



**CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

***DIMENSIONAMENTO E DETALHAMENTO  
DE RESERVATÓRIO CIRCULAR DE  
CONCRETO ARMADO***

**Rafael Filiagi Pastore**

**Orientador: Prof. Dr. Angelo Rubens Migliore Junior**

**2015**



**Rafael Filiagi Pastore**

***DIMENSIONAMENTO E DETALHAMENTO  
DE RESERVATÓRIO CIRCULAR DE  
CONCRETO ARMADO***

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso de Engenharia Civil do Centro Universitário da Fundação Educacional de Barretos, como requisito à obtenção do grau de Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. Dr. Angelo Rubens Migliore Junior

Barretos

2015

AUTORIZO A REPRODUÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTE TRABALHO, POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

Pastore, Rafael Filiagi  
P269d Dimensionamento e detalhamento de reservatório circular de concreto armado / Rafael Filiagi Pastore; orientador Angelo Rubens Migliore Junior. Barretos, 2015.

Monografia (Graduação) - Curso de Engenharia Civil - Centro Universitário da Fundação Educacional de Barretos, 2015.

1. Reservatório cilíndrico. 2. Concreto armado. 3. Estados limites. I. Título.

## Certificado de Aprovação

**TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO APRESENTADO COMO EXIGÊNCIA PARCIAL PARA OBTENÇÃO DO TÍTULO DE BACHAREL EM ENGENHARIA CIVIL DO CENTRO UNIVERSITÁRIO DA FUNDAÇÃO EDUCACIONAL DE BARRETOS (UNIFEB)**

**DIMENSIONAMENTO E DETALHAMENTO DE RESERVATÓRIO CIRCULAR DE CONCRETO ARMADO**

**Autores do Trabalho: RAFAEL FILIAGI PASTORE**

**Curso: Engenharia Civil**


**Orientador: Prof. Dr. Angelo Rubens Migliore Junior**

**Data: 16/11/2015**

**Situação: APROVADO**

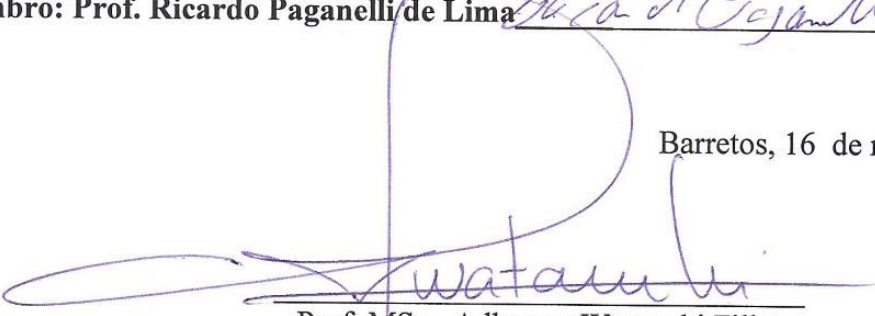
**Banca Examinadora**

**Presidente: Prof. Dr. Angelo Rubens Migliore Junior** 

**Membro: Prof. Carlos Eduardo Gomes da Silva** 

**Membro: Prof. Ricardo Paganelli de Lima** 

Barretos, 16 de novembro de 2015

  
Prof. MSc. Adhemar Watanuki Filho  
Coordenador do curso de Engenharia Civil



## DEDICATÓRIA

À minha família e a todos que estiveram ao meu lado durante esta caminhada.





## **AGRADECIMENTOS**

A Deus, por sempre me iluminar e fazer o sonho virar realidade.

A minha família, pelo empenho e dedicação ao longo dos cinco anos de curso.

Ao meu orientador, pela atenção e exigência na execução deste trabalho.

Aos meus amigos de classe pelo incentivo e apoio no decorrer do curso de graduação.

Aos engenheiros Carlos e Chico, que contribuíram no meu crescimento como pessoa e profissional durante estágio no escritório C. E. Gomes Engenharia, Projetos e Tecnologia.

Aos professores por serem responsáveis pela minha formação e pela cobrança no curso de Engenharia.



“Nunca desista de seus sonhos.”

*Augusto Cury*



## RESUMO

PASTORE, R. F. (2015). Dimensionamento e detalhamento de reservatório circular de concreto armado. Monografia (Graduação). Barretos: UNIFEB.

*Este trabalho visou documentar um roteiro de cálculo para o dimensionamento e o detalhamento de armadura de um reservatório cilíndrico elevado em concreto armado. O roteiro de cálculo apresenta formulações e ábacos para determinação dos esforços solicitantes. A partir do estudo de caso foram obtidos os esforços solicitantes dos elementos estruturais: paredes, laje de fundo, laje de tampa, ligação da parede com a laje de fundo e suas respectivas armaduras no estado limite último. Neste estudo foi verificado o estado limite em serviço, determinando as aberturas de fissuras e o deslocamento da laje de fundo. Foram calculados os esforços máximo e mínimo na fundação, e com a sondagem foi definida a solução a ser utilizada na fundação e o seu dimensionamento. Os resultados encontrados para armaduras e fundação do reservatório foram compatíveis com o detalhamento apresentado.*

*Palavras-chave: reservatório cilíndrico, concreto armado, estados limites.*



## **ABSTRACT**

PASTORE, R. F. (2015). Design and detailing of reinforced concrete circular tank. Dissertation (Undergraduate). Barretos: UNIFEB.

*This study aimed to document a guide for design and reinforcement detailing of high cylindrical tank in reinforced concrete. This guide presents formulations and abacuses to determine internal forces. From case study, it was shown the calculation of internal forces and reinforcement in ultimate limit state of following structural elements: walls, bottom slab, cover slab and wall connection with bottom slab. The service limit state was verified by determining crack openings and bottom slab displacement. The maximum and minimum internal forces in the foundation were calculated and with the standard penetration test (SPT) report, the solution to be used in the foundation was defined and its respective design was shown. The reinforcement results found for structure and foundation of the tank were consistent with the presented detailing.*

*Keywords: cylindrical tank, reinforced concrete, limit states.*





## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Tipos de reservatórios em relação ao nível do solo .....	32
Figura 2 – Tipos de reservatórios em relação à forma .....	33
Figura 3 – Fôrma trepante .....	34
Figura 4 – Fôrma deslizante .....	35
Figura 5 – Cobertura em lona .....	36
Figura 6 – Armazém inflado .....	36
Figura 7 – Reservatório cilíndrico elevado de Orebro, na Suécia.....	37
Figura 8 – Reservatório em tulipa de Belfast, na Irlanda do Norte .....	38
Figura 9 – Reservatório de Cocody, em Abidjan-Costa do Marfim .....	38
Figura 10 – Reservatório cilíndrico elevado .....	39
Figura 11 – Reservatório circular ao nível do solo .....	40
Figura 12 – Reservatório cilíndrico elevado em forma de tulipa .....	40
Figura 13 – Reservatório circular elevado .....	41
Figura 14 – Reservatório cilíndrico em Votuporanga-SP.....	41
Figura 15 – Reservatório cilíndrico em São José do Rio Preto-SP.....	42
Figura 16 – Vista interna do reservatório .....	42
Figura 17 – Exemplo de problema axissimétrico.....	47
Figura 18 – Exemplos de geratrizes para algumas cascas de revolução: (a) casca genérica; (b) casca esférica; (c) casca cilíndrica; (d) casca cônica e (e) casca toroidal.....	48
Figura 19 – Casca cilíndrica circular – elemento infinitesimal .....	48
Figura 20 – Esforços internos de membrana .....	49
Figura 21 – Ações externas .....	50
Figura 22 – Carregamento atuante – líquido armazenado .....	52
Figura 23 – Carregamento atuante – ação provocada pelo vento.....	53
Figura 24 – Momentos fletores em laje circular.....	54
Figura 25 – Ábaco para determinação do momento $M_0$ .....	57
Figura 26 – Ábaco para determinação da ordenada $y_0$ .....	58
Figura 27 – Ábaco para determinação da ordenada $y_1$ .....	59
Figura 28 – Ábaco para determinação do momento $M'$ .....	60
Figura 29 – Ábaco para determinação da ordenada $y_2$ .....	61
Figura 30 – Ábaco para determinação do esforço $N_{\theta máx}$ .....	62
Figura 31 – Ábaco para flexão-composta com armadura simétrica.....	65
Figura 32 – Comportamento do concreto na flexão pura no Estádio I.....	66
Figura 33 – Comportamento do concreto na flexão pura no Estádio II.....	67
Figura 34 – Área de envolvimento da armadura .....	72
Figura 35 – Mapa de isopletras da velocidade básica $v_0$ (m/s).....	74
Figura 36 – Momento fletor em estaca ao longo do fuste.....	82
Figura 37 – Força cortante em estaca ao longo do fuste .....	82
Figura 38 – Ábaco de flexão composta em seção circular de concreto armado.....	83
Figura 39 – Elemento finito de placa retangular .....	85
Figura 40 – Estrutura modelada em programa de elementos finitos .....	86
Figura 41 – Fôrma em corte do reservatório .....	90
Figura 42 – Instalação hidráulica do reservatório.....	91
Figura 43 – Fôrma de fundação.....	92

Figura 44 – Detalhamento da laje de fundo da célula de abastecimento.....	101
Figura 45 – Detalhe de ligação da parede com laje de fundo.....	101
Figura 46 – Detalhamento da laje de fundo da célula de consumo diário.....	102
Figura 47 – Detalhe de ligação da parede com laje de fundo.....	102
Figura 48 – Detalhamento de lajes de tampa.....	103
Figura 49 – Detalhe de parede com laje de fechamento .....	103
Figura 50 – Armadura de parede .....	104
Figura 51 – Disposição das estacas.....	112
Figura 52 – Sondagem SP-01 .....	114
Figura 53 – Sondagem SP-02.....	115
Figura 54 – Sondagem SP-03.....	116
Figura 55 – Detalhamento de armadura da estaca .....	119
Figura 56 – Detalhamento de armadura da viga anel.....	121

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Valores do coeficiente $\xi$ em função do tempo.....	70
Tabela 2 – Valor do coeficiente de aderência $\eta_1$ .....	72
Tabela 3 – Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração.....	73
Tabela 4 – Definição da categoria do terreno .....	75
Tabela 5 – Definição da classe da edificação .....	75
Tabela 6 – Parâmetros meteorológicos para determinação de $S_2$ .....	76
Tabela 7 – Valores mínimos do fator $S_3$ .....	76
Tabela 8 – Valores do coeficiente característico do solo.....	79
Tabela 9 – Valores do fator $\alpha$ em função do tipo de estaca e do tipo de solo .....	79
Tabela 10 – Valores do fator $\beta$ em função do tipo de estaca e do tipo de solo.....	79
Tabela 11 – Valores do coeficiente $k_h$ de reação lateral do solo .....	80
Tabela 12 – Valores de $K_H$ .....	81
Tabela 13 – Valores de $K'_H$ .....	81
Tabela 14 – Cálculo da armadura transversal.....	84
Tabela 15 – Esforços solicitantes na célula de abastecimento.....	97
Tabela 16 – Esforços solicitantes na célula de consumo diário.....	97
Tabela 17 – Planilha para cálculo de momento de tombamento .....	110
Tabela 18 – Características da estaca .....	117
Tabela 19 – Capacidade de carga admissível da estaca .....	117
Tabela 20 – Resumo de aço .....	122
Tabela 21 – Volume de concreto .....	122



## **LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS**

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas

C20: classe de concreto com resistência mínima à compressão de 20 MPa

C30: classe de concreto com resistência mínima à compressão de 30 MPa

CA-50: armadura passiva com resistência mínima de escoamento de 500 MPa

CG: centro geométrico

ELS: Estado Limite de Serviço

ELS-DEF: Estado Limite de Deformação Excessiva

ELS-F: Estado Limite de Formação de Fissuras

ELS-W: Estado Limite de Abertura de Fissuras

ELU: Estado Limite Último

E.T.A: estação de tratamento de águas

E.T.A.R: estação de tratamento de águas residuais

m.c.a: metros de coluna de água

NBR: Norma Brasileira Registrada

SEMAE: Serviço Municipal Autônomo de Águas e Esgoto

SPT: Standard Penetration Test



## LISTA DE SÍMBOLOS

$a$  : raio da laje circular

$a_i$  : flecha imediata

$a_f$  : flecha final

$A_c$  : área da seção transversal bruta de concreto

$A_e$  : área frontal efetiva

$A_p$  : área da seção transversal da ponta da estaca

$A_s$  : área de aço

$A_{smín}$  : área de aço mínima

$A_{sl}$  : armadura lateral

$b$  : largura

$C$  : coeficiente característico do solo

$C_a$  : coeficiente de arrasto

$d$  : altura útil

$d'$  : distância do eixo da armadura à face da peça

$D$  : rigidez à flexão da laje

$e$  : excentricidade do esforço normal

$E$  : módulo de deformação

$E_{cs}$  : módulo de deformação secante do concreto

$E_s$  : módulo de elasticidade do aço

$f_{cm}$  : resistência média à tração direta do concreto

$f_{ctk, inf}$  : valor inferior da resistência característica do concreto à tração

$f_{ck}$  : resistência característica à compressão do concreto

$f_{cd}$  : resistência de cálculo à compressão do concreto

$f_{yk}$  : resistência característica ao escoamento do aço

$f_{yd}$  : resistência de cálculo ao escoamento do aço

$F_a$  : força de arrasto

$F_{ai}$  : força de arrasto na posição  $i$

$F_r$  : fator de rajada

$G_a$  : peso de água

$G_c$  : peso próprio

$h$  : altura da seção transversal

$h$  : espessura de casca ou espessura da parede do reservatório

$h'$  : espessura da laje de fundo do reservatório

$h_i$  : altura correspondente a resultante da força de arrasto na posição  $i$

$H$  : altura do reservatório

$H_i$  : altura da parede

$H_0$  : esforço horizontal atuante no topo da estaca

$I$  : momento de inércia da seção transversal

$I_c$  : momento de inércia da seção bruta

$I_{II}$  : momento de inércia da seção fissurada

$k_h$  : coeficiente de reação lateral do solo

$K_H$  : coeficiente que depende da relação  $L/L_0$

$K'_H$  : coeficiente que depende da relação  $L/L_0$

$L$  : comprimento da estaca

$L_0$  : comprimento elástico

$M$  : momento fletor

$M'$  : momento fletor máximo

$M_a$  : momento fletor na seção crítica

$M_d$  : momento fletor de cálculo

$M_k$  : momento característico



$M_{ort}$  : momento fletor ortogonal

$M_r$  : momento de fissuração ou momento fletor radial

$M_t$  : momento fletor tangencial

$M_T$  : momento de tombamento

$M_0$  : momento fletor no engastamento

$n$  : número de estacas

$N$  : esforço normal ou carga vertical

$N_i$  : esforço normal na estaca  $i$

$N_d$  : esforço normal de cálculo

$N_{mín}$  : esforço normal mínimo

$N_{máx}$  : esforço normal máximo

$N_L$  : valor médio do índice de resistência à penetração do SPT

$N_p$  : valor médio do índice de resistência à penetração na base da estaca

$N_y$  : esforço normal na direção vertical

$N_\theta$  : esforço normal na direção circunferencial

$N_{\theta máx}$  : esforço circunferencial máximo

$p$  : pressão interna radial

$p_{água}$  : carga de água

$p.p$  : peso próprio

$p.p_{laje}$  : peso próprio da laje

$p.p_{parede}$  : peso próprio da parede

$p_\theta$  : ação externa na direção circunferencial

$q$  : carga uniformemente distribuída em toda laje ou pressão dinâmica

$q_{eq}$  : carregamento uniformemente distribuído sobre a viga anel

$r$  : raio da casca cilíndrica

$R_L$  : resistência ao atrito lateral

$R_m$  : raio de um ponto da geratriz até o eixo de revolução

$R_p$  : resistência de ponta

$R_t$  : resultante de tração no concreto

$R_\theta$  : raio de curvatura da geratriz

$S_1$  : fator topográfico

$S_2$  : fator de rugosidade e dimensões da edificação

$S_3$  : fator estatístico

$t_0$  : tempo inicial

$t$  : tempo

$U$  : perímetro da estaca

$v_0$  : velocidade básica

$v_k$  : velocidade característica de vento

$x_i$  : distância da estaca  $i$  em relação ao C.G no eixo  $x$

$x_{II}$  : posição da linha neutra no Estádio II

$y$  : altura correspondente para cálculo da pressão

$y_o$  : ordenada do momento fletor nulo

$y_1$  : ordenada do momento fletor máximo

$z$  : distância entre forças resultantes de tração e compressão

$w$  : deslocamento na direção radial da casca

$w_k$  : abertura de fissuras

$W$  : módulo resistente da seção bruta de concreto

$\alpha$  : fator que correlaciona a resistência à tração na flexão com a resistência à tração direta ou fator que depende do tipo de estaca e tipo de solo

