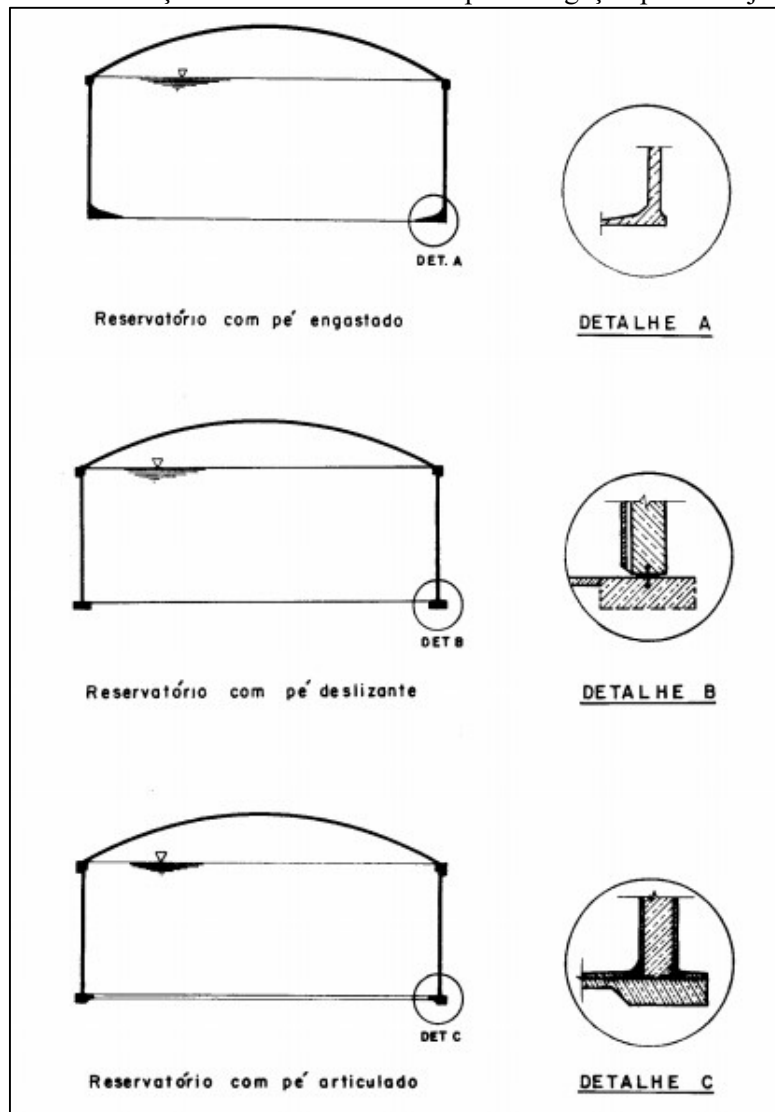
A ligação da parede com a cobertura, é geralmente feita através de um anel de borda (também conhecido como anel de rigidez), a solução sem a introdução do anel é normalmente usada em reservatórios de pequeno porte. Esses anéis podem ser desnecessários para caso de reservatórios de grandes dimensões em concreto protendido, podendo ser uma opção para permitir a protensão necessária para vencer os esforços de borda. Para o caso de reservatórios em concreto armado, é sempre razoável a colocação de anéis visando diminuir os esforços nas bordas das cascas. (VENTURINI, 1977).

Ferreira (2009) abordando sobre união dos elementos de um reservatório, esclarece que existem três tipos de ligação entre parede e a laje de fundo, em função de sua rigidez:

- União monolítica ou continua: Caracteriza-se pela continuidade dos deslocamentos radiais e rotações meridionais para a parede e laje de fundação, ou seja são iguais entre si. É utilizada habitualmente para reservatórios retangulares e cilíndricos de concreto armado e protendido de até 10000 m³;
- União articulada ou rotula fixa: Definida pela descontinuidade em termos de rotações meridionais e continuidade nos deslocamentos radiais. Habitual e muita aconselhada para reservatórios cilíndricos de concreto protendido de mais de 10000m³;
- União deslizante: Identificada por apresentar descontinuidade em termos de deslocamentos radiais e rotações meridionais, na união parede e laje de fundação. É uma forma de vinculação presente em situações muito especiais, sendo pouco utilizada.

A Figura 2.7 ilustra como deve ser o detalhamento executivo dos apoios, com a sua interpretação consideração teórica quanto ao tipo de ligação parede-laje de fundo.

Figura 2.7: Consideração teórica dos diversos tipos de ligação parede-laje de fundo.



Fonte: Venturini (1977).

Há de se ressaltar ainda que essas são idealizações teóricas para as condições de vinculação. No entanto, na realidade o que existe é algo próximo a um engastamento elástico. Pois para cada direção de translação ou rotação, não haverá, em sua totalidade, o impedimento ou liberdade de movimento. Mesmo em ligações executadas como rotuladas, há algum grau de impedimento, mesmo que mínimo, ao ponto de poder ser desprezado para fins práticos. O mesmo ocorre para ligações executadas como engastamento perfeito, sempre há a ocorrência de pequenas rotações, diminuindo assim, a rigidez da ligação.

2.5 METODOLOGIAS DE ANÁLISE ESTRUTURAL

A etapa de análise talvez seja o momento mais crítico de um projeto de estrutural. A previsão dos esforços e deslocamentos pode-se constituir como um verdadeiro desafio para o projetista, onde é preciso ter plena consciência e sensibilidade quanto ao modelo utilizado para análise, tomando-se o cuidado que esse esteja o mais próximo possível da realidade física do problema. Caso contrário, as demais etapas do projeto bem como a obra em si, tenderá ao fracasso.

Existem diversas maneiras de se realizar essa etapa de projeto, desde modelos numéricos sofisticados ou simplificados, até modelos reais em escala reduzida. O emprego de softwares computacionais, tem ajudado sumariamente o trabalho dos engenheiros. Como uma verdadeira caixa de ferramentas, essas várias formas de análise podem ser utilizadas estrategicamente pelos projetistas afim de buscar e comprovar a convergência dos resultados, corroborando para uma estimativa mais realística da segurança da obra.

A estrutura base desse trabalho são os reservatórios cilíndricos, que se caracterizam como uma estrutura de superfície tridimensional e apresentam uma dimensão muito menor que as demais. Venturini (1977), relata que o tratamento elástico, estático e geométrico dessas estruturas é extremamente complexo. Assim, em geral o problema é tratado com as propriedades acima referidas a sua superfície média. Essa superfície é caracterizada pelos pontos médios dos segmentos, aos quais são medidas as suas espessuras.

De acordo com Venturini (1977), estruturas de superfície se classificam em dois grandes grupos. Quando sua superfície média está contida em um único plano, a estrutura é classificada como placa ou chapa. Se a superfície média, estiver contida em mais de um plano, a estrutura é classificada como pertencente ao grupo das cascas. Geralmente a denominação de casca é dada a estruturas com a superfície média curva.

Para se obter a solução estática de uma estrutura em casca, é comum seguir os seguintes passos: calcula-se os esforços através da solução particular do sistema de equações diferenciais, calcula-se os deslocamentos nos pontos de vinculação dados pela solução particular, calcula-se os esforços que devem ser aplicados aos pontos de vinculação da estrutura, de tal maneira que seja garantida a compatibilidade dos deslocamentos, finalmente os esforços finais são calculados através da soma dos valores acima calculados para cada ponto, correspondente a solução particular e a aplicação de esforços nas vinculações. A solução particular mencionada, em geral, pode ser obtida através da teoria de membrana, onde é admitido que a estrutura não possui rigidez a flexão e a torção, resultando em momentos nulos,

isso pode ser feito para a maioria das cascas sem se cometer grandes erros. (VENTURINI, 1977)

Guimarães (1995), descreve que quanto aos métodos de cálculo para determinação dos esforços internos da parede, podem ser utilizados dois métodos analíticos: o método clássico das cascas cilíndricas, onde é possível encontrar os esforços ao longo da altura da parede, e o método simplificado com a utilização de ábacos, encontrando-se os máximos esforços solicitantes e suas respectivas ordenadas. Esses dois métodos, resultam em valores bem próximos quanto aos esforços máximos.

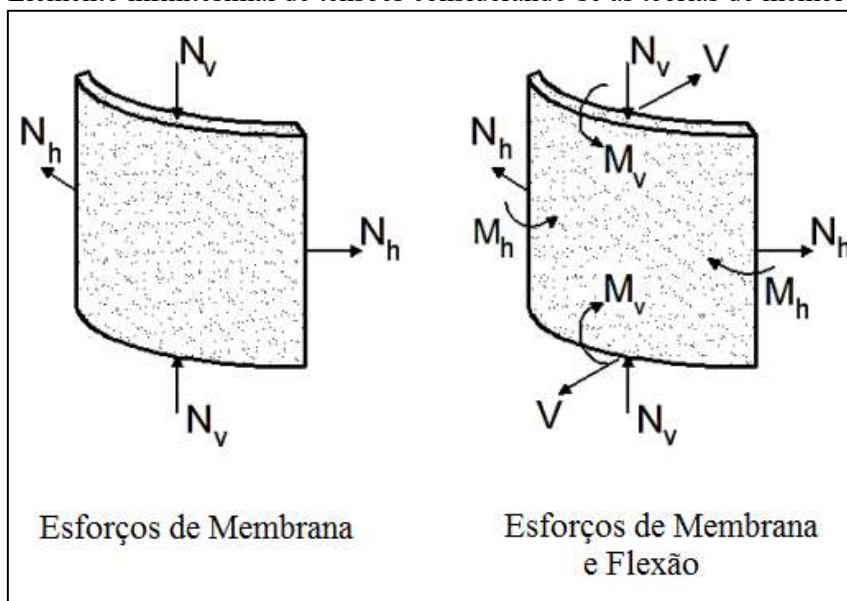
Guimaraes (1995), abordando sobre os métodos de análise, relata que podem ser utilizados basicamente dois métodos analíticos: o clássico das cascas cilíndricas, onde é possível encontrar esforços ponto a ponto ao longo da altura da parede, e os simplificados das cascas cilíndricas, empregando-se ábacos para encontrar valores máximos dos esforços, bem como sua respectiva localização. Esses métodos, quando comparados entre si, resultam em valores bem próximos.

Para pressões hidrostáticas, o funcionamento da estrutura de um reservatório cilíndrico, pode ser assimilado a uma grelha de vigas verticais e anéis circulares horizontais. As vigas trabalham basicamente a flexão, absorvendo esforços devido ao momento fletor e força cortante. Os anéis circulares trabalham sob extensão, absorvendo esforços devido a tração circunferencial. (CRUZ, 2009).

Reservatórios são considerados estruturas de superfície, e essas são classificadas em dois grandes grupos. Quando sua superfície média está contida em um único plano, tem-se uma placa ou chapa. Se a superfície média, entretanto, estiver contida em mais de um plano, a estrutura é classificada no grupo das cascas. Em geral, superfícies curvas, são denominadas de cascas. Para ser possível a modelagem por equações analíticas, é necessário fazer uma série de considerações, como material homogêneo e isotrópico, obedecer a lei de Hooke, espessura pequena em relação as demais dimensões e que as deformações devidas ao cisalhamento possam ser desprezadas. (VENTURINI, 1977).

Ferreira (2015), descreve que os esforços na parede do reservatório podem ser calculados de forma elementar, aplicando formulações para tubos cilíndricos considerando-os como membranas. Porém, pode haver a ligação da laje de fundo com a parede, restringindo as deformações radiais e deformação angular. Gerando assim esforços de flexão que devem ser levados em conta, como mostra a Figura 2.8.

Figura 2.8: Elemento infinitesimal de tensões considerando-se as teorias de membrana e flexão.



Fonte: Adaptado de Ferreira (2015).

Cruz (2009), relata que o aumento da capacidade dos computadores, associado ao desenvolvimento contínuo dos recursos gráficos e velocidade de resposta, permitiu a criação de programas cada vez mais completos e eficientes, voltados para a engenharia de estruturas. O Método dos Elementos Finitos (MEF) se popularizou bastante, por se tratar de um método numérico, que resolve problemas onde as soluções analíticas não são possíveis. O método consiste basicamente, na divisão do problema em um número discreto de regiões de pequena dimensão, denominados de elementos finitos. E o conjunto dessas regiões, é denominado de malha de elementos finitos.

Os vínculos ou apoios da estrutura de um reservatório são demasiadamente importantes, e influem diretamente no seu comportamento estrutural. Esses podem ser considerados deslizantes em uma direção, com articulação do tipo rótula ou engastados. Cabendo ressaltar que essas considerações fazem sentido do ponto de vista de projeto, encarando sob a perspectiva prática, o que existe é algo próximo a um engastamento elástico, que pode apresentar-se mais ou menos rígido a depender das condições de projeto.

Guimarães (1995), relata que a escolha do tipo de ligação a ser considerada para a obra depende da experiência do engenheiro projetista, da economia que cada ligação poderá propiciar a obra e principalmente da segurança.

3 ANÁLISE ESTRUTURAL

A seguir são apresentados quatro métodos de análise estrutural para reservatórios cilíndricos de concreto. Sendo realizados através de métodos chamados de exatos, que são a teoria clássica de placas e cascas, e MEF, e dos métodos chamados de práticos, que são a analogia de pórticos planos e os ábacos de Hangan-Soare.

3.1 ANÁLISE POR MEIO DA TEORIA CLÁSSICA DE PLACAS E CASCAS

A estrutura de um reservatório cilíndrico, geralmente é constituído de placas e cascas, ou somente cascas. A parede cilíndrica é um componente estrutural de geratriz curvilínea, portanto constituindo-se uma casca. A cobertura pode ser do tipo casca ou placa circular, como por exemplo cúpulas esféricas ou lajes maciças, respectivamente. O fundo também pode ser uma estrutura de casca ou placa, sendo visto mais comumente a aplicação de lajes com espessura variável na região de vinculação com a parede, e em alguns reservatórios elevados é comum o fundo ser constituído de cascas esféricas ou cônicas.

Gamboa (2009), descreve que a análise de cascas inclui normalmente duas teorias distintas, uma refere-se à teoria de membrana e outra a teoria de flexão. Ressaltando que as forças de membrana são independentes da flexão e são definidas pelas condições de equilíbrio estático. Na teoria de membrana as propriedades do material não são usadas e por isso, ela é válida para todas as cascas, independente do material utilizado. Na teoria de flexão, isso não ocorre, pois é necessário considerar alguns pressupostos cinemáticos associados a deformação das cascas usados na análise de pequenas deflexões.

Membranas são estruturas de superfície não-plana, que apresentam pequena espessura, absorvendo cargas axiais do tipo tração ou compressão. Devido a espessura reduzida, sua rigidez a flexão será mínima, ao ponto de ser desconsiderada. Ou seja, pela teoria de membrana, a inércia a flexão será nula, portanto não absorvendo momentos fletores. Geralmente, componentes estruturais planos ou curvos com espessura muito fina apresentam rigidez a flexão muito pouco significativa em comparação com a rigidez de membrana. Exemplos típicos de membrana são lonas, balões e estruturas infláveis. (PASTORE, 2015).

Pastore (2015), descreve as condições para ser possível o emprego da teoria de membrana:

- Espessura da casca seja pequena quando comparada as demais dimensões;

- Os esforços devido as ações externas se desenvolvem somente na superfície média da casca;
- A variação do raio de curvatura da curva geratriz da superfície de revolução é lenta, não existindo descontinuidades. ;
- As tensões resultantes de esforços de membrana são consideradas uniformemente distribuídas ao longo da espessura da casca;
- A tensão radial é pequena quando comparada as demais, sendo suficiente considerar um estado plano de tensões;
- Os deslocamentos na direção normal a superfície média (w) são pequenos e dentro do regime elástico. São aceitáveis valores de w menor ou igual a $h/2$, sendo h a espessura da casca.

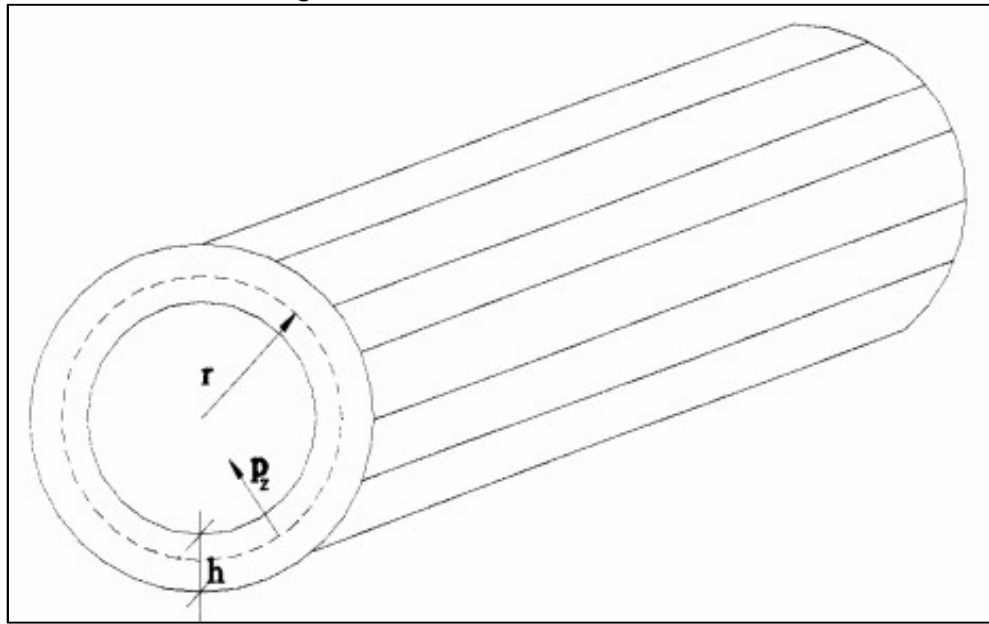
3.1.1 Parede Cilíndrica

O estudo analítico de paredes cilíndricas descrito a diante, foi o realizado por Guimarães (1995), partindo-se da teoria geral de cascas finas. O mesmo descreve que para a consideração de cascas finas, as estruturas devem apresentar uma relação espessura pelo raio médio equivalente, conforme condição mostrada na Expressão 14.

$$\frac{h}{r} \leq \frac{1}{20} \quad (14)$$

Considerando um tubo cilíndrico, de raio médio (r) e espessura (h), submetido a uma pressão (p_z), positiva se atuando desde a superfície média até o centro do tubo, como mostra a Figura 3.1. A espessura e a pressão podem ser constantes ou variáveis ao longo do tubo, porém são constantes ao longo de cada paralelo, ou seja, dependem apenas da ordenada y de cada paralelo.

Figura 3.1: Tubo cilíndrico em análise.



Fonte: Guimarães (1995).

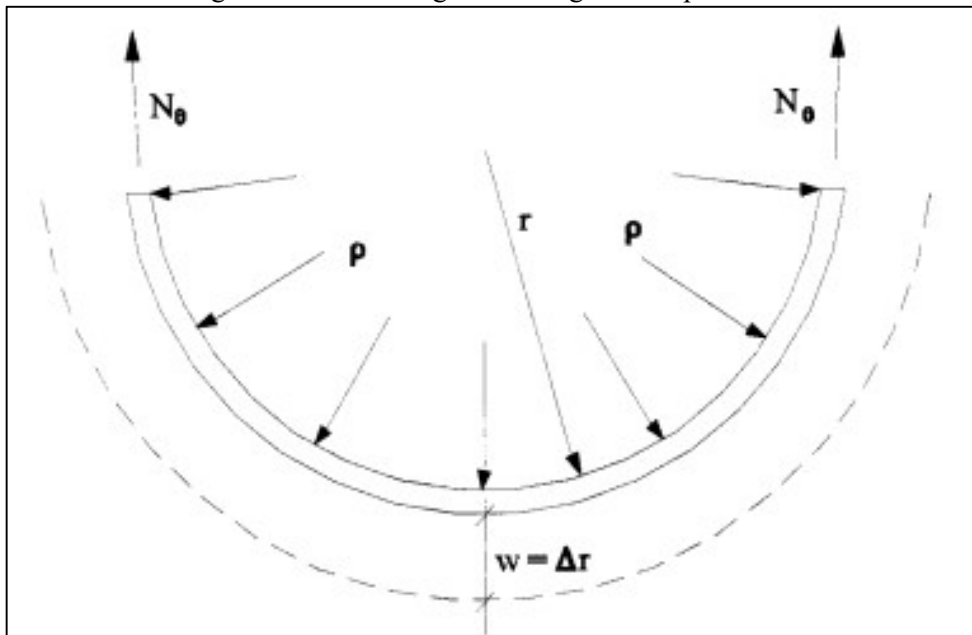
Em se tratando de reservatórios cilíndricos, sob pressão hidrostática, há uma simetria radial, tanto na geometria como nas ações externas. A parede portanto, pode-se aumentar ou diminuir seu raio, porém mantendo-se circular. Com isso em mente, pode-se decompor a parede do tubo em faixas longitudinais (segundo os meridianos), pois essas se deformam do mesmo modo, bastando analisar uma faixa qualquer, supondo largura unitária.

Aplicando uma pressão (p_z) negativa ao longo de uma faixa longitudinal, como mostra a Figura 3.2, gera-se uma tensão de tração (N_θ) que incide na seção transversal, gerando assim um deslocamento radial (w). A tensão de tração (N_θ) e a deformação radial (ε_θ) calculadas conforme mostrado nas Equações 15 e 16.

$$N_\theta = p r \quad (15)$$

$$\varepsilon_\theta = \frac{w}{r} \quad (16)$$

Figura 3.2: Faixa longitudinal segundo os paralelos.



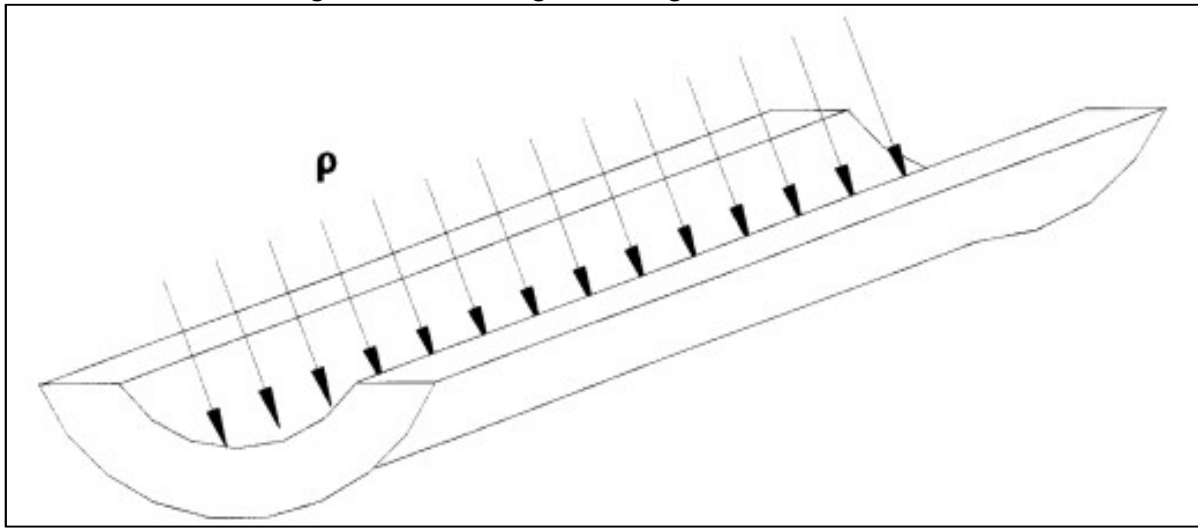
Fonte: Guimarães (1995).

A reação à pressão hidrostática que foi aplicada, pode ser descrita conforme mostra a Equação 17.

$$p = \frac{Eh}{r^2} w \quad (17)$$

A faixa longitudinal segundo o meridiano, como mostra a Figura 3.3, comporta-se como uma viga apoiada continuamente sobre uma base elástica. A ação do carregamento atuante é proporcional ao deslocamento w .

Figura 3.3: Faixa longitudinal segundo os meridianos.



Fonte: Guimarães (1995).

Para vigas sem impedimento lateral apoiada elasticamente, tem-se a Equação 18.

$$\frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{(p_z + p)}{EI} \quad (18)$$

Porém, como se trata de uma estrutura em casca cilíndrica a rigidez flexional EI , válida para elementos lineares como as vigas, pela teoria da elasticidade modifica-se para a expressão mostrada na Equação 19.

$$D = \frac{Eh^3}{12(1 - \nu^2)} \quad (19)$$

Substituindo-se essas expressões, a equação geral de cascas cilíndricas será a mostrada na Equação 20.

$$\frac{\partial^4 w}{\partial y^4} + \frac{Eh}{r^2 D} w = \frac{p_z}{D} \quad (20)$$

A partir dessa equação é interessante definir um certo parâmetro β , ao qual é mostrado na Equação 21.

$$\beta = \frac{[3(1 - \nu^2)]^{1/4}}{\sqrt{r h}} \quad (21)$$

Com isso, pode-se apresentar a equação diferencial geral para cascas cilíndricas axissimétricas, ficando conforme mostra a Equação 22.

$$\frac{\partial^4 w}{\partial y^4} + 4\beta^4 w = \frac{p_z}{D} \quad (22)$$

A solução dessa equação diferencial, é composta pela soma da solução particular mais a solução geral da equação homogênea, resultando na equação geral dos deslocamentos para tubos cilíndricos, que é dada pela Equação 23.

$$w = \frac{p_z r^2}{Eh} + e^{\beta y} (C_1 \cos \beta y + C_2 \sin \beta y) + e^{-\beta y} (C_3 \cos \beta y + C_4 \sin \beta y) \quad (23)$$

Pode-se simplificar essa equação considerando-se que uma borda do tubo não exerce influência na outra borda, ou seja considera-se que a análise irá restringir-se a tubos longos. Isso é para certos limites, bastante válido, pois os esforços amortecem-se rapidamente ao longo da altura da parede. Com isso o segundo termo da equação é ignorada, pois esse faria com que os deslocamentos (w) crescesse exponencialmente com o aumento da altura (y), caso que não ocorre na realidade para tubos longos.

O limite para consideração de tubos longos segundo Bonilha (1979, apud Guimarães, 1995), é válida para a relação $\beta H \geq 4$, ou ainda de acordo com outros autores, aqueles com $\beta H \geq \pi$, sendo H a altura total da parede cilíndrica. Então a expressão geral dos deslocamentos, para tubos longos fica determinada pela Equação 24.

$$w = \frac{p_z r^2}{Eh} + e^{-\beta y} (C_3 \cos \beta y + C_4 \sin \beta y) \quad (24)$$

Fazendo-se a primeira, segunda e terceira derivada de w , respectivamente, tem-se as expressões mostradas nas Equações 25 a 27.

$$w' = \beta e^{-\beta y} [-C_3 (\cos \beta y + \sin \beta y) + C_4 (\cos \beta y - \sin \beta y)] \quad (25)$$

$$w'' = 2 \beta^2 e^{-\beta y} (C_3 \sin \beta y - C_4 \cos \beta y) \quad (26)$$

$$w''' = 2 \beta^2 e^{-\beta y} [C_3 (\cos \beta y - \sin \beta y) + C_4 (\cos \beta y + \sin \beta y)] \quad (27)$$

Para determinar as constantes C_3 e C_4 , é necessário assumir algumas condições de contorno, referidas aos bordos do tubo. Para isso, chama-se o esforço cortante e o momento fletor no pé da parede de V_0 e M_0 , respectivamente, deixando as constantes em função dos mesmos. As condições de contorno são as mostradas adiante.

Para $y=0$, tem-se que a Equação 28.

$$w'' = 2 \beta^2 e^{-\beta y} C_4 \quad (28)$$

Portanto, tem-se as Equações 29 e 30.

$$w'' = \frac{-M_0}{D} \quad (29)$$

$$w''' = \frac{-V_0}{D} \quad (30)$$

Com isso, as constantes C_3 e C_4 ficam definidas pelas Equações 31 e 32, respectivamente.

$$C_3 = \frac{(V_0 + \beta M_0)}{2 \beta^3 D} \quad (31)$$

$$C_4 = \frac{M_0}{2 \beta^2 D} \quad (32)$$

Substituindo as constantes na equação geral dos deslocamentos e suas derivadas, tem-se as expressões mostradas nas Equações 33 a 36.

$$w = \frac{p_z r^2}{Eh} + e^{-\beta y} \left[-\frac{(V_0 + \beta M_0)}{2 \beta^3 D} \cos \beta y + \frac{M_0}{2 \beta^2 D} \sin \beta y \right] \quad (33)$$

$$w' = \frac{\gamma_l r^2}{Eh} + e^{-\beta y} \left[\frac{M_0}{\beta D} \cos \beta y + \frac{V_0}{2 \beta^2 D} (\cos \beta y + \sin \beta y) \right] \quad (34)$$

$$w'' = -e^{-\beta y} \left[\frac{M_0}{D} (\cos \beta y + \sin \beta y) + \frac{V_0}{\beta D} \sin \beta y \right] \quad (35)$$

$$w''' = -e^{-\beta y} \left[\frac{2\beta M_0}{D} \sin \beta y - \frac{V_0}{D} (\cos \beta y - \sin \beta y) \right] \quad (36)$$

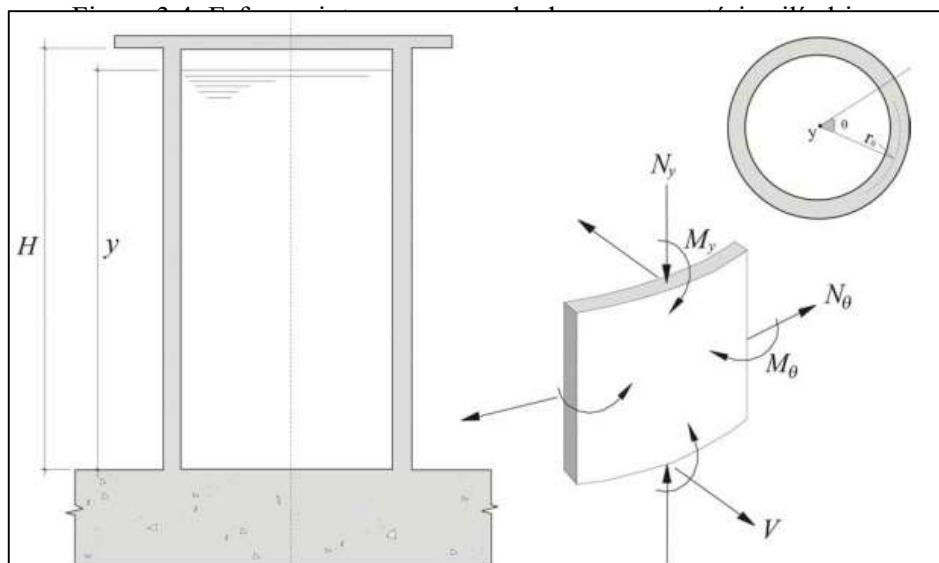
Com isso, da teoria clássica da elasticidade, tem-se que os esforços internos ficam relacionados com a equação dos deslocamentos e suas derivadas da seguinte forma que é apresentado as Equações 37 a 40, e ilustrados na Figura 3.4.

$$N_\theta = -\frac{Eh}{r} w \quad (37)$$

$$M_y = -D w'' \quad (38)$$

$$M_\theta = \nu M_y \quad (39)$$

$$V_y = -D w''' \quad (40)$$

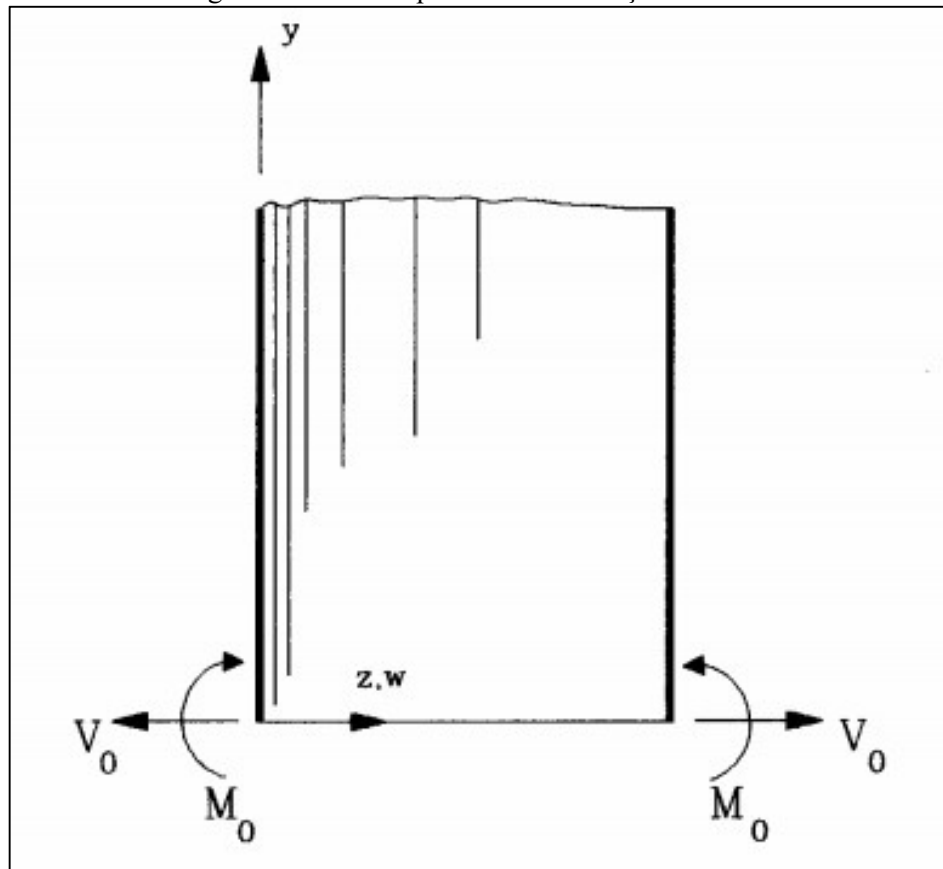


Fonte: Carmona (2005).

Percebe-se que a determinação dos esforços internos ficará sempre em função dos deslocamentos, que por sua vez, é dependente da magnitude dos hiperestáticos de borda. Resultando em um problema de determinação estática, que pode ser solucionado com a aplicação do Princípio dos Trabalhos Virtuais (PTV), onde é analisado os deslocamentos de borda para valores unitários dos hiperestáticos. A partir disso, pode-se aplicar o Método das Forças, que utiliza-se de equações de compatibilidade dos deslocamentos para chegar-se aos esforços finais para a estrutura hiperestática.

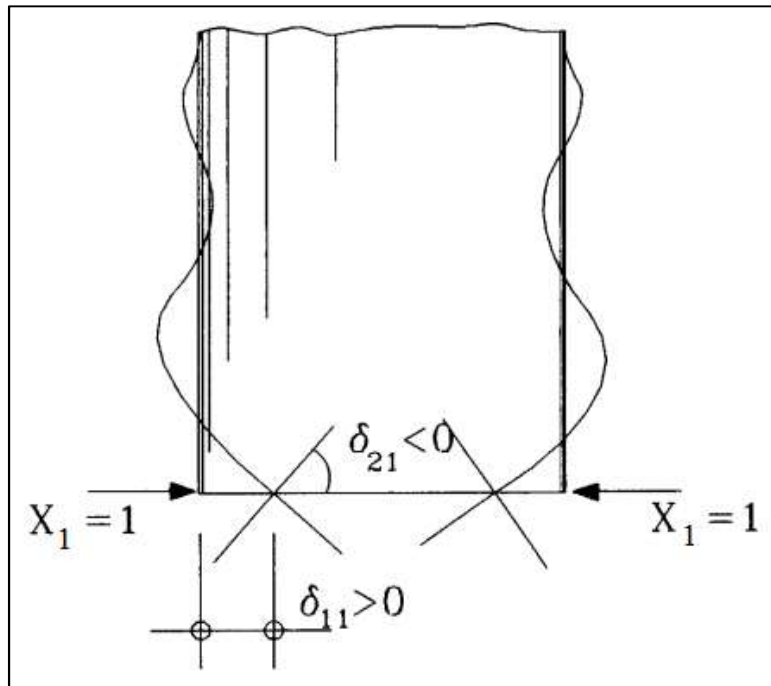
Para isso, é necessário impor um sistema de coordenadas, e consequentemente uma convenção de sinais para os esforços. O sentido que será admitido como positivo para os esforços de borda (V_0 e M_0) é mostrado na Figura 3.5, posteriormente será aplicado os hiperestáticos unitários X_1 e X_2 , na direção dos esforços de borda, com os sentidos postos a fim de obter deslocamentos ou rotações principais positivas, conforme mostra as Figura 3.6 e Figura 3.7.

Figura 3.5: Sentido positivo dos esforços de borda



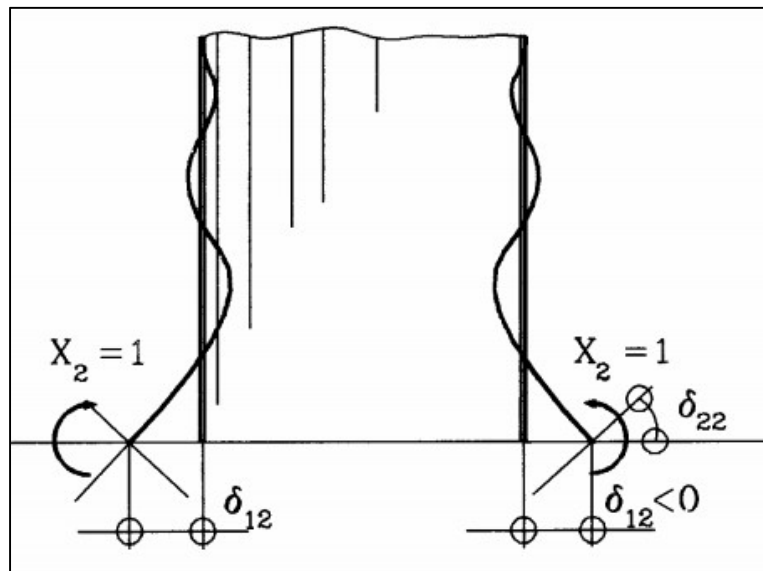
Fonte: Guimarães (1995).

Figura 3.6: Direção de aplicação do hiperestático X_1 .



Fonte: Guimarães (1995).

Figura 3.7: Direção de aplicação do hiperestático X_2 .



Fonte: Guimarães (1995).

Portanto, aplicando uma força unitária X_1 , na direção de V_0 , mas em sentido contrário determina-se o deslocamento na direção 1, devido a força X_1 , conforme é visto na Equação 41.

$$\delta_{11} = \frac{1}{2\beta^3 D} \quad (41)$$

E a rotação na direção 2, devido a força X_1 , mostrado na Equação 42.

$$\delta_{21} = -\frac{1}{2\beta^2 D} \quad (42)$$

Aplicando-se um momento unitário X_2 , na mesma direção e sentido de M_0 , determina-se o deslocamento na direção 1, devido a força X_2 , como pode ser visto na Equação 43.

$$\delta_{12} = -\frac{1}{2\beta^2 D} \quad (43)$$

E a rotação na direção 2, devido a força X_2 , mostrado na Equação 44.

$$\delta_{22} = \frac{1}{\beta D} \quad (44)$$

Com isso, pelo Método das Forças, tem-se que a compatibilidade dos deslocamentos é conforme mostra a Equação 45.

$$\delta_{i0} + X_i \delta_{i0} = 0 \quad (45)$$

Ou em forma matricial conforme mostra o sistema linear na Equação 46.

$$\begin{Bmatrix} \delta_{10} \\ \delta_{20} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} X_1 \\ X_2 \end{Bmatrix} \begin{bmatrix} \delta_{11} & \delta_{12} \\ \delta_{21} & \delta_{22} \end{bmatrix} = 0 \quad (46)$$

Em que, o vetor de deslocamentos no sistema principal δ_{i0} , refere-se aos esforços calculados pela teoria de membrana, pois esses podem ser determinados pela simples aplicação das condições de equilíbrio da estrutura, não sendo influenciada pelos hiperestáticos X_{ij} .

Podem existir quatro tipos de ligações nas bordas da parede cilíndrica. Essa refere-se aos tipos de vinculação entre os elementos, que podem ser do tipo deslizantes, articulada, engastamento perfeito ou engastamento elástico. Parte-se agora para o estudo em separado de cada uma dessas ligações. Lembrando que a condição para ser válida a teoria de membrana é que não haja esforços, além do axial, nas bordas da parede, com isso, a teoria de membrana será válida apenas para a ligação do tipo deslizante.

3.1.1.1 Considerando ligação deslizante (esforços de membrana)

Tanto o momento fletor M_y , quando o esforço cortante V_y são nulos. Portanto o deslocamento vertical (w) da parede será dado em função da deformação radial (ϵ_θ), e conseqüentemente em função do empuxo hidrostático (p_z), como pode ser visto na Equação 47.

$$w_y = p_z \frac{r^2}{Eh} = -\gamma_l (H - y) \frac{r^2}{Eh} \quad (47)$$

Sendo E o modulo de elasticidade do concreto, h a espessura da parede do reservatório, r o raio do reservatório, H a altura total desde o fundo até a cota final do liquido, e γ_l é o peso especifico do liquido armazenado.

Para espessura constante, a rotação (w') e o esforço normal (N_θ), será expressa conforme mostra a Equação 48 e 49, respectivamente.

$$w_y' = \frac{\gamma_l r^2}{Eh} \quad (48)$$

$$N_\theta = \gamma_l r (H - y) \quad (49)$$

Percebe-se pelas equações, que o deslocamento e o esforço normal variam linearmente com a altura da parede, no entanto, a rotação é constante ao longo dessa.

O esforço normal paralelo a direção y do reservatório (N_y), também varia linearmente com a altura, e trata-se de uma compressão devido ao peso próprio da parede (calculada com o seu peso especifico γ_p), sendo independente das demais solicitações. Conforme pode-se perceber pela Equação 50.

$$N_y = -\gamma_p h (H - y) \quad (50)$$

3.1.1.2 Considerando ligação articulada

Nesse tipo de ligação só há o impedimento da força cortante radial (normalmente será oriundo da reação axial da laje de fundo ao deslocamento radial na parede). Substituindo a articulação, por um hiperestático X_1 , aplicado na direção contrária a V_0 , a compatibilidade fica determinada conforme mostra a Equação 51.

$$\delta_{10} + X_1 \delta_{11} = 0 \quad (51)$$

Substituindo o V_0 por $-X_1$, na equação de deslocamentos e rotações, tem-se as Equações 52 e 53.

$$w = -\frac{1}{2\beta^3 D} (-X_1) e^{-\beta y} \cos \beta y \quad (52)$$

$$w' = \frac{1}{2\beta^2 D} (-X_1) e^{-\beta y} (\cos \beta y + \sin \beta y) \quad (53)$$

3.1.1.3 Considerando ligação com engastamento perfeito

Substituindo a vinculação de engastamento perfeito por um par de hiperestáticos X_1 e X_2 referentes a força cortante e ao momento fletor, respectivamente, tem-se que a compatibilidade dos deslocamentos é assumida conforme mostra as Equações 54 e 55.

$$\delta_{10} + X_1\delta_{11} + X_2\delta_{12} = 0 \quad (54)$$

$$\delta_{20} + X_1\delta_{21} + X_2\delta_{22} = 0 \quad (55)$$

Fazendo a substituição do esforço cortante V_0 por $-X_1$ e o momento fletor M_0 por X_2 nas equações de deslocamentos e rotações, surgem as expressões mostradas nas Equações 56 e 57.

$$w = \frac{1}{2\beta^3 D} e^{-\beta y} [\beta X_2 (\cos \beta y - \sin \beta y) + (-X_1) \cos \beta y] \quad (56)$$

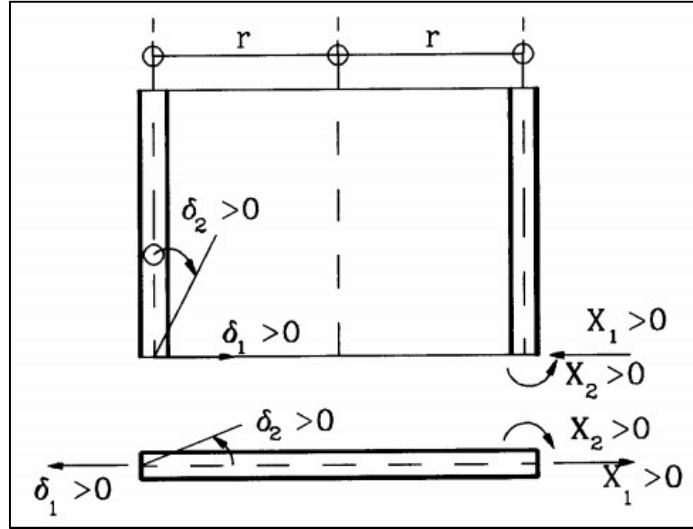
$$w' = \frac{1}{2\beta^2 D} e^{-\beta y} [2\beta X_2 \cos \beta y + (-X_1)(\cos \beta y + \sin \beta y)] \quad (57)$$

3.1.1.4 Considerando ligação com engastamento elástico

Para considerar analiticamente o engastamento elástico entre a parede e laje de fundo, é necessário impor a condição de que os deslocamentos e rotações serão os mesmos para ambas as partes em seus pontos de ligação. A

Figura 3.8 representa os hiperestáticos X_1 e X_2 , aplicados no inferior da parede e na laje de fundo, com seus respectivos deslocamentos δ_1 e δ_2 . Os índices “s” e “w” serão referidos à laje e parede, respectivamente.

Figura 3.8: Deslocamentos e rotações aplicados na laje e na parede.



Fonte: Guimarães (1995).

Na borda inferior da parede, os deslocamentos no sistema principal (δ_{i0}) serão analisados pela teoria de membrana, conforme é visto nas Equações 58 e 59.

$$\delta_{10}^w = -\frac{\gamma r^2}{E h^w} H < 0 \quad (58)$$

$$\delta_{20}^w = \frac{\gamma r^2}{E h^w} > 0 \quad (59)$$

Considerando que a laje de fundo está assente sobre um apoio indeformável, pode-se assumir que seus deslocamentos serão nulos. Conforme mostra a Expressão 60.

$$\delta_{10}^s = \delta_{20}^s = 0 \quad (60)$$

Se isso ocorresse, ter-se-ia somente o deslocamento e rotação da parede, causando a abertura na ligação entre as partes, ou seja mudando a ortogonalidade entre laje-parede. Algo que não ocorre na realidade devido a ligação elástica existente, garantida por uma armadura de ligação capaz de absorver momentos fletores. Portanto, surgem os hiperestáticos X_1 e X_2 , devido aos esforços gerados pela força cortante e o momento fletor na ligação, respectivamente.

O hiperestático X_1 causa um estado plano de tensões na laje, com tensão constante em todas as direções, diante disso o deslocamento radial na direção de V_0 , será pela Equação 61.

$$\delta_{11}^s = \frac{(1 - \nu)r}{E h^s} \quad (61)$$

Com a aplicação do hiperestático X_1 , há uma extensão radial da laje, que não provoca rotações em suas bordas. Portanto a rotação nesse caso será nula, ou seja $\delta_{21}^s = 0$. O

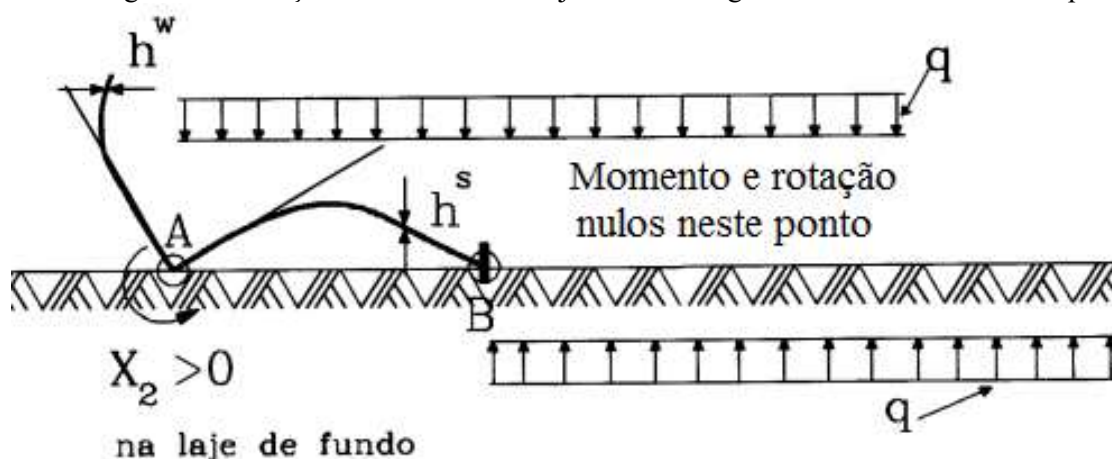
hiperestático X_2 , irá gerar apenas uma rotação na borda da laje, não influenciando nos deslocamentos radiais, portanto $\delta_{12}^s = 0$.

Com a aplicação do hiperestático X_2 na borda da laje, surge uma rotação que tende a levantar uma certa região na periferia da laje de fundo que faz ligação com a parede, como mostra a Figura 3.9. Esse levantamento ocorre em um trecho AB de comprimento b , que será tão maior quanto menor for a espessura da laje, sendo portanto, proporcional a sua rigidez.

O levantamento não ocorre em toda a área da laje pois existe o empuxo hidrostático que será equilibrado pela reação vertical do solo. Partindo-se dessa prerrogativa, pode-se dividir a laje de fundo em duas regiões, nas proximidades da borda haverá os esforços de flexão devido ao engastamento elástico com a parede, e região central estará praticamente em estado de repouso, sem receber nenhuma solicitação.

Cabe ressaltar, que esse efeito ocorre pois considera-se que a laje se apoia em um solo extremamente rígido (com deslocamentos desprezíveis), isso é de fato uma situação desejável para o projeto de reservatórios, pois esse tipo de estrutura tem pouca tolerância a recalques diferenciais, sendo preferível oferecer condições executivas para que esse problema não ocorra. Como por exemplo assentar o reservatório sobre um radier rígido, ou prever um estaqueamento em forma de malha sob toda a laje de fundo para tentar reduzir ao máximo os efeitos advindos dos recalques diferenciais.

Figura 3.9: Rotação do trecho AB da laje de fundo engastada elasticamente com a parede.



Fonte: Guimarães (1995).

Para considerar analiticamente esse efeito, na região do trecho AB que sofre o levantamento, pode-se assumir o mesmo comportamento de uma viga biapoiada de largura unitária ($b=1$) e altura h^s , com inércia dada pela Equação 62.

$$I = \frac{h^s}{12(1 - \nu^2)} \quad (62)$$

As rotações calculadas pela teoria da flexão nos apoios A e B são calculadas conforme as Equações 63 e 64.

$$\phi_A = -\frac{q b^3}{24EI} + \frac{X_2 b}{3EI} \quad (63)$$

$$\phi_B = -\frac{q b^3}{24EI} + \frac{X_2 b}{6EI} \quad (64)$$

No apoio B a rotação será nula, com isso tem-se a expressão para o cálculo da distância b, que será:

$$b = 2 \sqrt{\frac{X_2}{q}} \quad (65)$$

A rotação no apoio A correspondente a borda da laje de fundo, que será a usada para compatibilizar os esforços, e será calculada de acordo com as Equações 66 e 67.

$$\phi_A = \frac{12(1 - \nu^2)}{3Eh^s} \sqrt{\frac{X_2^3}{q}} \quad (66)$$

Considerando que:

$$D_s = \frac{E(h^s)^3}{12(1 - \nu^2)} \quad (67)$$

Tem-se, portanto que no apoio A, a rotação pode ser obtida mediante a aplicação da Equação 68.

$$\phi_A = \frac{1}{3D_s} \sqrt{\frac{X_2^3}{q}} \quad (68)$$

No caso de engastamento elástico, a parede e laje de fundo deslocam e giram igualmente, permanecendo a angulação de 90° entre eles após a deformação inicial. Com isso, fazendo-se as simplificações devido as condições estáticas do problema, conforme visto na Equação 69.

$$\delta_{10}^s = \delta_{20}^s = \delta_{12}^s = \delta_{21}^s = 0 \quad (69)$$

Tem-se que as equações de compatibilidade dos deslocamentos e rotações, são descritas conforme mostra as Equações 70 e 71.

$$\delta_{10}^w + X_1(\delta_{11}^w + \delta_{11}^s) + X_2\delta_{12}^w = 0 \quad (70)$$

$$\delta_{20}^w + X_1\delta_{21}^s + X_2(\delta_{22}^w + \delta_{22}^s) = 0 \quad (71)$$

As equações de deslocamentos e rotações serão as mesmas vistas anteriormente, onde serão inseridos os esforços hiperestáticos finais X_1 e X_2 , para a vinculação elástica entre parede e a laje de fundo.

3.1.2 Cobertura e laje de fundo

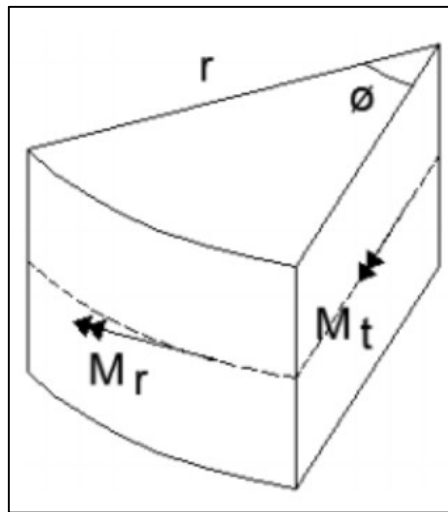
A cobertura para reservatórios cilíndricos, quando necessária, é normalmente feita em laje circular maciça ou nervurada, ou em cascas de formas diversas, sendo a casca em cúpula esférica uma das mais utilizadas. A laje circular de fundo é frequentemente utilizada para reservatórios cilíndricos apoiados ou elevados.

De acordo com Timoshenko e Woinowsky-Krieger (1959), conforme visto na Figura 3.10, os momentos fletores radiais (M_r) e circunferenciais (M_t) em uma laje apoiada nas extremidades e sujeita a ação de um carregamento uniformemente distribuído (q), será dado conforme as Equações 72 e 73.

$$M_r = \frac{q}{16}(3 + \nu)(a^2 - r^2) \quad (72)$$

$$M_t = \frac{q}{16}[a^2(3 + \nu) - r^2(1 + 3\nu)] \quad (73)$$

Figura 3.10: Momentos fletores radiais e circunferenciais em uma faixa de laje circular.



Fonte: Pastore (2015).

Em que, a será o raio da laje circular, r o eixo horizontal na direção do raio, e ν o coeficiente de Poisson do concreto.

Os valores máximos apresentam-se no centro da laje, onde os momentos radiais e circunferenciais serão iguais, calculados de acordo com a Equação 74.

$$M_r = M_t = \frac{(3 + \nu)}{16} q a^2 \quad (74)$$

Os deslocamentos ao longo do raio da laje, podem obtidos por meio da Equação 75.

$$w = \frac{q a^2}{16D(1 + \nu)} (a^2 - r^2) \quad (75)$$

Apresentando magnitude máxima também na região central, e será calculada conforme apresenta a Equação 76.

$$w_{max} = \frac{(5 + \nu)}{64D(1 + \nu)} q a^4 \quad (76)$$

Tratando-se de uma laje de fundo apoiada sobre um solo indeformável, essa não sofrerá deformação, servindo apenas de um elemento transmissor de cargas para o solo. Sofrendo uma rotação nos apoios quando ligada elasticamente a uma parede cilíndrica, resultando no fenômeno de levantamento da borda, conforme apresentado anteriormente.

As cúpulas esféricas classificam-se como estruturas em casca, apresentando comportamento de membrana, porém, devido a esforços transversais na seção de bordo, ocasionadas por certas condições de vinculação, ocorrerá nessa região esforços de flexão que perturbam o comportamento de membrana. O problema é solucionado então, a partir da união das formulações advindas da teoria de membrana com a teoria de flexão.

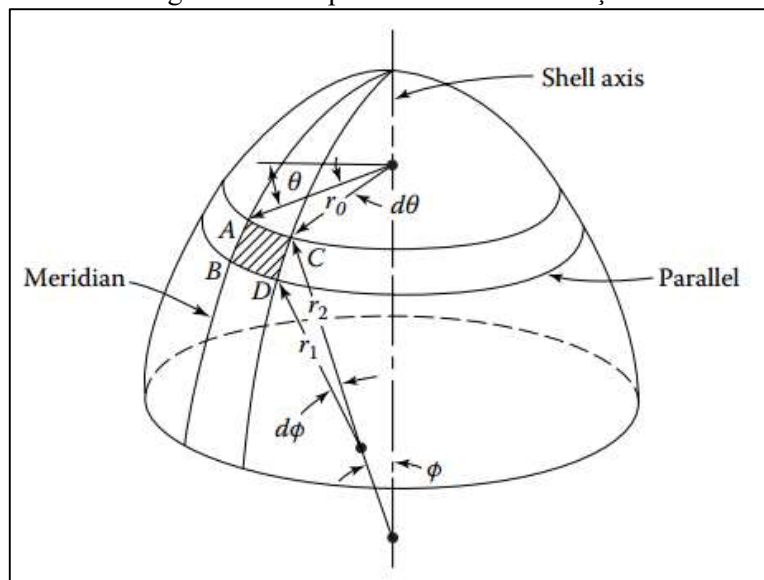
A teoria de membrana é solucionada por simples imposição das condições de equilíbrio da estrutura. No entanto, na teoria de flexão é necessário indicar as condições de contorno do problema, que trata-se de assumir deslocamentos e/ou rotações conhecidas em locais específicos do modelo.

Regiões de borda é um primeiro exemplo desses locais, devido a serem, na maioria das vezes, uma escolha própria do projetista, como por exemplo, assumir uma ligação rígida ou rotulada que implicaria em rotações nulas ou não, respectivamente. Para ligações elásticas com outros elementos estruturais, determina-se os deslocamentos ou rotações para o ponto de ligação, contabilizando os esforços de ambos componentes que se unem no nó.

As cúpulas esféricas são cascas de dupla simetria, portanto funcionando como uma estrutura axissimétrica. Planos transversais ao seu eixo axial, são chamadas de paralelos, e os meridianos são os planos paralelos a esse. Os esforços internos desenvolvem-se segundo esses planos.

Ugural (2010), desenvolve as formulações para o emprego das teorias de flexão e de membrana para cúpulas esféricas, que por sua vez, são somadas para se chegar aos resultados finais. As formulações apresentadas a seguir, foram resumidas e adaptadas para cascas esféricas com carregamento axissimétrico. Conforme observa-se a Figura 3.11.

Figura 3.11: Cúpula esférica de revolução.



Fonte: Ugural (2010).

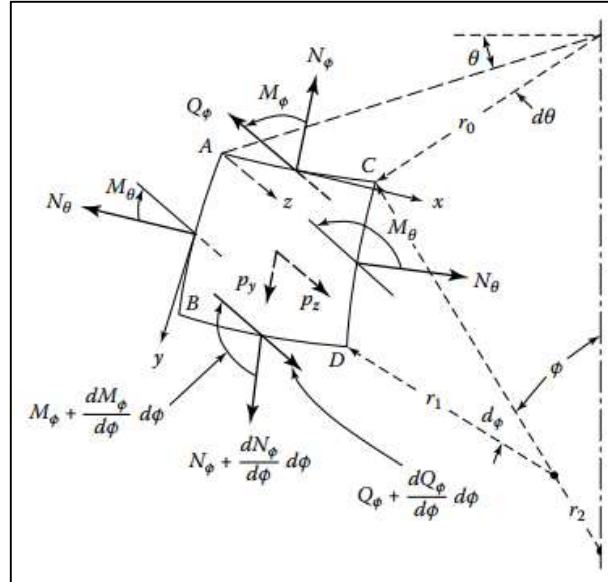
De acordo com Meneses (2013) as cúpulas são superfícies de revolução que apresentam dupla curvatura e são geradas a partir da rotação de uma curva, denominada de meridiano, em torno de um eixo vertical pertencente ao plano da curva. Em cúpulas esféricas, ambas as curvaturas são iguais e constantes. As linhas resultantes da interseção da superfície com planos horizontais são denominadas de paralelos ou anéis.

Meneses (2013) comenta que as reações de apoio podem gerar um componente tangencial a membrana, e outro componente normal, que desenvolvera esforços de flexão na vizinhança dos bordos da cúpula, que poderão ser elevados. Uma forma de corrigir isso, consiste em adotar uma viga de borda (ou também conhecido como anel de rigidez), essa viga tem a finalidade de fornecer a cúpula a reação horizontal que anteriormente não existia, desenvolvendo uma força de tração axial circunferencial.

Os esforços são calculados considerando os carregamentos que podem se desenvolver uniformemente na superfície da cúpula ou em projeção vertical, que tratam-se normalmente das

ações devido ao peso próprio e cargas acidentais. Sendo assumidos conforme mostra a Figura 3.12.

Figura 3.12: Esforços e ações em um elemento infinitesimal de casca esférica.



Fonte: Ugural (2010).

Uma cúpula esférica sob a ação de cargas permanentes (g) e cargas acidentais (q), desenvolve esforços de membrana em sua superfície, podendo ser de tração ou compressão. Sendo a tensão normal axial na direção dos meridianos (N_ϕ) e tensão normal na direção dos paralelos (N_θ), calculadas conforme as Equações 77 e 78.

$$N_\phi = -\frac{rg}{1 + \cos \phi} - \frac{rq}{2} \quad (77)$$

$$N_\theta = -rg \left(\frac{1}{1 + \cos \phi} - \cos \phi \right) - \frac{rq}{2} \cos 2\phi \quad (78)$$

Os deslocamentos (Δ_H) e rotações (Δ_ϕ) de membrana, são calculados conforme as Equações 79 e 80.

$$\Delta_H = \frac{gr^2}{Eh} \sin \phi_c \left(\frac{1 + \nu}{1 + \cos \phi_c} - \cos \phi_c \right) + \frac{qr^2}{Eh} \sin \phi_c \left(\frac{1 + \nu}{2} - \cos^2 \phi_c \right) \quad (79)$$

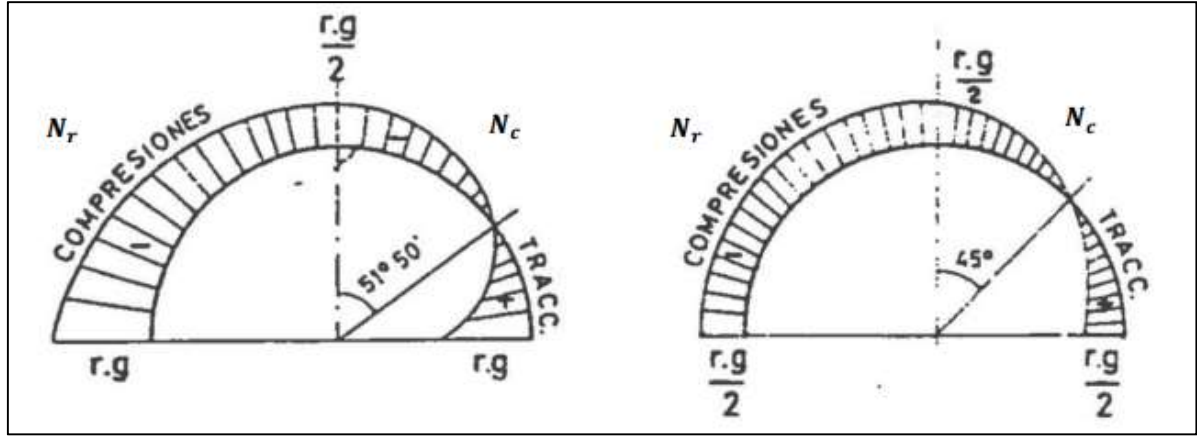
$$\Delta_\phi = \frac{gr}{Eh} \sin \phi_c (2 + \nu) + \frac{qr}{Eh} \sin \phi_c \cos \phi_c (3 + \nu) \quad (80)$$

Sendo r o raio da cúpula, E e ν serão o módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson do material, respectivamente, h corresponde a espessura da cúpula e ϕ_c ao seu ângulo de abertura.

Os esforços de membrana são mostrados na Figura 3.13, para os carregamentos uniforme em superfície (peso próprio) e uniformes em projeção vertical (sobrecargas).

Enfatizando que o esforço normal na direção circunferencial (N_c) sofre uma inversão do sinal a partir de um determinado ângulo de abertura, já que a componente horizontal da reação tangente a meridional já não é suficiente para impor compressões no anel. Os esforços axiais na direção dos arcos (N_r), são sempre de compressão. (MENESES, 2013)

Figura 3.13: Distribuição dos esforços devido a ações uniformes em superfície e uniformes em projeção vertical, respectivamente.



Fonte: Meneses (2013).

Os esforços obtidos na teoria de flexão, são os calculados conforme mostrado nas Equações 81 a 85.

$$N_\phi = -\sqrt{2} \cot(\phi_c - \phi) \sin \phi_c \sin \left(\lambda \phi - \frac{\pi}{4} \right) e^{-\lambda \phi} H_c - \frac{2\lambda}{r} \cot(\phi_c - \phi) \sin(\lambda \phi) e^{-\lambda \phi} M_c \quad (81)$$

$$N_\theta = -2\lambda \sin \phi_c \sin \left(\lambda \phi - \frac{\pi}{2} \right) e^{-\lambda \phi} H_c - \frac{2\sqrt{2}\lambda^2}{r} \sin \left(\lambda \phi - \frac{\pi}{4} \right) e^{-\lambda \phi} M_c \quad (82)$$

$$M_\phi = \frac{r}{\lambda} \sin \phi_c \sin(\lambda \phi) e^{-\lambda \phi} H_c + \sqrt{2} \sin \left(\lambda \phi - \frac{\pi}{4} \right) e^{-\lambda \phi} M_c \quad (83)$$

$$M_\theta = \nu M_\phi \quad (84)$$

$$\lambda = \sqrt[4]{3(1 - \nu^2) \left(\frac{r}{h} \right)^2} \quad (85)$$

Os deslocamentos obtidos na teoria de flexão, são obtidos através das Equações 86 e 87.

$$\Delta_H = \frac{2r \sin^2 \phi_c}{Eh} H_c + \frac{2\lambda^2 \sin \phi_c}{Eh} M_c \quad (86)$$

$$\Delta_\phi = \frac{2\lambda^2 \sin \phi_c}{Eh} H_c + \frac{4\lambda^3}{Erh} M_c \quad (87)$$

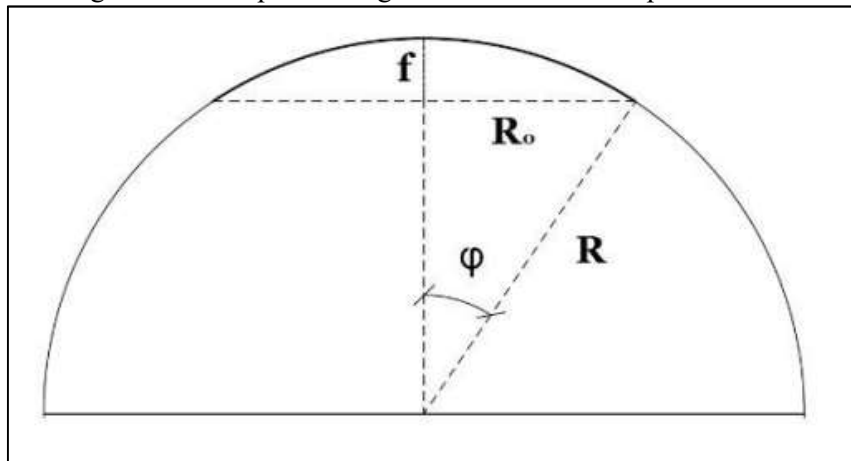
Percebe-se, como comentado anteriormente, que as formulações na teoria de flexão serão em função dos hiperestáticos de borda, ou seja, as reações de apoio que ocorrem na região de borda da cúpula, que são o momento fletor (M_c) e a força horizontal (H_c).