$\alpha_e$  : relação entre módulo de deformação do aço e módulo de deformação secante do concreto

$\alpha_f$  : fator da flecha diferida

$\beta$  : fator que depende do tipo de estaca e tipo de solo

$\phi$  : posição meridional

$\phi$  : diâmetro da barra de aço

$\gamma_s$  : coeficiente de minoração da resistência do aço

$\gamma_c$  : coeficiente de minoração da resistência do concreto

$\gamma_l$  : peso específico do fluido

$\eta_1$  : coeficiente de conformação superficial

$\mu$  : momento fletor reduzido

$\nu$  : força normal reduzida

$\theta$  : posição circunferencial

$\rho$  : taxa de armadura

$\rho'$  : taxa de armadura de compressão

$\sigma_{sf}$  : tensão de trabalho do aço na flexão

$\sigma_{st}$  : tensão de trabalho do aço na tração

$\sigma_s$  : tensão de tração no centro geométrico da armadura considerada

$\nu$  : coeficiente de Poisson

$\omega$  : taxa mecânica de armadura

$\xi$  : coeficiente em função do tempo



## SUMÁRIO

RESUMO.....	13
ABSTRACT .....	15
1. INTRODUÇÃO .....	31
2. OBJETIVOS .....	43
3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....	45
3.1. Reservatório elevado.....	45
3.2. Teoria de membrana .....	45
3.3. Equações de equilíbrio .....	47
3.4. Lajes circulares.....	53
3.5. Ábacos .....	55
3.6. Armaduras do reservatório .....	63
3.7. Tensão na armadura no Estádio I.....	66
3.8. Tensão na armadura no Estádio II.....	67
3.9. Momento de fissuração .....	68
3.10. Flecha final na laje.....	69
3.11. Verificação de abertura de fissuras.....	70
3.12. Ação do vento.....	73
3.13. Dimensionamento de estacas.....	77
3.13.1 Esforços máximo e mínimo nas estacas.....	77
3.13.2 Capacidade de carga.....	78
3.13.3 Determinação de armadura .....	79
3.14. Dimensionamento de viga anel da fundação .....	83
3.15. Modelagem numérica .....	84
4. METODOLOGIA.....	87
5. ESTUDO DE CASO.....	89
5.1. Descrição .....	89
5.2. Esforços solicitantes.....	93
5.3. Cálculo de armaduras do reservatório .....	97
5.3.1 Laje de fundo da célula de abastecimento.....	98
5.3.2 Parede da célula de abastecimento.....	98
5.3.3 Laje de tampa da célula de abastecimento.....	99
5.3.4 Laje de fundo da célula de consumo diário.....	99
5.3.5 Parede da célula de consumo diário.....	100
5.3.6 Laje de tampa da célula de consumo diário.....	100

5.4.	Detalhamento de armaduras do reservatório .....	100
5.4.1	Detalhamento da laje de fundo da célula de abastecimento .....	101
5.4.2	Detalhamento da laje de fundo da célula de consumo diário .....	102
5.4.3	Detalhamento de lajes de tampa .....	103
5.4.4	Detalhamento de parede .....	104
5.5.	Momento de fissuração.....	105
5.5.1	Valores comuns a todas as peças .....	105
5.5.2	Laje de fundo da célula de abastecimento .....	105
5.5.3	Parede da célula de abastecimento .....	105
5.5.4	Laje de tampa da célula de abastecimento .....	106
5.5.5	Laje de fundo da célula de consumo diário .....	106
5.5.6	Parede da célula de consumo diário .....	106
5.5.7	Laje de tampa da célula de consumo diário .....	106
5.6.	Tensão na armadura circunferencial.....	107
5.7.	Tensão na armadura no Estádio I.....	107
5.8.	Tensão na armadura no Estádio II.....	107
5.8.1	Posição da linha neutra .....	107
5.8.2	Momento de inércia da seção fissurada de concreto .....	108
5.8.3	Tensão na armadura .....	108
5.9.	Flecha no meio da laje.....	108
5.10.	Verificação de abertura de fissuras.....	109
5.11.	Momento de tombamento devido a ação do vento.....	109
5.12.	Esforços máximo e mínimo nas estacas .....	110
5.13.	Dimensionamento de estacas.....	113
5.13.1	Capacidade de carga.....	113
5.13.2	Determinação da armadura .....	117
5.14.	Dimensionamento de viga anel.....	119
5.15.	Quantidade de aço e volume de concreto.....	121
6.	DISCUSSÃO DE RESULTADOS.....	123
7.	CONCLUSÕES.....	125
8.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	127

## 1. INTRODUÇÃO

---

Segundo Kirby *et al.* (1956) as construções de reservatórios têm tido papel importante desde as cisternas construídas em rochas sãs da Antiguidade até os dias atuais com os modernos reservatórios em concreto armado e em concreto protendido. O objetivo principal dessas construções é o armazenamento de grandes volumes de líquidos. Outros fatores indicam a importância destas construções que podem servir como solução para o sistema de distribuição de água, quando houver aumento considerável de seu consumo, diminuição de sua produção em épocas críticas ou mesmo reserva para a situação de combate a incêndios.

Segundo Ramos (2010), reservatórios são estruturas de vital importância para a Sociedade, pois podem ser utilizadas em Estações de Tratamento de Águas (E.T.A), as quais são responsáveis em tornar as águas potáveis e destiná-las para o consumo da população; em Estações de Tratamento de Águas Residuais (E.T.A.R), cuja função é recolher e tratar águas residuais de origem doméstica ou industrial com a finalidade de serem encaminhadas para o rio ou serem reutilizadas para uso doméstico; em Reservatórios de Acumulação cuja finalidade é atender as necessidades de consumo nas épocas em que a vazão do curso de água não é suficiente e em Reservatórios de Distribuição, usados no abastecimento populacional, para garantir a quantidade de água necessária e constituir uma reserva contra incêndio.

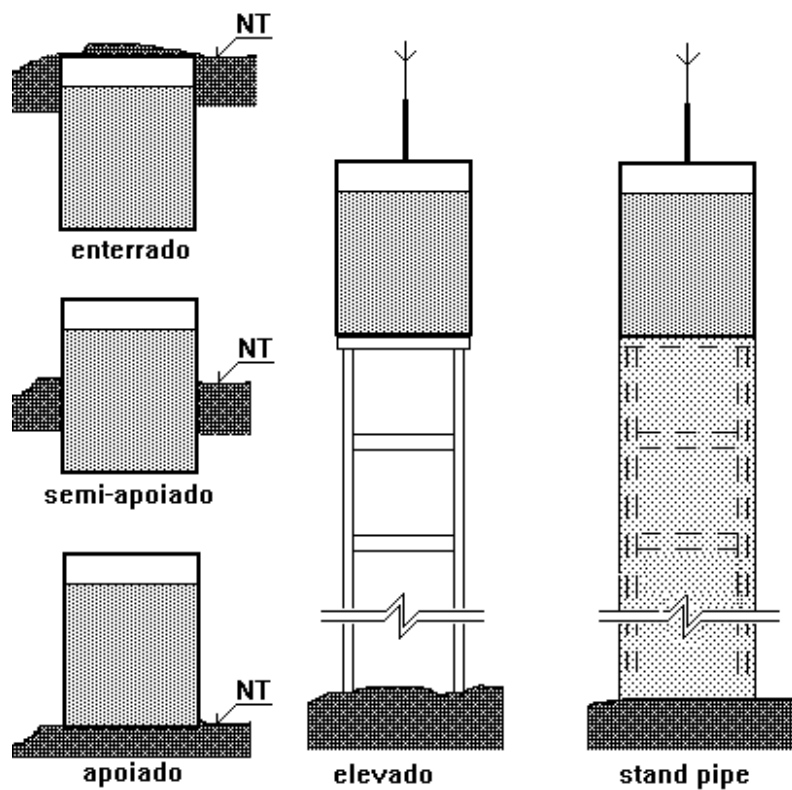
Outro fator importante é quanto à diversidade da natureza do líquido conservado no reservatório que pode ser de água, vinho, cerveja, cidra; cisternas de produtos negros (alcatrão, betume); reservatórios de hidrocarbonetos que pode englobar petróleo, gasolina, óleo diesel, óleo minerais, de acordo com Guerrin e Lavour (s.d.).

Conforme Guimarães (1995), a determinação da utilização de cada tipo de reservatório (elevado, enterrado, semi-enterrado, de superfície) depende do relevo da região onde será construída a estrutura e a função que pode desempenhar em cada situação.

Atualmente, os reservatórios estão cada vez mais habituais devido principalmente a fatores como o armazenamento e o abastecimento de água potável para populações. Segundo Ferreira (2009) ao longo da última década, nota-se aumento significativo do número de projetos e construções de reservatórios para armazenamento de grandes volumes de líquidos. Na região metropolitana de São Paulo existem oito complexos responsáveis pela produção de mais de 60 mil litros de água por segundo que atendem a 33 municípios, o que ilustra a importância deste tipo de estrutura, conforme noticiado por Uol (2014).

Segundo Hanai (1977), os reservatórios podem ser classificados por três critérios:

- Quanto à função, que podem ser reservatórios de acumulação ou de equilíbrio.
- Quanto ao volume, em pequeno com capacidade até 500 m<sup>3</sup>, em médios com capacidade até 5.000 m<sup>3</sup> e em grandes com capacidade maior que 5.000 m<sup>3</sup>.
- Quanto à posição com relação ao nível do solo, podem ser enterrados, semi-enterrados, ao nível do solo ou elevados, tal como mostra a Figura 1. Nesta figura também é apresentado reservatório tipo stand pipe que são reservatórios elevados com a estrutura de elevação embutida de modo a manter contínuo o perímetro da seção transversal da edificação.



**Figura 1 – Tipos de reservatórios em relação ao nível do solo**

Fonte: Medeiros Filho (2009)

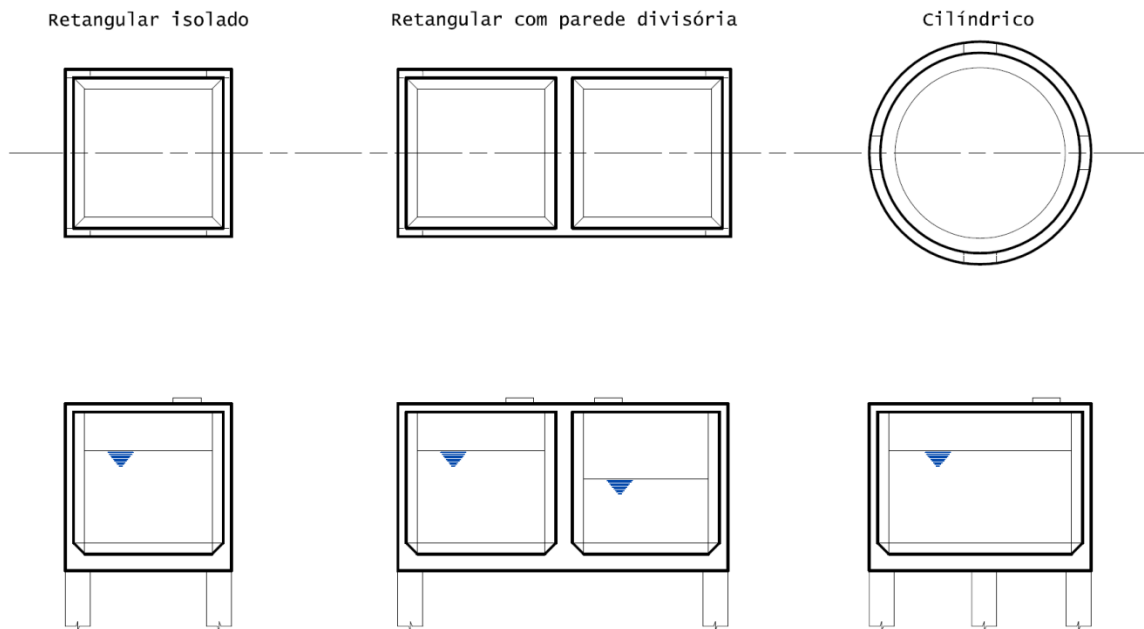
Outra classificação é quanto à forma dos reservatórios. As formas mais tradicionais são: retangular, retangular com mais de uma célula e a cilíndrica. A Figura 2 mostra alguns exemplos destes tipos de reservatórios.

Uma classificação relacionada especificamente aos reservatórios cilíndricos é apresentado por Ramanjaneyulu *et al.* (1993) onde são classificados conforme a quantidade de rótulas plásticas circulares formadas no instante da ruptura e denominados:

- Curtos, com apenas uma rótula, na base;



- b) Médios, com duas rótulas;
- c) Comprimidos, com três rótulas plásticas no instante da ruptura.



**Figura 2 – Tipos de reservatórios em relação à forma**

Fonte: Santos *et al.* (2001)

Cabe observar que na construção de reservatórios elevados deve ser levado em conta seu aspecto estético e bom acabamento. Do ponto de vista funcional, devem ser estanques, sem contaminação do fluido, boa ventilação e garantia de sua proteção contra intempéries. Do ponto de vista econômico, alguns pesquisadores concluíram que reservatórios cilíndricos são mais econômicos para grandes reservas de líquidos devido a sua geometria, de acordo com Guimarães (1995). Este tipo de geometria tem melhor distribuição de esforços, diminuindo a espessura da parede e por conseguinte, reduzindo a quantidade de material usado na sua construção.

No entanto, os reservatórios circulares apresentam perturbações de esforços nos encontros das paredes com as lajes de fundo e de tampa. Ramos e Vargas (2011) analisaram a influência da forma dos reservatórios, sendo estudadas as formas circular, retangular e multicelular e a viabilidade técnica de execução no custo final da obra. Observou-se que o custo de execução de um reservatório circular foi cerca de 21% a menos, quando comparado com o reservatório multicelular, e cerca de 18% a menos, quando comparado com o reservatório retangular.

Para a execução de reservatórios, existe variedade de procedimentos construtivos de fôrmas, sendo mais utilizadas em reservatórios cilíndricos as fôrmas do tipo deslizantes e trepantes. As vantagens das fôrmas deslizantes são facilidade da movimentação das mesmas, economia, rapidez na concretagem das estruturas e uniformidade na textura do concreto. Já as fôrmas trepantes apresentam vantagem de redução dos custos finais da obra quando utilizadas na construção de estruturas de alturas elevadas, pois a concretagem é feita em etapas com economia de cimbramento interno e externo.

A Figura 3 e a Figura 4 mostram construções de reservatórios com os sistemas construtivos de fôrma trepante e de fôrma deslizante, respectivamente. De acordo com a NR Engenharia (2015), o sistema de fôrmas trepantes utiliza dois anéis de fôrmas metálicas, onde o primeiro anel é montado sobre a viga baldrame, de tal modo que as fôrmas internas e externas abrangem a armadura de arranque. Os anéis apresentam altura variada de 30cm, 50cm e 1m dependendo do diâmetro da fôrma e o avanço de três anéis por jornada de trabalho. Já o sistema de formas deslizantes, segundo Nakamura (2011), é constituído basicamente por quatro elementos: os painéis; os cavaletes metálicos, que fixam as fôrmas internas e externas; o equipamento hidráulico, para içamento; e os andaimes de armador, elevados junto com a fôrma de até 1,20m de altura. Na prática, a velocidade de deslizamento é em torno de 25 cm/hora, resultando em elevação de 6m/dia. Nakamura (2011) indica que as fôrmas deslizantes são feitas normalmente para a construção de reservatórios com altura acima de 5m, silos, pilares para edifícios e barragens.



**Figura 3 – Fôrma trepante**

Fonte: Ramos (2010)



**Figura 4 – Fôrma deslizante**

Fonte: Ramos (2010)

Segundo Guerrin e Lavour (s.d.), as exigências técnicas para a construção de um bom reservatório devem satisfazer conceitos tais como: a) durabilidade, onde o reservatório deve conservar seu estado inicial ao longo do tempo; b) o contato do líquido com o concreto da parede do reservatório não deve alterar as propriedades e qualidades do líquido armazenado; c) impermeabilização, em que o reservatório deve ser estanque e sem vazamentos e d) resistência no qual o reservatório deve equilibrar os esforços ao qual está submetido. Como observou Guimarães (1995), também existe preocupação quanto a área de distribuição pertinente à um reservatório, pois este deve obedecer a pressão mínima nos pontos mais extremos da rede e a altura do fuste dos reservatórios elevados depende basicamente da distância desses pontos até a saída da água. A norma ABNT NBR 12218:1994 recomenda que os reservatórios de distribuição devem ser localizados de modo a abastecer as redes com os seguintes limites de pressão :

-Pressão estática máxima : 500 kPa (50mH<sub>2</sub>O-mca)

-Pressão estática mínima : 100 kPa (10mH<sub>2</sub>O-mca)

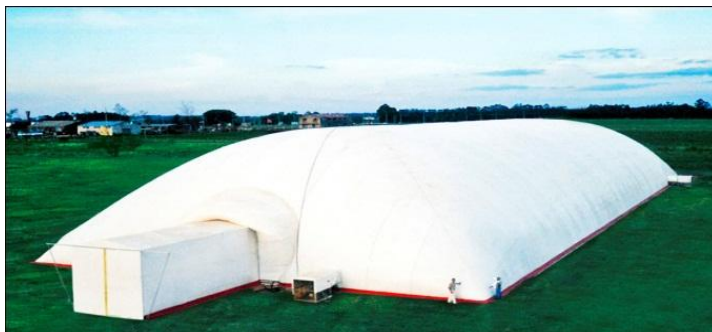
A vantagem da forma cilíndrica em relação a outros formatos de reservatórios está relacionada com a principal solicitação por tração, sob o efeito de pressões hidrostáticas, denominada teoria de Membrana.

Membranas são estruturas de superfície não-plana, de pequena espessura, que absorvem as cargas externas por esforços normais às seções transversais de tração ou de compressão. Sendo a espessura da casca  $h$  pequena, a rigidez à flexão é proporcional ao momento de inércia e também é pequena. A teoria de Membrana parte da hipótese de inércia à flexão nula, ou seja, com isto resulta em flexões  $M$  aproximadamente iguais a zero. Outros formatos de superfície apresentam parcela considerável de solicitações devido à flexão das paredes em toda a estrutura. A expressão Membrana vem de estruturas infláveis, de tecido ou elastômero. Exemplos típicos de Membranas são coberturas em lonas, balão de gás e armazém inflado para estoque de grãos. A Figura 5 mostra uma cobertura em lona em um complexo esportivo de tênis e a Figura 6 mostra um armazém inflado.



**Figura 5 – Cobertura em lona**

Fonte: Pistelli Pelz (2015)

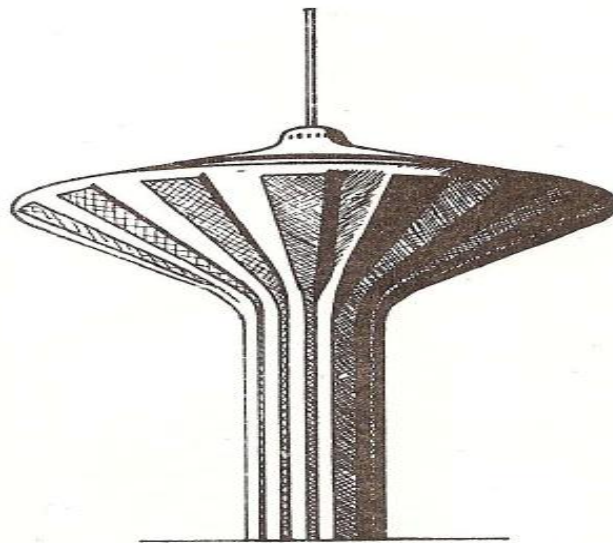


**Figura 6 – Armazém inflado**

Fonte: Pistelli Pelz (2015)

Uma questão importante a ser ressaltada é quanto a utilização de concreto armado ou concreto protendido nos reservatórios. Segundo Guimarães (1995), normalmente os reservatórios cilíndricos em concreto armado são mais utilizados para capacidade de até 1.500 m<sup>3</sup> e, a partir desse volume, conforme Venturini (1977) seria ideal a utilização de concreto protendido, pois aumentaria muito os gastos se fosse realizado em concreto armado. As estruturas em concreto armado normalmente apresentam espessura constante enquanto que os reservatórios construídos em concreto protendido podem apresentar variação de acordo com a altura do recipiente, quando acima de 10.000 m<sup>3</sup>, de acordo com Guimarães (1995).

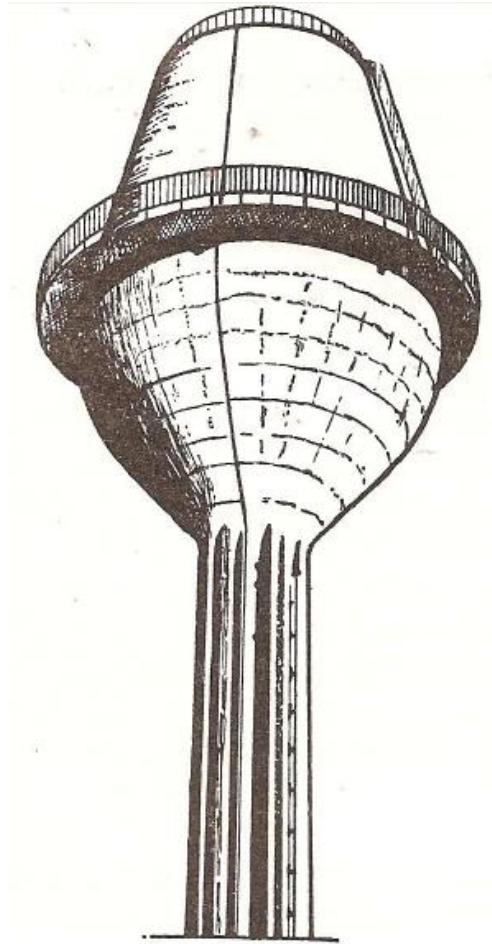
Meneses (2013) afirma que a diversidade de aplicações para reservatórios pode englobar o tipo de substâncias a armazenar, o tamanho do depósito, as condições operacionais e os locais de sua implantação, conduzindo engenheiros projetistas a desenvolver soluções estruturais a fim de garantir bom funcionamento ao longo da vida útil da obra e buscando soluções econômicas. Ao longo do tempo nota-se multiplicidade de formas desses reservatórios a fim de proporcionar melhor aspecto em sua arquitetura e solução estrutural adequada, exemplificados nas Figuras de Figura 7 a Figura 9.



**Figura 7 – Reservatório cilíndrico elevado de Orebro, na Suécia**

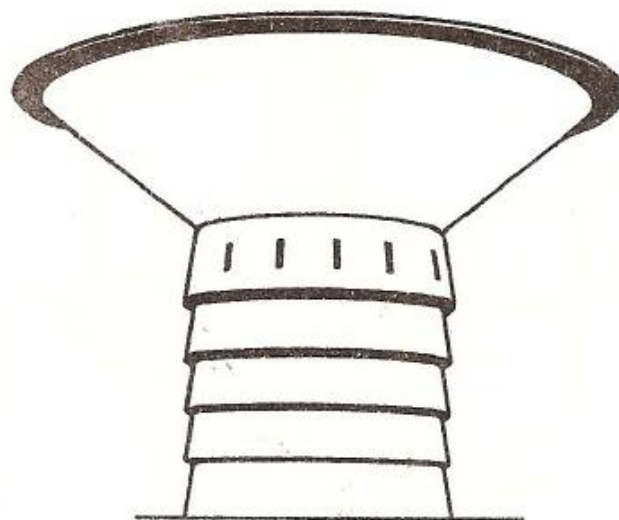
Fonte: Guerrin e Lavaur (s.d.)





**Figura 8 – Reservatório em tulipa de Belfast, na Irlanda do Norte**

Fonte: Guerrin e Lavour (s.d.)



**Figura 9 – Reservatório de Cocody, em Abidjan-Costa do Marfim**

Fonte: Guerrin e Lavour (s.d.)

A Figura 10 mostra um dos dois reservatórios cilíndricos elevados em concreto armado com capacidade de armazenamento de 150m<sup>3</sup> de um condomínio residencial localizado em São José do Rio Preto - SP. A Figura 11 também é um reservatório cilíndrico em concreto armado porém tem menor altura e maior diâmetro e se encontra no nível do solo. Esse reservatório é parte da rede de abastecimento de água no município de São José do Rio Preto - SP.



**Figura 10 – Reservatório cilíndrico elevado**

A Figura 12 apresenta um reservatório cilíndrico elevado de concreto armado, porém em forma de tulipa, a qual é atualmente um formato não tão usual como os mostrados anteriormente. Esse reservatório se encontra na avenida Potirendaba, em São José do Rio Preto - SP. Já a Figura 13 ilustra um reservatório cilíndrico elevado que também pertence a essa rede e é operado pelo SEMAE (Serviço Municipal Autônomo de Águas e Esgoto). Os reservatórios cilíndricos apresentam como desvantagem o alto custo das fôrmas e, para o caso de reservatórios mais baixos, grande ocupação no terreno, como pode ser percebido na Figura 11. As vantagens são eliminação do efeito de torção e a diminuição das espessuras das paredes quando não possuem diâmetros excessivamente grandes.



**Figura 11 – Reservatório circular ao nível do solo**



**Figura 12 – Reservatório cilíndrico elevado em forma de tulipa**



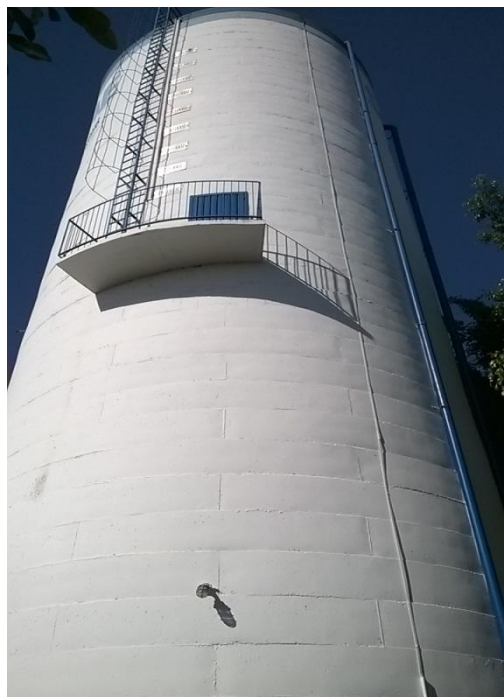


**Figura 13 – Reservatório circular elevado**

A Figura 14 ilustra um reservatório cilíndrico em concreto armado localizado na indústria Facchini, em Votuporanga-SP. A Figura 15 mostra também um reservatório cilíndrico em concreto armado localizado em São José do Rio Preto-SP, com a escada marinho externa para acesso a célula que contém água. A Figura 16 mostra uma vista interna do reservatório anterior, ilustrando a escada interna que dá acesso ao barrilete.



**Figura 14 – Reservatório cilíndrico em Votuporanga-SP**



**Figura 15 – Reservatório cilíndrico em São José do Rio Preto-SP**



**Figura 16 – Vista interna do reservatório**

## 2. OBJETIVOS

---

A elaboração desse trabalho foi motivada pelo significativo uso de construções de reservatório circular e para registrar o comportamento estrutural de cascas cilíndricas.

O presente trabalho tem como um de seus objetivos documentar um roteiro de cálculo para o dimensionamento e o detalhamento de armadura de um reservatório cilíndrico em concreto armado. Para tanto, são apresentadas as formulações para determinação de esforços internos da parede e os ábacos usuais para determinar os esforços solicitantes máximos.

Outro objetivo pretendido é comentar a ação do vento no reservatório e discutir o detalhamento das estacas e da viga anel de fundação.

Pretende-se também discutir o detalhamento das armaduras e a verificação quanto a abertura de fissuras da parede, da ligação parede com a laje de fundo, laje de fundo e laje da tampa.



### 3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

---

#### 3.1. Reservatório elevado

Ramos (2010) afirma que os reservatórios elevados são projetados quando existe necessidade de garantia de pressão mínima na rede e as cotas do terreno disponíveis não oferecem condições para o projeto de reservatórios ao nível do solo.

Segundo Hanai (1977), reservatórios cilíndricos elevados, com fundo e cobertura em laje circular, são muito utilizados para volumes de água de até 300 m<sup>3</sup>, sendo construídos com fôrmas deslizantes. Para maiores capacidade da ordem 700 m<sup>3</sup>, reservatórios com parede tronco-cônico têm sido bastante empregados, até mesmo para reservatórios com volumes maiores.

Na pesquisa de novas formas e de novos processos de construção, diversos tipos estruturais foram empregados, principalmente devido aos recursos modernos como protensão, pré-moldagem, fôrmas deslizantes e fôrmas autoportantes, conforme Hanai (1977). Exemplos são os reservatórios cilíndricos protendidos, reservatórios enterrados com paredes de argamassa armada e cobertura de elementos pré-moldados, reservatórios ao nível do solo com parede ondulada autoprotendida e os reservatórios elevados com parede ondulada de concreto armado.

#### 3.2. Teoria de membrana

Segundo Maffei *et al.* (s.d.), a análise estrutural de cascas com teorias rigorosas é tema muito amplo e complexo e por isso, mesmo com uso de computadores, é importante que o engenheiro conheça alguns modelos simplificados. De acordo com Billington (1982), a vantagem de uma análise simplificada é que o projetista pode gastar mais tempo pensando sobre suposições, sobre formas apropriadas e tudo sobre a construção na fase crucial do projeto preliminar.

O estudo da Mecânica dos Sólidos é comumente dividido em classes estruturais: barras, vigas, membranas, placas e cascas. Marczak (1999) diz que as equações que governam cada classe são válidas apenas como teorias estruturais, ou seja, incorporam simplificações assumidas para distribuições de tensões e deslocamentos, a forma como os carregamentos são aplicados, a geometria do problema e o comportamento constitutivo do material. Estas simplificações tem um objetivo que é aplicar teorias com equações mais simples e com menor número de variáveis a fim de facilitar sua solução analítica ou numérica. Membranas constituem uma importante categoria estrutural, em que sua

aplicação pode ser empregada a vasos de pressão de parede fina, reservatórios, paredes pressurizadas, coberturas, etc. Membrana é uma estrutura de superfície não plana, na qual uma das dimensões, sua espessura, é muito menor que as outras duas dimensões. De uma maneira geral, a maior parte dos componentes estruturais planos ou curvos com espessura muito fina apresentam rigidez à flexão muito pouco significativa em comparação com a rigidez de membrana. Portanto, nestes casos as tensões devido à flexão podem ser desprezadas em relação às tensões de membrana.

Marczak (1999) afirma que assim como as vigas que são elementos estruturais em que uma das dimensões é muito maior que as outras duas, membranas são estruturas onde duas das dimensões são muito maiores que a terceira (espessura). Considera-se casca fina, estruturas em que a razão raio/espessura está entre 50 e 100. De acordo com Maffei *et al.* (s.d.) quando se estudam barras, para fins de análise estrutural, a geometria dos elementos é representada pelo eixo  $e$ , no caso das cascas, é utilizada a superfície média.

A teoria de membrana é válida desde que se verifiquem algumas condições como:

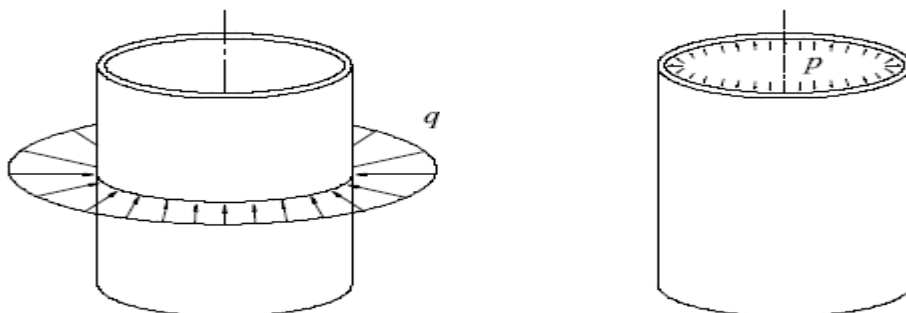
1. A espessura da casca é pequena quando comparada com as restantes dimensões.
2. As ações exteriores são tais que os esforços se desenvolvem somente na superfície média da casca.
3. As reações de apoio devem estar localizadas no plano médio, caso contrário desenvolverão esforços transversais e esforços de flexão junto da região de fronteira.
4. A variação do raio de curvatura da curva geratriz da superfície de revolução é lenta, não existindo descontinuidades. Nas zonas de descontinuidades existirão esforços transversais e momentos fletores.
5. As tensões resultantes de esforços de membrana são consideradas uniformemente distribuídas ao longo da espessura da casca.
6. A tensão radial é pequena quando comparada com as restantes, sendo possível considerar-se um estado plano de tensão.
7. Os deslocamentos na direção normal à superfície média, designados por  $w$ , são pequenos e dentro do domínio elástico. Valores de  $w$  aceitáveis são tais que  $w$  menor ou igual a  $h/2$ , onde  $h$  é a espessura da casca.