A geometria de uma cúpula pode ser determinada por relações trigonométricas para superfícies esféricas. Meneses (2013), apresenta as formulações obtidas para determinação do raio de abertura (R) e o ângulo de abertura (φ). Essas estão em função do raio (R_0) e da flecha (f) para uma cúpula esférica, conforme calculado pelas Equações 88 e 89.

$$R = \frac{R_0^2 + f^2}{2f} \quad (88)$$

$$\varphi = 2 \tan^{-1} \left(\frac{f}{R_0} \right) \quad (89)$$

Figura 3.14: Propriedades geométricas de uma cúpula esférica.

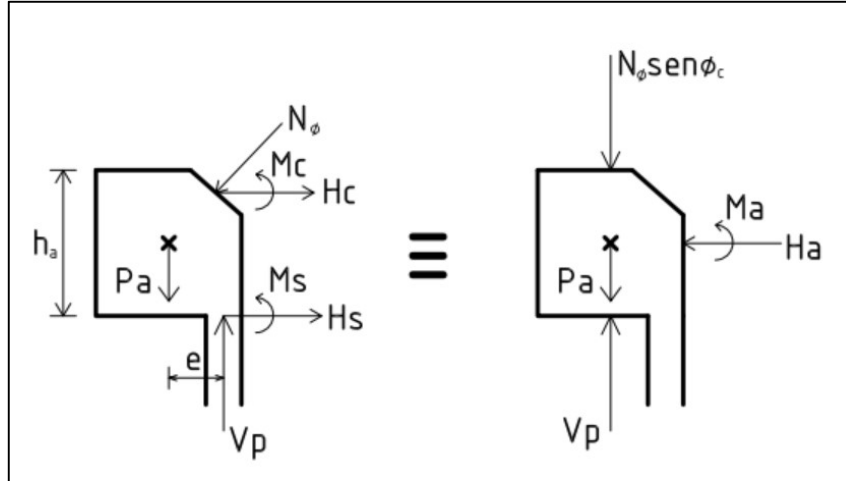


Fonte: Meneses (2013).

3.1.3 Anel de Rigidez

Segundo Venturini (1977) a ligação da parede do reservatório com a cobertura, é muitas vezes, executada mediante a colocação de um anel intermediário. Com a finalidade de aumentar a rigidez aos movimentos nas bordas desses elementos, para que as tensões de tração não sejam elevadas. Quando o anel é solicitado por uma força horizontal atuando fora do centro de gravidade de sua seção transversal, pode-se dividir o problema em duas partes para o cálculo dos esforços e deslocamentos. Em uma parte é considerada os efeitos da força centrada, em outra parte os efeitos causados pela excentricidade. Como pode ser visto na Figura 3.15.

Figura 3.15: Componentes de Forças e momentos atuantes no anel de rigidez.



Fonte: Autor.

Como pode ser observado, o anel serve de apoio para a cúpula que por sua vez transmite reações à parede. As forças que atuam no anel de equilíbrio são as reações oriundas da cúpula (N_ϕ , M_c e H_c), e as transmitidas à parede (V_p , M_p e H_p), além de seu peso próprio (P_a). Normalmente pode existir uma excentricidade (e) entre os eixos do anel de rigidez e a parede que deve ser levada em consideração.

Com isso, é possível concentrar todos os esforços em duas componentes de força (P_a e H_a) e uma de momento (M_a) que referem-se às reações no anel de rigidez. Que podem ser obtidos de acordo com as Equações 90 a 92.

$$V_p = N_\phi \sin \phi_c + P_a \quad (90)$$

$$M_a = V_p e + \frac{h_a}{2} H_p + \frac{h_a}{2} H_c + M_c + M_p \quad (91)$$

$$H_a = N_\phi \cos \phi_c - H_c - H_p \quad (92)$$

O deslocamento horizontal (Δ_h^a) na viga de rigidez, será então conforme a Equação 93.

$$\Delta_h^a = \frac{r^2}{EA_R} H_a \quad (93)$$

O momento fletor resultante (M_a) irá gerar em um giro na seção da viga de rigidez, conforme mostra a Figura 3.16, que resultará em deslocamentos horizontais na borda superior e inferior (Δ_h^s e Δ_h^i respectivamente), que podem ser calculados conforme as Equações 94 e 95.

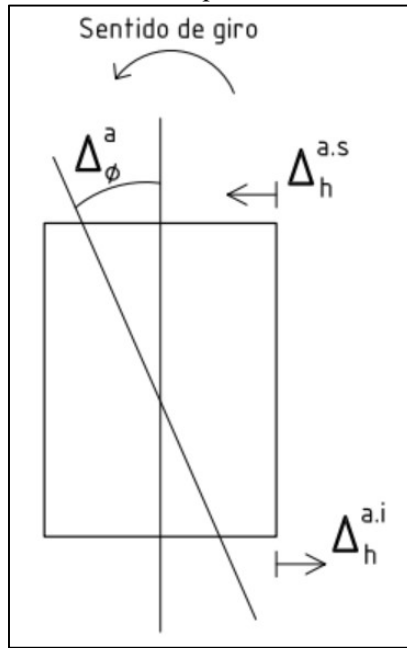
$$\Delta_h^s = \Delta_h^a - \frac{h}{2} \Delta_\phi^a \quad (94)$$

$$\Delta_h^i = \Delta_h^a + \frac{h}{2} \Delta_\phi^a \quad (95)$$

A rotação na seção transversal do anel de rigidez (Δ_ϕ^a), pode ser calculada conforme Equação 96.

$$\Delta_\phi^a = -\frac{r^2}{EI_r} M_a \quad (96)$$

Figura 3.16: Deslocamentos que ocorrem no anel de rigidez.



Fonte: Autor.

Sendo A_r a área da seção transversal do anel, e I_r o seu momento de inércia, calculados conforme as Equações 97 e 98.

$$A_r = h_a b \quad (97)$$

$$I_r = \frac{bh_a^3}{12} \quad (98)$$

3.2 ANÁLISES ATRAVÉS DE MÉTODOS PRÁTICOS

As formulações apresentadas para a determinação dos esforços internos nas cascas cilíndricas, conduz a uma equação diferencial de quarta ordem, onde a solução introduz funções exponenciais simplificadas. O trabalho manual para resolução dessas equações pode ser significativo, a depender das condições e da quantidade de modelos estudados. Além disso

pode-se tornar inviável para estudos preliminares como a elaboração de um anteprojeto, que requer resultados aproximados, sem grande interesse na precisão.

Diante disso, com base na teoria de flexão em tubos, Hangan e Soare (1959), demonstra que simplificando as expressões apresentadas anteriormente, pode-se expressar os resultados sob a forma de ábacos. Dessa forma, reduzindo bastante o trabalho de cálculo nos projetos estruturais, pois tudo se resume a aplicação de expressões simples, em função de coeficientes obtidos por meio dos ábacos. Esse método de cálculo leva a bons resultados quando comparado com os obtidos através das equações da teoria de cascas, e pela sua facilidade de manuseio, é bastante utilizado nos escritórios de cálculo, seja pra pré-dimensionamento ou mesmo projeto definitivo. (GUIMARÃES, 1995).

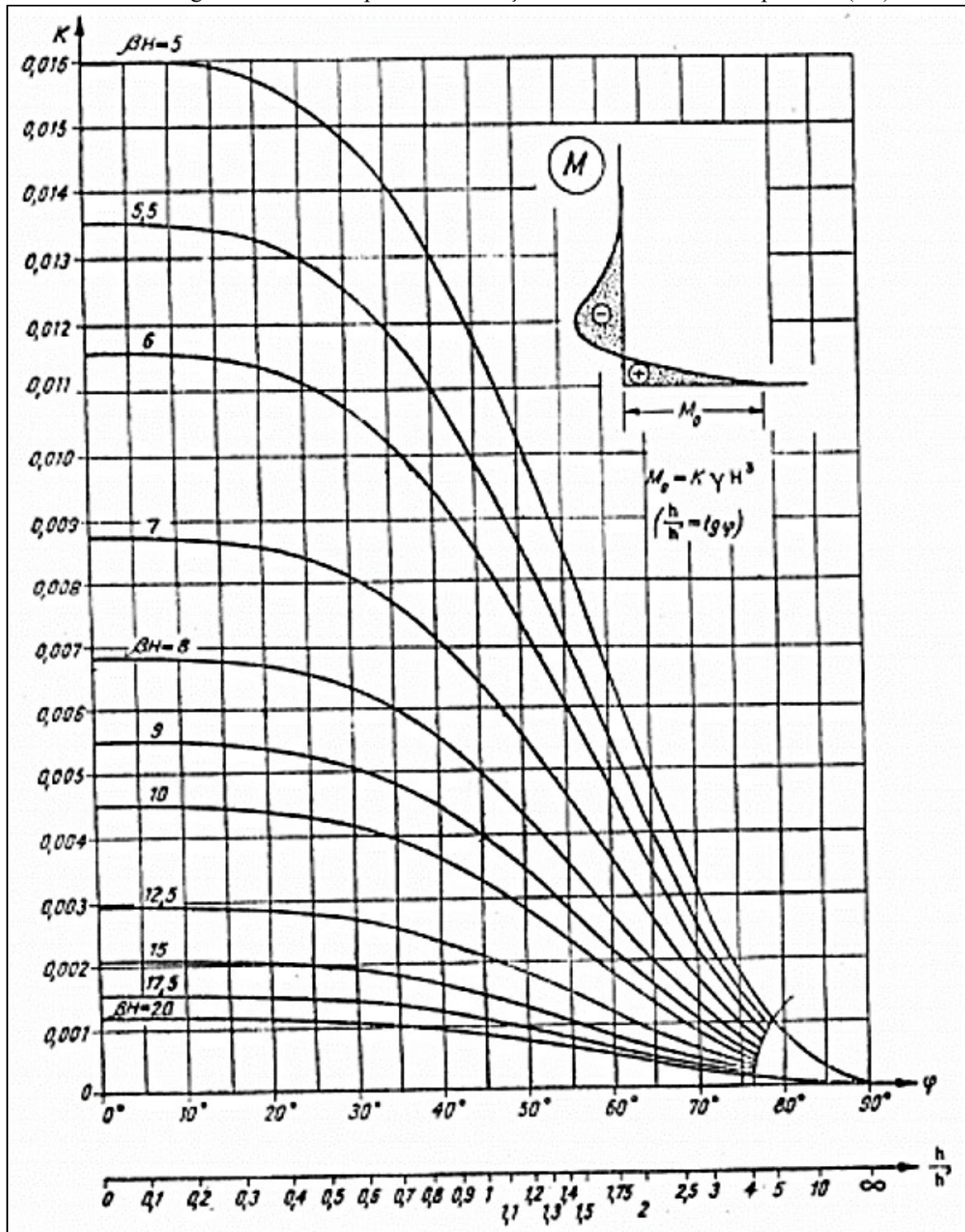
Pastore (2015), afirma que os ábacos de Hangan-Soare são bastantes práticos, visto que com a simples aplicação de algumas formulas envolvendo dados geométricos, o trabalho de cálculo nos projetos estruturais é reduzido e os esforços solicitantes são obtidos rapidamente.

Esses ábacos são específicos para reservatórios cilíndricos apoiados em uma laje circular, assente em solo indeformável. Sendo válida a hipótese de tubos longos, onde uma borda não exerce influência na outra. Os ábacos são apresentados nas Figura 3.17 a Figura 3.22.

As equações para determinação dos esforços com suas respectivas ordenadas são apresentadas nos ábacos. Onde h é a espessura da parede do reservatório e h' a espessura da laje de fundo, na abscissa encontra-se a relação h/h' ou ainda o ângulo φ (em que, $tg\varphi = h/h'$), a partir desse eixo é traçado uma reta vertical que toca um ponto da curva característica βh , e a reta horizontal que intercepta esse ponto refere-se ao coeficiente de ajuste das equações, que substituídas nas equações presentes em cada ábaco determinam-se os esforços ou suas ordenadas. O parâmetro β já mostrado anteriormente, é calculado pela Equação 99.

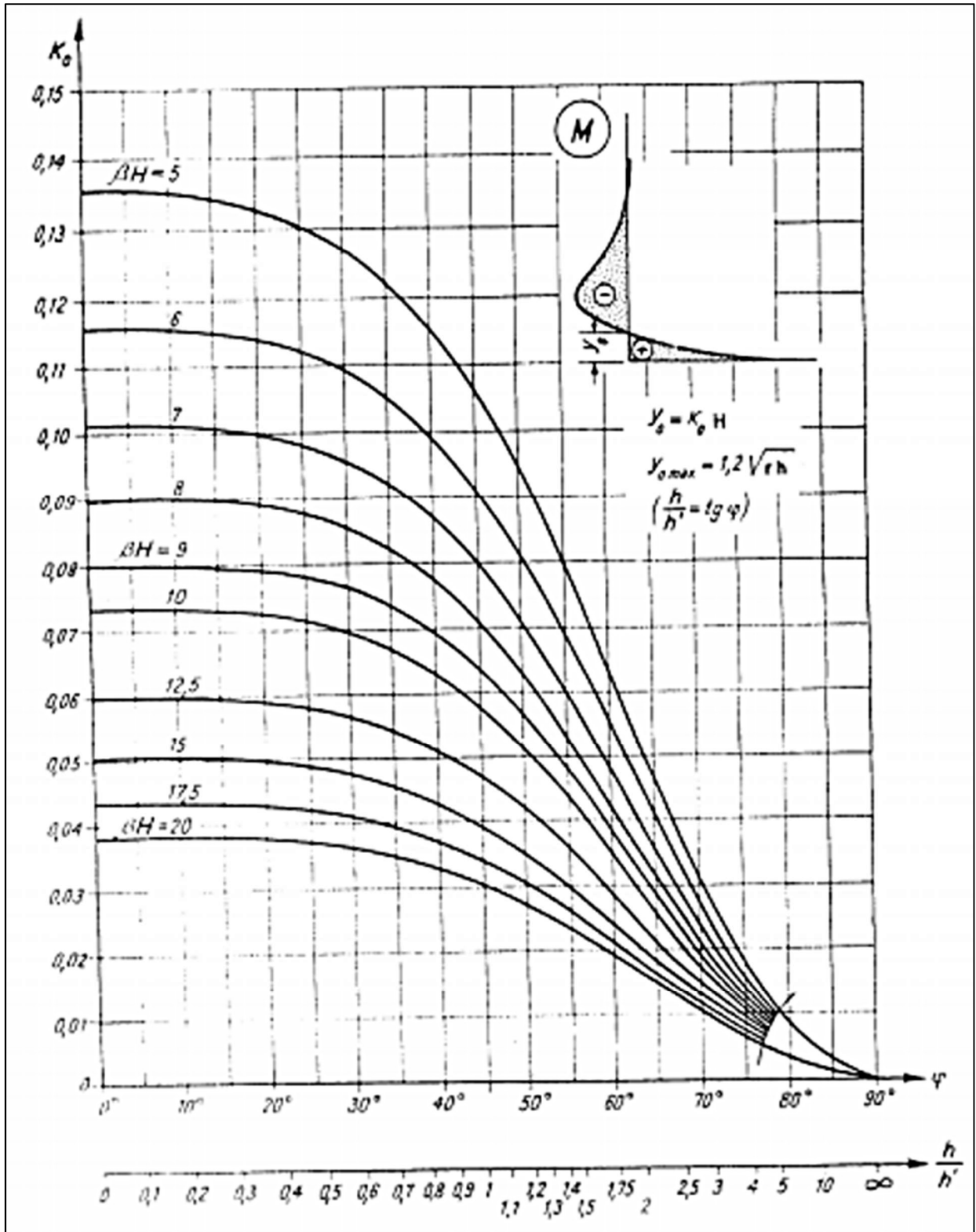
$$\beta = \frac{[3(1 - \nu^2)]^{1/4}}{\sqrt{r h}} \quad (99)$$

Figura 3.17: Ábaco para determinação do momento máximo positivo (M_0).



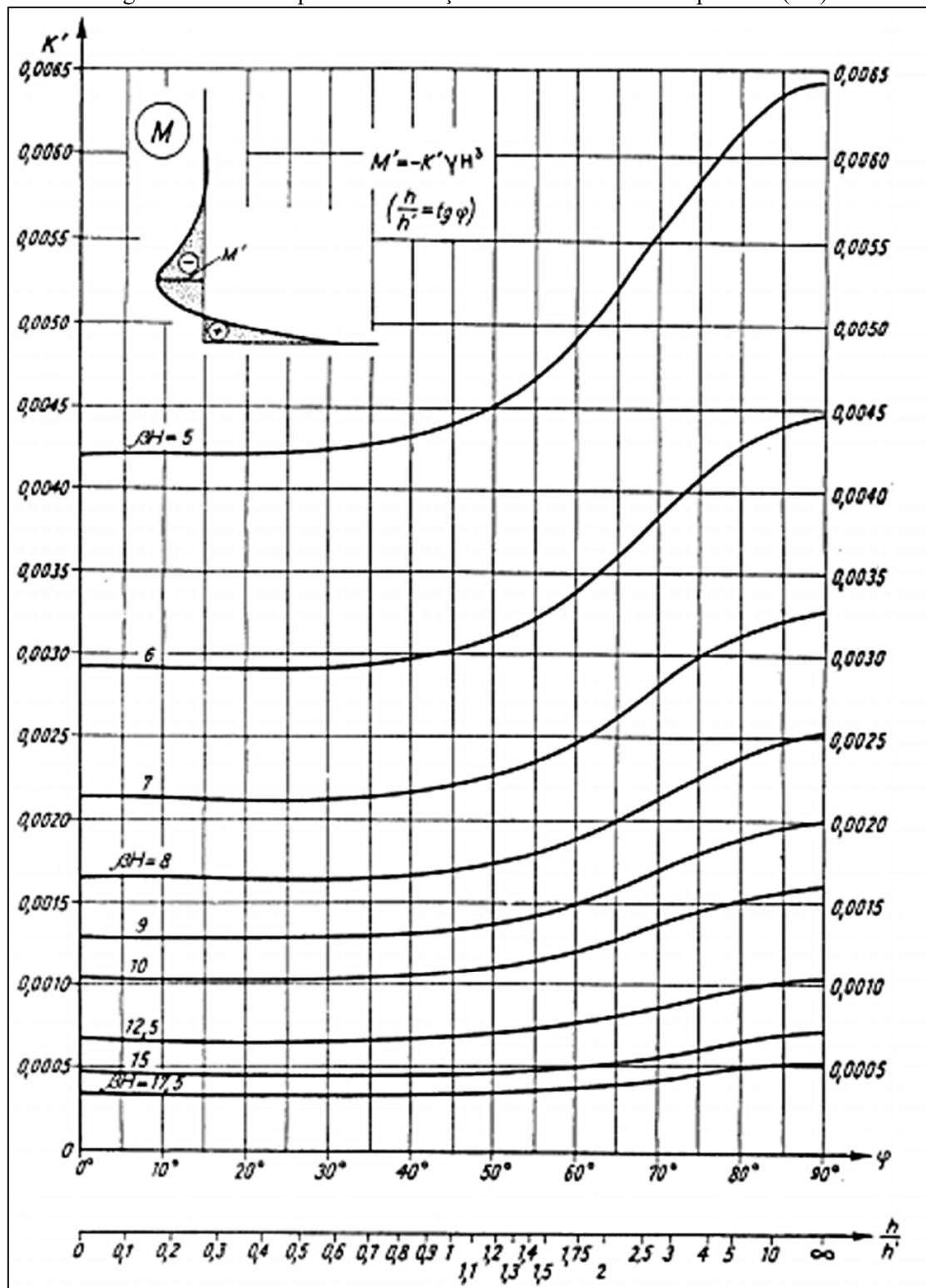
Fonte: Guimarães (1995).

Figura 3.18: Ábaco para determinação da cota de momento nulo.



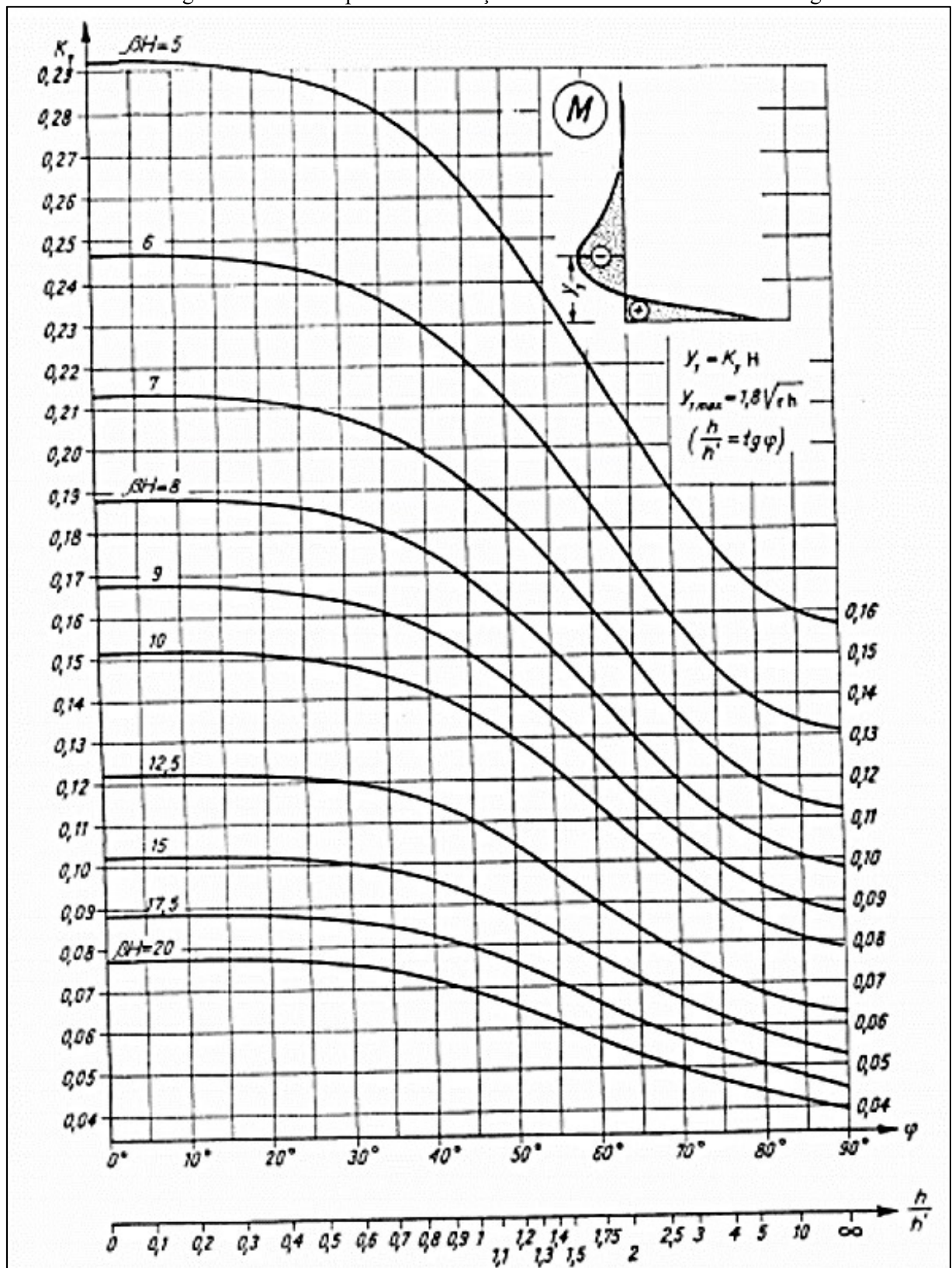
Fonte: Guimarães (1995).

Figura 3.19: Ábaco para determinação de momento máximo positivo (M').



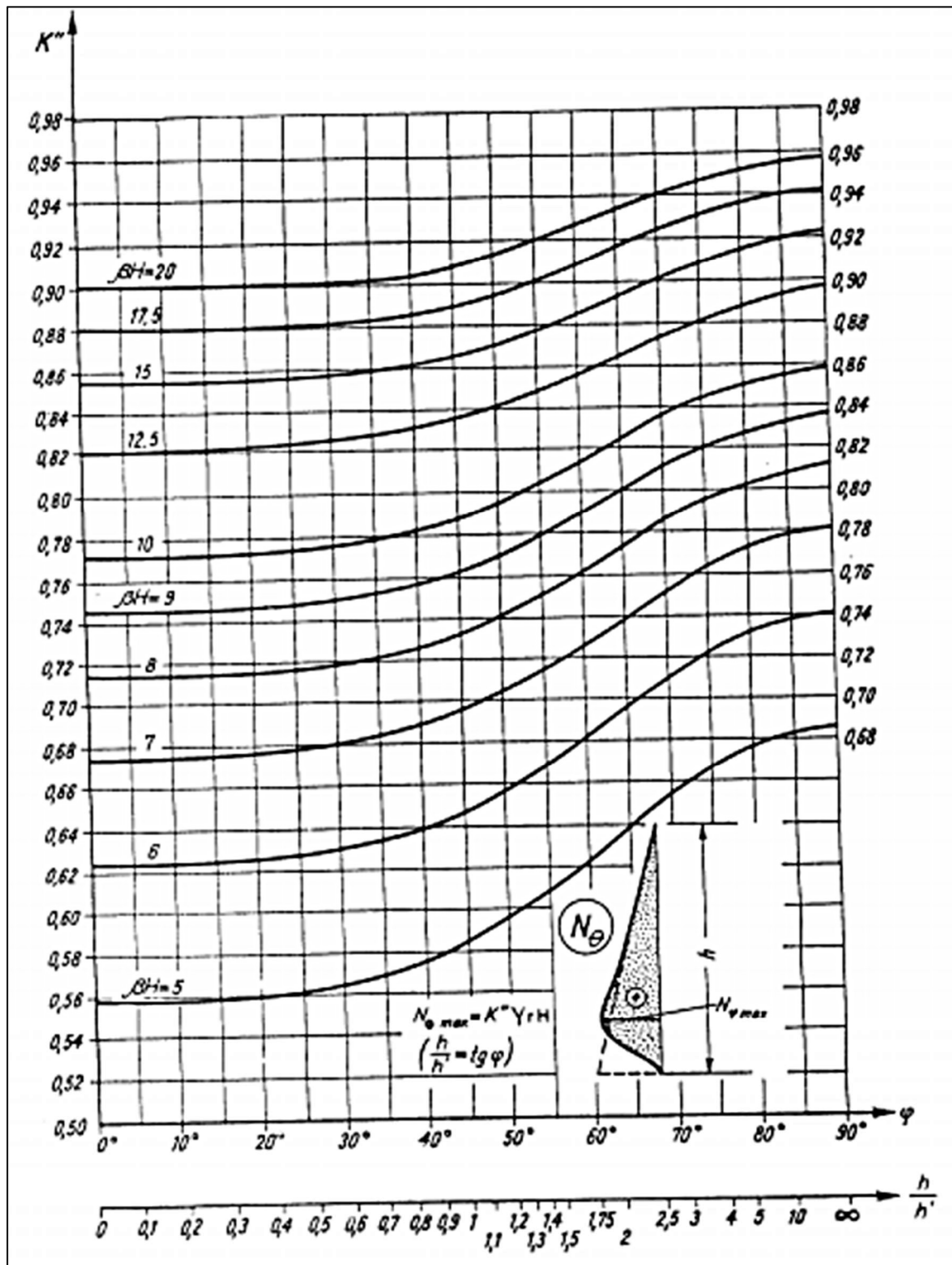
Fonte: Guimarães (1995).

Figura 3.20: Ábaco para determinação da cota de momento máximo negativo.



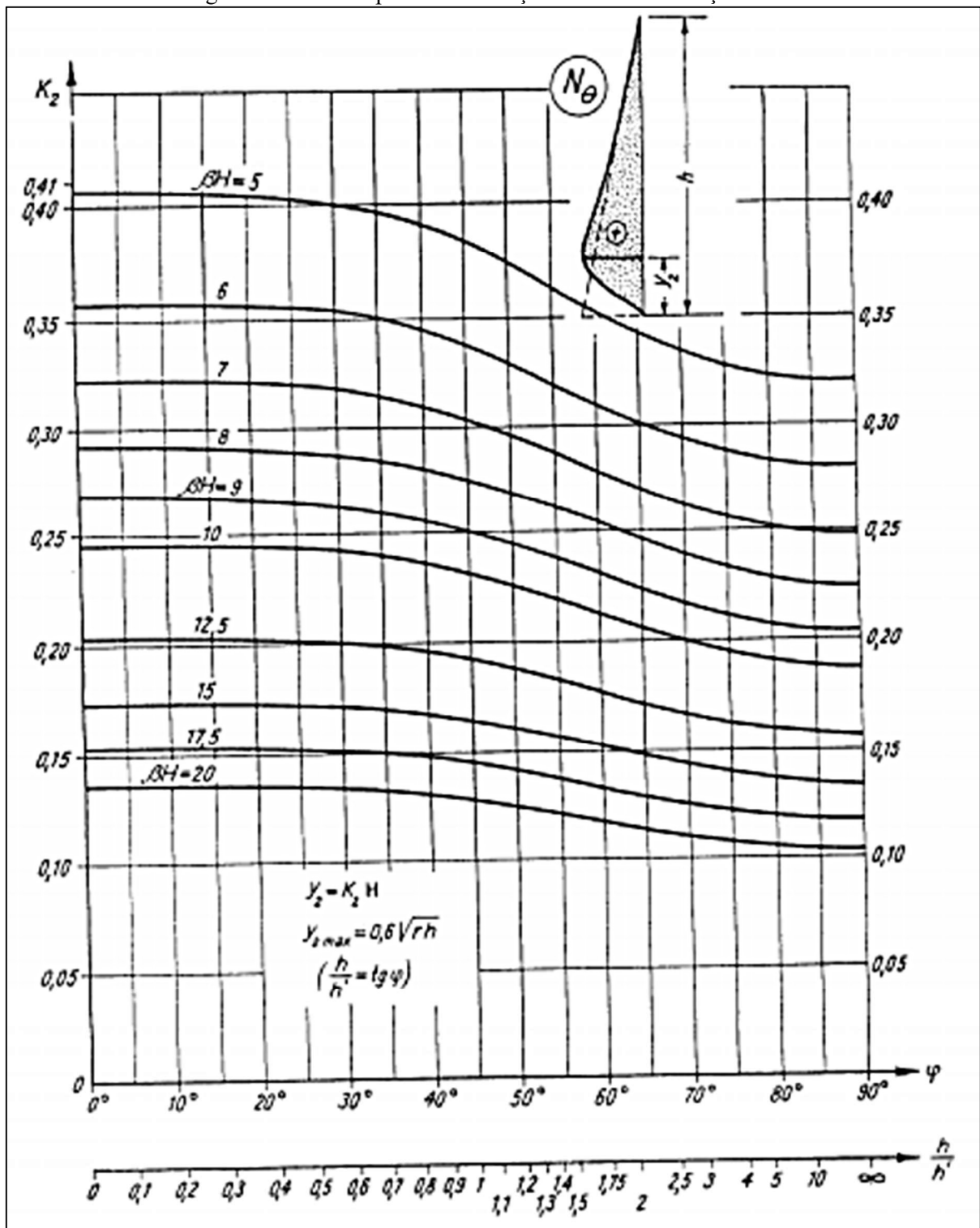
Fonte: Guimarães (1995).

Figura 3.21: Ábaco para determinação do esforço normal máximo ($N_{\theta \max}$).



Fonte: Guimarães (1995).

Figura 3.22: Ábaco para determinação da cota do esforço normal máximo.



Fonte: Guimarães (1995).

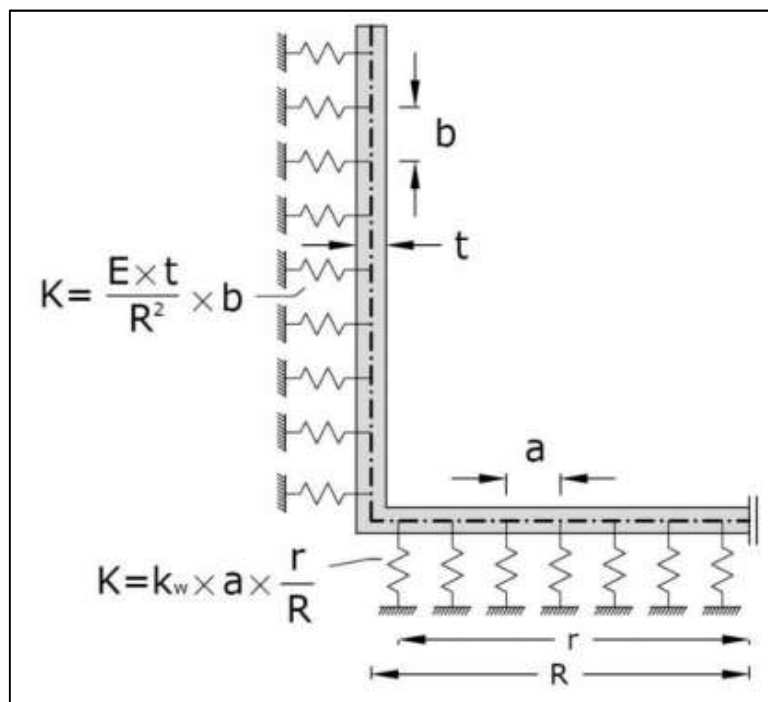
Há ainda uma outra forma simplificada de obter os esforços internos em um reservatório cilíndrico. Que consiste em analisar um modelo equivalente, representado por um pórtico plano apoiado sobre molas, esse efeito é observado nas paredes devido a elasticidade formada pelas faixas de anéis da parede do reservatório, e pela reação vertical do solo. Na

parede é determinada uma constante de mola a partir das equações de equilíbrio, e para o solo utiliza-se o coeficiente de reação vertical (Módulo de Winkler).

Ferreira (2009), descreve que esse efeito ocorre quando por efeito das pressões hidrostáticas, um ponto da parede sofre um certo deslocamento, fazendo com que surjam forças circunferenciais que tendem a “puxar” o ponto de volta para sua posição iniciais. Pode-se fazer uma analogia entre esse comportamento e o de uma viga sobre fundação elástica.