Segundo Gamboa (2009), a análise de cascas inclui normalmente duas teorias distintas, teoria de membrana e teoria de flexão. A teoria de membrana usualmente aplica-

se a uma grande área da casca, em que não atuam momentos ou forças de corte, apenas restando esforços de tração ou de compressão. Já a teoria de flexão inclui os efeitos da flexão propriamente dita, permite considerar descontinuidades na distribuição de tensão em uma área limite da casca. Geralmente engloba uma solução de membrana corrigida nas áreas com efeitos de descontinuidade e por isso permite considerar forças nas arestas e forças concentradas. Para a teoria de membrana, as propriedades do material não são usadas e, por isso, é válida para qualquer geometria aplicável independentemente do material utilizado.

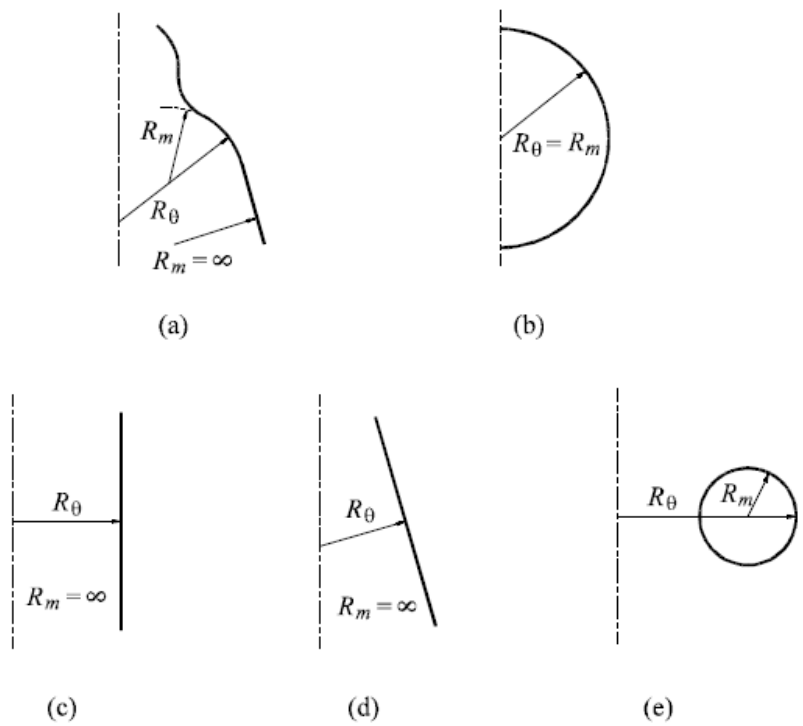
### 3.3. Equações de equilíbrio

De acordo com Marczak (1999), equações de membranas são muitas vezes chamadas de Teoria de Cascas Finas. As equações de equilíbrio para membranas podem ser deduzidas da forma usual, verificando o equilíbrio de um elemento infinitesimal. Membranas de revolução englobam aplicações para vários tipos de elementos como esféricos, cilíndricos, cônicos, etc. Neste trabalho, a ênfase será para membrana de revolução cilíndrica. Sua geometria apresenta um raio de curvatura constante e um eixo de revolução. A posição de um ponto fica definida com a indicação dos ângulos sobre estes eixos, o ângulo  $\theta$  indica a posição circunferencial enquanto que o ângulo  $\phi$  indica a posição meridional. Este tipo de problema é chamado de axissimétrico, onde a solução encontrada para um meridiano é a mesma para qualquer posição  $\theta$ . Para ser considerado axissimétrico, a geometria, o carregamento e as condições de contorno devem apresentar axissimetria também, conforme Figura 17. A geometria é definida pela geratriz e o eixo de revolução, ou ainda pelos dois raios de curvatura da geratriz: raio de um dado ponto da geratriz até o eixo de revolução (medido perpendicularmente à geratriz) denominado de  $R_m$  e o raio de curvatura local da geratriz no plano da geratriz, chamado de  $R_\theta$ . A Figura 18 ilustra exemplos de geratrizes para algumas cascas de revolução.



**Figura 17 – Exemplo de problema axissimétrico**

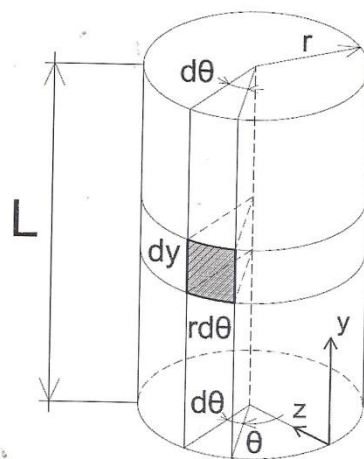
Fonte: Marczak (1999)



**Figura 18 – Exemplos de geratrizes para algumas cascas de revolução: (a) casca genérica; (b) casca esférica; (c) casca cilíndrica; (d) casca cônica e (e) casca toroidal**

Fonte: Marczak (1999)

Seja um elemento diferencial como mostra na Figura 19 submetido a uma pressão  $p$  interna radial. Como o problema é axissimétrico, apenas a tensão meridional varia de uma aresta para a outra, enquanto que a tensão circunferencial permanece constante para cada paralelo. A tensão de cisalhamento de membrana é nula.



**Figura 19 – Casca cilíndrica circular – elemento infinitesimal**

Fonte: Maffei *et al.* (s.d.)



De acordo com Martinelli *et al* (1983), cascas delgadas são aquelas cuja relação entre a espessura  $h$  e o raio médio  $r$  for  $h/r \leq 1/20$ . As ações que podem atuar nas cascas de revolução são:

-peso próprio da cobertura (se houver, no caso de reservatórios); peso próprio da parede vertical; sobrecarga na cobertura, etc.

-pressão hidrostática do líquido armazenado; empuxo de solo; peso próprio do líquido (no fundo do reservatório; ou no caso de tubos).

-vento; temperatura; retração; deformação lenta; recalques de fundação; recalques de apoios dos tubos, etc.

Os esforços internos provenientes das tensões normais e de cisalhamento em cada face e as ações externas sobre um elemento diferencial são mostrados nas Figura 20 e Figura 21, respectivamente. Martinelli *et al* (1983) propõe as seguintes convenções para os esforços de membrana:

-  $N_\theta$  e  $N_y$  :> 0, quando de tração

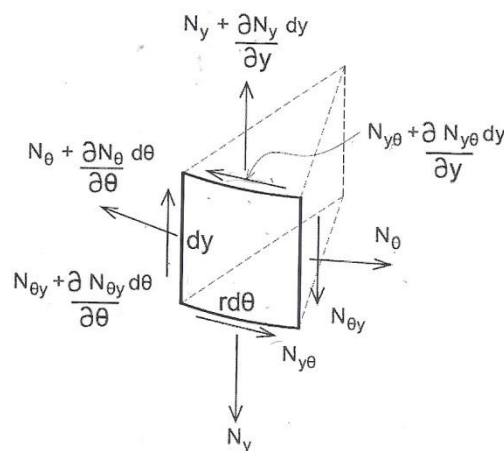
Onde:

-  $N_\theta$  : esforço normal na direção circunferencial

-  $N_y$  : esforço normal na direção vertical

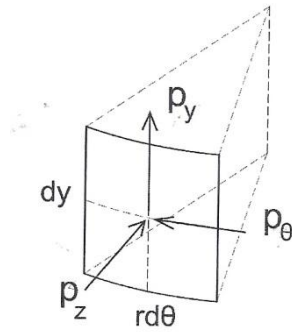
-  $N_{\theta y} > 0$  quando concordar com a coordenada  $y$ , se o esforço solicitante  $N_\theta$  de tração concordar com a coordenada  $\theta$ .

-  $N_{y\theta} > 0$  quando concordar com a coordenada  $\theta$ , se o esforço solicitante  $N_y$  de tração concordar com a coordenada  $y$ .



**Figura 20 – Esforços internos de membrana**

Fonte: Maffei *et al.* (s.d.)



**Figura 21 – Ações externas**

Fonte: Maffei *et al.* (s.d.)

O equilíbrio de um elemento nas direções  $\theta$ ,  $y$  e  $z$  resulta em:

I. Equilíbrio de forças na direção circunferencial ( $\theta$ ):

$$(N_{\theta} + \frac{\partial N_{\theta}}{\partial \theta} d\theta) dy \cos(d\theta) - N_{\theta} dy + \frac{\partial N_{y\theta}}{\partial y} dy \cdot rd\theta + p_{\theta} dy \cdot rd\theta = 0$$

$$\frac{\partial N_{\theta}}{\partial \theta} + r \frac{\partial N_{y\theta}}{\partial \theta} + p_{\theta} r = 0$$

Sendo:

$N_{\theta}$  : força normal na direção circunferencial

$N_{y\theta}$  : força de cisalhamento na direção circunferencial perpendicular ao eixo  $y$

$p_{\theta}$  : ação externa na direção circunferencial

$r$  : raio de curvatura da casca cilíndrica

II. Equilíbrio de forças na direção vertical ( $y$ ):

$$\frac{\partial N_y}{\partial y} dy \cdot rd\theta + \frac{\partial N_{\theta y}}{\partial \theta} d\theta dy + p_y \cdot rd\theta \cdot dy = 0$$

$$\frac{r \partial N_y}{\partial y} + \frac{\partial N_{\theta y}}{\partial \theta} + p_y \cdot r = 0$$

Sendo:

$N_y$  : força normal na direção vertical

$N_{\theta y}$  : força de cisalhamento na direção  $y$  perpendicular ao ângulo  $\theta$

$p_y$  : ação externa na direção vertical

III. Equilíbrio de forças na direção radial (z):

$$(N_{\theta} + \frac{\partial N_{\theta}}{\partial \theta} d\theta) dy \cdot \text{sen}(d\theta) + p_z \cdot dy \cdot r d\theta = 0$$

$$N_{\theta} + p_z \cdot r = 0$$

Sendo:

$p_z$ : ação externa na direção radial

Maffei *et al.* (s.d.) observa que a relação  $N_{y\theta} = N_{\theta y}$  é válida se a espessura  $h$  da casca for muito menor que o raio  $r$  de sua superfície média.

As equações que definem o equilíbrio estático do elemento diferencial são dadas por:

$$\frac{N_{\theta}}{r} + p_z = 0$$

$$\frac{\partial N_{\theta}}{\partial \theta} + r \frac{\partial N_{y\theta}}{\partial y} + p_{\theta} \cdot r = 0$$

$$r \frac{\partial N_y}{\partial y} + \frac{\partial N_{\theta y}}{\partial \theta} + p_y \cdot r = 0$$

Para resolver alguns casos típicos de carregamento, Billington (1982) sugere reescrever as equações acima da seguinte maneira:

$$N_{\theta} = -p_z \cdot r$$

$$N_{y\theta} = -\int \left( \frac{1}{r} \frac{\partial N_{\theta}}{\partial \theta} + p_{\theta} \right) dy + f_1(\theta)$$

$$N_y = -\int \left( \frac{1}{r} \frac{\partial N_{\theta y}}{\partial \theta} + p_y \right) dy + f_2(\theta)$$

As expressões  $f_1(\theta)$  e  $f_2(\theta)$  dependem das condições de contorno nas bordas.

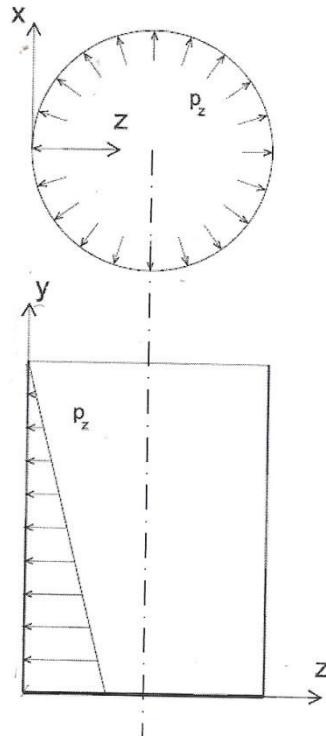
Para a situação onde o carregamento atuante é o líquido armazenado, as pressões variam linearmente com a altura da parede, como mostra a Figura 22 e a expressão é dada por:

$$p_z = -\gamma_l(H_l - y)$$

Em que  $\gamma_l$ : peso específico do fluido

$H_l$ : altura da parede

$y$  : altura correspondente para cálculo da pressão



**Figura 22 – Carregamento atuante – líquido armazenado**

Fonte: Maffei *et al.* (s.d.)

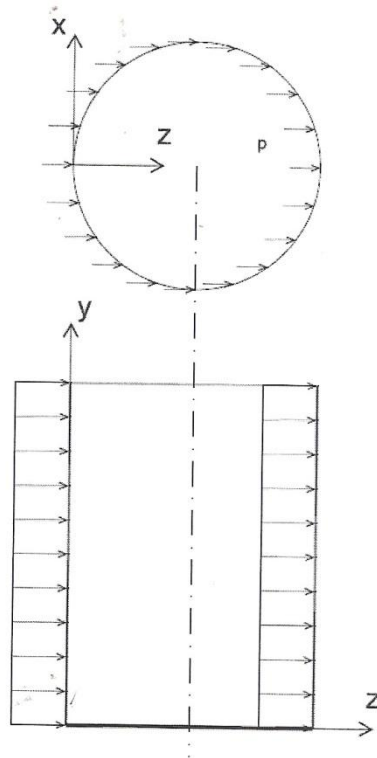
Considerando a simetria de revolução e as condições de contorno nas bordas tem-se que  $p_y = p_\theta = f_1(\theta) = f_2(\theta) = 0$  e as expressões sugeridas por Billington (1982) ficam:

$$N_\theta = \gamma_l(H_l - y)r$$

$$N_{y\theta} = 0$$

$$N_y = 0$$

Para a situação onde o carregamento atuante é a ação devido ao vento, as pressões  $p_\theta$  e  $p_z$  são conhecidas e  $p_y$  é nulo, conforme Figura 23.



**Figura 23 – Carregamento atuante – ação provocada pelo vento**

Fonte: Maffei *et al.* (s.d.)

Aplicando-se as condições de contorno para essa situação, as expressões sugeridas por Billington (1982) ficam:

$$N_{\theta} = -p.r \cos \theta$$

$$N_{y\theta} = 2p(H_l - y)\text{sen}\theta$$

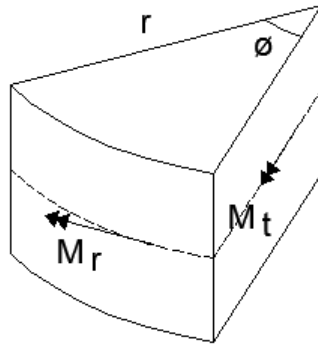
$$N_y = \frac{p}{r}(H_l - y)^2 \cos \theta$$

### 3.4. Lajes circulares

Na literatura técnica são facilmente encontradas tabelas para a determinação de esforços em lajes retangulares, como as tabelas de Bares apresentadas por exemplo em Pinheiro (1993). Tabelas para cálculo de lajes circulares fornecem resultados precisos para carregamentos simétricos em relação ao centro e estão relacionadas em Leonhardt e Mönning (1978).

Para o caso particular de placas circulares sujeitas a ação uniformemente distribuída em toda laje, tal como acontece em fundo e tampa de reservatórios cilíndricos, os esforços máximos podem ser obtidos de modo mais simples. Para estes casos, os esforços

solicitantes a serem calculados nas lajes circulares são os momentos fletores na direção radial denominados de  $M_r$ , momentos fletores na direção circunferencial denominados de  $M_t$  e o esforço cortante  $V$ . A Figura 24 mostra os momentos fletores em laje circular de forma simplificada.



**Figura 24 – Momentos fletores em laje circular**

Para lajes circulares articuladas nas extremidades com carregamento uniformemente distribuído as equações de flexão estão deduzidas em Timoshenko e Woinowosky-Krieger (1959) e apresentadas abaixo:

$$M_r = \frac{q}{16} (3 + \nu)(a^2 - r^2) \quad (\text{Eq.1})$$

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

Onde:

$M_r$  = momento fletor radial

$M_t$  = momento fletor tangencial

$a$  = raio da laje circular

$q$  = carga uniformemente distribuída em toda laje

$r$  = posição radial considerada

$\nu$  = coeficiente de Poisson (no caso de concreto armado,  $\nu = 0,2$ )

No centro da laje, os esforços são máximos e iguais, pois  $r=0$  e resultam em:

$$M_r = M_t = \frac{q \cdot a^2}{16} (3 + \nu) \quad (\text{Eq.3})$$

### 3.5. Ábacos

Os esforços solicitantes também podem ser obtidos com a utilização de ábacos e tabelas. De acordo com Guimarães (1995), o trabalho de cálculo de projetos estruturais pode ser reduzido com aplicação de equações algébricas a partir de fatores geométricos e relações fornecidas por ábacos.

A partir das expressões de cálculo para os esforços solicitantes, Hangan e Soare (1959) desenvolveu um método que consiste na utilização de ábacos para obtenção dos resultados pretendidos. Guimarães (1995) afirma que o método quando comparado com os obtidos através da utilização das equações da teoria de cascas fornece bons resultados, apresenta facilidade de manuseio e é bastante utilizado em escritórios de cálculo estrutural.

Estes ábacos são utilizados para dimensionamento de reservatórios cilíndricos e foram confeccionados utilizando as equações de equilíbrio em que é considerada a ligação como um engastamento elástico da parede com a laje de fundo. Para o dimensionamento destes reservatórios é desejável conhecer os seguintes resultados:

- O valor do momento fletor no engastamento ( $M_o$ )
- O valor do momento fletor máximo
- O valor do máximo esforço normal  $N_\theta$
- As ordenadas relativas de todos valores

Os ábacos foram confeccionados com os valores da relação  $h/h'$ , fixados nas abscissas e são obtidos valores para constantes K nas ordenadas que dependem do produto  $\beta H$ , onde:

$$\beta H = 1,307 \frac{H}{\sqrt{r \cdot h}}$$

Sendo

$H$ : altura do reservatório

$r$ : raio do reservatório

$h$ : espessura da parede do reservatório

$h'$ : espessura da laje de fundo do reservatório

As expressões para cálculo dos esforços com a utilização dos ábacos são:

Momento Fletor no Engastamento:

$$M_0 = K.\gamma.H^3 \quad (\text{Eq.4})$$

Ordenada  $y_0$  do Momento Fletor Nulo:

$$y_0 = K_0.H \quad (\text{Eq.5})$$

Ordenada  $y_1$  do Momento Fletor Máximo:

$$y_1 = K_1.H \quad (\text{Eq.6})$$

Momento Fletor Máximo:

$$M' = -K'.\gamma.H^3 \quad (\text{Eq.7})$$

Ordenada  $y_2$  do Esforço Normal  $N_\theta$  máximo:

$$y_2 = K_2.H \quad (\text{Eq.8})$$

Esforço Normal Máximo:

$$N_{\theta\text{máx}} = K''.\gamma rH \quad (\text{Eq.9})$$

Os ábacos de Hangan e Soare (1959) para cálculo dos esforços solicitantes em reservatórios cilíndricos estão apresentados na Figura 25 até na Figura 30.



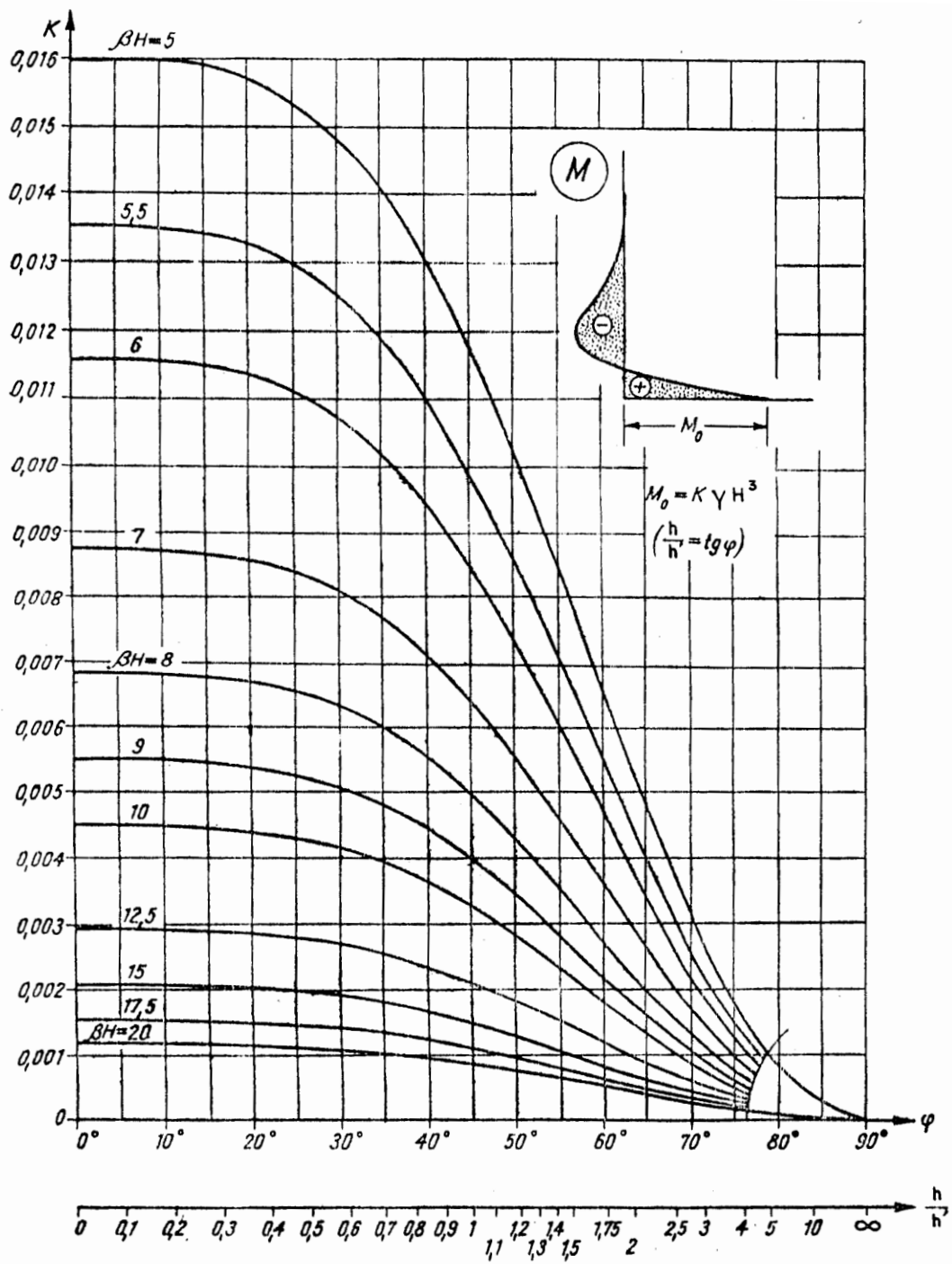


Figura 25 – Ábaco para determinação do momento  $M_0$

Fonte: Guimarães (1995)

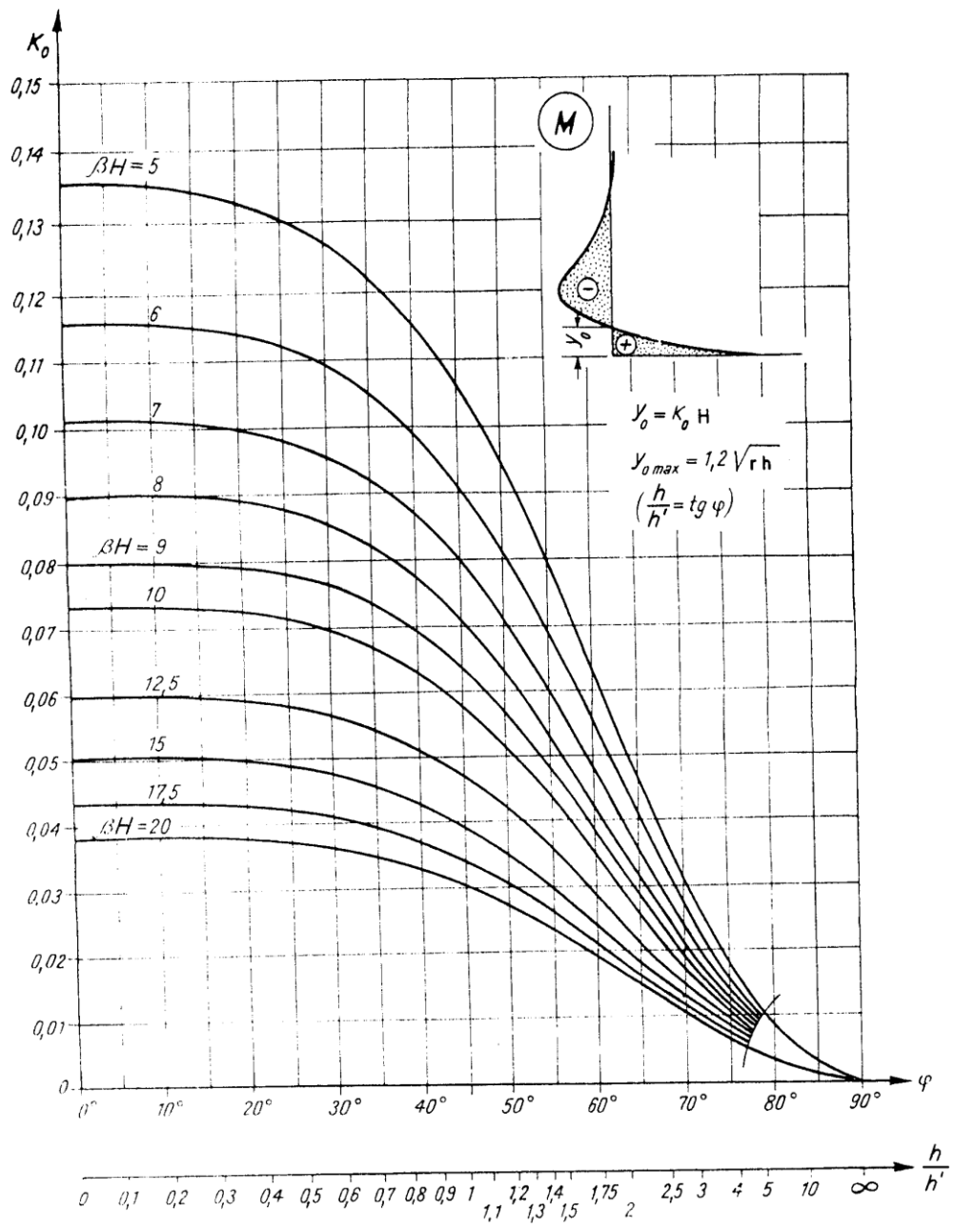


Figura 26 – Ábaco para determinação da ordenada  $y_0$

Fonte: Guimarães (1995)

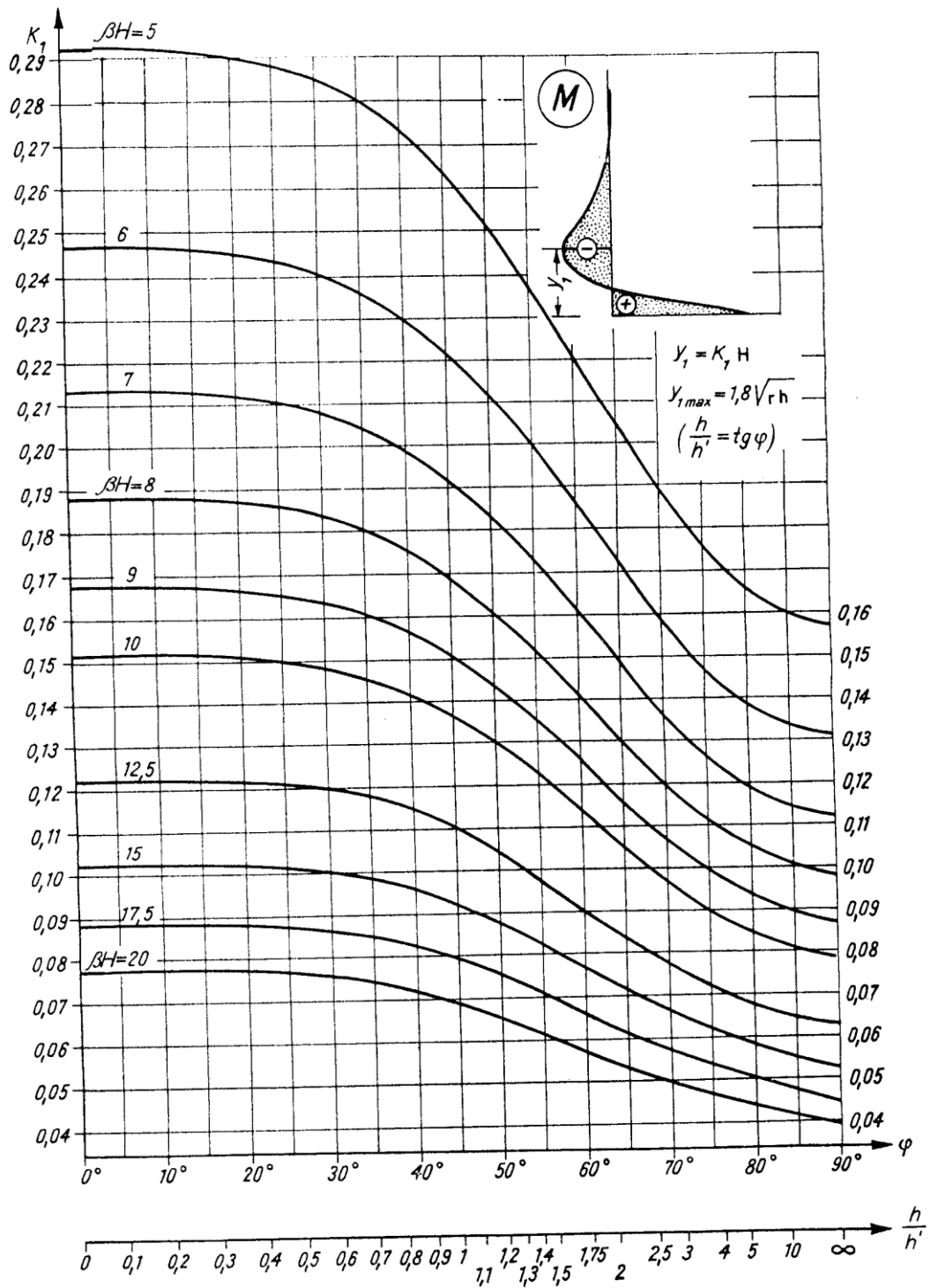


Figura 27 – Ábaco para determinação da ordenada  $y_1$

Fonte: Guimarães (1995)