Conforme comenta Meneses (2013), baseando-se da análise do comportamento do reservatório cilíndricos sob carregamentos também axissimétricos, pode-se assumir o problema em duas dimensões, analisando uma seção circunferencial da estrutura e tratando-a como um pórtico plano. A rigidez conferida pelo efeito de anel nas paredes, assim como a rigidez conferida pelo solo através das molas de Winkler são mostradas na Figura 3.23.

Figura 3.23: Modelo simplificado para análise bidimensional.



Fonte: Meneses (2013).

Essa forma de análise pode ser vantajosa para uma modelação rápida da estrutura. As rigidezes podem ser representadas por molas aplicadas em área ou pontualmente, nesse último caso deve-se multiplicar as suas rigidezes pelo comprimento de influência de cada mola. Deve-se ter em conta também, que a laje de fundo, em cada seção circunferencial unitária, diminui linearmente de largura em direção ao centro. Com isso as molas precisam representar essa questão, que pode ser feita através da variação do módulo de elasticidade de cada segmento, de acordo com a razão r/R . (MENESES, 2013).

3.3 ANÁLISE POR MEIO DO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS (MEF)

A partir de meados de 1950 com os trabalhos do professor John Argyris e de um grupo de engenheiros da Boeing a análise de estruturas por meio do Método dos Elementos Finitos (MEF) ganhou projeção internacional. Porém o trabalho do matemático alemão Richard Courant, em 1943 sobre o problema de torção de Saint-Venant, é considerado até hoje como o pioneiro do método. O MEF trata-se de um desenvolvimento natural das formulações clássicas da análise matricial de estruturas, impulsionada pelo avanço da tecnologia. A semelhança entre os métodos, consiste no uso comum dos conceitos de matriz de rigidez de elemento, montagem de matriz de rigidez da estrutura a partir da contribuição da matriz de rigidez dos elementos e do conceito de carga equivalente nodal. A análise matricial sistematizou o método clássico dos deslocamentos para estruturas reticuladas, o MEF foi mais adiante e pode ser utilizado, além desse, também para estruturas contínuas em duas ou três dimensões. (VAZ, 2011).

De acordo com Cruz (2009), o MEF trata-se de um método numérico de engenharia, com aproximações. Aplica-se geralmente a problemas em que a solução por métodos analíticos não são satisfatórias. Consiste na divisão do domínio de integração do problema em regiões de pequena dimensão, denominados de elementos finitos, e o conjunto dessas regiões chama-se malha de elementos finitos. O problema é expresso em função de valores nodais que relacionam-se através de funções de interpolação válidas para cada elemento.

Cruz (2009), descreve sobre a importância na escolha do modelo para a análise por meio do MEF. A meta nessa escolha é buscar a maior semelhança possível entre o modelo numérico e o sistema real em análise. Para isso, pode-se buscar meios de comprovar a validade do modelo, partindo-se de basicamente dois princípios. O primeiro consiste no monitoramento do sistema real para em seguida calibrar o modelo numérico para atingir a convergência nos resultados. O segundo, para quando não existe o sistema real a ser monitorado, parte-se da comparação criteriosa com outros meios de cálculo, que pode ser baseada na experiência anterior do projetista em obras similares e amparada por métodos práticos de cálculo já consagrados na comunidade técnica.

Para Cruz (2009), a análise de estruturas pelo MEF, deve ser feita com cuidado, quanto ao tipo de elemento utilizado, a escolha da malha, definição dos graus de liberdade, regiões com descontinuidades geométricas e com introdução de esforços, sistema de referência para esforços internos e externos. Isso contribui significativamente para a convergência e precisão na solução do modelo.

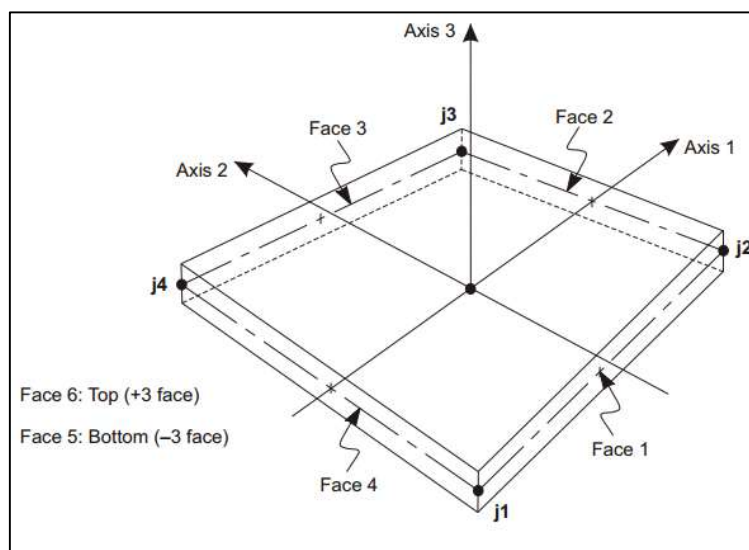
Atualmente o emprego do MEF para solução de problemas na engenharia de estruturas está muito difundido com larga utilização em todo o mundo. A relativa facilidade de manuseio e rápida visualização dos resultados parece atrair cada vez mais os projetistas que se defrontam com uma verdadeira moda na arquitetura, com formas e geometrias complexas, onde os métodos analíticos parecem não poder mais atuarem com tanta eficiência.

Existe atualmente no mercado o software SAP2000 que é utilizado para de análise de estruturas por meio do MEF. Comercializado pela empresa CSI America, fundada em 1975. O software conta com diversos tipos de elementos finitos, entre eles: frames, cable, tendon, shell e plate. Permite a análise em duas ou três dimensões, e a imposição de vários tipos de carregamentos, como cargas estáticas, dinâmicas, devido a variação de temperatura, etc.

O elemento do tipo shell “*thin*” (casca fina) no SAP2000, é modelado a partir da teoria clássica de cascas finas. Esse elemento possui 3 eixos locais (Axis 1, 2 e 3) e 6 faces, 4 referentes as arestas (face 1, 2, 3 e 4) e duas referentes a superfície superior e inferior (face 6 e 5, respectivamente), como mostra a

Figura 3.24.

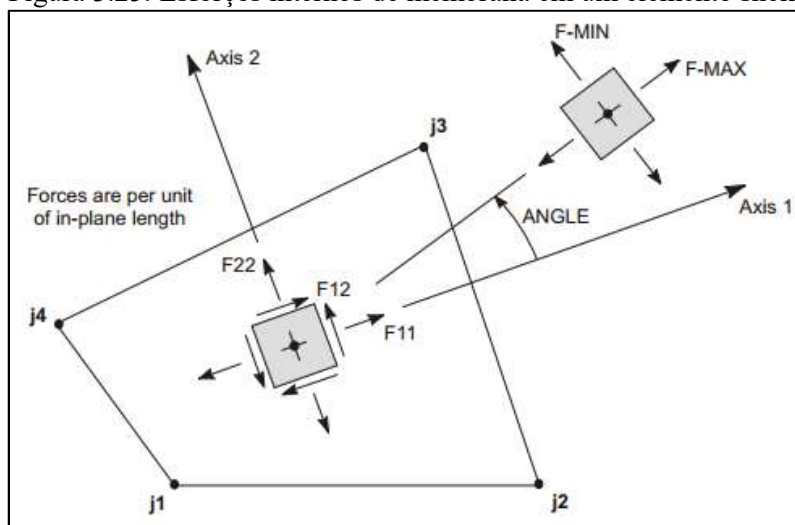
Figura 3.24: Elemento de placa fina (shell thin).



Fonte: Manual SAP2000.

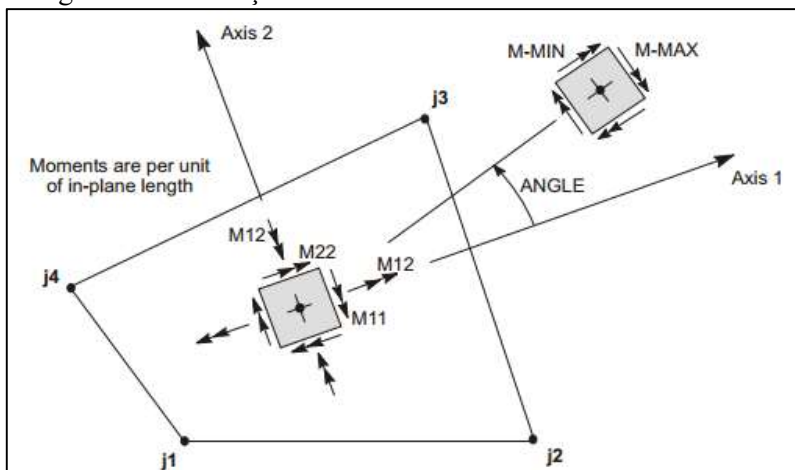
Os esforços internos também são referidos de acordo com os eixos locais de cada elemento, e eles são divididos em esforços de membrana e esforços de flexão, como pode ser visto nas Figura 3.25 e Figura 3.26 respectivamente.

Figura 3.25: Esforços internos de membrana em um elemento shell.



Fonte: Manual SAP2000.

Figura 3.26: Esforços internos de flexão em um elemento shell.



Fonte: Manual SAP2000.

Cruz (2009), relata que elementos e cascas são bastante utilizados na análise de estruturas onde uma das dimensões é muito menor que as outras duas, e que existe uma grande variedade de elementos que variam muito pouco entre si, podendo gerar dificuldade para o usuário identificar a aplicabilidade de tal teoria. Portanto, recomenda que haja um estudo criterioso do manual teórico do programa e do elemento utilizado, pois esses são extremamente sensíveis a variação de geometria, condições de contorno ou carregamento.

Após a escolha adequada de um elemento finito para prosseguir-se com a análise, é importante realizar um teste de convergência da malha, buscando encontrar uma que melhor se ajuste em termos de precisão dos resultados e agilidade no processamento dos dados. Uma malha pouco refinada pode gerar divergência na solução, e uma malha bastante refinada por resultar em um longo tempo de processamento, tornando a análise inviável.

4 DETALHES DE PROJETO E EXECUÇÃO

4.1 CUIDADOS NO PROJETO E EXECUÇÃO DE RESERVATÓRIOS

Todas as obras de engenharia necessitam de uma série de exigências a serem satisfeitas, dentre elas o quesito segurança é um dos primeiros pontos a ser analisado pelo engenheiro responsável.

Cruz (2009), comenta que além disso, a funcionalidade também um requisito importante, descrevendo que a segurança está relacionada a resistência dos elementos estruturais, a estabilidade global da estrutura e ao controle de assentamentos do terreno de fundação. E a funcionalidade, ligada diretamente a exigência de durabilidade e de estanqueidade.

Segundo Guerrin e Lavour (1983), um bom reservatório deve satisfazer algumas exigências. Como, apresentar uma resistência adequada, que seja capaz de equilibrar os esforços aos quais está sujeito. Constituir-se para o líquido armazenado, um recipiente fechado e sem vazamentos, sendo, portanto, estanque e impermeável. Ter uma durabilidade aceitável, preservando suas propriedades iniciais após contato prolongado com o líquido que estará sendo contido. E finalmente, não alterar a qualidade do líquido armazenado, apresentando-se totalmente inerte.

Guerrin e Lavour (1983), relata que na prática, as fissuras tendem a ter uma maior abertura para grandes reservatórios, indicando que existe um “diâmetro máximo” ao qual, há um alto risco de problemas com fissuração. Estima-se esse limite na ordem de 25 a 30 metros. Justificando a aplicação de concreto protendido como uma solução para diâmetros superiores a esse limite.

Hanai (1981), relata que do ponto de vista funcional, os reservatórios devem apresentar uma garantia de estanqueidade, sem possibilidade de contaminação ou estagnação, com adequada ventilação e proteção contra a luz solar. E que para os reservatórios enterrados ou ao nível do solo, as formas estruturais mais empregadas são a cilíndrica e a paralelepípedica, com coberturas constituídas por cúpulas esféricas, cascas cônicas, laje simples ou cogumelo, e ainda vigas pré-moldadas.

Evidentemente que uma das principais funcionalidades de um reservatório é conter o líquido armazenado, portanto são claras as preocupações do projetista quanto a impermeabilidade dessa estrutura. Guimarães (1995), esclarece que há muito tempo se tem conhecimento da importância da impermeabilização nos reservatórios, e exemplifica com a

obra do reservatório de Pedregulho, no Rio de Janeiro, em que houve a ocorrência de recalque na fundação e a solução encontrada pelo Eng. Francisco Bicalho, foi a de esperar o adensamento natural do terreno e depois fazer um revestimento interno com uma camada de asfalto.

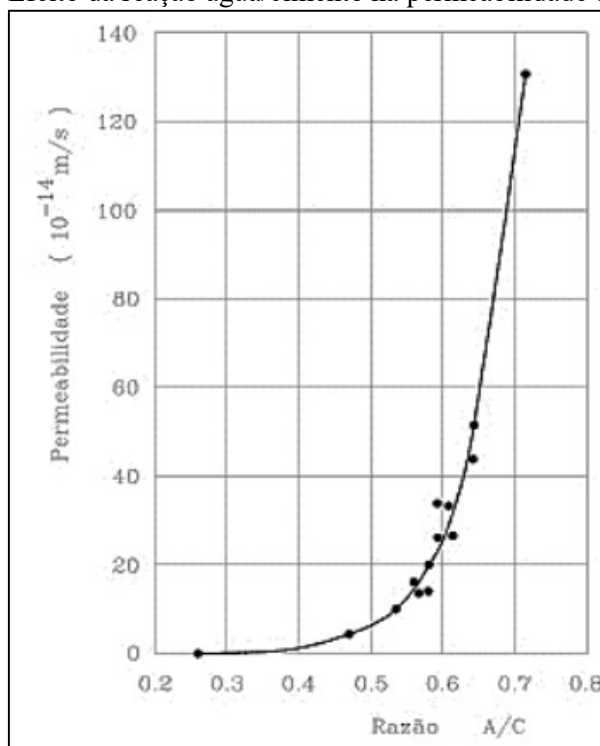
Guimarães (1995), ainda tratando sobre impermeabilização, relata que o concreto armado deve ser dosado de tal maneira a se conseguir um material bem compacto, utilizando uma relação água-cimento menor e uma compactação cuidadosa durante a execução da estrutura. A prática das construtoras especializadas, quanto ao surgimento de fissuração, é o jateamento de areia na parede, revestindo-a posteriormente com uma camada de concreto com resistência maior que a usada na construção.

Guimarães (1995), alerta sobre o cuidado quanto a construção desses reservatórios não se destina a reserva de fluidos que não seja a água, pois deve-se fazer estudos preliminares referente ao comportamento do concreto na presença do material armazenado. Sugere que seja feita imersão de um certo número de corpos-de-prova em água, outros imersos no líquido a ser reservado e outros deixados ao ar livre, para uma posterior comparação dos resultados.

A respeito da qualidade do concreto utilizado na estrutura dos reservatórios, que deve receber total atenção por parte do engenheiro responsável, Guimarães (1995) relata que a cura insuficiente produz baixo grau de hidratação do cimento, especialmente nas regiões superficiais, resultando em alta permeabilidade do concreto de superfície, situação que deve ser evitada nos reservatórios. Uma regra geral, diz que a durabilidade da estrutura de concreto é determinada por quatro fatores relacionados com as características deste material, e identificados como: composição, compactação, cura e cobrimento.

Os efeitos da relação água/cimento na permeabilidade das estruturas de concreto podem ser observados no gráfico da Figura 4.1.

Figura 4.1: Efeito da reação água/cimento na permeabilidade do concreto.



Fonte: Meneses (2013).

Para Guimarães (1995) pode-se evitar a deterioração prematura e satisfazer as exigências de durabilidade, observando alguns critérios de projeto:

- Prever drenagem suficiente;
- Evitar formas estruturais inadequadas;
- Garantir cobrimentos apropriados de concreto, para proteção da armadura;
- Arranjar adequadamente as armaduras;
- Controlar a fissuração das peças;
- Prever revestimentos protetores em peças sob condições ambientais muito agressivas;
- Definir um plano adequado de inspeção e de manutenção.

Além disso, a escolha da medida de proteção deve ser cuidadosamente considerada quando houver uma particular agressividade ambiental. É interessante também, prever quando possível, acessos adequados a todas as partes da estrutura, permitindo inspeções e possível manutenção para o perfeito funcionamento da estrutura.

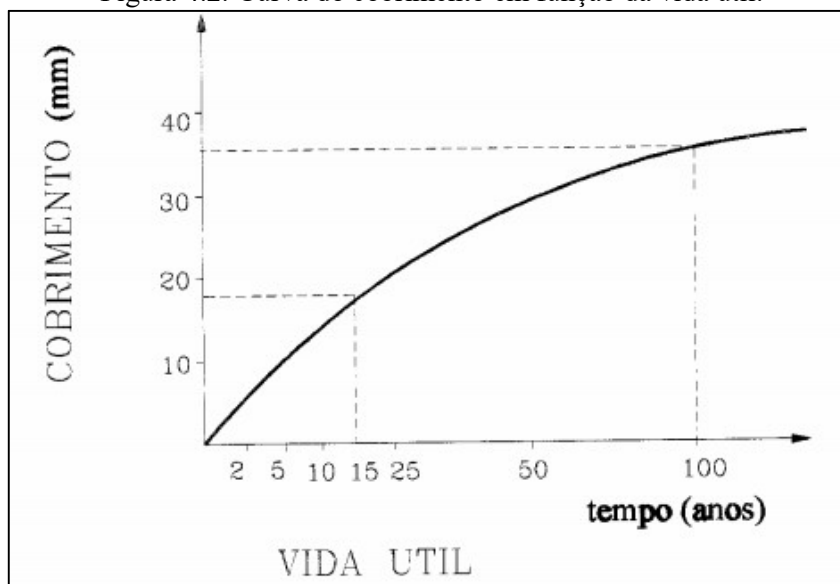
A fissuração em reservatórios é um fator determinante no seu dimensionamento, havendo a necessidade de controlar cuidadosamente seus valores limites. Nesse sentido as

indicações descritas na normatização técnica vigente devem ser rigorosamente seguidas em seus valores mínimos ou máximos.

Guimarães (1995), aborda que estruturas de concreto armado cuja estanqueidade tem caráter obrigatório, como por exemplo os reservatórios, devem adotar uma abertura limite de fissuras de 0,15 mm, sob combinação de ações de carregamento quase-permanentes. Alertando que o cobrimento das armaduras é a proteção que deve ser executada cuidadosamente, pois é através da abertura de fissura nessa região que os agentes agressivos do meio ambiente atuam sobre o concreto e a armadura, resultado na sua deterioração. Indicando que deve-se respeitar o cobrimento mínimo de 40 mm, independentemente das prescrições normativas.

Atualmente a vida útil das estruturas recebe bastante atenção por parte dos projetistas bem como seus clientes, pelo fato de se constituir como um parâmetro de qualidade da obra. Do ponto de vista da estrutura, existe uma relação direta entre vida útil e cobrimento das armaduras. Guimarães (1995), aborda que o cobrimento das armaduras não varia linearmente com o tempo, portanto ao diminuir o cobrimento das armaduras pela metade, a vida útil da estrutura não diminuirá na mesma proporção, mas sim em valores bem menores, conforme pode ser observado na Figura 4.2.

Figura 4.2: Curva do cobrimento em função da vida útil.



Fonte: Guimarães (1995).

A impermeabilização deve ser avaliada de forma criteriosa, pois deve ser eficiente para conter o volume armazenado, sem apresentar qualquer vazamento, além de apresentar-se inerte ao líquido que está sendo contido. Guimarães (1995), aborda sobre os sistemas de impermeabilização, e sua classificação:

- Impermeabilização Rígida: não permite deformações na estrutura ou da camada impermeabilizante, pois se houver fissuras pode comprometer o revestimento de impermeabilização.
- Impermeabilização Flexível: pode ser do tipo moldada “in loco”, onde inclui a aplicação de resinas ou emulsões asfalto-elastoméricas. Consiste na aplicação de manta sobre a superfície onde ela será moldada a quente com auxílio de um maçarico;
- Impermeabilização Semi-flexível: é um grupo intermediário entre os outros tipos, prevê a impermeabilização de estruturas com possibilidade de pequenas movimentações. Como o sistema é semi-flexível, ela absorve essas variações dimensionais sem apresentar vazamento.

Na ligação parede-laje de fundo, independente da condição de vinculação adotada, é aconselhável dispor esquadros (chanfros) na ligação com o objetivo de dificultar a deposição de resíduos e facilitar o processo de limpeza. Além disso, uma outra justificativa, seria o aumento da espessura na região de ligação, consequentemente elevando a rigidez nesse ponto, fato que favorece a disposição das armaduras, além de auxiliar no controle de fissuração. Os chanfros, tem em geral dimensões superiores a 15 cm, e para o caso de ligações rígidas, aconselha-se que sejam concretadas em conjunto com os demais elementos. (CRUZ, 2009).

Frequentemente no dimensionamento de peças de concreto armado, a sua tensão de tração é ignorada, devido ao seu baixo valor. Porém, nos casos de reservatórios, a abertura de fissuras deve ser extremamente controlada. Com isso, no cálculo estrutural, se faz necessário assegurar que o esforço axial de tração no concreto seja mínimo, de modo a evitar ou diminuir ao máximo a fissuração na seção. O máximo esforço de tração no concreto se situa entre 7% a 12% do esforço de compressão admissível. (CRUZ, 2009).

4.2 DETALHAMENTO ESTRUTURAL

Nas bordas das cascas podem ocorrer esforços de flexão que podem gerar uma grande taxa de armadura. É prática corrente, para evitar o acúmulo de armadura nesta região, fazer-se um aumento da espessura na região próxima à borda. Esse aumento, é necessário apenas nessa região, o restante da casca pode ter espessura constante, pois os efeitos devido a flexão são rapidamente amortecidos a partir das bordas. (VENTURINI, 1977).

O aumento dessa espessura nas proximidades da borda, é extremamente relevante para o perfeito funcionamento da estrutura do reservatório. Logo, é grande o interesse prático dos

projetistas a cerca de uma estima da ordem de grandeza da taxa de variação dessa espessura. Todavia, errando-se para mais, pode-se ter um excessivo consumo de material, e errando-se para menos, pode-se ter uma deficiência no comportamento idealizado da casca.

Diante do que foi referido Venturini (1977), propôs o método das espessuras equivalentes, que é utilizada para estimar a variação da espessura da casca nas regiões de borda. Esse método foi analisado para cascas esféricas, porém, pode-se também, sem grandes erros, ser empregado para cascas cônicas e cilíndricas.

Deve-se observar, que a espessura equivalente proposta pelo método só pode ser usada nos casos onde existe uma variação linear da espessura, que aliás, essa é o único tipo de variação verificada experimentalmente.

No método proposto por Venturini (1977), a obtenção dos esforços e deslocamentos devidos aos efeitos de borda é feito considerando uma certa espessura constante para a casca, essa será chamada de espessura equivalente, como mostra a Figura 4.3. E está localizada a uma distância y da borda, calculada através da Equação 100.

$$y = 0,5\sqrt{r d_m} \quad (100)$$

Em que r e d_m são o raio e a espessura equivalente da casca. Para o comprimento total do trecho (S), após verificações teóricas e experimentais, fica sugerido a Equação 101.

$$S = 2\sqrt{r d_m} \quad (101)$$

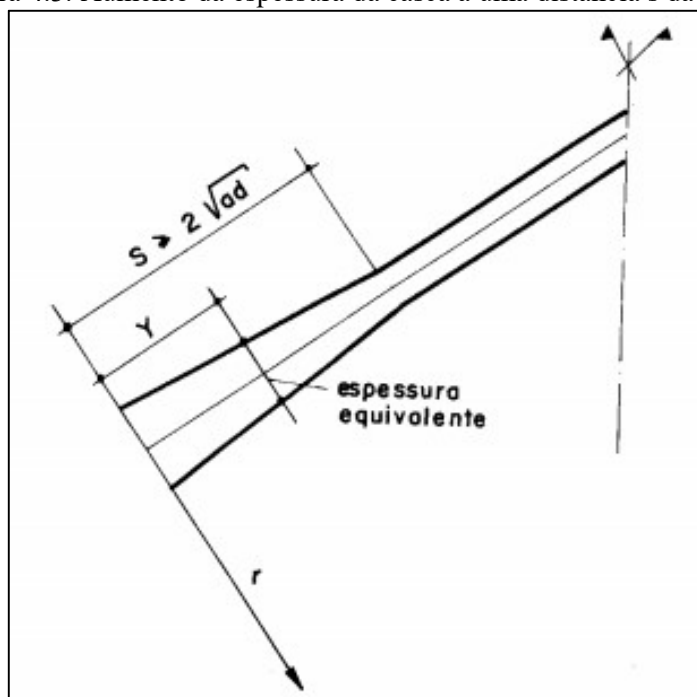
A espessura equivalente d_m , pode ser relacionada a partir da seguinte relação mostrada na Equação 102.

$$d_m = \frac{1}{2}(h_i + h_f) \quad (102)$$

Sendo h_i e h_f , a espessura inicial e final respectivamente, medindo-se a partir da borda da casca.

Logo o comprimento S do trecho deve ter uma espessura com variação linear. E essa é a distância a partir da borda, obtida teoricamente com validação experimental, onde os efeitos de flexão tornam-se desprezíveis.

Figura 4.3: Aumento da espessura da casca a uma distância s da borda.



Fonte: Venturini (1977).

Venturini (1977), esclarece que a determinação da armadura circunferencial da cobertura é feita considerando que a peça é constituída de tirantes submetidos a tração, desprezando-se os esforços devido aos momentos fletores que aparecem nessa direção, em função de sua baixa magnitude. E ainda, que a partir do ponto em que a cobertura tem espessura constante, a armadura pode ser disposta no centro da casca. Isto é justificado pela pelos pequenos esforços solicitantes nessa região, e espessura reduzida da casca.

Para as armaduras da parede cilíndrica Venturini (1977), descreve que a armadura circunferencial é dimensionada analogamente a cobertura, admitindo-se a peça funcionando como a composição de vários tirantes. Os momentos fletores nessa direção é também desprezível. Alertando que a condição de fissuração nessa região é mais rigorosa, não permitindo-se aberturas maiores que 0,1 mm, e usualmente não se tomar tensões no aço maiores que 1500 kgf/cm².

A armadura vertical da parede do reservatório (direção dos meridianos), também é análogo a cobertura. É dimensionada considerando-se apenas a flexão simples, uma vez que a consideração da flexo-compressão resultaria em uma taxa de armadura menor, desfavorecendo a segurança. No lado interno a armadura é calculada normalmente, assumindo-se baixa tensão no aço, e no lado externo caso não haja incidência de momentos, pode-se dispor apenas armaduras mínimas.

Segundo Leonhardt (1978, apud Guimarães, 1995), o comportamento de uma peça de concreto armado se torna mais favorável em termos de resistência estrutural, quando as armaduras ficam dispostas segundo as trajetórias de tensões principais de tração e distribuídas na seção tracionada, proporcional ao valor dessas tensões.

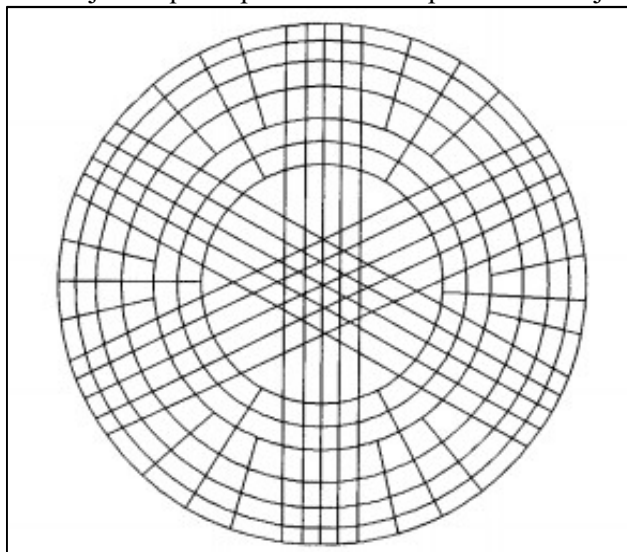
Ou seja, de acordo com Guimarães (1995), a direção da armadura principal deve coincidir o máximo possível com as tensões principais de tração. Em placas e chapas, não deve haver mais que 20° de divergência entre essas direções, caso isso ocorra, a rigidez no estágio II diminui devido ao aumento de sollicitação nas bielas de compressão que se formam e às deformações secundárias da armadura nas fissuras. Resultando em um aumento na abertura das fissuras. As barras devem ser interligadas para formar arranjos ou esqueletos rígidos indeslocáveis, isso pode ser garantido unindo-se as barras por meio de arame recozido ou solda.

Segundo Guimarães (1995), nos reservatórios cilíndricos, as lajes de fundo são circulares, e quando usadas as lajes planas para cobertura, esta também é circular. Podendo ter seus esforços calculados com precisão, para carregamentos simétricos em relação ao centro.

Para Leonhardt (1978 apud Guimarães, 1995), os momentos principais M_r e M_ϕ desenvolvem-se sempre nas direções radiais e circunferenciais, respectivamente. No arranjo das armaduras inferiores (positivas) de uma laje circular pode haver um grande número de cruzamento de barras na região central. Nesse sentido, em geral costuma-se detalhar a armadura em 3 a 4 grupos de barras de pequeno diâmetro e paralelas que se cruzam no meio, e complementa-las com barras mais afastadas do centro, conforme mostra a

Figura 4.4.

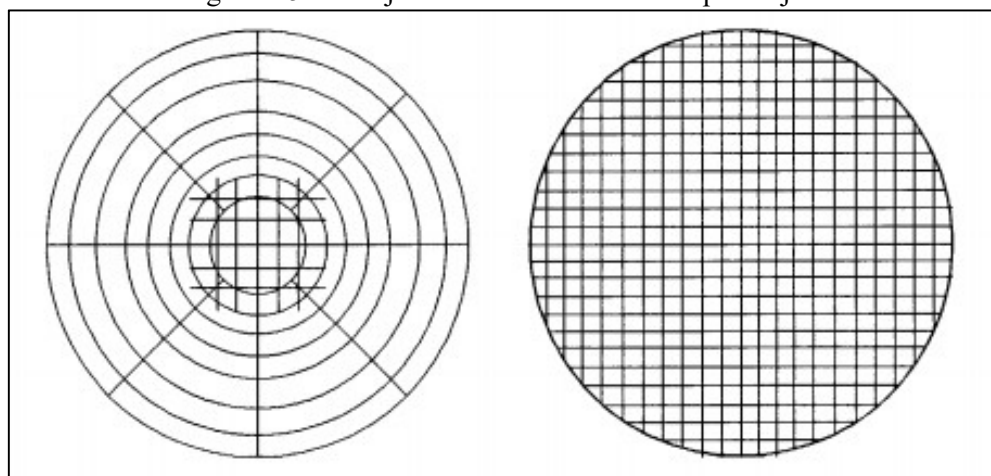
Figura 4.4: Arranjo adequado para armaduras positivas de lajes circulares.



Fonte: Leonhardt (1978 apud Guimarães, 1995).

Quando se emprega armadura em malha retangular nas direções x e y é necessário levar em conta, no dimensionamento, a divergência de direção de até 45° com os momentos principais. Para equilibrar os valores dos momentos fletores calculados segundo as direções principais quando analisados em eixos cartesianos, basta multiplicar o máximo momento fletor no centro da laje (onde $M_r = M_\phi$) por $\sqrt{2}$. Assim, tem-se uma distribuição de armaduras conforme mostrado na Figura 4.5. (GUIMARÃES, 1995).

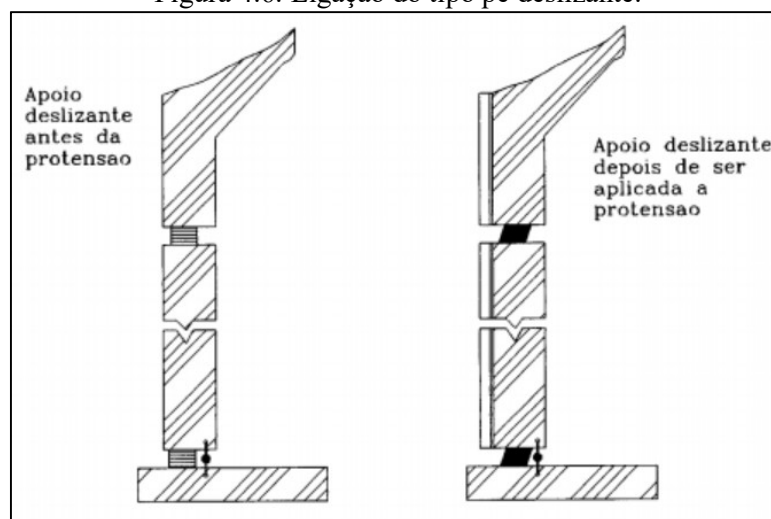
Figura 4.5: Arranjo de armaduras em malha para lajes circulares.



Fonte: Belluzzi (1970 apud Guimarães, 1995).

Segundo Guimarães (1995), ligação do tipo pé deslizante é usada quando se utiliza o artifício da protensão, em que são empregados materiais do tipo borracha ou neoprene. Como pode ser visto na Figura 4.6.

Figura 4.6: Ligação do tipo pé deslizante.

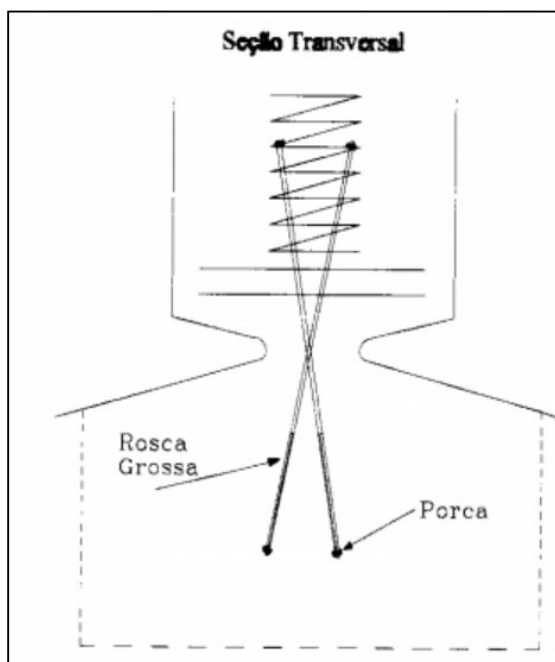


Fonte: Baykov (1974 apud Guimarães, 1995).