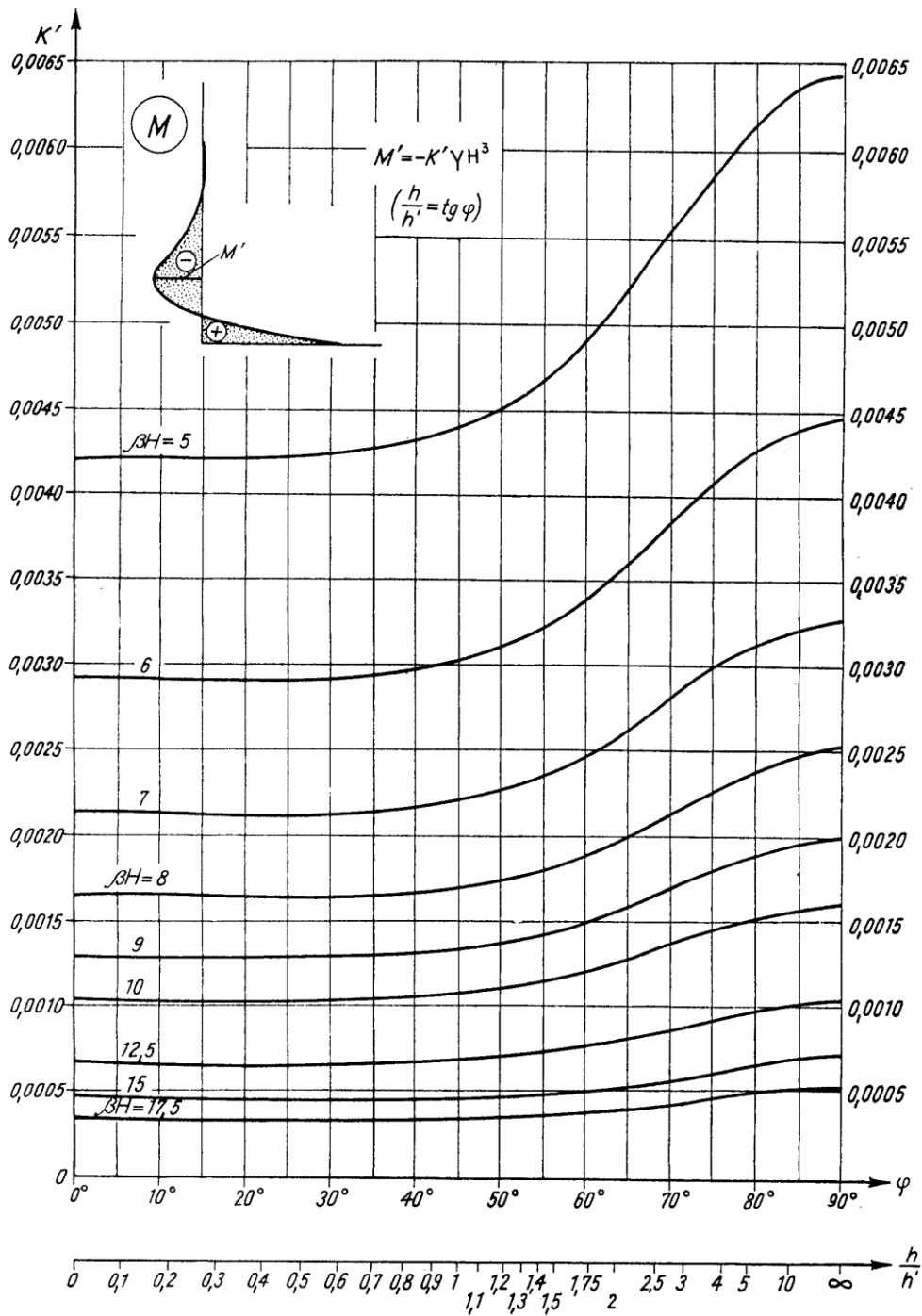


Figura 28 – Ábaco para determinação do momento  $M'$

Fonte: Guimarães (1995)

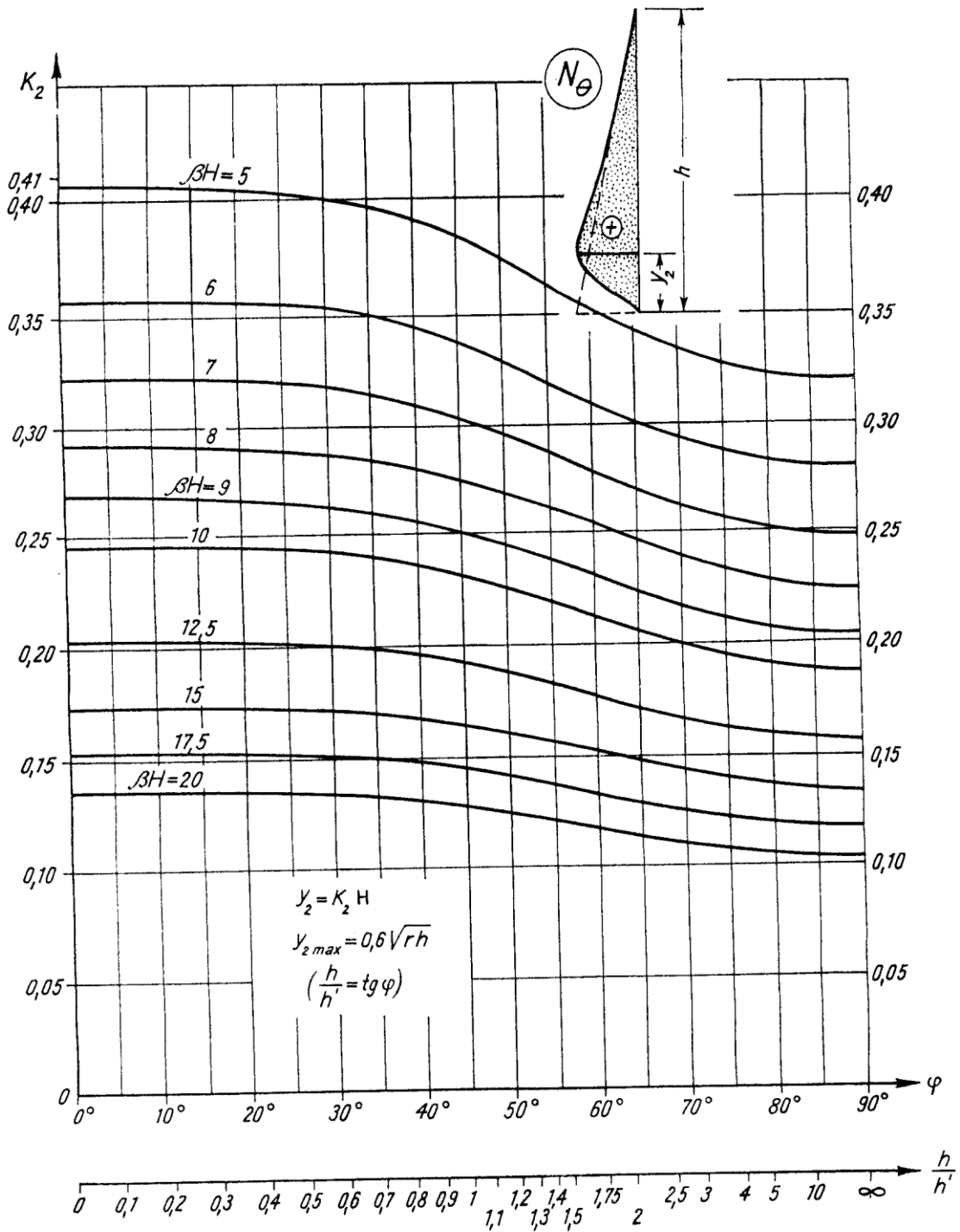


Figura 29 – Ábaco para determinação da ordenada  $y_2$

Fonte: Guimarães (1995)

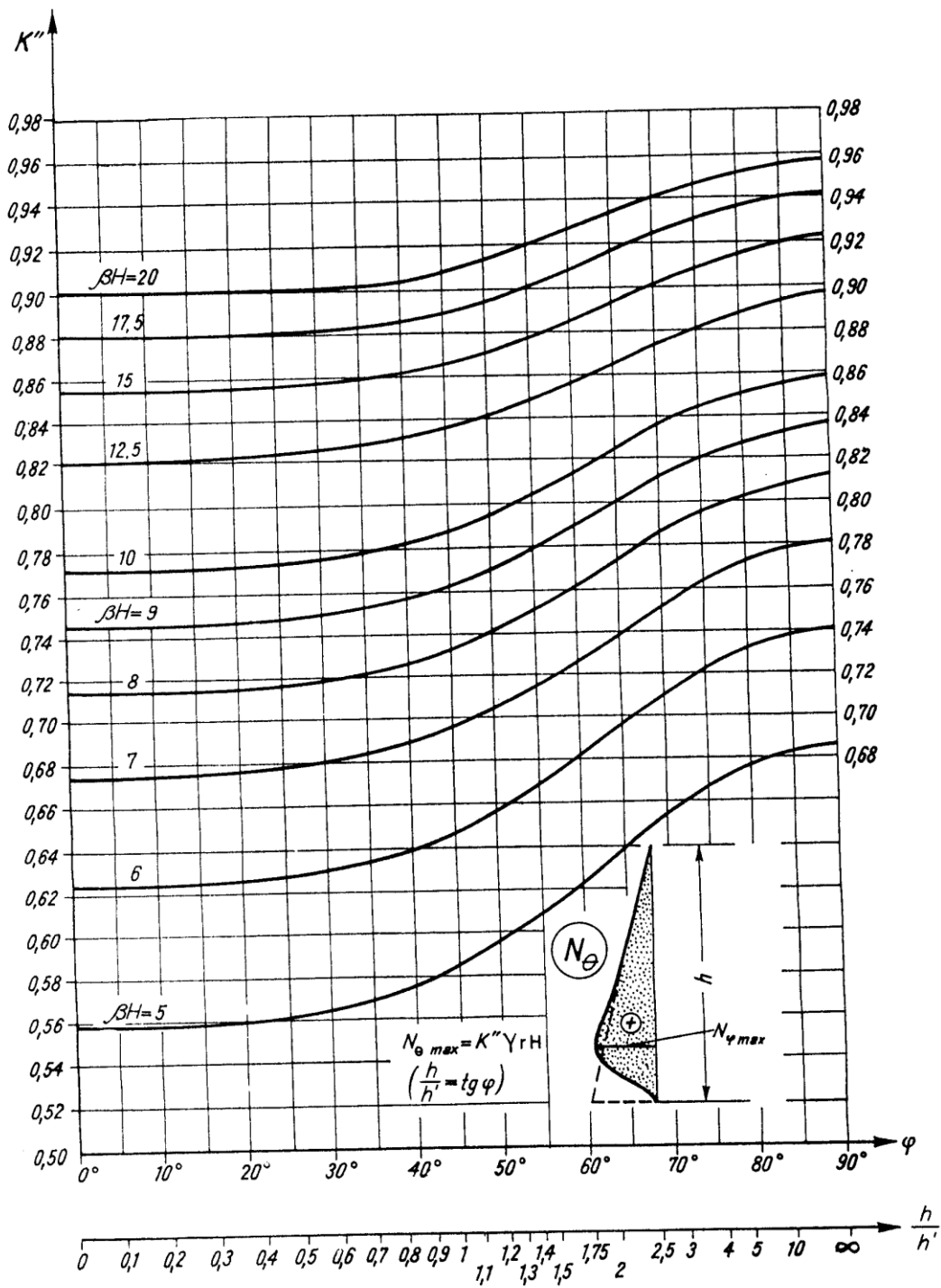


Figura 30 – Ábaco para determinação do esforço  $N_{\theta max}$

Fonte: Guimarães (1995)

### 3.6. Armaduras do reservatório

As armaduras da laje de fundo e laje de tampa foram determinadas através da expressão:

$$A_s = \frac{M_k}{z \cdot \sigma_{sf}} \quad (\text{Eq.10})$$

Onde:

$M_k$  = momento fletor característico na laje

$z = 0,8.h$  = distância entre forças resultantes de tração e de compressão na laje

$\sigma_{sf}$  = tensão de trabalho do aço na flexão levando em consideração a fissuração da peça

As armaduras circunferenciais da parede foram determinadas através da expressão:

$$A_s = \frac{N_\theta}{\sigma_{st}} \quad (\text{Eq.11})$$

Onde:

$N_\theta$  = esforço normal de tração na parede

$\sigma_{st}$  = tensão de trabalho do aço na tração levando em consideração a fissuração da peça

As armaduras verticais da parede foram determinadas utilizando ábacos de flexão-composta apresentados em Pinheiro (1993), conforme Figura 31. Com os parâmetros  $\nu$  e  $\mu$ , determina-se a taxa de armadura  $\omega$ , em que:

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{N_d}{b \cdot h \cdot f_{cd}} \quad (\text{Eq.12})$$

$$\mu = \frac{M_d}{A_c \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{\nu \cdot e}{h} \quad (\text{Eq.13})$$

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} \quad (\text{Eq.14})$$

Onde:

$A_c = b \cdot h$  = área da seção retangular de concreto

$b$  = largura da seção transversal

$h$  = altura da seção transversal

$A_s$  = área de aço

$f_{ck}$  = resistência característica à compressão do concreto

$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$  = resistência de cálculo à compressão do concreto

$\gamma_c = 1,4$  = coeficiente de minoração da resistência do concreto

$f_{yk}$  = resistência característica ao escoamento do aço

$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$  = resistência de cálculo ao escoamento do aço

$\gamma_s = 1,15$  = coeficiente de minoração da resistência do aço

$N_d$  = esforço normal de cálculo

$M_d = N_d.e$  = esforço fletor de cálculo

$e$  = excentricidade do esforço normal em relação ao centro geométrico da seção



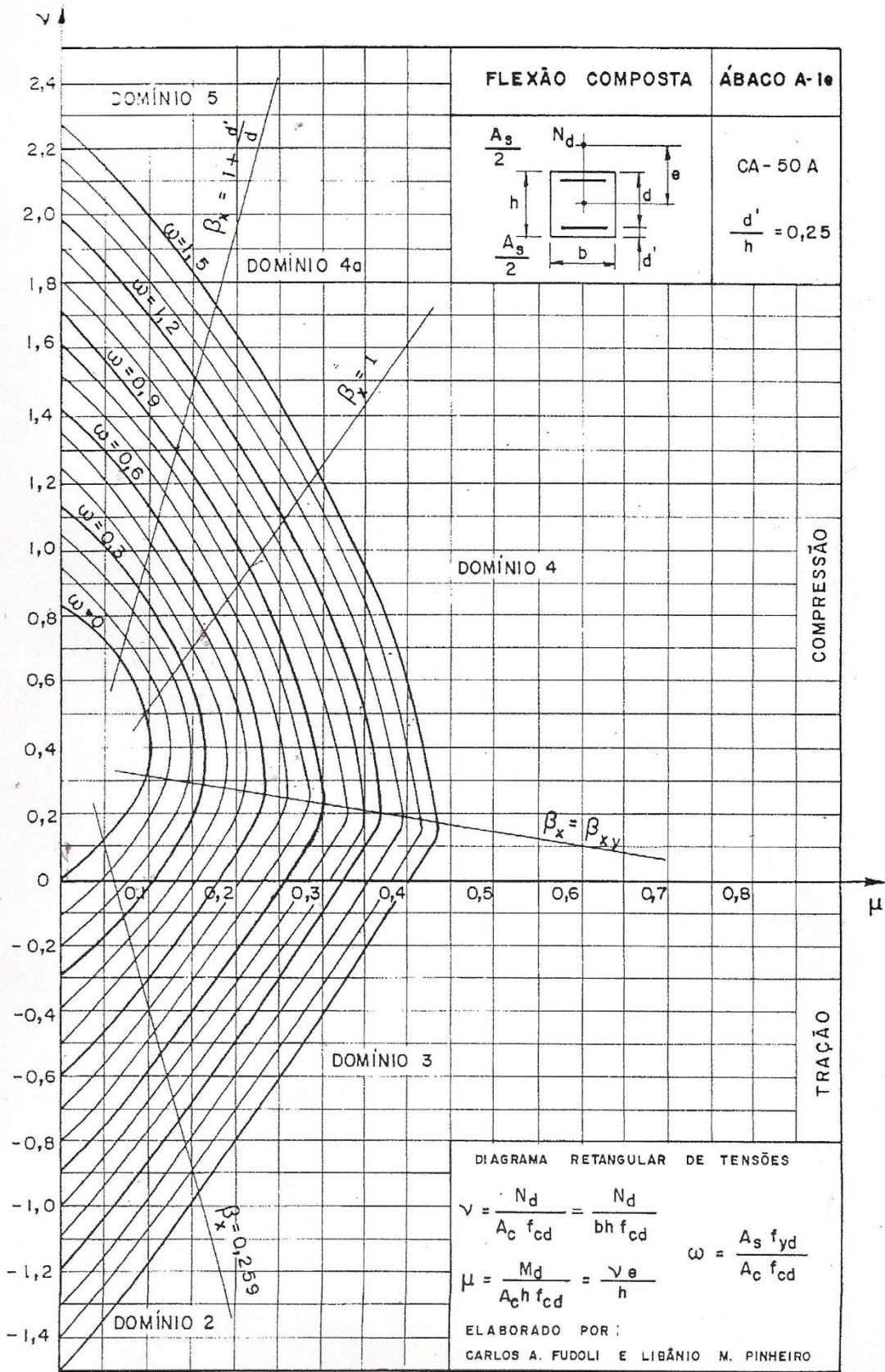
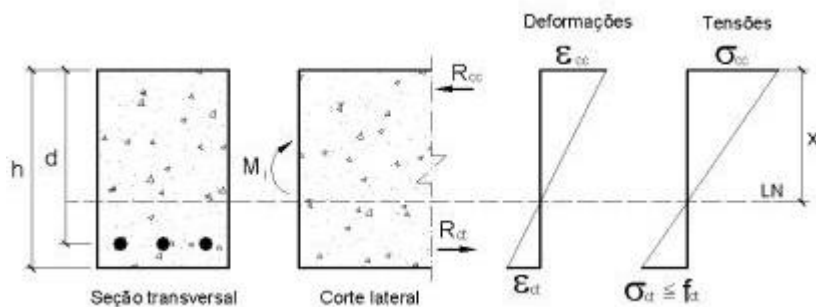


Figura 31 – Ábaco para flexão-composta com armadura simétrica

Fonte: Pinheiro (1993)

### 3.7. Tensão na armadura no Estádio I

O Estádio I é uma fase de carregamento com esforços em uma seção de concreto onde as tensões normais são de baixa magnitude e com isso o concreto consegue resistir às tensões de tração. Utilizando a hipótese de Bernoulli (seções transversais se mantêm planas após a deformação), o diagrama de tensões elásticas no concreto é considerado linear ao longo da altura da seção transversal da peça (Lei de Navier), valendo a Lei de Hooke. O Estádio I existe enquanto a seção não fissura. A Figura 32 representa comportamento do concreto na flexão pura no Estádio I.