Leonhardt (1978, apud Guimarães, 1995), descreve que as articulações de concreto são de fácil execução e econômicas, permitindo grandes rotações, desde que sejam dimensionadas

e construídas de forma adequada, não necessitam de proteção contra a corrosão e conservam-se muito tempo sem manutenção. O estrangulamento da seção articulada deve ser grande, resultando em uma seção estreita. Armadura que passe nessa seção não é necessária na realidade, porém adotam-se pinos verticais, que devem estar situados no eixo da articulação, servindo para aumentar a resistência a rotação para casos de grandes ângulos de giro. Como pode ser visto na Figura 4.7.

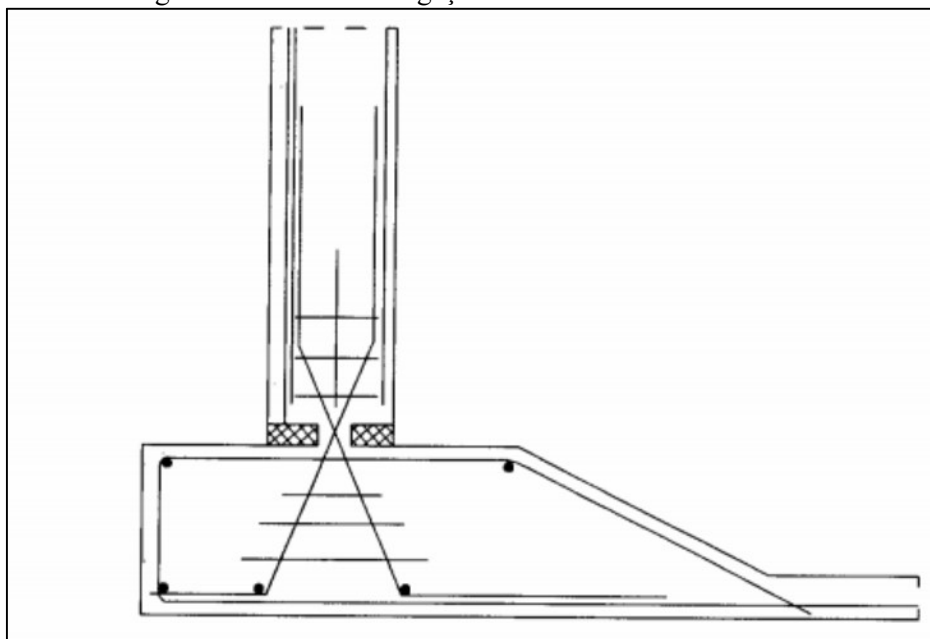
Figura 4.7: Detalhamento de ligação articulada.



Fonte: Leonhardt (1978 apud Guimarães, 1995).

Guimarães (1995), relata que pequenos ângulos de giro são possíveis devido as deformações no concreto em peças articuladas, para grandes ângulos de rotação o concreto irá se fissurar e a pressão de contato na ligação aumentará bastante. As articulações que permitem um ângulo de rotação para ambos os lados, podem ser executadas sem prejuízo a segurança, com isso toda a seção pode fissurar, voltando novamente a se fechar ao mudar de sentido da rotação. A articulação permanece entretanto totalmente resistente. Para casos como esse, é mostrado um outro detalhamento estrutural para ligações articuladas na Figura 4.8.

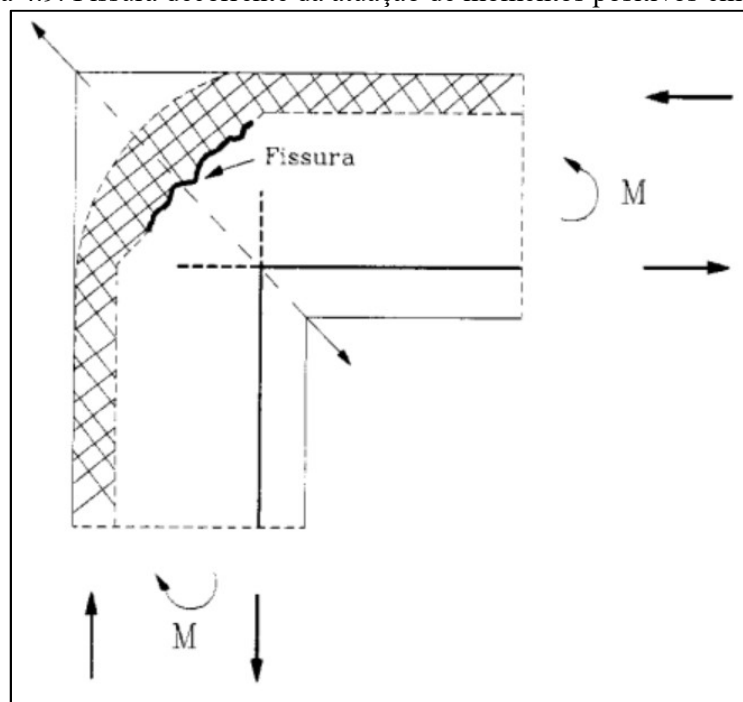
Figura 4.8: Detalhe de ligação articulada em reservatórios.



Fonte: Billington (1965 apud Guimarães, 1995).

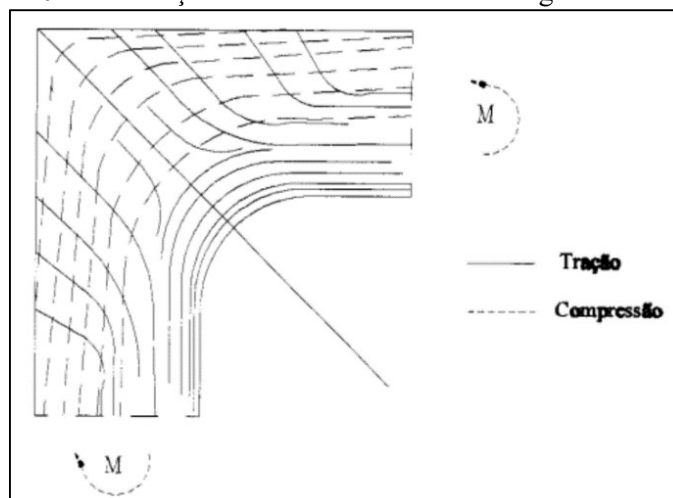
Nas ligações com engastamento perfeito, como em nós de pórticos, Leonhardt (1978, apud Guimarães, 1995) descreve que qualquer mudança de direção no eixo de uma estrutura pode provocar mudanças de direções nos esforços internos. Essa mudança de direção dos esforços internos longitudinais provoca tensões na direção radial, que podem ser de compressão para momentos negativos como de tração para momentos positivos. A tensão de tração na direção diagonal, são tão elevadas que podem originar a fissura mostrada na Figura 4.9, conduzindo ao fendilhamento da zona comprimida na flexão. Esse problema deve ser sanado com um arranjo adequado de armaduras. A distribuição das tensões na zona de ligação para caso de momentos positivos é mostrada na Figura 4.10.

Figura 4.9: Fissura decorrente da atuação de momentos positivos em um nó.



Fonte: Leonhardt (1978 apud Guimarães, 1995).

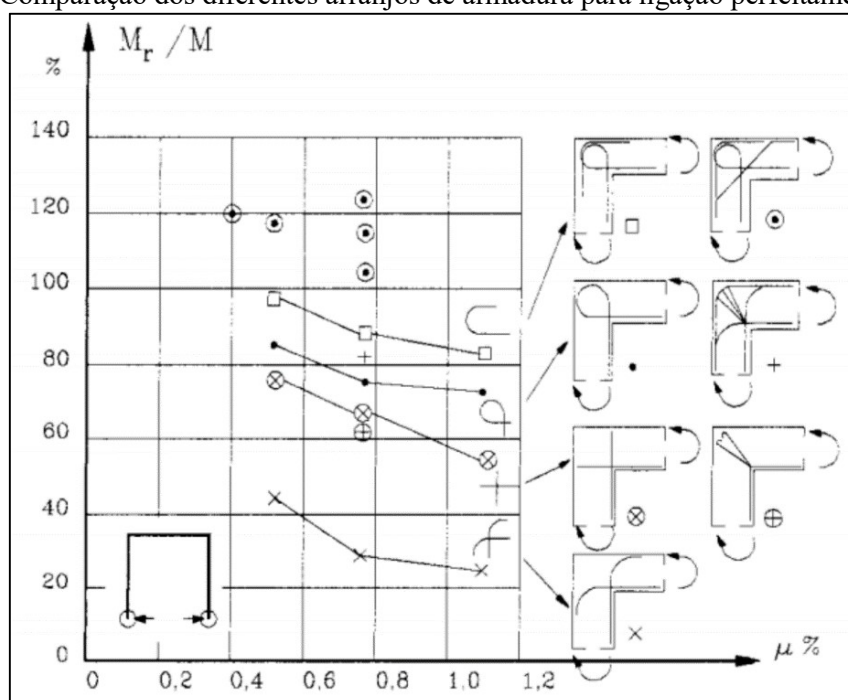
Figura 4.10: Distribuição de tensões em um nó de engastamento perfeito.



Fonte: Guimarães (1995).

Guimarães (1995), descreve que existe uma variedade de detalhes estruturais para as armaduras desse tipo de ligação, como mostra a Figura 4.11. Observa-se diferentes taxas de momento resistente sobre o momento solicitante (M_r/M) em função da taxa de armadura (μ) para os diversos tipos de detalhamento nos nós.

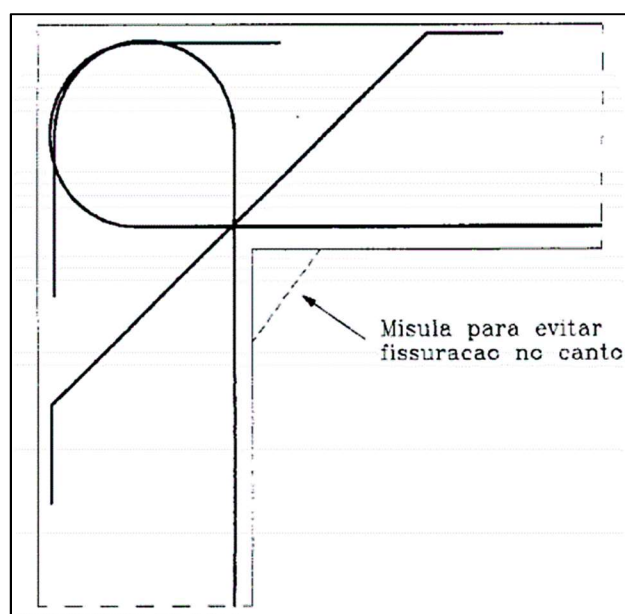
Figura 4.11: Comparação dos diferentes arranjos de armadura para ligação perfeitamente engastada.



Fonte: Leonhardt (1978 apud Guimarães, 1995).

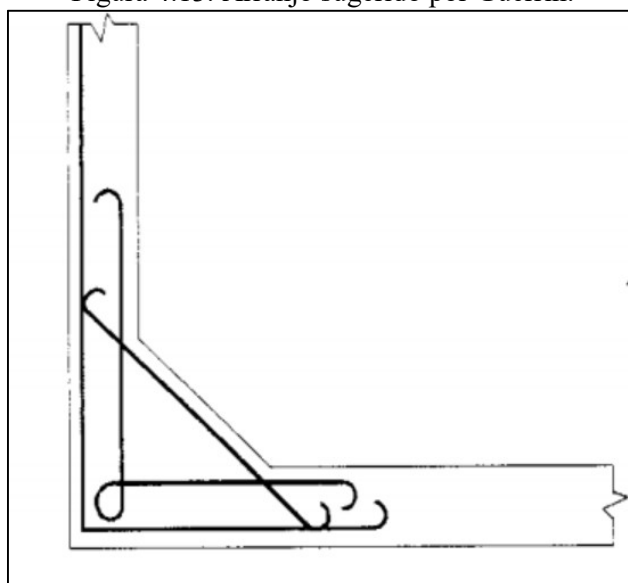
Arranjos de fácil execução, e mais eficientes diante do que foi ilustrado, e por isso mais comumente utilizado, são mostrados nas Figuras 4.12 a Figura 4.14.

Figura 4.12: Detalhe estrutural mais simples de ser executado.



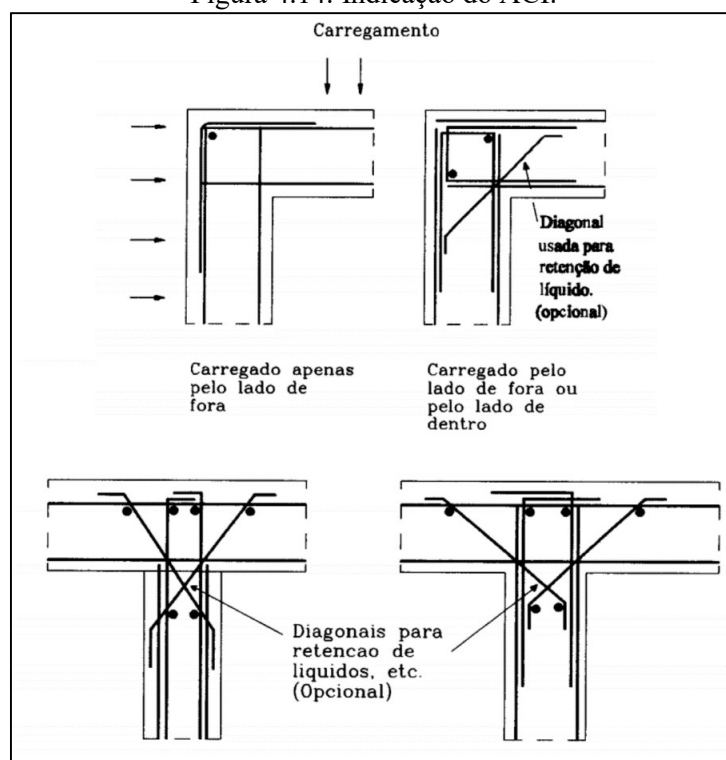
Fonte: Guimarães (1995).

Figura 4.13: Arranjo sugerido por Guerrin.



Fonte: Guerrin (1970 apud Guimarães, 1995).

Figura 4.14: Indicação do ACI.



Fonte: ACI (1987 apud Guimarães, 1995).

As mísulas (cantos chanfrados) apresentadas em alguns detalhes, como mostrados nas Figura 4.12 e Figura 4.13, tem o intuito de enrijecer a ligação nessa região, reduzir os riscos de fissuração e facilitar a aplicação da impermeabilização. Além de promover o acréscimo de rigidez fazendo com que os momentos fletores no centro diminuam, enquanto os momentos fletores das bordas aumentam. (PASTORE, 2015).

5 PROJETO MODELO: RESERVATÓRIO CILÍNDRICO

Diante dos conceitos teóricos descritos até então, será apresentado o estudo de um reservatório cilíndrico em concreto armado, partindo-se desde a análise estrutural até o detalhamento de suas armaduras.

A análise será feita por meio das quatro metodologias propostas anteriormente, que em resumo são:

- Método I: Teoria Analítica;
- Método II: Método dos Elementos Finitos (Auxiliado pelo software SAP2000);
- Método III: Ábacos de Hangan-Soare;
- Método IV: Analogia de Pórticos Planos (Auxiliado pelo software FTool).

O presente estudo apresenta uma rotina de projeto estrutural para um reservatório cilíndrico com capacidade de armazenamento para 1500 m³ de água potável. Suposto construído para uma companhia abastecimento qualquer, localizada em ambiente urbano, de agressividade ambiental moderada. Executado em concreto de 30 MPa, com armaduras em aço CA-50, assente sobre um terreno considerado indeformável. A cobertura será em forma de cúpula esférica apoiando-se em um anel de rigidez, a parede terá forma cilíndrica e estará ligada monoliticamente a laje circular de fundo.

As análises serão realizadas considerando que o anel de rigidez transmitirá apenas cargas verticais para a parede. Com a laje de fundo apoiada sobre solo rígido e sendo indeformável em sua direção radial. Portanto, esses dois elementos irão influenciar de forma significativa apenas no modelo que considera a ligação elástica entre os elementos, sendo desconsideradas nas demais análises.

Serão analisados três tipos de vinculações entre parede e laje de fundo: articulação, engastamento perfeito e engastamento elástico. Essas análises servirão de base para o dimensionamento do reservatório, que por se tratar de uma obra de grande responsabilidade é necessária uma determinação criteriosa dos resultados, que por sua vez devem estar devidamente amparados por um processo de validação.

Visando isso, é apresentado uma estratégia de dimensionamento indicada pelo autor, que consiste em utilizar diferentes modelos para determinação das armaduras principais (verticais e horizontais) na parede. Sendo que os métodos chamados de “exatos” são obtidos pela formulação clássica da teoria de cascas em conjunto com a teoria de membrana. E os métodos

tidos como “práticos” são adaptações, ou ajustes da teoria, visando a obtenção rápida dos resultados.

Será feita uma distinção entre as metodologias de análise, onde os resultados da teoria analítica e os obtidos pelo MEF, serão tratados como “exatos”. E os resultados encontrados nos ábacos de Hangan-Soare, e por meio da analogia de pórticos planos serão tratados como “práticos”.

O dimensionamento das armaduras na parede é feito imaginando um sistema monolítico de barras verticais e horizontais, formados por faixas unitárias. As barras horizontais funcionam como anéis, e deformam-se axialmente devido aos esforços solicitantes de tração. As barras funcionam como vigas sofrendo flexão em seu eixo longitudinal vertical.

A ligação da parede e laje de fundo será monolítica, porém, a análise dos esforços nessa região é complexa, e muitas vezes imprecisa a depender da confiabilidade dos parâmetros envolvidos. Isso deve-se principalmente a não linearidade das deformações presentes nesses pontos de apoio (não sendo válida a hipótese de seções planas após as deformações), a NBR 6118 (2014), trata isso como um nó de pórtico, ou seja, uma região especial onde ocorrem descontinuidades nos esforços. Indicando que a resistência do conjunto depende da resistência a tração do concreto e da disposição das armaduras, que precisam ser consideradas no dimensionamento.

Com isso, e sob a perspectiva de projeto, que visa principalmente a funcionalidade e segurança da estrutura, pode-se favorecer a segurança dimensionando a estrutura para as situações extremas que podem ocorrer na ligação. Isso visa compensar, sob uma certa ótica, a falta de estudos mais complexos e detalhados, que seriam necessários para a consideração de certos efeitos, que ora considerados, poderiam resultar em aumento na taxa de armadura. Portanto, é interessante do ponto de vista da segurança estrutural, dimensionar as armaduras principais do reservatório (verticais e horizontais) considerando os diferentes modelos de cálculos. Respalhando a segurança da estrutura para situações que possam ocorrer ao longo de sua vida útil, especialmente na região de ligação, como por exemplo a ocorrência de fissuração, corrosão das armaduras ou até recalques na base do reservatório.

Pois conforme comenta Meneses (2013), os reservatórios possuem a particularidade, ao contrário da generalidade das estruturas, de estarem sujeitas a maior parte de sua vida útil, às cargas máximas. Consequentemente sendo necessário cumprir elevados requisitos, principalmente o controle de fissuração, que está relacionado diretamente com a durabilidade e com a função primária da obra de impedir a percolação do líquido contido através dos elementos

estruturais. Em ligações elásticas o grau de dificuldade exigida para resolver o problema aumenta largamente, em especial se for considerado solo deformável, onde a determinação da rigidez na ligação não é imediata.

Portanto o dimensionamento das armaduras horizontais parte do modelo que considera ligação articulada entre a parede e laje de fundo. E as armaduras verticais parte dos modelos que consideram as ligações da parede engastadas rigidamente ou elasticamente com a laje de fundo. Isso resulta em uma faixa de esforços para ambas as disposições de armaduras, que podem ser ajustados, de acordo com critérios próprios do projetista, para fins de dimensionamento.

Será adotada um pequeno prolongamento da laje de fundo para fins de detalhamento executivo. Pois, além de facilitar a disposição das armaduras na ligação, segundo Cruz (2009), esse procedimento pode diminuir os efeitos devido a deformabilidade do terreno, pois aumenta o grau de restrição a rotação na zona de ligação.

A cobertura terá uma abertura em seu cume, utilizada para limpeza e inspeção, que por ser de pequenas dimensões não exerce influência significativa nas análises, sendo considerada apenas no detalhamento, onde serão dispostas armaduras, com funções construtivas, que oferecem o reforço necessário para a região.

Vale ressaltar que a rotina aqui apresentada servirá também, com as devidas ressalvas, para outros tipos de reservatórios, mudando basicamente as condições de contorno do problema. Nesse trabalho é evidenciado um tipo de ligação bastante comum (monolítica), porém, a ligação sendo considerada como rotulada é prontamente calculada com os mesmos conceitos mostrados, cuidando-se apenas, com detalhes do aparelho de apoio (normalmente utiliza-se neoprene) e impermeabilização das juntas.

5.1 PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS E PARÂMETROS DE PROJETO

Foram escolhidas as propriedades geométricas do reservatório modelo, que são as mostradas no Quadro 5.1 e ilustradas na Figura 5.1.

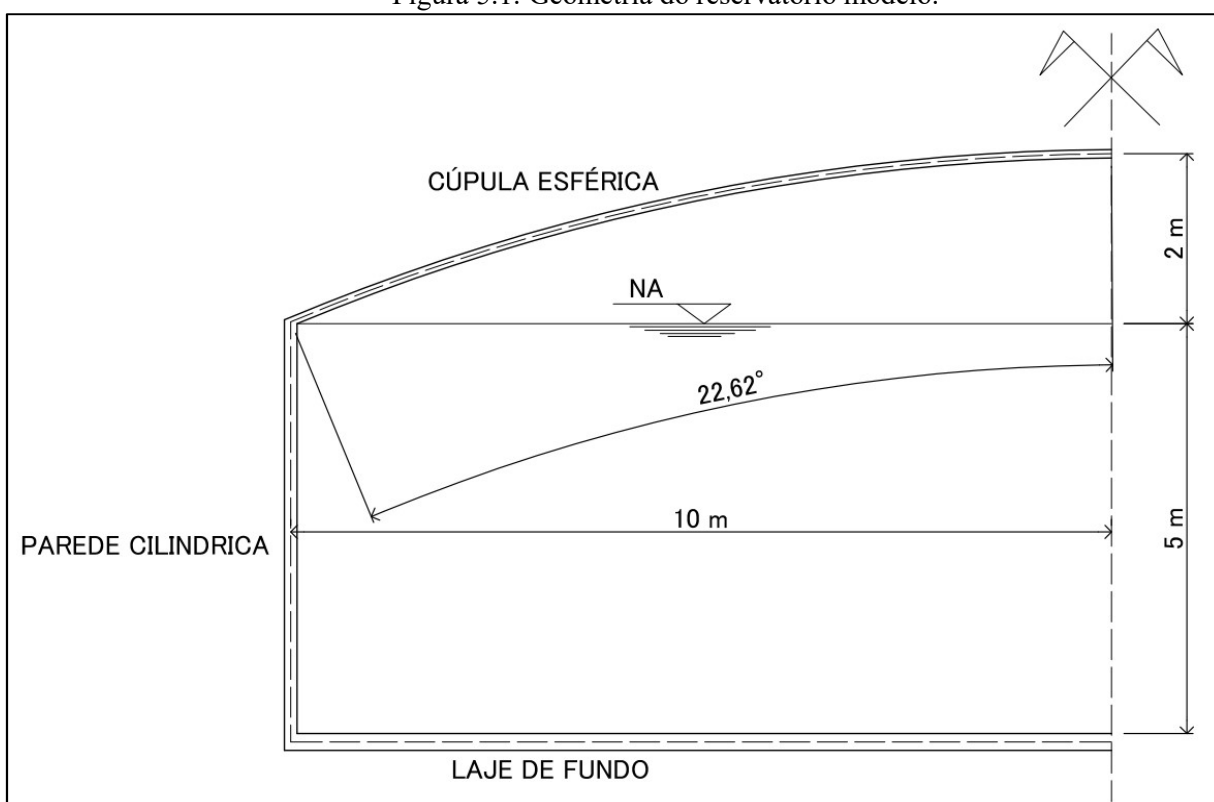
Quadro 5.1: Propriedades geométricas do reservatório modelo.

PROPRIEDADES GEOMETRICAS DO RESERVATÓRIO	
Descrição (simbologia)	Valor
Raio da geratriz da cúpula	26 m
Raio de cobertura da cúpula	10 m
Ângulo interno da cúpula	22,62°
Espessura da cúpula	10 cm

Raio da parede cilíndrica	10 m
Espessura da parede cilíndrica	15 cm
Raio da laje de fundo	10 m
Espessura da laje de fundo	20 cm
Dimensão da viga de rigidez	(30 x 30) cm
Altura da parede cilíndrica	5 m
Altura da flecha da cúpula esférica	2 m
Altura total do reservatório	7 m
Altura máxima da lâmina d'água	5 m

Fonte: Autor.

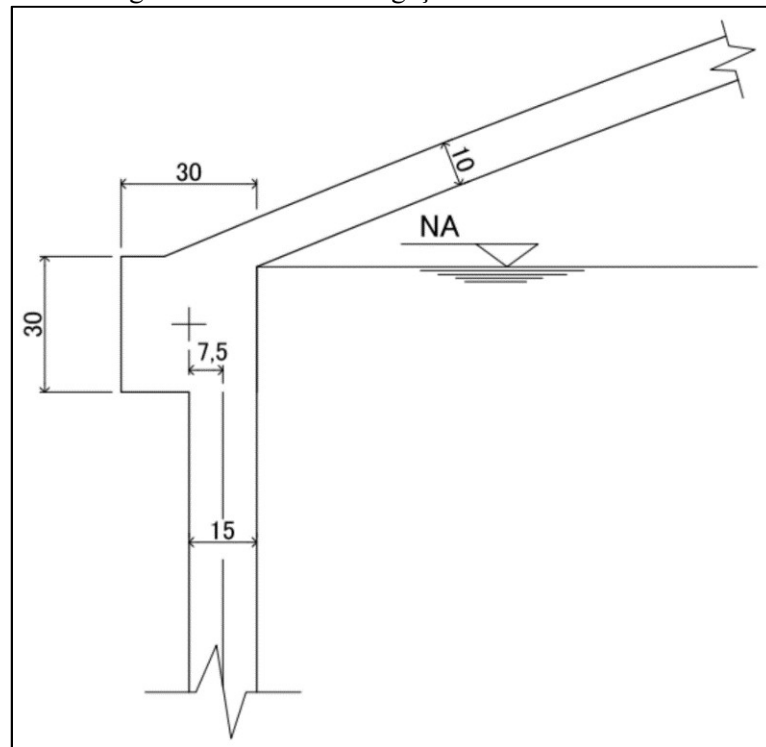
Figura 5.1: Geometria do reservatório modelo.



Fonte: Autor.

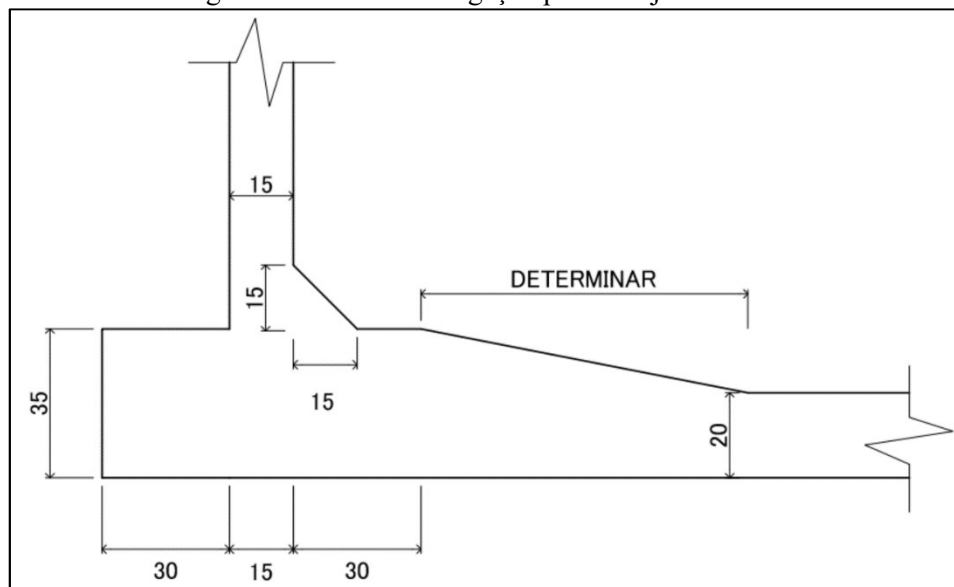
Nas Figura 5.2 e Figura 5.3, são mostrados os detalhes da ligação da parede com a cobertura, através de um anel de rigidez, e a ligação da parede com a laje de fundo. Nessa última é adotada um alargamento da espessura da laje de fundo com mísulas entre as partes ligadas, visando principalmente uma maior facilidade na execução e melhoria no comportamento do apoio. Esse detalhamento não influi significativamente na análise aqui apresentada, no entanto, na realidade ocorre uma melhoria em termos de segurança, uma vez que, a região torna-se mais rígida, e conseqüentemente menos propicia a problemas com fissuração.

Figura 5.2: Detalhe da ligação Parede-Cobertura.



Fonte: Autor.

Figura 5.3: Detalhe da ligação parede-laje de fundo.



Fonte: Autor.

5.2 CARREGAMENTOS E CONDIÇÕES DE CONTORNO

Será considerada apenas os carregamentos devido ao a ação do peso próprio da estrutura e do empuxo hidrostático, além de uma sobrecarga acidental na cobertura. Outros tipos de ações como as devidas a ação do vento, variação de temperatura, retração ou ainda

empuxo do solo adjacente (se houver), gerariam um maior número de combinações de carga, não influenciando significativamente na rotina de dimensionamento.

Diante do descrito, a ação do peso próprio da estrutura é calculada por meio do seu peso específico, que de acordo com a NBR 6118 (2014), que vale 25 kN/m^3 para o concreto armado. Haverá também, a incidência de uma carga acidental na cobertura de 1 kN/m^2 . O empuxo hidrostático transmite carga vertical distribuída uniformemente na laje de fundo, que vale 50 kN/m^2 , e nas paredes uma carga horizontal distribuída linearmente ao longo de sua altura, variando de 0 kN/m^2 na cota superior da parede (nível d'água) até 50 kN/m^2 em sua cota inferior.

Será avaliado três modelos com diferentes condições de contorno na ligação parede-laje de fundo, que são:

- Modelo I: Ligação articulada;
- Modelo II: Ligação com engastamento perfeito;
- Modelo III: Ligação com engastamento elástico.

5.3 ANÁLISE ESTRUTURAL

É mostrado nos quadros a seguir um resumo dos parâmetros utilizados na rotina de cálculo das análises. O passo a passo do processo não será mostrado, uma vez que consiste na aplicação direta dos conceitos e expressões analíticas referidas no Capítulo 3.

Para a Teoria Clássica é apresentado os resultados finais das expressões, evidenciando os passos mais importantes no processo de cálculo. Os demais resultados são apresentados em quadros resumo e gráficos de distribuição dos esforços e deslocamentos ao longo da altura da parede.

Os resultados obtidos através do Método dos Elementos Finitos são mostrados em imagens do modelo 3D do SAP2000, a ordem de grandeza dos valores é visualizada por meio de uma escala em gradiente de cores.

Nos Métodos Práticos, utilizando-se os ábacos de Hangan-Soare, é apresentado nos Quadro 5.2 ao Quadro 5.5, com os valores máximos dos esforços e seus respectivos pontos de ocorrência. Na metodologia prática que faz-se analogia a pórticos planos para cálculos dos esforços, é apresentado a deformada e o diagrama obtidos pelo Ftool, e para a distribuição do esforço normal circunferencial ao longo da altura é elaborado um gráfico a partir dos deslocamentos encontrados pelo software Ftool, uma vez que, o mesmo não oferece suporte para esse tipo de esforço.

Quadro 5.2: Ações de projeto.

Ações de Projeto			
Descrição	Simb.	Valor	Unidade
Peso próprio na cúpula	g	2,5	kN/m ²
Carga acidental na cúpula	q	1	kN/m ²
Empuxo hidrostático ao longo da parede	P _z	50-10z	kN/m ²
Peso próprio da laje	g	5	kN/m ²
Empuxo hidrostático na laje	P _z	50	kN/m ²
Peso próprio do anel de rigidez	P _a	2,25	kN/m

Fonte: Autor.

Quadro 5.3: Parâmetros do concreto armado.

Parâmetros do Material			
Descrição	Simb.	Valor	Unidade
Rigidez flexional de placas	D	9083	kN.m
Mod. de elasticidade inicial do concreto C30	E _{ci}	31	GPa
Coefficiente de poisson do concreto	ν	0,2	-
Resistência característica do concreto	f _{ck}	30	MPa

Fonte: Autor.

Quadro 5.4: Coeficientes utilizados.

Coeficientes		
Descrição	Simb.	Valor
Coeficiente das cascas cilíndricas	β	1,06
Coeficiente das cascas esféricas	λ	21

Fonte: Autor.

Quadro 5.5: Parâmetros geométricos do reservatório.

Parâmetros Geométricos			
Descrição	Simb.	Valor	Unidade
Espessura da cúpula	h _c	0,1	m
Espessura da parede	h _p	0,15	m
Espessura da laje	h _l	0,2	m
Raio da cúpula	r _c	26	m
Raio da parede	r _p	10	m
Raio da laje	r _l	10	m
Ângulo de abertura da cúpula	φ _c	22,62°	graus
Raio do anel de rigidez	r _a	10,075	m
Altura do anel de rigidez	h _a	0,3	m
Largura do anel de rigidez	b _a	0,3	m
Área do anel de rigidez	A _a	0,09	m ²
Inércia do anel de rigidez	I _a	0,000675	m ⁴

Altura da parede cilíndrica	H	5	m
Altura da flecha da cúpula	f	2	m

Fonte: Autor.

5.3.1 Teoria Analítica

Todos os valores apresentados nesse capítulo foram obtidos por meio das formulações encontradas no Capítulo 3. Algumas variáveis receberam índices diferentes, visando facilitar o processo de cálculo.

A Teoria Analítica é a metodologia clássica de cálculo, é composta pela solução encontrada através da Teoria de Membrana somada a solução da Teoria de Flexão. Referindo-se ao Método das Forças, os resultados da Teoria de Membrana retratam o sistema principal da estrutura, e os resultados da Teoria de Flexão os hiperestáticos. O esforço hiperestático X_1 refere-se a uma força horizontal nas bordas da parede cilíndrica, e o hiperestático X_2 a um momento fletor atuante também nas bordas.

Ressaltando que, as formulações utilizadas para a parede cilíndrica aplicam-se somente a tubos considerados longos. Portanto, o reservatório em estudo apresenta a relação $\beta H = 5,3$, sendo possível utilizar-se da teoria de tubos longos, uma vez que essa relação é maior que 4. Assumindo-se então, que o efeito causado em uma borda não exerce influência na outra borda.

Na apresentação dos resultados, os mesmos já encontram-se multiplicados pelo módulo de elasticidade do concreto (E), devido ao fato de que ao final do processo de cálculo esse parâmetro é simplificado das equações, por ser comum a todos os termos.

5.3.1.1 Modelo I: Ligação Articulada

Nesse tipo de ligação existe somente impedimento a translações, o giro é livre, e portanto não absorve momentos fletores nesse ponto. Com isso tem-se a aplicação do hiperestático X_1 na borda, e o hiperestático X_2 é nulo. Portanto, a compatibilidade pode ser descrita conforme a Equação 103.

$$\delta_{10} + X_1 \delta_{11} = 0 \quad (103)$$

Os coeficientes de deslocabilidades já multiplicadas pelo módulo de elasticidade, valem:

$$\begin{aligned} \delta_{10} &= -33333,33 \\ \delta_{11} &= 1432,79 \end{aligned}$$

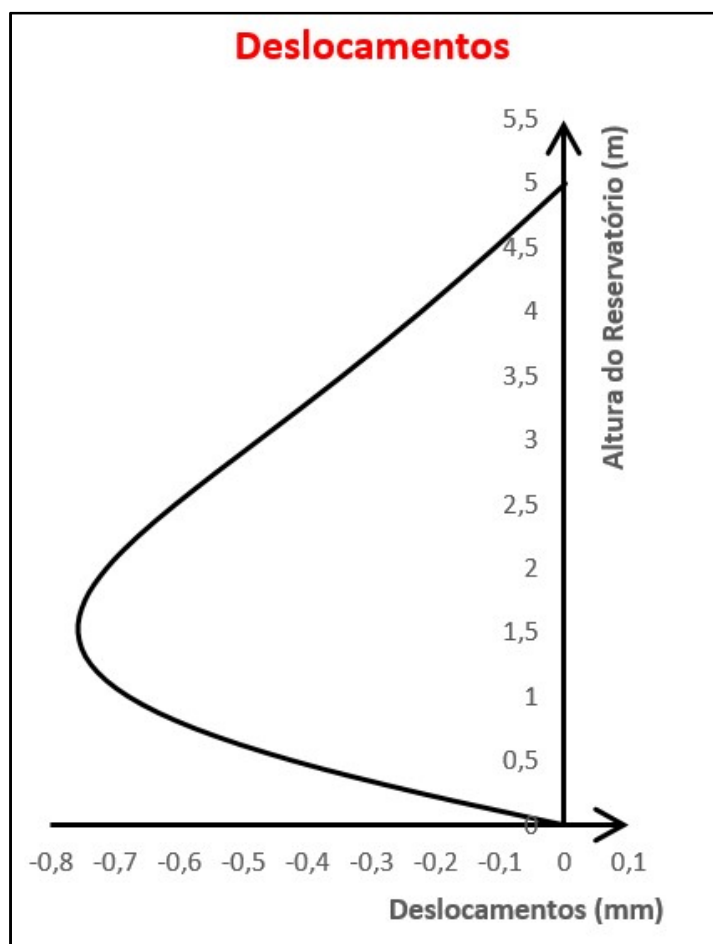
Com isso o hiperestático X_1 , assume o seguinte valor para a ligação articulada:

$$X_1 = 23,26$$

$$V_0 = -X_1 = -23,26 \text{ kN/m}$$

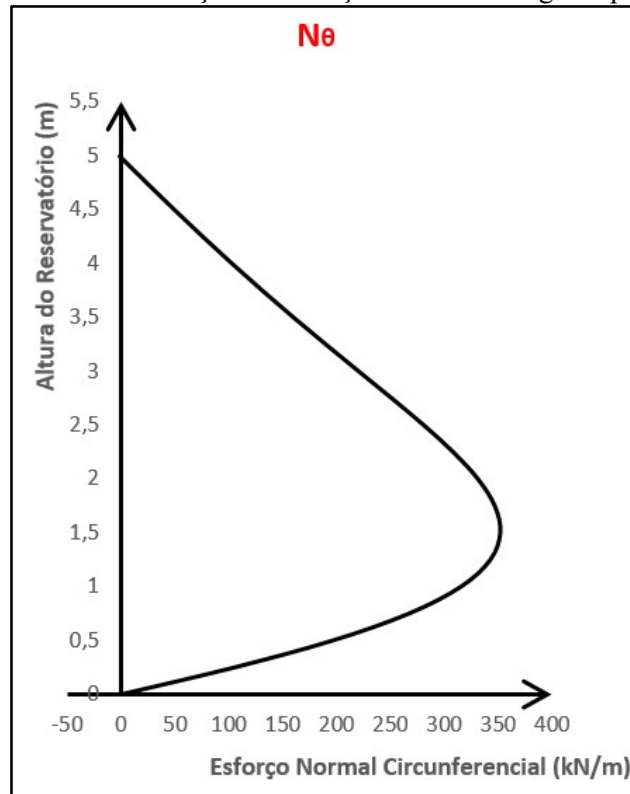
O valor encontrado para a reação de apoio V_0 , é utilizado nas equações apresentadas no Capítulo 3 para gerar a distribuição dos deslocamentos ou esforços ao longo da parede cilíndrica, conforme pode-se observar nas Figura 5.4 a Figura 5.6.

Figura 5.4: Distribuição dos deslocamentos ao longo da parede.



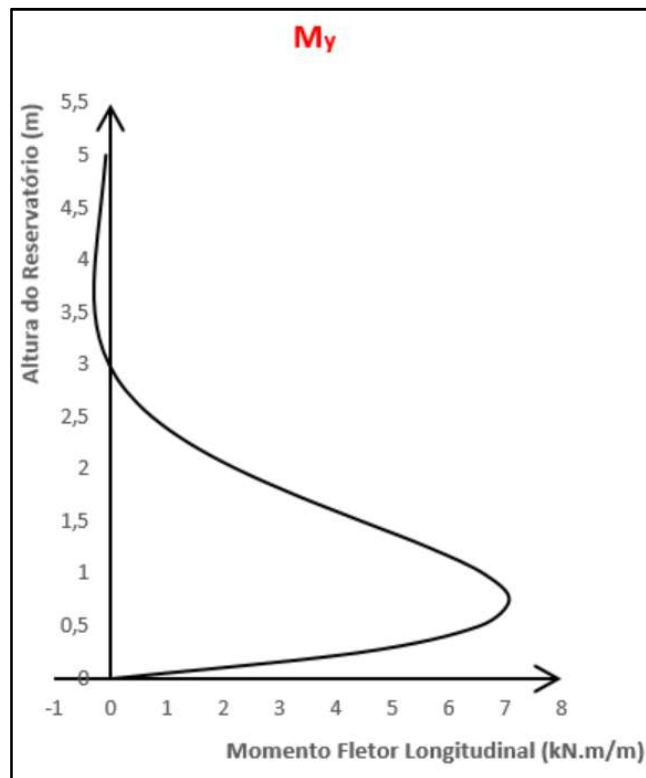
Fonte: Autor.

Figura 5.5: Distribuição do esforço normal ao longo da parede



Fonte: Autor.

Figura 5.6: Distribuição do momento fletor longitudinal ao longo da parede.



Fonte: Autor.

5.3.1.2 Modelo II: Ligação com Engastamento Perfeito

Nesse tipo de ligação há impedimento a translações e rotações no ponto de apoio. A parede é considerada com sua base engastada perfeitamente, com impedimento total ao giro. Surgindo assim os hiperestáticos X_1 e X_2 , referentes a força horizontal e ao momento fletor, ambos nos apoios. A compatibilidade é apresentada nas Equações 104 e 105.

$$\delta_{10} + X_1\delta_{11} + X_2\delta_{12} = 0 \quad (104)$$

$$\delta_{20} + X_1\delta_{21} + X_2\delta_{22} = 0 \quad (105)$$

Os coeficientes de deslocabilidade, já multiplicados pelo valor do módulo de elasticidade (E), valem:

$$\delta_{10} = -33333,33$$

$$\delta_{20} = 6666,67$$

$$\delta_{11} = 1432,79$$

$$\delta_{12} = -1518,76$$

$$\delta_{21} = -1518,76$$

$$\delta_{22} = 3219,78$$

A partir desses valores, pode-se determinar os hiperestáticos, e os esforços de borda:

$$X_1 = 42,14$$

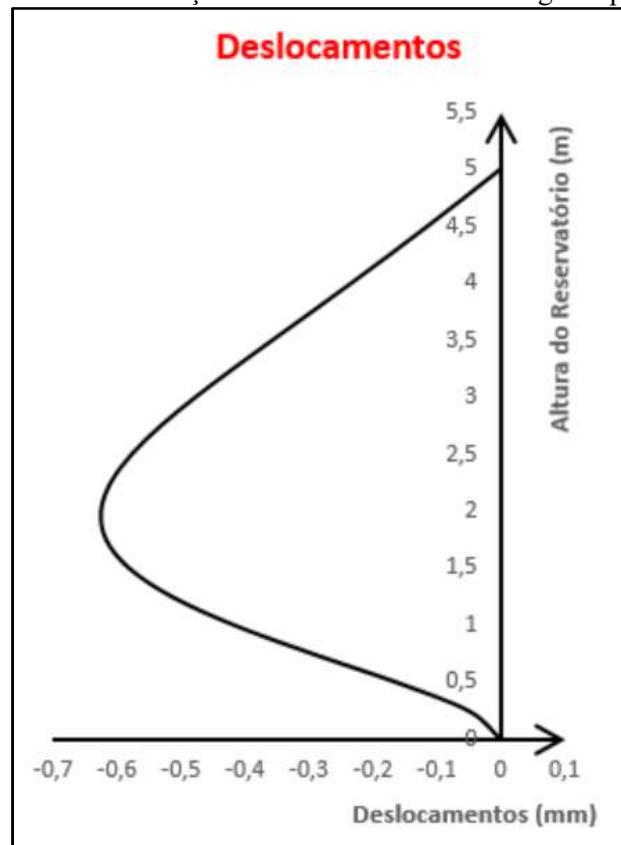
$$V_0 = -X_1 = -42,14 \text{ kN/m}$$

$$X_2 = 17,81$$

$$M_0 = X_2 = 17,81 \text{ kN.m/m}$$

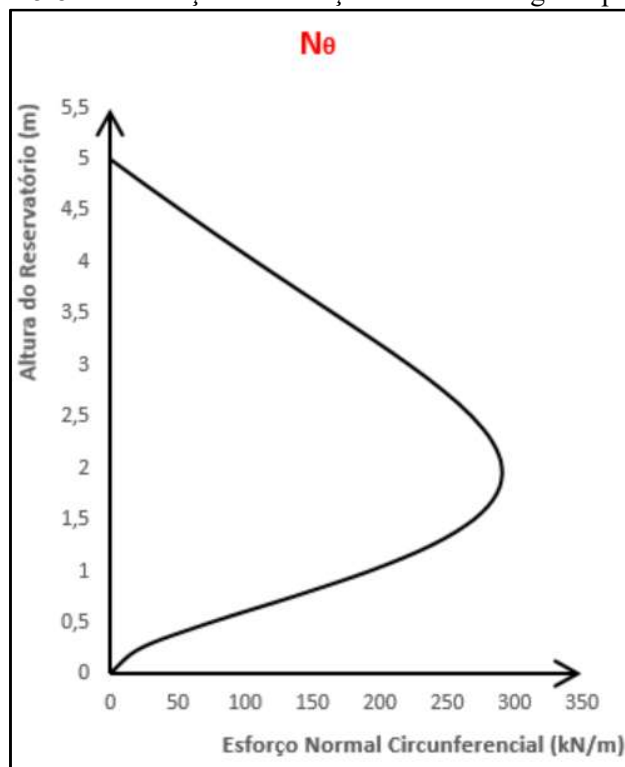
Os valores das reações de apoio V_0 e M_0 são usadas nas equações mostradas no Capítulo 3, para gerar a distribuição dos deslocamentos e esforços ao longo da parede cilíndrica. Conforme é mostrado as Figura 5.7 a Figura 5.9.

Figura 5.7: Distribuição dos deslocamentos ao longo da parede.



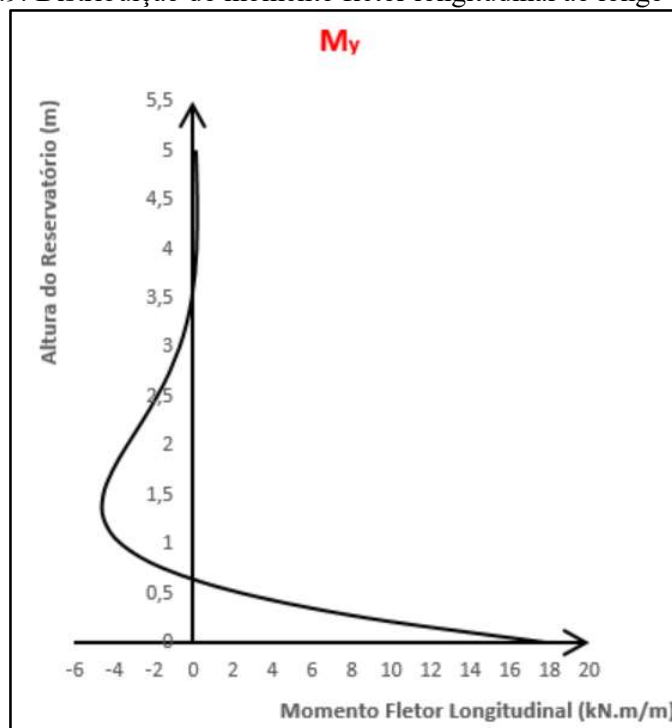
Fonte: Autor.

Figura 5.8: Distribuição do esforço normal ao longo da parede.



Fonte: Autor.

Figura 5.9: Distribuição do momento fletor longitudinal ao longo da parede.



Fonte: Autor.

5.3.1.3 Modelo III: Ligação com Engastamento Elástico

Nessa análise será admitida a ligação monolítica entre todos os elementos do reservatório, ou seja cúpula-anel-parede-laje. No Quadro 5.5 ao Quadro 5.9 são apresentadas as expressões finais para os esforços e deslocamentos em suas bordas.

Os esforços e deslocamentos na parede do reservatório serão compatibilizadas, por condições de contorno em suas bordas extremas, possibilitando assim a determinação dos esforços finais considerando a elasticidade das ligações.

Admitindo que, existe uma ligação monolítica entre as partes constituintes do reservatório, resulta em assumir que as bordas dos elementos que compõem um ponto em comum, terão os deslocamentos e as rotações iguais. Conforme é mostrado na Figura 5.10 e nas condições de contorno (CC) expressas abaixo.

- CC I – Deslocamento e rotações iguais na borda da cúpula e na parte superior do anel de rigidez:

$$\Delta_h^c = \Delta_h^{as}$$

$$\Delta_\phi^c = \Delta_\phi^{as}$$

- CC II – Deslocamento e rotações iguais na parte inferior do anel de rigidez e na parte superior da parede cilíndrica:

$$\Delta_h^{ai} = \Delta_h^{ps}$$

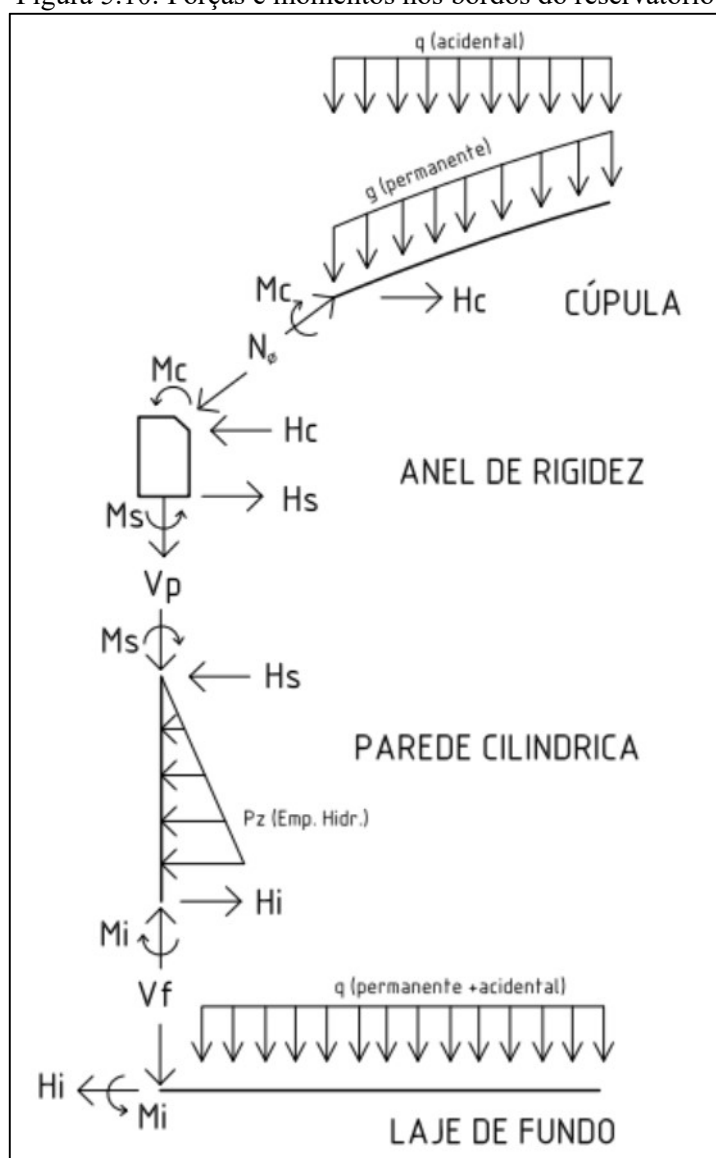
$$\Delta_\phi^{ai} = \Delta_\phi^{ps}$$

- CC III – Deslocamento nulo e rotações iguais na parte inferior da parede e na borda da laje de fundo:

$$\Delta_h^{pi} = \Delta_h^l = 0$$

$$\Delta_\phi^{pi} = \Delta_\phi^l$$

Figura 5.10: Forças e momentos nos bordos do reservatório.



Fonte: Autor.

Quadro 5.6: Forças e deslocamentos na cúpula.

Forças e Deslocamentos na Cúpula		
Descrição	Simb.	Valor / Expressão
Força normal (membrana) na direção dos meridianos	N_ϕ	-46,8 kN/m
Deslocamento horizontal (membrana) na borda	Δ_{hm}	-2600,95
Rotação (membrana) na borda	$\Delta_{\phi m}$	846,2
Força horizontal na borda	H_c	Determinar
Momento fletor na borda	M_c	Determinar
Deslocamento horizontal (flexão) na borda	Δ_{hf}	$1618,62 H_c + 3395,7 M_c$
Rotação (flexão) na borda	$\Delta_{\phi f}$	$3395,7 H_c + 14247,7 M_c$
Deslocamento horizontal (total) na borda	Δ_{ht}	$-2600,95 + 1618,62 H_c + 3395,7 M_c$

Rotação (total) na borda	Δ_{ht}	$846,20 + 3395,7 H_c + 14247,7 M_c$
--------------------------	---------------	-------------------------------------

Fonte: Autor.

Quadro 5.7: Forças e Deslocamentos no anel de rigidez.

Forças e Deslocamentos no Anel de Rigidez		
Descrição	Simb.	Valor / Expressão
Força normal (membrana) na direção dos meridianos	N_ϕ	-46,8 kN/m
Força devido ao peso próprio do anel	P_a	2,25 kN/m
Momento fletor resultante	M_a	$1,52 + 0,15 H_s - 0,15 H_c + M_s + M_c$
Força horizontal	H_a	$43,19 - H_c - H_s$
Força Vertical resultante na parede	V_p	20,25 kN/m
Deslocamento horizontal no C.G do anel	Δ_h	$1127,84 H_a$
Rotação na seção do anel	Δ_ϕ	$-150378,7 M_a$
Deslocamento horizontal na borda superior do anel	Δ_h^s	$1127,84 H_a + 22556,8 M_a$
Deslocamento horizontal na borda inferior do anel	Δ_h^i	$1127,84 H_a - 22556,8 M_a$

Fonte: Autor.

Quadro 5.8: Forças e deslocamentos na parede cilíndrica.

Forças e Deslocamentos na Parede Cilíndrica		
Descrição	Simb.	Valor / Expressão
Força horizontal no topo ou na base	H_s ou H_i	Determinar
Momento fletor longitudinal no topo ou na base	M_s ou M_i	Determinar
Hiperestático de borda 1 (superior ou inferior)	X_1	H_s ou H_s
Hiperestático de borda 2 (superior ou inferior)	X_2	M_s ou M_i
Deslocamento (membrana) no topo ou base	Δ_h	δ_{10}
Rotação (membrana) no topo ou base	Δ_ϕ	δ_{20}
Deslocamento no sistema principal	δ_{10}	33333,33
Rotação no sistema principal	δ_{20}	6666,67
Coeficiente de flexibilidade em 1 devido ao hip. X_1	δ_{11}	$1432,79 X_1$
Coeficiente de flexibilidade em 2 devido ao hip. X_1	δ_{21}	$-1518,76 X_1$
Coeficiente de flexibilidade em 1 devido ao hip. X_2	δ_{12}	$-1518,76 X_2$
Coeficiente de flexibilidade em 2 devido ao hip. X_2	δ_{22}	$3219,78 X_2$

Fonte: Autor.

Quadro 5.9: Forças e deslocamentos na laje de fundo.

Forças e Deslocamentos na Laje de Fundo		
Descrição	Simb.	Valor / Expressão
Carga vertical atuante (PP + Empuxo Hid.)	q	55 kN/m ²
Largura do trecho com levantamento de bordo	b	$0,27\sqrt{Mi}$
Rotação na borda (ponto A)	ϕ_A	$-64,76\sqrt{Mi^3}$
Rotação a uma distância b da borda (Ponto B)	ϕ_B	0

Fonte: Autor.

Compatibilizando os deslocamentos e as rotações na borda superior da parede, aos quais são interligados além desse, o anel de rigidez e a cúpula esférica. Aplicando as condições de contorno I e II, tem-se o seguinte sistema linear em função dos esforços hiperestáticos de borda:

$$\begin{pmatrix} H_c \\ H_p \\ M_c \\ M_s \end{pmatrix} \begin{bmatrix} 6129,98 & -2255,68 & -19161,10 & -22556,8 \\ -19161,10 & 22556,8 & 164626,4 & 150378,7 \\ 2255,68 & -5944,15 & -22556,8 & -21038,04 \\ 22556,8 & -21038,04 & -150378,70 & -153598,48 \end{bmatrix} = \begin{pmatrix} 85598,69 \\ -22941,82 \\ -14425,07 \\ 235242,29 \end{pmatrix}$$

Na compatibilização dos deslocamentos e rotações na borda inferior da parede, utilizando-se a condição de contorno III, tem-se que a compatibilidade é calculada conforme a as Equações 106 e 107.

$$H_i + 1,06M_i + 23,26 = 0 \quad (106)$$

$$H_i + 2,12M_i + 0,0426\sqrt{M_i^3} + 4,39 = 0 \quad (107)$$

Com a resolução dessas equações os esforços hiperestáticos podem ser obtidos prontamente, e portanto, mostrados em resumo no

Quadro 5.10.

Quadro 5.10: Resumo geral dos resultados.

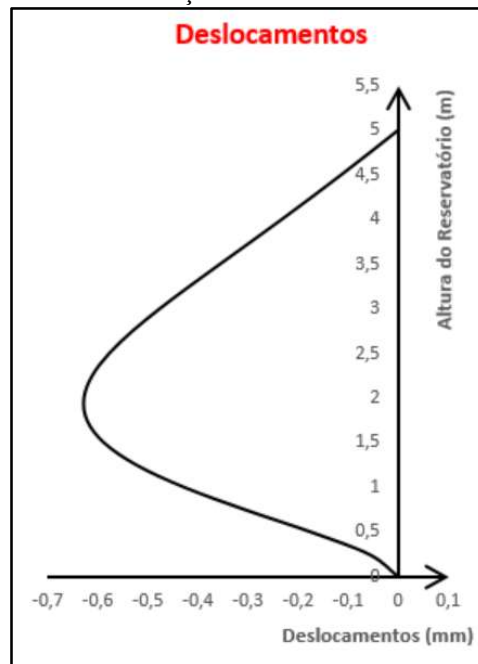
Resumo Geral dos Resultados		
Descrição	Simb.	Valor / Expressão
Força normal na borda da cúpula	N_ϕ	-46,8 kN/m
Força horizontal na borda da cúpula	H_c	19,06 kN/m
Momento fletor atuante na borda da cúpula	M_c	-4,61 kN.m/m
Força horizontal resultante no anel de rigidez	H_a	11,14 kN
Momento fletor atuante no anel de rigidez	M_a	0 kN.m/m
Força de tração no anel de rigidez	T_a	112,23 kN
Força horizontal na borda superior da parede	H_s	12,99 kN/m
Momento fletor atuante na borda superior da parede	M_s	4,01 kN.m/m
Força horizontal na borda inferior da parede	H_i	-41,34 kN/m
Momento fletor atuante na borda inferior da parede	M_i	17,06 kN.m/m
Largura do trecho com levantamento de bordo	b	1,12 m

Fonte: Autor.

Através das equações dos deslocamentos e suas derivadas mostradas no Capítulo 3, é plotado ao longo da altura da parede cilíndrica os valores dos deslocamentos, esforço normal circunferencial e momento fletor longitudinal nos gráficos ilustrados na

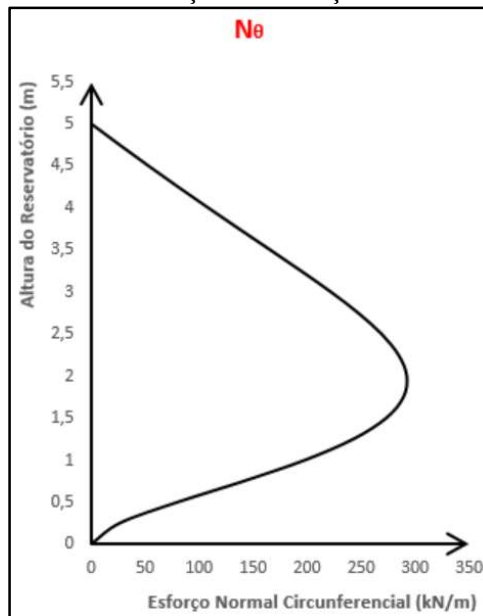
Figura 5.11 a Figura 5.13.

Figura 5.11: Distribuição dos deslocamentos ao longo da parede.



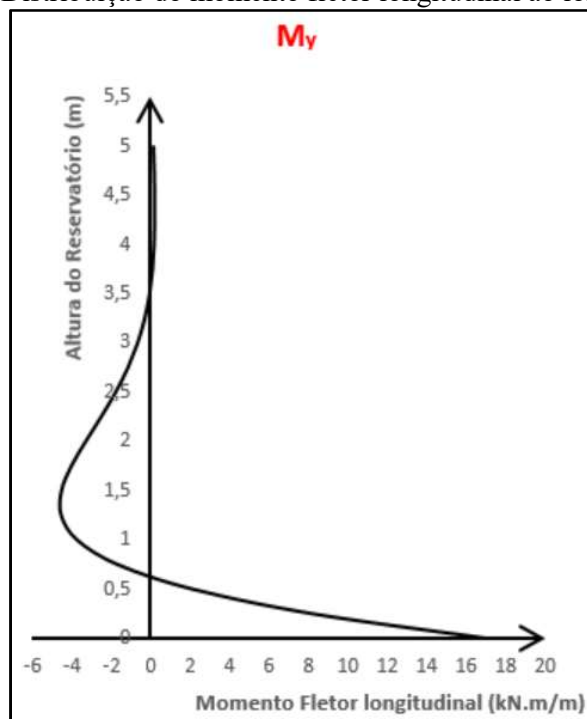
Fonte: Autor.

Figura 5.12: Distribuição do esforço normal ao longo da parede.



Fonte: Autor.

Figura 5.13: Distribuição do momento fletor longitudinal ao longo da parede.



Fonte: Autor.

5.3.2 Método dos Elementos Finitos

A análise por meio do MEF foi auxiliada pelo software SAP2000, modelando-se toda a estrutura em elementos do tipo *shell thin* (cascas finas), de 4 nós e 6 graus de liberdade, que usam a formulação de Kirschhoff. O anel de rigidez é modelado em elemento do tipo *frame* (barra) de 2 nós e 6 graus de liberdade. Considera-se ligação monolítica em todas as bordas dos elementos.

A escolha da malha de elementos finitos deve ser criteriosa, caso contrário, podem ocorrer erros gerando resultados divergentes dos reais. Nesse sentido, é interessante fazer uma análise de convergência das malhas, com isso várias formas de discretização podem ser testadas afim de perceber essa convergência.

Nesse trabalho a convergência foi testada dividindo-se a estrutura em elementos de arco de 6° e 3° de abertura, para várias divisões ao longo da altura para parede e cúpula, ou ao longo do raio para a laje de fundo. Os elementos em curvas são modelados por discretizações em elementos lineares pelo SAP2000, o manual do programa indica que esses elementos curvilíneos devem ser discretizados em arcos de no mínimo 15° .

Diante do exposto, foi realizado o teste de convergência das malhas conforme mostrado no Quadro 5.11 ao

Quadro 5.16. Relacionando o número de nós em uma faixa angular, o número de divisões no eixo z, e o deslocamento gerado no modelo em um ponto comum, para as mesmas condições de carregamento.

Quadro 5.11: Relação entre números de nós, divisões no eixo z e o deslocamento máximo. Para faixas em arcos de 6° nos meridianos.

CÚPULA C/ ARCOS DE 6°		
NÚMERO DE NÓS	DIVISÕES EM Z	DESLOCAMENTO MÁXIMO (mm)
481	8	0,123
601	10	0,117
721	12	0,114
841	14	0,112
961	16	0,111
1081	18	0,110
1201	20	0,110

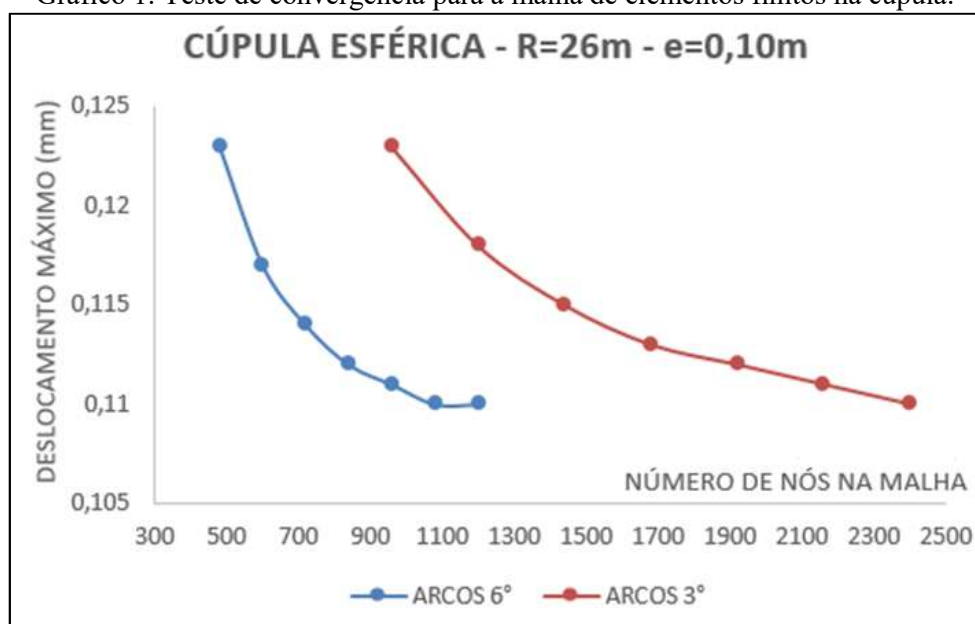
Fonte: Autor.

Quadro 5.12: Relação entre números de nós, divisões no eixo z e o deslocamento máximo. Para faixas em arcos de 3° nos meridianos.

CÚPULA C/ ARCOS DE 3°		
NÚMERO DE NÓS	DIVISÕES EM Z	DESLOCAMENTO MÁXIMO (mm)
961	8	0,123
1201	10	0,118
1441	12	0,115
1681	14	0,113
1921	16	0,112
2161	18	0,111
2401	20	0,110

Fonte: Autor.

Gráfico 1: Teste de convergência para a malha de elementos finitos na cúpula.



Fonte: Autor.

Quadro 5.13: Relação entre números de nós, divisões no eixo z e o deslocamento máximo. Para faixas em arcos de 6°.