**Figura 32 – Comportamento do concreto na flexão pura no Estádio I**

Fonte: Pinheiro *et al.* (2003)

A tensão máxima na borda da seção pode ser calculada utilizando o conceito de Mecânica dos Sólidos através da Equação 15:

$$\sigma_{\max} = \frac{M_k}{W} \quad (\text{Eq.15})$$

Admitindo que a resultante de tração no concreto equivale a um tirante que deve ser resistido pela armadura  $A_s$  adotada, a tensão na armadura no Estádio I é:

$$\sigma_s = \frac{R_t}{A_s} = \frac{\sigma_{\max} \cdot b_w \cdot \frac{h}{4}}{A_s} \quad (\text{Eq.16})$$

Onde:

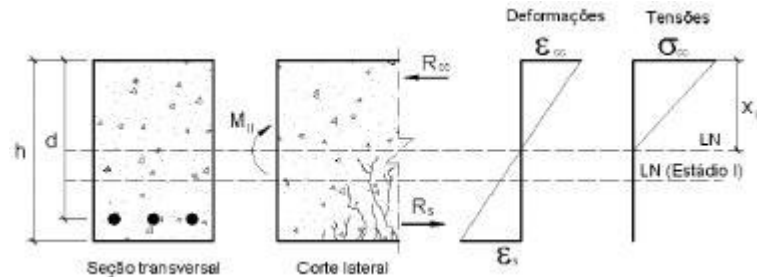
$\sigma_s$  = é a tensão de tração no centro geométrico da armadura considerada

$R_t$  = resultante de tração no concreto

$A_s$  = área de aço adotada

### 3.8. Tensão na armadura no Estádio II

No Estádio II, a contribuição da resistência à tração do concreto deve ser desprezada, pois a seção se encontra fissurada na região de tração. A região comprimida ainda mantém o diagrama linear de tensões e permanece válida a Lei de Hooke. A Figura 33 mostra o comportamento do concreto na flexão pura no Estádio II.



**Figura 33 – Comportamento do concreto na flexão pura no Estádio II**

Fonte: Pinheiro *et al.* (2003)

O cálculo da tensão na armadura no Estádio II é dado pela equação 17, mostrada a seguir:

$$\sigma_s = \frac{\alpha_e \cdot M_k \cdot (d - x_{II})}{I_{II}} \quad (\text{Eq.17})$$

Onde:

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cs}} = \text{relação entre o módulo de deformação do aço e o módulo de deformação}$$

secante do concreto

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci}, \text{ em GPa}$$

(Eq.18)

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0$$

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}}, \text{ para } f_{ck} \text{ de 20MPa a 50MPa}$$

$$\alpha_E = 1,2 \text{ para basalto e diabásio}$$

$$\alpha_E = 1,0 \text{ para granito e gnaisse}$$

$$\alpha_E = 0,9 \text{ para calcário}$$

$$\alpha_E = 0,7 \text{ para arenito}$$

$E_{ci}$  e  $f_{ck}$  são dados em MPa

$M_k$  = momento característico atuante da seção

$d$  = altura útil = distância do CG da armadura à borda oposta comprimida

$x_{II}$  = posição da linha neutra no Estádio II

$$x_{II} = \frac{\alpha_e \cdot A_s}{b_w} \cdot \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b_w \cdot d}{\alpha_e \cdot A_s}} \right) \quad (\text{Eq.19})$$

$I_{II}$  = momento de inércia da seção fissurada de concreto no Estádio II

$$I_{II} = \frac{b_w \cdot x_{II}^3}{3} + \alpha_e \cdot A_s \cdot (d - x_{II})^2 \quad (\text{Eq.20})$$

### 3.9. Momento de fissuração

De acordo com Giongo (2007), os estados limites de serviço que precisam ser verificados nas estruturas em concreto armado são: o estado limite de deformação excessiva (ELS-DEF) considerando a fissuração (hipóteses do Estádio II), o estado limite de formação de fissuras (ELS-F) e o estado limite de abertura de fissuras (ELS-W).

As fissuras em elementos fletidos de concreto armado ocorrem quando as tensões de tração ultrapassam a sua capacidade resistente. A formação de fissuras acontece quando a máxima tensão de tração no concreto atinge a resistência à tração na flexão ( $f_{ct}$ ), para atuação de um certo momento em serviço identificado como momento de fissuração. Este momento de fissuração separa o Estádio I do Estádio II.

O momento de fissuração pode ser calculado com a seguinte expressão:

$$M_r = \alpha \cdot f_{ct, inf} \cdot W \quad (\text{Eq.21})$$

Onde:

$\alpha$  = fator que correlaciona aproximadamente a resistência à tração na flexão com a resistência à tração direta

$\alpha = 1,2$  para seções T ou duplo T

$\alpha = 1,3$  para seções I ou T invertido

$\alpha = 1,5$  para seções retangulares

$f_{cm}$  = resistência média à tração direta do concreto. Para determinação do momento de fissuração em reservatórios deve ser usado  $f_{ct, inf}$ .

Para concretos de classes até C50:

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \text{ em MPa}$$

Para concretos de classes C55 até C90:

$$f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln(1 + 0,11 \cdot f_{ck}) \text{ em MPa}$$

$$f_{ctk, inf} = 0,7 \cdot f_{ctm} = \text{valor inferior da resistência característica do concreto à tração}$$

$W$  = módulo resistente da seção bruta de concreto

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} \text{ para seção retangular}$$

Resultando em:

$$M_r = \alpha \cdot W \cdot f_{ctk, inf} = 1,5 \cdot \frac{b \cdot h^2}{6} \cdot f_{ctk, inf} \text{ (para seção retangular)} \quad (\text{Eq.22})$$

### 3.10. Flecha final na laje

Para avaliação da flecha imediata no centro da laje é utilizada a expressão dada por Timoshenko e Woinowsky-Krieger (1959). Para o caso em análise, a laje foi admitida como sendo articulada nas extremidades. A flecha imediata é determinada pela expressão:

$$a_i = \frac{5 + \nu}{64 \cdot (1 + \nu)} \cdot \frac{q \cdot a^4}{D} \quad (\text{Eq.23})$$

Onde:

$a_i$  = flecha imediata

$D = E \cdot I$  = rigidez à flexão da laje

Para o cálculo da rigidez à flexão da laje no Estádio II, isto é, quando os esforços solicitantes superam aqueles que dão início à fissuração, utiliza-se a fórmula de Branson que considera a rigidez equivalente dada a seguir:

$$(EI)_{eq} = E_{cs} \cdot \left\{ \left( \frac{M_r}{M_a} \right)^3 \cdot I_c + \left[ 1 - \left( \frac{M_r}{M_a} \right)^3 \right] \cdot I_{II} \right\} \leq E_{cs} \cdot I_c \quad (\text{Eq.24})$$

Onde:

$E_{cs}$  = módulo de deformação secante do concreto

$I_c$  = momento de inércia da seção bruta

$I_{II}$  = momento de inércia da seção fissurada no Estádio II

$M_r$  = momento de fissuração do elemento estrutural

$M_a$  = momento fletor na seção crítica do vão considerado

A flecha adicional diferida devido as cargas de longa duração em função da fluência é calculada pela multiplicação da flecha imediata pelo fator  $\alpha_f$  dado pela expressão:

$$\alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1+50\rho'} \quad (\text{Eq.25})$$

Onde:

$$\rho' = \frac{As'}{b.d} = \text{taxa de armadura de compressão}$$

$\xi = \xi(t) - \xi(t_0)$  = coeficiente em função do tempo

Os valores de  $\xi$  podem ser obtidos na Tabela 1 mostrada abaixo.

<b>Tempo (t)</b> meses	0	0,5	1	2	3	4	5	10	20	40	$\geq 70$
<b>Coefficiente</b> $\xi(t)$	0	0,54	0,68	0,84	0,95	1,04	1,12	1,36	1,64	1,89	2

**Tabela 1 – Valores do coeficiente  $\xi$  em função do tempo**

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

Sendo:

$t$  = tempo, em meses, quando se deseja o valor da flecha diferida

$t_0$  = a idade, em meses, relativa à data de aplicação da carga de longa duração

O valor da flecha final  $a_f$  na laje é obtido segundo a fórmula  $(1+\alpha_f).a_i$ .

### 3.11. Verificação de abertura de fissuras

Devido à baixa resistência do concreto à tração, o surgimento de fissuras em elementos estruturais fletidos de concreto armado é inevitável. As fissuras em peças de concreto armado ocorrem quando as tensões de tração no concreto ultrapassam sua capacidade resistente.

As aberturas de fissuras favorecem a penetração de agentes agressivos podendo ocasionar a deterioração da estrutura devido à corrosão da armadura. Para tanto devem ser controladas segundo recomendações da norma ABNT NBR 6118:2014.

O controle de fissuras é importante para a resistência da seção e funcionalidade de elementos visando, por exemplo, a estanqueidade em reservatórios, e é fundamental na durabilidade das estruturas.

Segundo a norma ABNT NBR 6118:2014, a abertura de fissuras a ser verificada deverá ser o menor valor das duas expressões indicadas abaixo:

$$w_k = \frac{\phi_i}{12,5\eta_1} \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \frac{3\sigma_s}{f_{ctm}} \quad (\text{Eq.26})$$

$$w_k = \frac{\phi_i}{12,5\eta_1} \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \left(\frac{4}{\rho_r} + 45\right) \quad (\text{Eq.27})$$

Onde:

$\sigma_s, \phi, E_s, \rho_r$  são definidos para cada barra em exame;

$A_{cri}$  é a área da região de envolvimento protegida pela barra  $\phi_i$ ;

$E_s$  é o módulo de elasticidade do aço da barra considerada, de diâmetro  $\phi_i$ ;

$\phi_i$  é o diâmetro da barra que protege a região de envolvimento considerada;

$\rho_r$  é a taxa de armadura passiva ou ativa aderente em relação à área da região de envolvimento  $A_{cri}$

$$\rho_r = \frac{A_s}{A_{cri}}$$

$\sigma_s$  é a tensão de tração no centro geométrico da armadura considerada, calculada no Estádio II;

para flexão simples:

$$\sigma_s = \frac{\alpha_e \cdot M_{d, freq.} \cdot (d - x_{II})}{I_{II}}$$

para a tração simples:

$$\sigma_s = \frac{N_k}{A_s}$$

$\eta_1$  é o coeficiente de conformação superficial da armadura considerada

$f_{ctm}$  é a resistência à tração média do concreto;

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \text{ ( em MPa)}$$

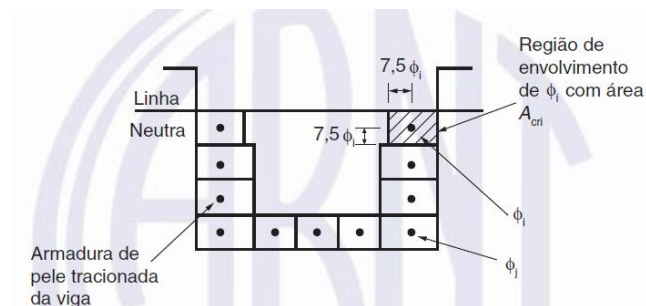
O valor do coeficiente de aderência entre o aço e o concreto é apresentado na Tabela 2.

Tipo de superfície	$\eta_1$
Lisa	1,0
Entalhada	1,4
Nervurada	2,25

**Tabela 2 – Valor do coeficiente de aderência  $\eta_1$**

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

A área de envolvimento da região protegida pela barra  $\phi_i$  é mostrada na Figura 34.



**Figura 34 – Área de envolvimento da armadura**

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

Para a verificação ser atendida, o valor característico da abertura de fissuras deve ser inferior ao limite aceitável para a classe de agressividade ambiental em questão na Combinação Frequente de Ações, como mostra a Tabela 3.



Tipo de concreto estrutural	Classe de agressividade ambiental (CAA) e tipo de protensão	Exigências relativas à fissuração	Combinação de ações em serviço a utilizar
Concreto armado	CAA I	ELS-W $w_k \leq 0,4$ mm	Combinação frequente
	CAA II e CAA III	ELS-W $w_k \leq 0,3$ mm	
	CAA IV	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	

**Tabela 3 – Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração**

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

Para o caso em análise, tipicamente admite-se abertura de fissura com valor máximo de 0,2 mm, o que corresponde a Classe de Agressividade Ambiental IV.

### 3.12. Ação do vento

O estudo de caso em questão é um reservatório com altura de 33m, onde a análise do efeito do vento é de fundamental importância e não pode ser desprezada. As principais causas de acidentes devido ao vento em reservatórios são fundações inadequadas e deformabilidade excessiva da estrutura. As considerações e cálculo de forças devido à ação do vento são definidas pela Norma ABNT NBR 6123:1988.

Para determinação da velocidade usada em projeto são considerados fatores topográficos, influência da rugosidade, dimensões da edificação e o fator que considera a vida útil e o tipo de uso da edificação. A velocidade característica é determinada pela Eq.28.

$$v_k = v_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (\text{Eq.28})$$

Onde :

$v_k$  = velocidade característica de vento

$v_0$  = velocidade básica

$S_1$  = fator topográfico

$S_2$  = fator de rugosidade e dimensões da edificação

$S_3$  = fator estatístico

A velocidade básica de vento  $v_0$  é a velocidade de uma rajada de 3s de duração a 10m de altura do solo, excedido esse valor em média uma vez a cada 50 anos. Pode ser obtida no mapa de isopleias da velocidade básica na Figura 35.