PAREDE C/ ARCOS DE 6°		
NÚMERO DE NÓS	DIVISÕES EM Z	DESLOCAMENTO MÁXIMO (mm)
360	5	0,749
540	8	0,747
660	10	0,766
780	12	0,759
960	15	0,757
1260	20	0,760

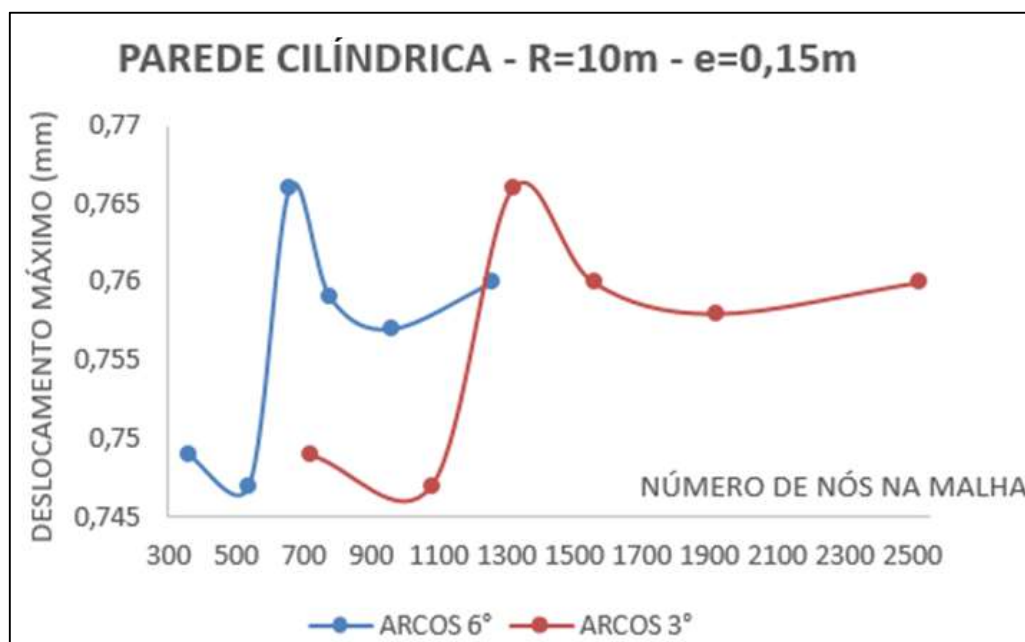
Fonte: Autor.

Quadro 5.14: Relação entre números de nós, divisões no eixo z e o deslocamento máximo. Para faixas em arcos de 3°.

PAREDE C/ ARCOS DE 3°		
NÚMERO DE NÓS	DIVISÕES EM Z	DESLOCAMENTO MÁXIMO (mm)
720	5	0,749
1080	8	0,747
1320	10	0,766
1560	12	0,760
1920	15	0,758
2520	20	0,760

Fonte: Autor.

Gráfico 2: Teste de convergência para a malha de elementos finitos na parede cilíndrica.



Fonte: Autor.

Quadro 5.15: Relação entre números de nós, divisões no eixo z e o deslocamento máximo. Para faixas em arcos de 6°.

LAJE DE FUNDO C/ ARCOS DE 6°		
NÚMERO DE NÓS	DIVISÕES EM XY	DESLOCAMENTO MÁXIMO (mm)
301	5	187,867
481	8	188,382
601	10	188,496
721	12	188,557
901	15	188,607
1201	20	188,645

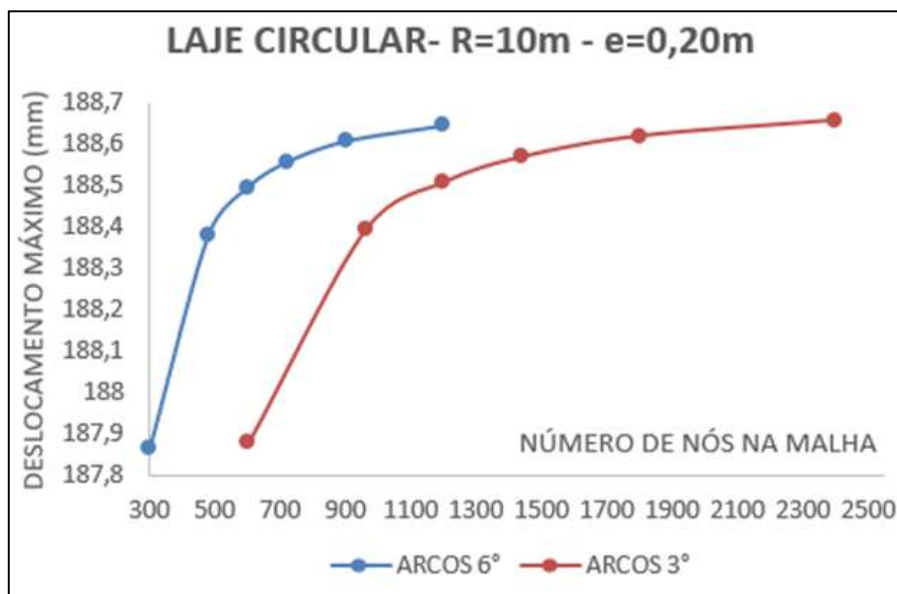
Fonte: Autor.

Quadro 5.16: Relação entre números de nós, divisões no eixo z e o deslocamento máximo. Para faixas em arcos de 3°.

LAJE DE FUNDO C/ ARCOS DE 3°		
NÚMERO DE NÓS	DIVISÕES EM XY	DESLOCAMENTO MÁXIMO (mm)
601	5	187,88
961	8	188,394
1201	10	188,508
1441	12	188,569
1801	15	188,619
2401	20	188,657

Fonte: Autor.

Gráfico 3: Teste de convergência para a malha de elementos finitos na laje de fundo.

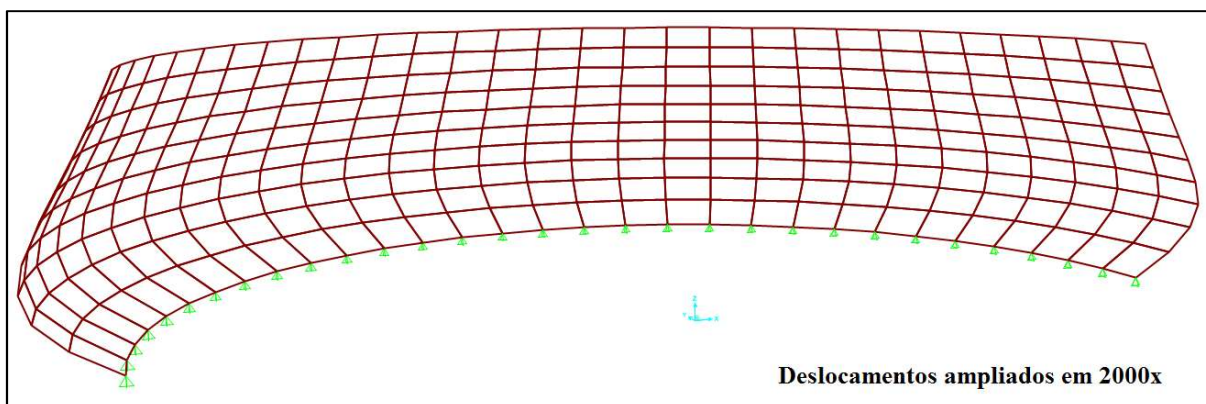


Fonte: Autor.

Diante da análise de convergência das malhas, nota-se que uma divisão do modelo em faixas transversais de 6° , é satisfatória. Para a laje de fundo divisão em 20 elementos na direção radial, para a parede a divisão em 10 elementos na direção do eixo z e na cúpula de cobertura a divisão em 16 elementos também na direção do eixo z.

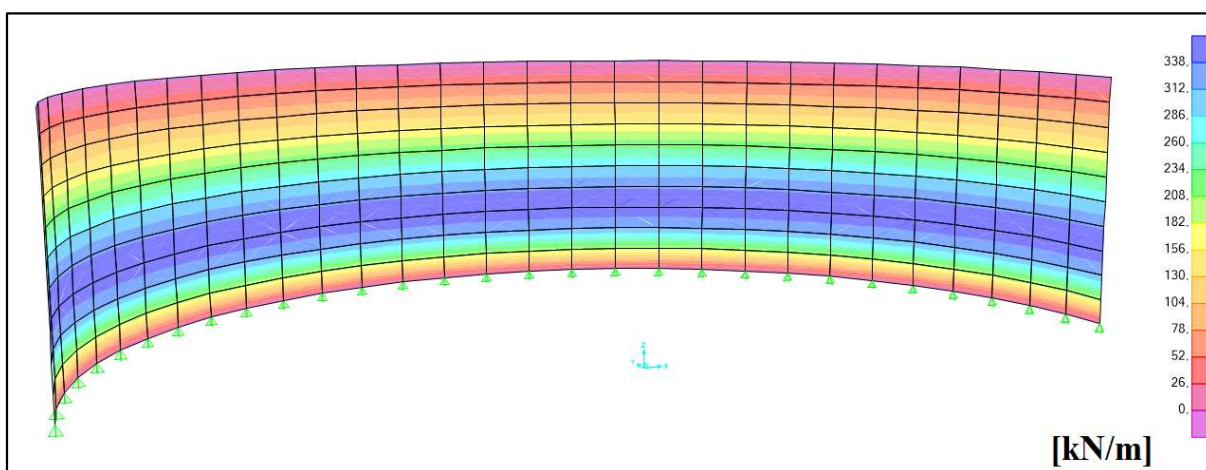
5.3.2.1 Modelo I: Ligação Rotulada

Figura 5.14: Deslocamentos totais no modelo 3D.



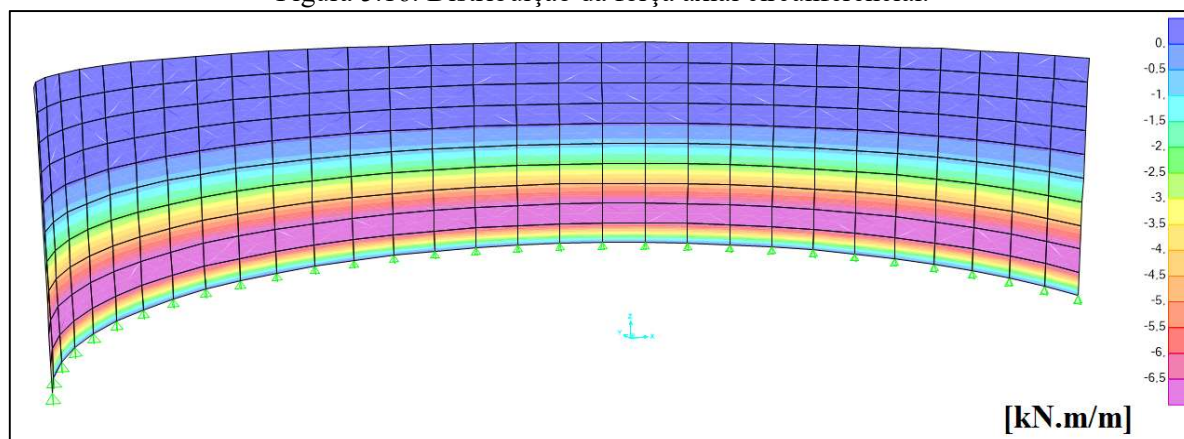
Fonte: Autor.

Figura 5.15: Distribuição de momentos fletores longitudinais (direção M22).



Fonte: Autor.

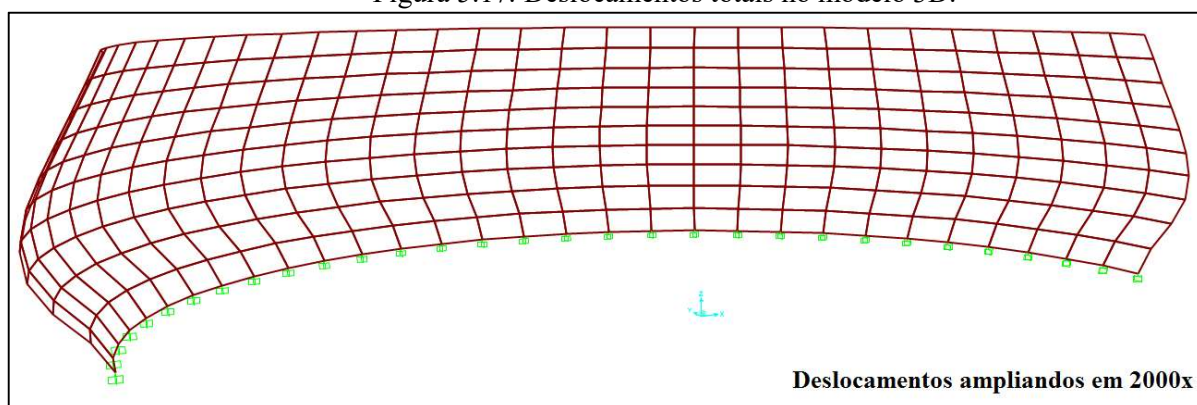
Figura 5.16: Distribuição da força axial circunferencial.



Fonte: Autor.

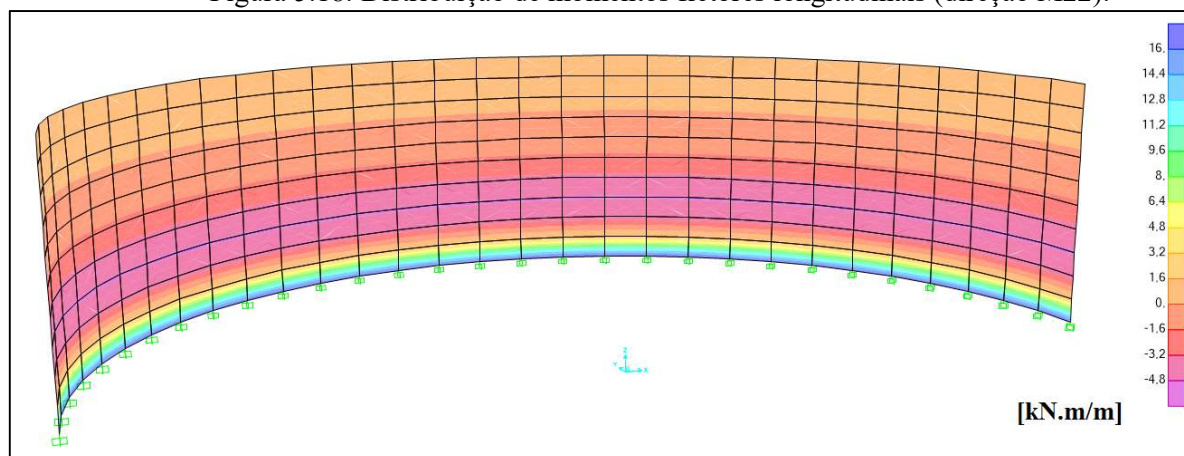
5.3.2.2 Modelo II: Ligação com Engastamento Perfeito

Figura 5.17: Deslocamentos totais no modelo 3D.



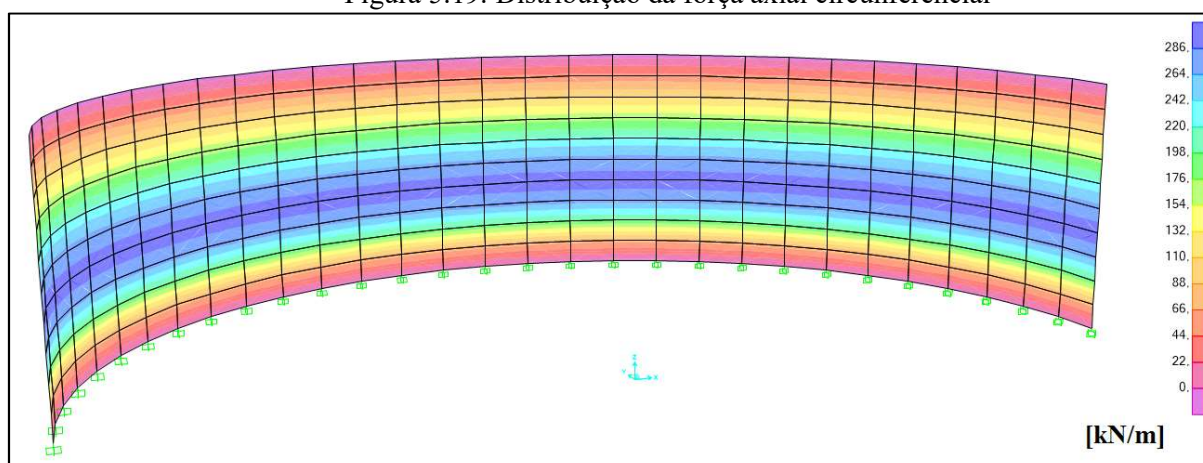
Fonte: Autor.

Figura 5.18: Distribuição de momentos fletores longitudinais (direção M22).



Fonte: Autor.

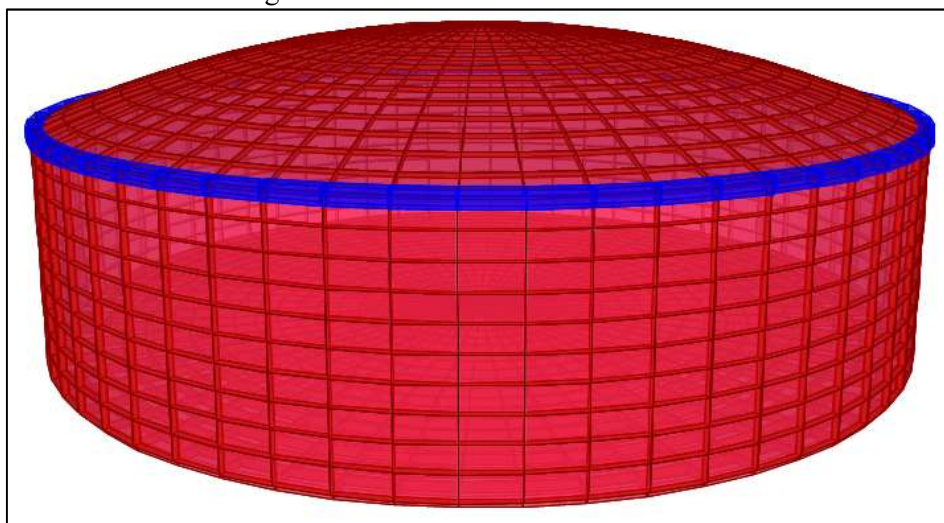
Figura 5.19: Distribuição da força axial circunferencial



Fonte: Autor.

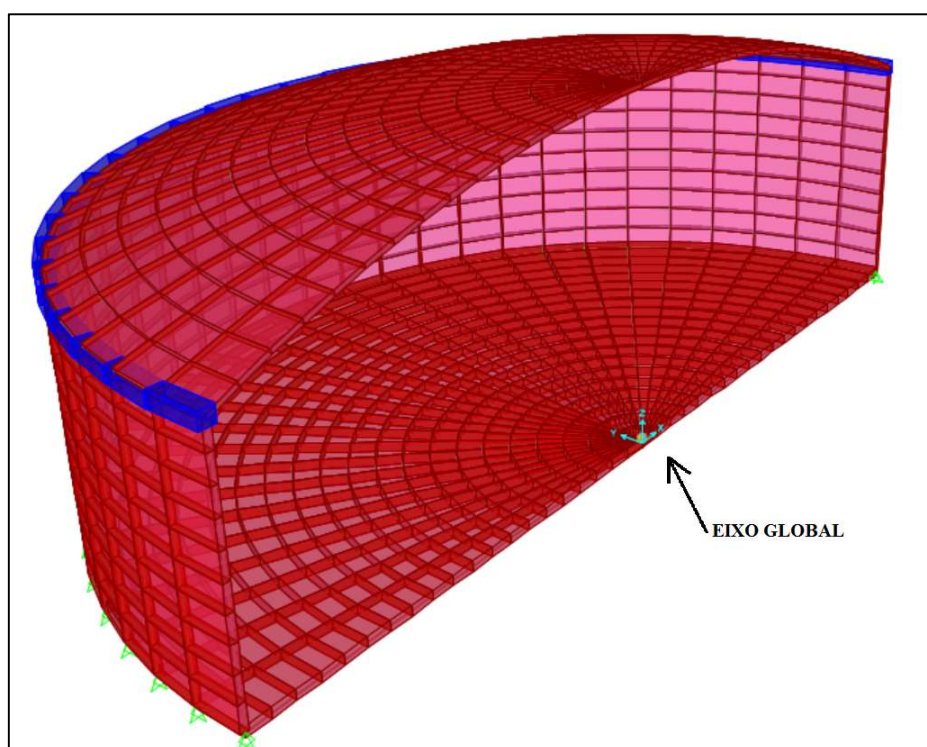
5.3.2.3 Modelo III: Ligação com Engastamento Elástico

Figura 5.20: Modelo 3D do reservatório cilíndrico.



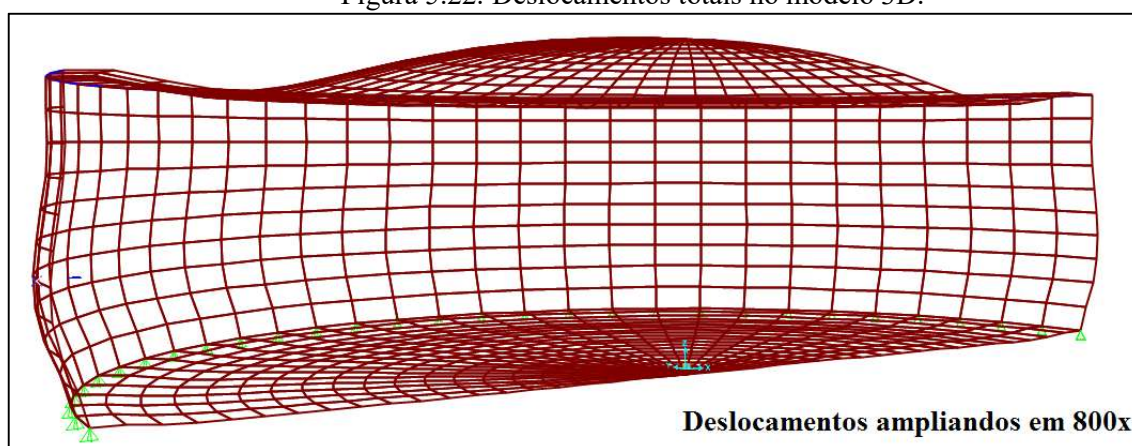
Fonte: Autor.

Figura 5.21: Seção transversal do modelo com indicação do eixo global.



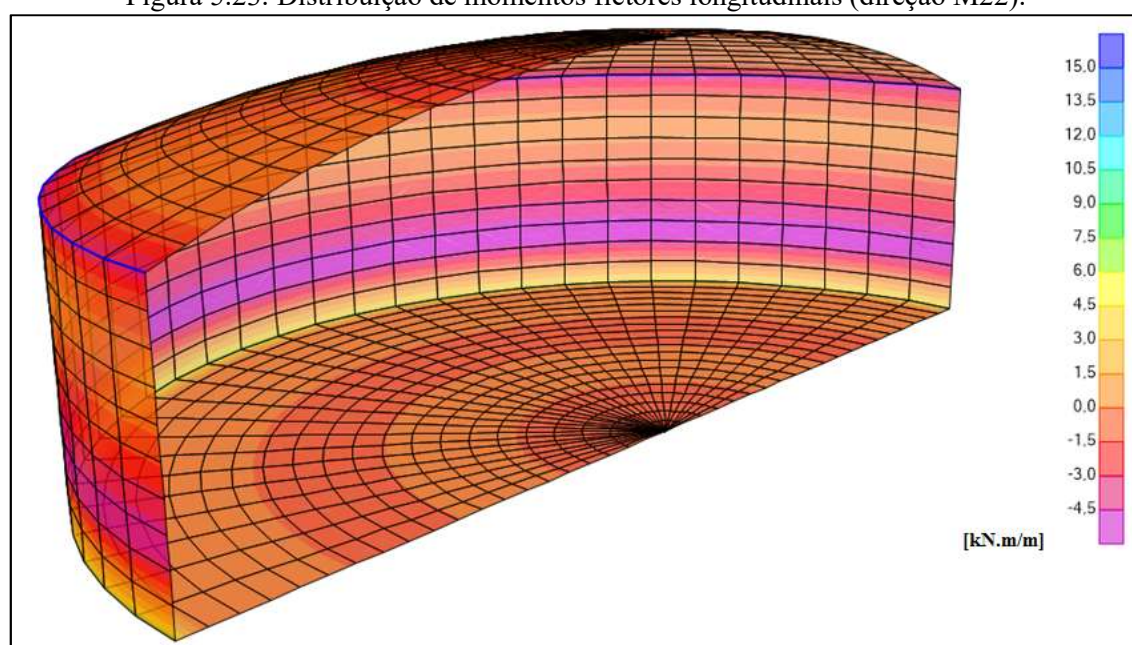
Fonte: Autor.

Figura 5.22: Deslocamentos totais no modelo 3D.



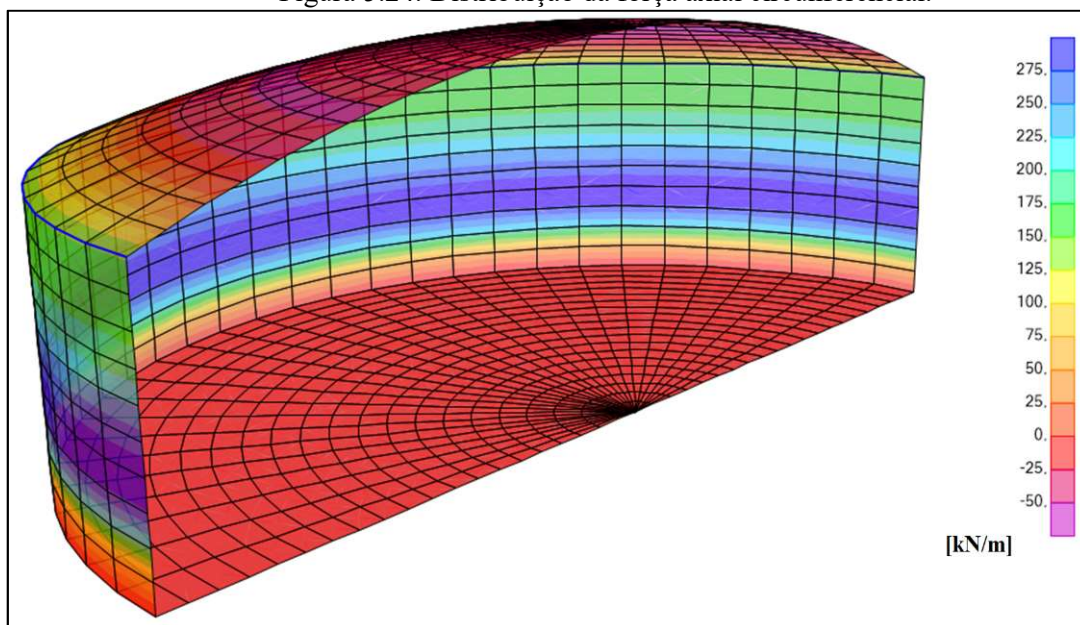
Fonte: Autor.

Figura 5.23: Distribuição de momentos fletores longitudinais (direção M22).



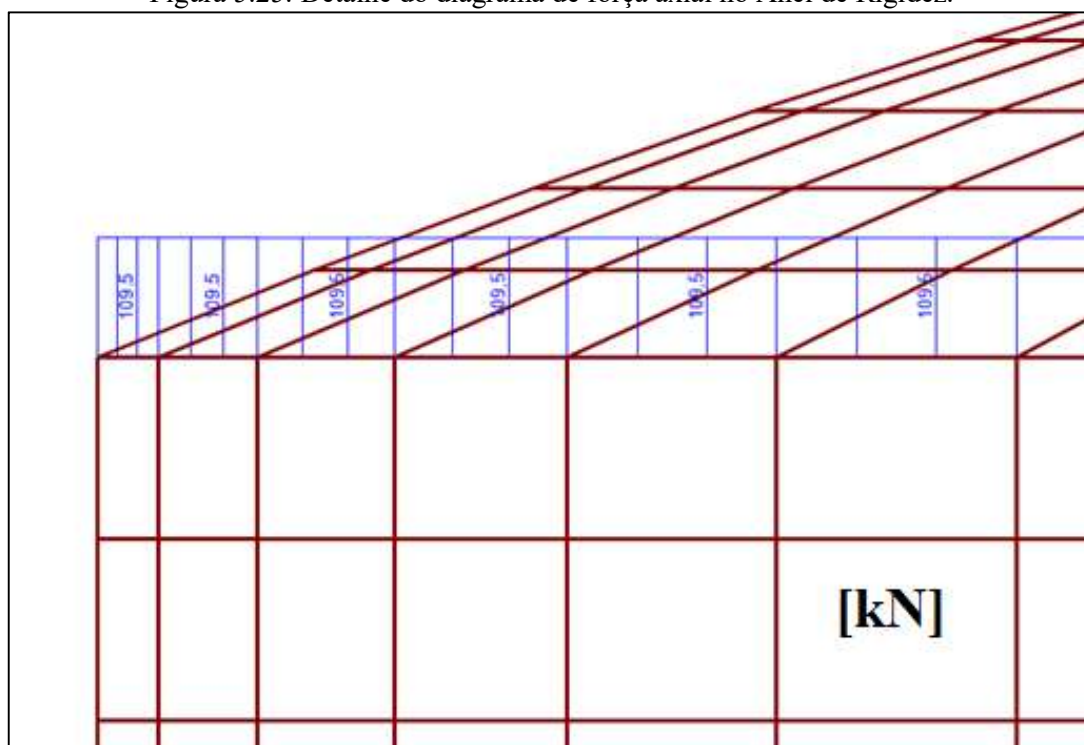
Fonte: Autor.

Figura 5.24: Distribuição da força axial circunferencial.



Fonte: Autor.

Figura 5.25: Detalhe do diagrama de força axial no Anel de Rigidez.



Fonte: Autor.

5.3.3 Métodos Práticos

Para os modelos analisados pelos ábacos de Hangan-Soare são mostrados apenas seus valores máximos e suas respectivas cotas de ocorrência, uma vez que o mesmo limita-se a

calcular apenas esses resultados pontuais, não evidenciando a distribuição dos esforços ao longo da estrutura.

As equações utilizadas são mostradas nos próprios ábacos, considerando a altura $H = 5$ m, o peso específico da líquido de $\gamma_l = 10$ kN/m³, e $\beta h = 5,3$.

5.3.3.1 Modelo I: Ligação Rotulada

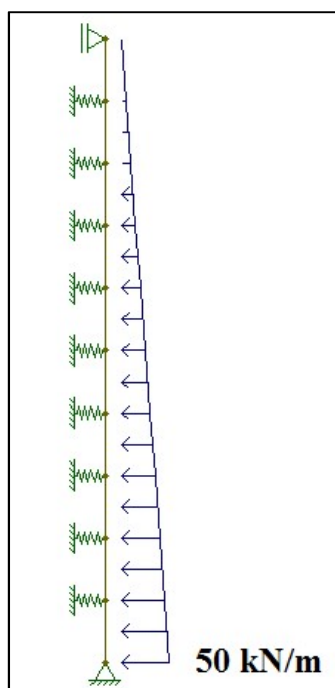
Pelos ábacos de Hangan-Soare, fazendo-se $h' = 0$, e $h/h' \rightarrow \infty$, tem-se portanto os resultados mostrados no Quadro 5.17 e nas Figuras 5.26 a 5.29.

Quadro 5.17: Valores obtidos nos ábacos de Hangan-Soare.

	Valores obtidos pelos Ábacos de Hangan-Soare	
	Valor	Unidade
N₀/max	355	kN/m
K''	0,71	-
Y₂	1,57	m
K₂	0,315	-
M'	-6,93	kN.m/m
K'	0,00555	-
Y₁	0,73	m
K₁	0,147	-
M₀	0	kN.m/m
K	0	-
Y₀	0	m
K₀	0	m

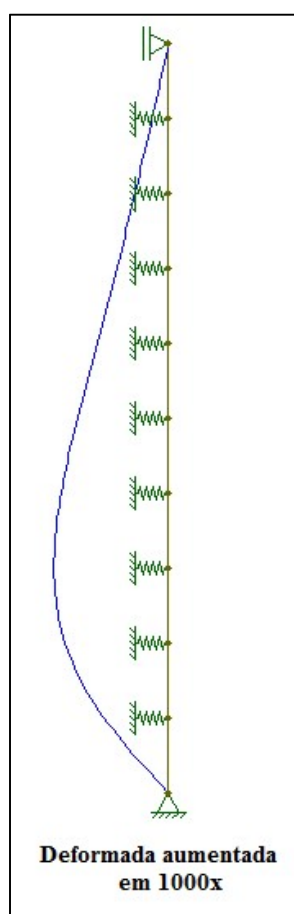
Fonte: Autor.

Figura 5.26: Distribuição do carregamento hidrostático na parede do reservatório.



Fonte: Autor.

Figura 5.27: Deslocamentos ao longo da parede do reservatório.



Fonte: Autor.

Pelos ábacos de Hangan-Soare, fazendo-se $h' = \rightarrow \infty$, e $h/h' \rightarrow 0$, com isso tem-se os resultados apresentados no

Quadro 5.18 e na

Figura 5.30 a

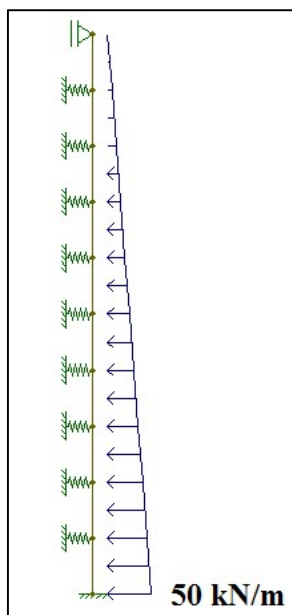
Figura 5.33.

Quadro 5.18: Resumo dos resultados obtidos nos ábacos de Hangan-Soare.

	Valores obtidos pelos Ábacos de Hangan-Soare	
	Valor	Unidade
N₀/max	290,5	kN/m
K''	0,581	-
Y₂	1,79	m
K₂	0,358	-
M'	-4,43	kN.m/m
K'	0,00355	-
Y₁	1,39	m
K₁	0,278	-
M₀	18,12	kN.m/m
K	0,0145	-
Y₀	0,64	m
K₀	0,128	m

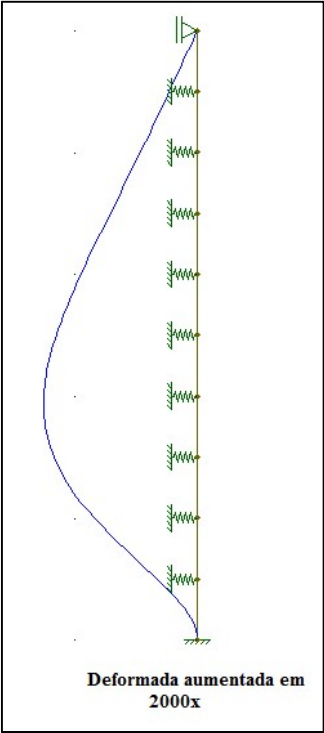
Fonte: Autor.

Figura 5.30: Distribuição do carregamento hidrostático na parede do reservatório.



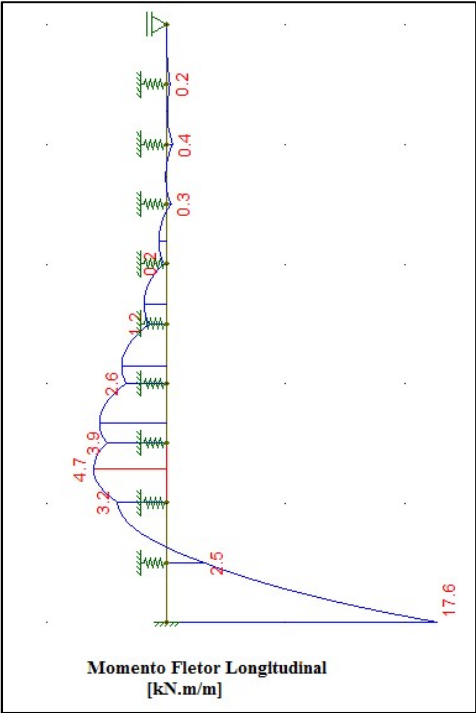
Fonte: Autor.

Figura 5.31: Deslocamentos ao longo da parede do reservatório cilíndrico.



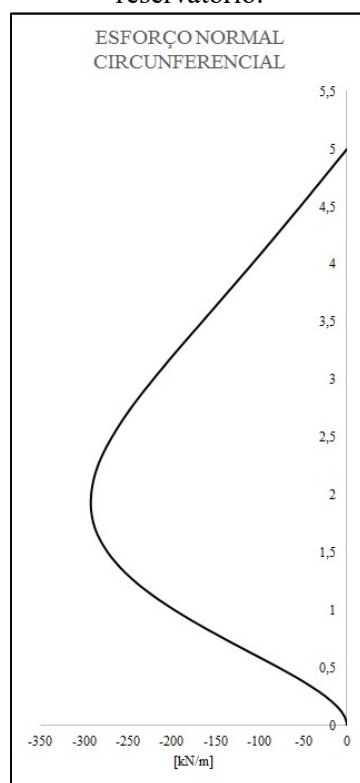
Fonte: Autor.

Figura 5.32: Distribuição dos momentos fletores ao longo da parede do reservatório.



Fonte: Autor.

Figura 5.33: Distribuição do esforço normal circunferencial ao longo da parede do reservatório.



Fonte: Autor.

5.3.3.3 Modelo III: Ligação com Engastamento Elástico

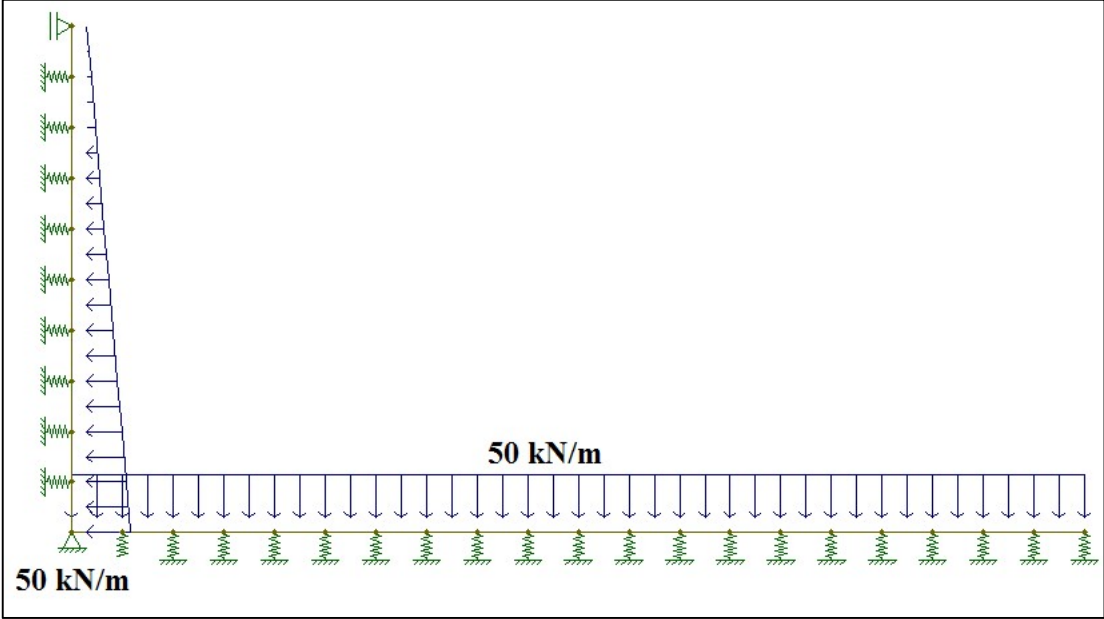
Pelos ábacos de Hangan-Soare, fazendo-se $h' = 0,2$ m, $h = 0,15$ m e $h/h' = 0,75$, com isso tem-se os resultados apresentados no Quadro 5.19 e nas Figuras 5.34 a 5.37.

Quadro 5.19: Valores obtidos pelos ábacos de Hangan-Soare.

Valores obtidos pelos Ábacos de Hangan-Soare		
	Valor	Unidade
$N_{\theta}/\max$	292,5	kN/m
K''	0,585	-
Y_2	1,79	m
K_2	0,358	-
M'	-4,46	kN.m/m
K'	0,00357	-
Y_1	1,32	m
K_1	0,265	-
M_0	15,87	kN.m/m
K	0,0127	-
Y_0	0,57	m
K_0	0,115	m

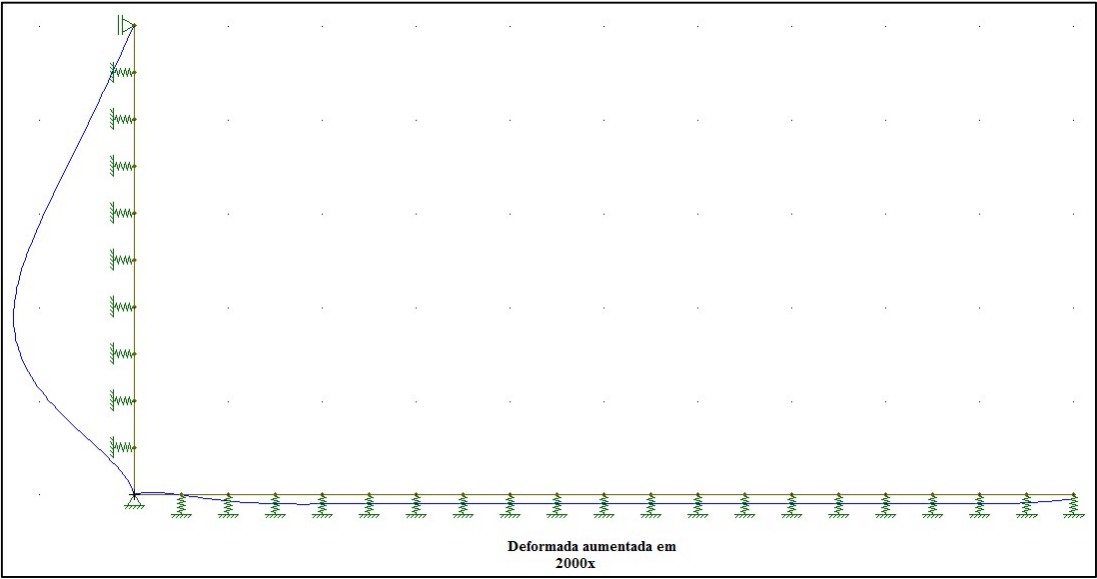
Fonte: Autor.

Figura 5.34: Distribuição do carregamento hidrostático nas paredes e laje de fundo do reservatório.



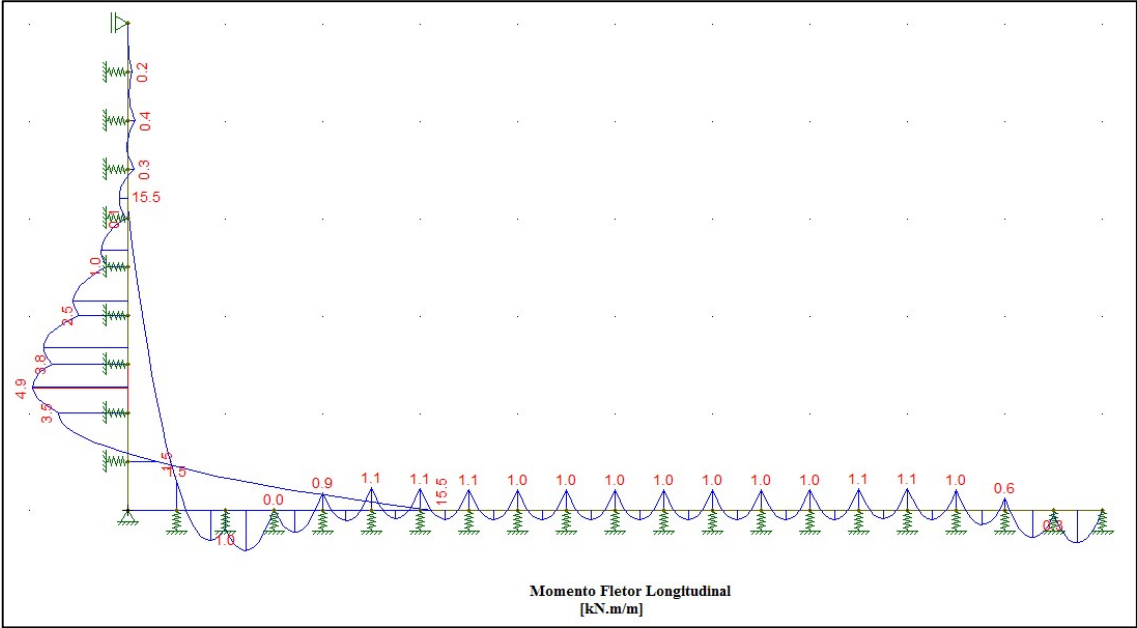
Fonte: Autor.

Figura 5.35: Distribuição dos deslocamentos totais no reservatório.



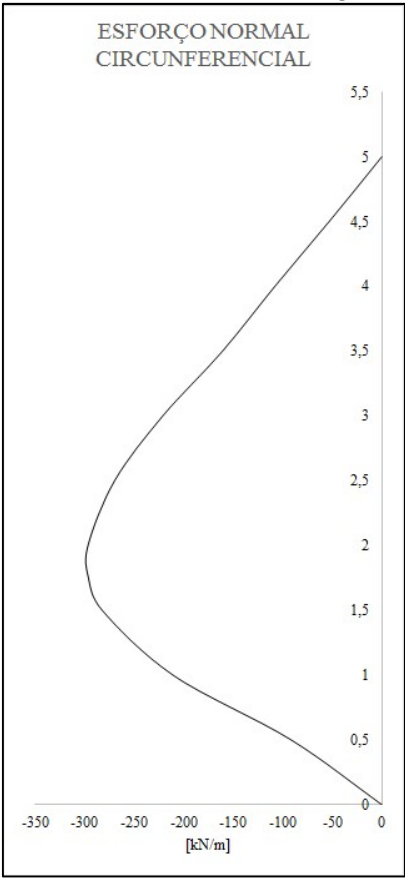
Fonte: Autor.

Figura 5.36: Distribuição dos momentos fletores no reservatório.



Fonte: Autor.

Figura 5.37: Distribuição dos deslocamentos ao longo da parede do reservatório.



Fonte: Autor.

5.4 RESUMO DOS RESULTADOS E DISCUSSÕES DAS ANÁLISES

Abaixo apresenta-se no Quadro 5.20 ao Quadro 5.22, que se referem ao resumo geral dos esforços obtidos em cada metodologia de análise. A diferença relativa é mostrada em termos percentuais, com referência nos valores do Método I.

Quadro 5.20: Resumo dos resultados para o modelo com ligação articulada.

Resumo Geral da Análise: Ligação Articulada									
Descrição	Simb.	Método I	Método II	Dif. Relativa	Método III	Dif. Relativa	Método IV	Dif. Relativa	Und.
Deslocamento Máximo	w	0,757	0,771	1,93%	-	-	0,761	0,59%	mm
Posição de ocorrência	y_w	1,500	1,500	0,00%	-	-	1,500	0,00%	m
Força normal circunferencial máxima	N_ϕ	351,950	356,160	1,20%	355,000	0,87%	354,000	0,58%	kN/m
Posição de ocorrência	y_n	1,500	1,500	0,00%	1,570	4,67%	1,500	0,00%	m
Momento fletor longitudinal máximo negativo	M^-	7,070	6,960	1,56%	6,930	1,98%	7,300	3,25%	kN.m/m
Posição de ocorrência	y^-	0,750	1,000	33,33%	0,730	2,67%	0,740	1,33%	m
Força horizontal no apoio	V_0	23,260	25,320	8,86%	-	-	24,200	4,04%	kN/m

Fonte: Autor.

Quadro 5.21: Resumo dos resultados para o modelo com ligação perfeitamente rígida.

Resumo Geral da Análise: Ligação com Engastamento Perfeito									
Descrição	Simb.	Método I	Método II	Dif. Relativa	Método III	Dif. Relativa	Método IV	Dif. Relativa	Und.
Deslocamento Máximo	w	0,623	0,637	2,29%	-	-	0,629	0,95%	mm
Posição de ocorrência	y_w	2,000	2,000	0,00%	-	-	1,900	5,00%	m
Força normal circunferencial máxima	N_ϕ	289,780	295,960	2,13%	290,500	0,25%	292,480	0,93%	kN/m
Posição de ocorrência	y_n	2,000	2,000	0,00%	1,790	10,50%	1,900	5,00%	m
Momento fletor longitudinal máximo negativo	M^-	4,540	4,800	5,73%	4,430	2,42%	4,700	3,52%	kN.m/m
Posição de ocorrência	y^-	1,500	1,500	0,00%	1,390	7,33%	1,280	14,67%	m
Momento fletor no apoio (máximo positivo)	M_0	17,810	17,010	4,49%	18,120	1,74%	17,600	1,18%	kN.m/m
Força horizontal no apoio	V_0	42,140	42,97	1,97%	-	-	42,200	0,14%	kN/m

Fonte: Autor.

Quadro 5.22: Resumo dos resultados para o modelo com ligação elástica.

Resumo Geral da Análise: Ligação com Engastamento Elástico									
Descrição	Simb.	Método I	Método II	Dif. Relativa	Método III	Dif. Relativa	Método IV	Dif. Relativa	Und.
Deslocamento Máximo	w	0,627	0,639	1,96%	-	-	0,638	1,82%	mm
Posição de ocorrência	y_w	2,000	2,000	0,00%	-	-	2,000	0,00%	m
Força normal circunferencial máxima	N_φ	291,520	291,000	0,18%	292,500	0,34%	296,800	1,81%	kN/m
Posição de ocorrência	y_n	2,000	2,000	0,00%	1,790	10,50%	2,000	0,00%	m
Momento fletor longitudinal máximo negativo	M⁻	4,550	4,850	6,59%	4,460	1,98%	4,900	7,69%	kN.m/m
Posição de ocorrência	y⁻	1,250	1,500	20,00%	1,320	5,60%	1,260	0,80%	m
Momento fletor no apoio (máximo positivo)	M₀	17,060	6,070	64,42%	15,870	6,98%	15,500	9,14%	kN.m/m
Força horizontal no apoio	V₀	41,340	42,570	2,98%	-	-	40,100	3,00%	kN/m
Força de tração no anel de rigidez	T_a	112,230	109,490	2,44%	-	-	-	-	kN
Momento fletor na cúpula	M_c	4,610	4,300	6,72%	-	-	-	-	kN.m/m

Fonte: Autor.

Diante desses resultados pode-se notar que houve boa convergência nas soluções para os três modelos estudados. Todos os métodos obtiveram resultados bastante próximos um dos outros. Apenas o momento fletor no apoio do modelo com ligação elástica se distanciou dos resultados, sendo calculado pelo Método II com diferença relativa ao Método I de 64,42%.

Isso pode ser devido a uma série de fatores, como por exemplo o cálculo da teoria clássica é feito considerando a compatibilidade dos deslocamentos nos nós extremos dos elementos, sem admitir que uma borda influencia na outra, no caso das paredes cilíndricas. Além disso não é considerado qualquer deformação no solo, onde a laje de fundo recebe apenas a ação do giro vindo da parede a ela ligada, além do carregamento hidrostático que é prontamente estabilizado pela reação do solo. No software de Elementos Finitos, a estrutura é compatibilizada continuamente em uma série de pontos, além das suas bordas, e um certo valor para o coeficiente de reação vertical do solo precisa ser admitido, produzindo sempre algum deslocamento. Outro fator preponderante pode ser a não discretização da malha de elementos finitos na região de encontro dos elementos, região essa que ocorre grande concentração de tensões, e por isso merece maior atenção.

O deslocamento máximo e a força normal circunferencial convergiram satisfatoriamente diante das análises, apresentando diferenças relativas máximas de apenas

2,29% e 2,13% respectivamente, que ocorrem nos resultados do modelo de ligação com engastamento perfeito no Método II.

A força de tração no anel de rigidez e o momento fletor na cúpula, tiveram apenas 2,44% e 6,72%, respectivamente, de diferença relativa. A posição de ocorrência dos deslocamentos e dos esforços, resultaram em valores próximos, com diferença relativa máxima de 33,33% no modelo de ligação articulada calculada pelo Método II.

Todos os métodos de análise apresentaram-se eficientes do ponto de vista de projeto para os três modelos avaliados. Tendo diferença relativa nula em alguns valores, como é o caso da posição do deslocamento e da força normal circunferencial nos modelos de ligação com engastamento elástico e engastamento perfeito.

5.5 DIMENSIONAMENTO E DETALHAMENTO DA ESTRUTURA

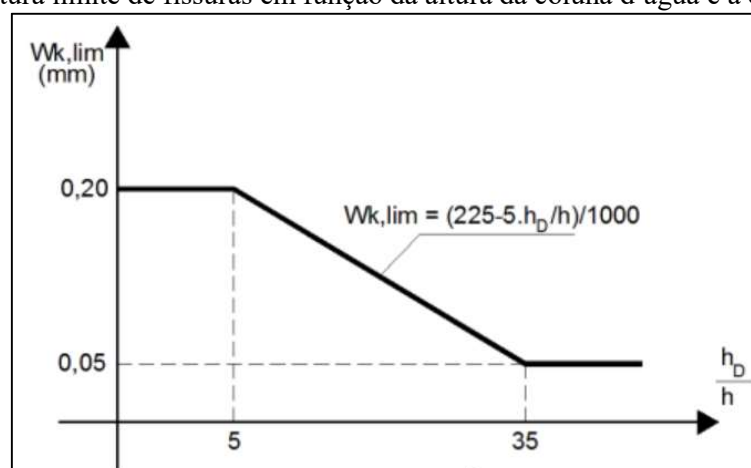
O dimensionamento dos reservatórios cilíndricos, seja para esforços axiais de tração ou para esforços de flexão é feito da mesma forma para elementos lineares, partindo-se de faixas unitárias de parede na direção considerada.

O cuidado especial no dimensionamento dessas estruturas é avaliar cuidadosamente a abertura de fissuras. A NBR 6118/14 apresenta valores característicos para abertura máxima de fissuras ($w_{k,lim}$) em função da classe de agressividade ambiental.

Uma maneira de avaliar a abertura máxima de fissuras em reservatórios é apresentada por Ferreira (2015) uma formulação presente no EUROCODE 2 (2006), em que define-se o valor máximo em função da razão da altura da coluna d'água (h_d) e da espessura da parede (h). Conforme descrito na expressão abaixo, ou na Figura 5.38.

$$\begin{cases} h_d/h \leq 5 \rightarrow w_{k,lim} = 0,2mm \\ h_d/h \geq 35 \rightarrow w_{k,lim} = 0,05mm \end{cases}$$

Figura 5.38: Abertura limite de fissuras em função da altura da coluna d'água e a espessura da parede.



Fonte: Ferreira (2015).

Para limitar a abertura de fissuras é interessante utilizar baixas tensões no aço, evitando assim o seu escoamento. Ferreira (2015) utiliza a expressão apresentada pela norma alemã DIN 1054-1 (2008), para determinar a tensão na armadura (σ_s) em função de uma abertura de fissuras desejada (w_k) e da bitola da armadura utilizada (ϕ_i). A expressão para o cálculo da tensão na armadura é mostrada na Equação 108 e na Figura 5.39. **Fonte de referência não encontrada.** é mostrado uma tabela prática elaborada a partir dessa equação.

$$\sigma_s = \sqrt{w_k \frac{3,6 \times 10^6}{\phi_i}} \text{ [MPa]} \quad (108)$$

Figura 5.39: Tensões na armadura (MPa) em função da abertura de fissuras e da bitola utilizada na armadura.

ϕ (mm)	Abertura de fissuras – w_k (mm)					
	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,40
5,0	268	329	379	424	465	537
6,3	239	293	338	378	414	478
8,0	212	260	300	335	367	424
10,0	190	232	268	300	329	379
12,5	170	208	240	268	294	339
16,0	150	184	212	237	260	300
20,0	134	164	190	212	232	268

Fonte: Ferreira (2015).

Portanto, para o caso em análise, tem-se que h_d/h vale 33,33, e de acordo com a Figura 5.38, resulta em uma abertura máxima admissível $w_{k,lim}$ de 0,058 mm. Com isso, e admitindo-se a utilização de bitola de 8 mm, encontra-se uma tensão de 161 MPa.

De acordo com a NBR 6118/14 a taxa mínima de armadura de flexão será calculada conforme a Equação 109.

$$A_{s,min} = A_c 0,15\% \quad (109)$$

Sendo A_c , a área de concreto da seção considerada. A armadura mínima de tração determinada conforme a Equação 110.

$$A_s = k k_c f_{ct,ef} \frac{A_c}{\sigma_s} \quad (110)$$

Para o caso em estudo, tem-se os seguintes valores:

$$k = 0,8 \text{ (Seções retangulares } h < 0,3\text{m)}$$

$$k_c = 1,0 \text{ (Tração pura)}$$

$$f_{ct,ef} = 3 \text{ MPa (Valor mínimo)}$$

$$\sigma_s = 161 \text{ MPa (Adotado)}$$

A armadura de flexão é calculada conforme a Equação 111.

$$A_s = \frac{M_d}{z \sigma_s} \quad (111)$$

Sendo M_d o momento fletor de cálculo e z o braço de alavanca das forças resultantes de compressão e tração na seção transversal considerada. De forma simplificada, pode-se admitir, a Equação 112.

$$z = 0,8 h \quad (112)$$

Sendo h a altura da seção. A armadura de tração é calculada diretamente Equação 113.

$$A_s = \frac{N_d}{\sigma_s} \quad (113)$$

Foram escolhidos os esforços máximos das análises para o dimensionamento. Conforme comentado anteriormente, a armadura de tração circunferencial foi calculada através do modelo com ligação articulada, utilizando-se o valor máximo encontrado pelos métodos de análise.

A armadura de flexão no apoio é calculada através da média dos dois os valores máximos encontrados no modelo de ligação com engastamento perfeito e com engastamento elástico. O anel de rigidez é considerado somente no modelo com ligação elástica, portanto

assume-se o valor máximo encontrado entre os métodos. Os valores característicos de projeto são mostrados no Quadro 5.23.

Quadro 5.23: Valores característicos de projeto.

Valores característicos dos esforços de projeto			
Descrição	Simb.	Valor	Und.
Momento fletor na ligação da parede-laje (positivo)	M_0	17,6	kN.m/m
Momento fletor (negativo)	M^-	4,85	kN.m/m
Momento fletor na ligação anel-cúpula de cobertura	M_c	4,61	kN.m/m
Força axial circunferencial	N_ϕ	356,16	kN/m
Força de tração no anel de rigidez	T_a	112,23	kN
Força horizontal na ligação parede-laje de fundo	V_0	42,97	kN/m

Fonte: Ferreira (2015).

As armaduras mínimas calculadas por meio das expressões anteriores para solicitações de tração e flexão, são mostradas no Quadro 5.24.

Quadro 5.24: Armaduras mínimas calculadas para o reservatório.

Armaduras mínimas			
Descrição	Tração	Flexão	Und.
Cúpula	7,45	0,75	cm ² /m (face)
Anel	14,9	-	cm ²
Parede	11,17	1,13	cm ² /m (face)
Laje de Fundo	14,9	1,5	cm ² /m (face)

Fonte: Ferreira (2015).

As armaduras de flexão e de tração, são calculadas com a tensão admitida no aço de 161 MPa, visando o controle de fissuração. Os esforços solicitantes são majorados por um coeficiente de 1,4 para determinação das armaduras. Deve-se assumir o maior valor entre taxa de armadura mínima e a calculada. A rigor, as armaduras devem ser calculadas para faixas de altura da parede do reservatório, para favorecer a economia, porém, como exemplificação de cálculo é evidenciando somente a taxa de armadura para os esforços máximos. A taxa de aço necessária para todos os elementos do reservatório é dada no Quadro 5.25.

Quadro 5.25: Taxa de armaduras calculadas para vencer os esforços máximos no reservatório.

Armaduras de cálculo			
Descrição	Tração	Flexão	Und.
Cúpula	Mínima	2,5	cm ² /m (face)
Anel	6,97	-	cm ²
Parede	15,48	1,75	cm ² /m (face)
Ligação Parede-Laje	Mínima	6,38	cm ² /m (face)

Fonte: Ferreira (2015).

6 CONCLUSÕES

O dimensionamento de reservatórios cilíndricos é, como foi percebido, de relativa complexidade, solicitando grande atenção e responsabilidade dos profissionais, isso são exigências básicas para o projetista que vise a funcionalidade e a segurança da estrutura.

Nesse trabalho foi apresentado quatro métodos de análise para estruturas de reservatórios cilíndricos, buscando conhecer o seu comportamento, foi estudado três modelos aos quais foi variado a condição de vinculação existente entre a parede cilíndrica e a laje de fundo. Vale saber, que na literatura existe tantos outros métodos de análise estrutural para reservatórios cilíndricos, alguns já amplamente validados pela comunidade técnica, outros ainda carente de estudos.

A convergência nesses métodos já é esperada, pois todos eles são formulados a partir dos princípios básicos da teoria clássica, que unifica a teoria de membrana com a teoria de flexão. Buscando rapidez em seus resultados, ao passar dos anos os profissionais da área adaptaram a teoria clássica para ábacos, equações simplificadas ou até tabelas, facilitando o seu processo de trabalho.

Os métodos tidos como práticos, que já foram, e talvez ainda sejam, muito utilizado pelos projetistas de concreto armado, estão devidamente validados pela história e pela tradição a eles impostos e repassada ao longo dos anos. Com o objetivo de simplificar a obtenção dos esforços, os Ábacos de Hangan-Soare mostraram-se eficientes na determinação dos esforços principais em paredes de reservatório cilíndrico. Fazendo-se analogia da estrutura do reservatório a pórticos planos sobre apoios elásticos, percebe-se um comportamento quase que igual, se comparado a teoria clássica, principalmente em termos de distribuição dos deslocamentos na parede.

Os resultados apresentados na Seção 5.3, ressaltam a necessidade de estudos mais aprofundados na modelagem de estruturas com softwares de elementos finitos, uma vez que esse foi o método de análise que apresentou as maiores diferenças relativas. Isso deve-se a alta sensibilidade do método as condições de contorno e a geometria do problema, sendo que qualquer alteração nos parâmetros, mesmo que mínima, pode resultar na divergência dos valores.

Embora amparado por normas técnicas, os projetistas acabam por criar suas próprias estratégias de dimensionamento. Uma ilustração desse fato consiste no cálculo das armaduras, que pode ser realizado de diversas formas, visando o controle na fissuração. Nesse trabalho

apresentou-se uma forma de se fazer isso, que consiste em estimar um valor limite para a abertura de fissuras ($w_{k,lim}$), e a partir desse, calcular uma tensão de trabalho para o aço, ao qual será utilizada para dimensionar as armaduras do reservatório, que por sua vez estão adequadas para uma abertura máxima de fissuras devido à baixa tensão utilizada no aço, conforme foi apresentado na Seção 5.5.

Percebe-se que utilizando-se de diferentes metodologias de análise, pode-se checar a validade de um determinado modelo pré-concebido, podendo facilitar a visualização de possíveis pontos de divergência e/ou discrepâncias na ordem de grandeza dos valores. Isso oferece uma maior sensibilidade ao profissional, acerca do comportamento real do problema, além de garantir respaldo técnico e jurídico para a sua integridade profissional.

Diante do que foi exposto ao longo desse trabalho, espera-se que esse sirva de alguma ajuda aos profissionais que ainda têm uma visão não tão clara acerca do comportamento estrutural de reservatórios cilíndricos, bem como sua rotina de projeto. Além disso, tentou-se evidenciar a notória eficiência dos métodos práticos, que parecem desaparecer no tempo, a medida que os softwares de elementos finitos tomam conta do mercado.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: **Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.

BAYKOV, V.N; SIGALOV, E.E. (1980). **Estructuras de Hormigon Armado**. Tradução em espanhol de J. M. Julio. Moscou, Mir.

BILLINGTON, D.P. (1965). **Thin Shell Concrete Structures**. Princeton, EUA, McGraw-Hill.

BONILHA, N.F. (1979). **Reservatórios Cilíndricos**. Porto Alegre, UFRGS-EE, Departamento de Engenharia Civil. 45p. (caderno técnico 1979).

CARDOSO, Francisco Manuel Henriques de Sena. **Coberturas em Betão Armado e Pré-Esforçado Solução Estrutural Tipo Casca**. 2008. 172 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade de Lisboa, Lisboa, 2008.

CARMONA, Tiago Garcia. **Esforços Circunferenciais em Tanques de Concreto Armado com Seção Circular**. 2005. 91 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2005.

CRUZ, Felipe de Oliveira. **Aspectos de Análise e Concepção para Reservatórios de Betão Armado**. 2009. 141 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade de Aveiro, Aveiro, 2009.

CSI, Computer e Structures. **SAP2000 v19: CSI Analysis Reference Manual**. California, USA. July 2016. 556p.

FERREIRA, António Manuel Gonçalves. **Análise e Dimensionamento de Reservatórios Circulares de Betão Armado e Pré-Esforçado**. 2009. 121 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia Universidade do Porto, Porto, 2009.

FERREIRA, Leandro Souza. **Critérios para Cálculo e Detalhamento de Reservatórios de Concreto Armado**. 2015. 147 f. Monografia (TCC) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal da Bahia, Salvador, 2015.

GAMBOA, Pedro V. **Placas e Cascas**, Departamento de Ciências Aeroespaciais, Universidade da Beira Interior, Covilhã, Portugal, 2009.

GUIMARÃES, Ana Elisabete Paganelli. **Indicações para projeto e execução de reservatórios cilíndricos em concreto armado**. 1995. 153 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1995.

GUERRIN, A.; LAVAUUR, Roger Claude. **Tratado de Concreto Armado: Vol. 5**. São Paulo: Hemus, 1983. 416 p.

GUERRIN, A. (1970). **Traité de Beton Armé**. Paris, Deuxième Edition. Vol 6.

HANAI, J.B. (1981). **Reservatórios com Parede Ondulada**. São Carlos. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

HANGAN, M.; SOARE, M.M. (1959). **Calcul Rapide des Réservoirs Cylindriques**. Annales de L’Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, n.135-136, p.261-279.

LEONHARDT, F & MONNING, E (1978). **Construções de Concreto**. Rio de Janeiro, Editora Interciencia, vol III.

MENESES, Miguel Bacelar de Begonha de. **Análise e Dimensionamento Estrutural de um Reservatório Cilíndrico em Betão Armado**. 2013. 230 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Instituto Técnico de Lisboa, Lisboa, 2013.

PASTORE, Rafael Filiagi. **Dimensionamento e Detalhamento de Reservatório Circular de Concreto Armado**. 2015. 130 f. Monografia (TCC) - Curso de Engenharia Civil, Centro Universitário da Fundação Educacional de Barretos, Barretos, 2015.

RAMOS, Heidy; VARGAS, Alexandre. **Análise comparativa do dimensionamento de reservatório cilíndrico de concreto armado apoiado no solo: considerando a ligação entre a parede e o fundo tipo pé deslizante**. 2011. 15 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade do Extremo Sul Catarinense, Criciúma, 2011.

THIEME, Dea Carolina. **Roteiro Prático de Dimensionamento de Reservatório Elevado Cilíndrico**. 2009. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade de São Carlos, São Carlos, 2009.

THIMOSHENKO, S.; WOINOWSKY-KRIEGER, S. **Theory os Plates and Shells**. Eua: Mcgraw-hill Book Company, 1959.

UGURAL, Ansel C.. **Stress in Beams, Plates, and Shells**. 3. ed. New York: Crc Press, 2010.

VAZ, Luiz Eloy. **Método dos Elementos Finitos em Análise de Estruturas**. Rio de Janeiro: Elsevier, 2011.

VENTURINI, Wilson Sérgio. **Contribuição ao dimensionamento de reservatórios cilíndricos protendidos**. 1977. 294 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1977.