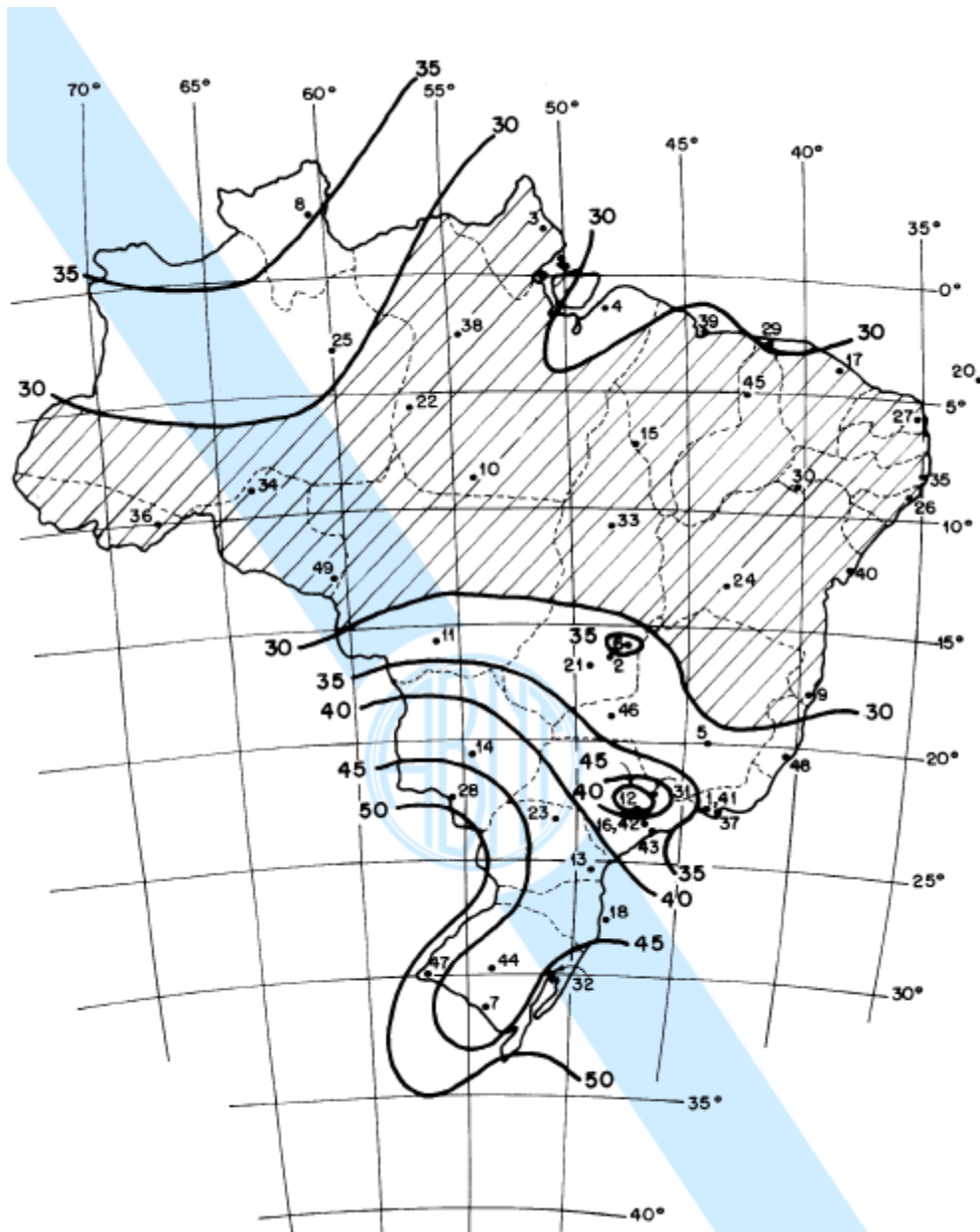


Figura 35 – Mapa de isopletas da velocidade básica  $v_0$  (m/s)

Fonte: ABNT NBR 6123:1988

O fator  $S_1$  pode ter os seguintes valores:

- Terreno plano ou fracamente acidentado:  $S_1 = 1,0$
- Taludes e morros: ver NBR 6123:1988
- Vales profundos, protegidos de ventos de qualquer direção:  $S_1 = 0,9$

O fator  $S_2$  é determinado definindo uma categoria de terreno e uma classe conforme a geometria da edificação. As categorias e classes estão apresentadas na Tabela 4 e na Tabela 5.

Categoria	Ambiente
I	Superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão
II	Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados
III	Terrenos planos ou ondulados com cota média do topo dos obstáculos de 3,0m
IV	Terrenos cobertos por obstáculos numerosos com cota média do topo dos obstáculos de 10m
V	Terrenos cobertos por obstáculos numerosos com cota média do topo dos obstáculos de 25 m

**Tabela 4 – Definição da categoria do terreno**

Classe	Descrição da edificação
A	Maior dimensão horizontal ou vertical menor ou igual a 20m
B	Maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal entre 20m e 50m
C	Maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50m

**Tabela 5 – Definição da classe da edificação**

O fator  $S_2$  é obtido pela seguinte expressão:

$$S_2 = bF_r(z/10)^p \quad (\text{Eq.29})$$

Sendo o fator de rajada  $F_r$  independente da categoria do terreno e dependente da classe de edificação.

Os parâmetros para determinação de  $S_2$  estão apresentados na Tabela 6.

Categoria	$z_s$ (m)	Parâmetro	Classes		
			A	B	C
I	250	b	1,10	1,11	1,12
		p	0,06	0,065	0,07
II	300	b	1,00	1,00	1,00
		$F_r$	1,00	0,98	0,95
		p	0,085	0,09	0,10
III	350	b	0,94	0,94	0,93
		p	0,10	0,105	0,115
IV	420	b	0,86	0,85	0,84
		p	0,12	0,125	0,135
V	500	b	0,74	0,73	0,71
		p	0,15	0,16	0,175

**Tabela 6 – Parâmetros meteorológicos para determinação de  $S_2$**

Fonte: ABNT NBR 6123:1988

O fator  $S_3$  pode ser encontrado na Tabela 7.

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

**Tabela 7 – Valores mínimos do fator  $S_3$**

Fonte: ABNT NBR 6123:1988

A força de arrasto é calculada pela expressão abaixo:

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e \quad (\text{Eq.30})$$

Onde:

$F_a$  = força de arrasto

$C_a$  = coeficiente de arrasto

$q = 0,613 \cdot v_k^2$  = pressão dinâmica de vento

$A_e$  = área frontal efetiva

O momento de tombamento na base do reservatório é determinado com a expressão a seguir:

$$M_T = \sum F_{ai} \cdot h_i \quad (\text{Eq.31})$$

Onde:

$M_T$  = momento de tombamento

$F_{ai}$  = força de arrasto na posição  $i$  ao longo da altura

$h_i$  = altura correspondente a resultante da força de arrasto na posição  $i$

### 3.13. Dimensionamento de estacas

#### 3.13.1 Esforços máximo e mínimo nas estacas

Os esforços normais máximo e mínimo nas estacas serão determinados através do método da superposição, que consiste em calcular a carga em cada estaca somando-se separadamente os efeitos da carga vertical e do momento de tombamento, de acordo com Alonso (2010).

Para a utilização deste método, os eixos  $x$  e  $y$  devem ser os eixos principais de inércia e as estacas devem ser verticais, de mesmo diâmetro e comprimento.

O esforço normal em cada estaca  $i$  é dado por:

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_T \cdot x_i}{\sum_{i=1}^n x_i^2} \quad (\text{Eq.32})$$

Onde:

$N_i$  = esforço normal na estaca  $i$

$N$  = carga vertical atuante

$n$  = número de estacas

$x_i$  = distância da estaca  $i$  em relação ao C.G no eixo  $x$

### 3.13.2 Capacidade de carga

A capacidade de carga de estacas será determinada utilizando o método de Décourt Quaresma, conforme Cintra e Aoki (2010). A capacidade de carga  $R$  de um elemento de fundação por estaca é dada pela soma das parcelas de resistência ao atrito lateral  $R_L$  e resistência de ponta  $R_p$ , resultando em:

$$R = R_p + R_L = \alpha \cdot C \cdot N_p \cdot A_p + \beta \cdot 10 \cdot \left(\frac{N_L}{3} + 1\right) \cdot U \cdot L \quad (\text{Eq.33})$$

Onde:

$\alpha$  = fator que depende do tipo de estaca e tipo de solo

$C$  = coeficiente característico do solo

$N_p$  = valor médio do índice de resistência à penetração na base da estaca, obtido a partir de três valores: o correspondente ao nível da ponta, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior

$A_p$  = área da seção transversal da ponta da estaca

$\beta$  = fator que depende do tipo de estaca e do tipo de solo

$N_L$  = valor médio do índice de resistência à penetração do SPT ao longo do fuste

$U$  = perímetro da estaca

$L$  = comprimento da estaca

No cálculo de  $N_L$  para estacas escavadas é adotado o limite de  $3 \leq N_L \leq 50$  e não são considerados valores que serão utilizados na avaliação da resistência de ponta.

O coeficiente característico do solo  $C$  pode ser obtido pela Tabela 8.

Tipo de solo	C (kPa)
Argila	120
Silte argiloso *	200
Silte arenoso *	250
Areia	400

\* alteração de rocha (solos residuais)

**Tabela 8 – Valores do coeficiente característico do solo**

Fonte: Cintra e Aoki (2010)

Os fatores  $\alpha$  e  $\beta$  estão indicados na Tabela 9 e na Tabela 10, respectivamente.

Tipo de solo	Tipo de estaca				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,85	0,85	0,3*	0,85*	1,0*
Solos intermediários	0,6	0,6	0,3*	0,6*	1,0*
Areias	0,5	0,5	0,3*	0,5*	1,0*

\* valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis

**Tabela 9 – Valores do fator  $\alpha$  em função do tipo de estaca e do tipo de solo**

Fonte: Cintra e Aoki (2010)

Tipo de solo	Tipo de estaca				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,8*	0,9*	1,0*	1,5*	3,0*
Solos intermediários	0,65*	0,75*	1,0*	1,5*	3,0*
Areias	0,5*	0,6*	1,0*	1,5*	3,0*

\* valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis

**Tabela 10 – Valores do fator  $\beta$  em função do tipo de estaca e do tipo de solo**

Fonte: Cintra e Aoki (2010)

### 3.13.3 Determinação de armadura

Segundo Pfeil (1980), o cálculo de solicitações ao longo do fuste de estacas para dimensionamento da armadura é determinado com as tabelas de Reese e Matlock, para tubulões longos e relação  $L / L_0 > 4$ . O momento fletor ao longo do fuste é dado por:

$$M = K_H \cdot H_0 \cdot L_0 \quad (\text{Eq.34})$$

Onde:

$K_H$  = coeficiente que depende da relação  $L/L_0$

$H_0$  = esforço horizontal atuante no topo da estaca

$L$  = comprimento da estaca

$$L_0 = \sqrt[5]{\frac{E.I}{k_h}} = \text{comprimento elástico}$$

$k_h$  = coeficiente de reação lateral do solo

O esforço cortante ao longo do fuste é dado pela expressão a seguir:

$$V = K'_H \cdot H_0$$

Onde:

$K'_H$  = coeficiente que depende da relação  $L/L_0$

Os valores do coeficiente de reação lateral do solo  $k_h$  estão mostrados na Tabela 11.

Tipo de solo	Nº golpes do amostrador padrão	$k_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	
		Solo seco ou úmido	Solo submerso
Areia média	5-10	2500	1500
Areia compacta	10-25	7000	5000
Areia muito compacta	> 25	20000	12500
Areia fofa, carga estática	5		1000
Areia fofa, carga cíclica	<5		400
Argila muito mole, carga estática	<2	500	
Argila muito mole, carga cíclica	<2	300	
Silte orgânico fofo	<3	300	
Argila mole	2-4	1000	
Argila média	4-10	2500	

**Tabela 11 – Valores do coeficiente  $k_h$  de reação lateral do solo**

Fonte: Adaptado de Pfeil (1980)

Os valores de  $K_H$  e  $K'_H$  estão apresentados na Tabela 12 e na Tabela 13.



z/L <sub>0</sub>	K <sub>H</sub>				
	L / L <sub>0</sub>				
	2	3	4	5	10
0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,1	0,09	0,09	0,09	0,09	0,09
0,2	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
0,3	0,29	0,29	0,29	0,29	0,29
0,4	0,38	0,38	0,38	0,38	0,38
0,5	0,43	0,45	0,45	0,45	0,45
0,6	0,47	0,53	0,53	0,53	0,53
0,7	0,50	0,59	0,60	0,60	0,60
0,8	0,52	0,63	0,65	0,65	0,65
0,9	0,51	0,66	0,69	0,69	0,69
1,0	0,49	0,69	0,73	0,72	0,72
1,1	0,46	0,70	0,76	0,75	0,75
1,2	0,41	0,71	0,78	0,76	0,76
1,3	0,36	0,70	0,78	0,77	0,77
1,4	0,29	0,63	0,78	0,77	0,77
1,5	0,22	0,65	0,77	0,76	0,76
1,6	0,16	0,62	0,75	0,74	0,74
1,7	0,10	0,58	0,72	0,71	0,71
1,8	0,05	0,53	0,69	0,69	0,69
1,9	0,02	0,48	0,67	0,66	0,66
2,0	0,0	0,42	0,63	0,63	0,63
2,5	-	0,14	0,40	0,42	0,42
3,0	-	0,0	0,20	0,22	0,22
3,5	-	-	0,05	0,09	0,08
4,0	-	-	0,0	0,02	0,0
4,5	-	-	-	0,0	-0,03
5,0	-	-	-	0,0	-0,03

**Tabela 12 – Valores de K<sub>H</sub>**

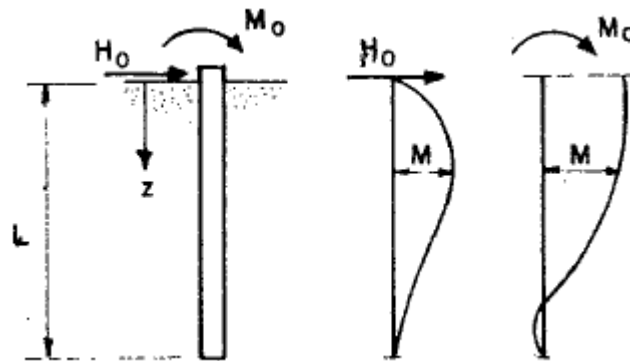
Fonte: Pfeil (1980)

z/L <sub>0</sub>	K' <sub>H</sub>				
	L / L <sub>0</sub>				
	2	3	4	5	10
0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
0,1	0,98	0,98	0,98	0,98	0,98
0,2	0,92	0,95	0,96	0,96	0,96
0,3	0,82	0,90	0,90	0,90	0,90
0,4	0,70	0,82	0,84	0,84	0,84
0,5	0,56	0,74	0,76	0,78	0,78
0,6	0,40	0,64	0,68	0,68	0,68
0,7	0,22	0,52	0,59	0,59	0,59
0,8	0,06	0,42	0,50	0,50	0,50
0,9	-0,1	0,30	0,39	0,39	0,39
1,0	-0,24	0,20	0,30	0,30	0,30
1,1	-0,40	0,08	0,19	0,19	0,19
1,2	-0,50	-0,01	0,10	0,10	0,10
1,3	-0,60	-0,12	0,01	0,01	0,01
1,4	-0,66	-0,22	-0,06	-0,06	-0,06
1,5	-0,67	-0,30	-0,14	-0,12	-0,12
1,6	-0,64	-0,38	-0,22	-0,20	-0,20
1,7	-0,58	-0,44	-0,26	-0,25	-0,25
1,8	-0,44	-0,50	-0,31	-0,30	-0,30
1,9	-0,26	-0,54	-0,36	-0,34	-0,34
2,0	0,0	-0,57	-0,40	-0,37	-0,37
2,5	-	-0,49	-0,46	-0,42	-0,42
3,0	-	0,0	-0,36	-0,34	-0,35
3,5	-	-	-0,20	-0,20	-0,22
4,0	-	-	0,0	-0,08	-0,11
4,5	-	-	-	0,0	-0,02
5,0	-	-	-	0,0	-0,02

**Tabela 13 – Valores de K'<sub>H</sub>**

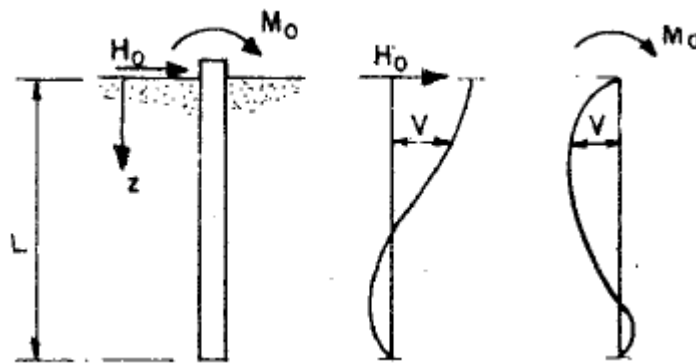
Fonte: Pfeil (1980)

Para melhor visualização, a Figura 36 e a Figura 37 mostram os esforços solicitantes momento fletor e força cortante atuantes em estaca ao longo do fuste.



**Figura 36 – Momento fletor em estaca ao longo do fuste**

Fonte: Pfeil (1980)



**Figura 37 – Força cortante em estaca ao longo do fuste**

Fonte: Pfeil (1980)

Com as cargas axiais  $N_{máx}$  e  $N_{mín}$ , além da flexão atuante na estaca, é determinada a armadura com auxílio do ábaco de Montoya *et al.* (1976) para seções circulares de concreto armado, apresentado na Figura 38.

A armadura é determinada através da taxa mecânica  $\omega$  no ábaco, em função dos esforços reduzidos  $\nu$  e  $\mu$ , onde:

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}, \mu = \frac{M_d}{A_c \cdot h \cdot f_{cd}} \text{ e } \omega = \frac{A_{tot} \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

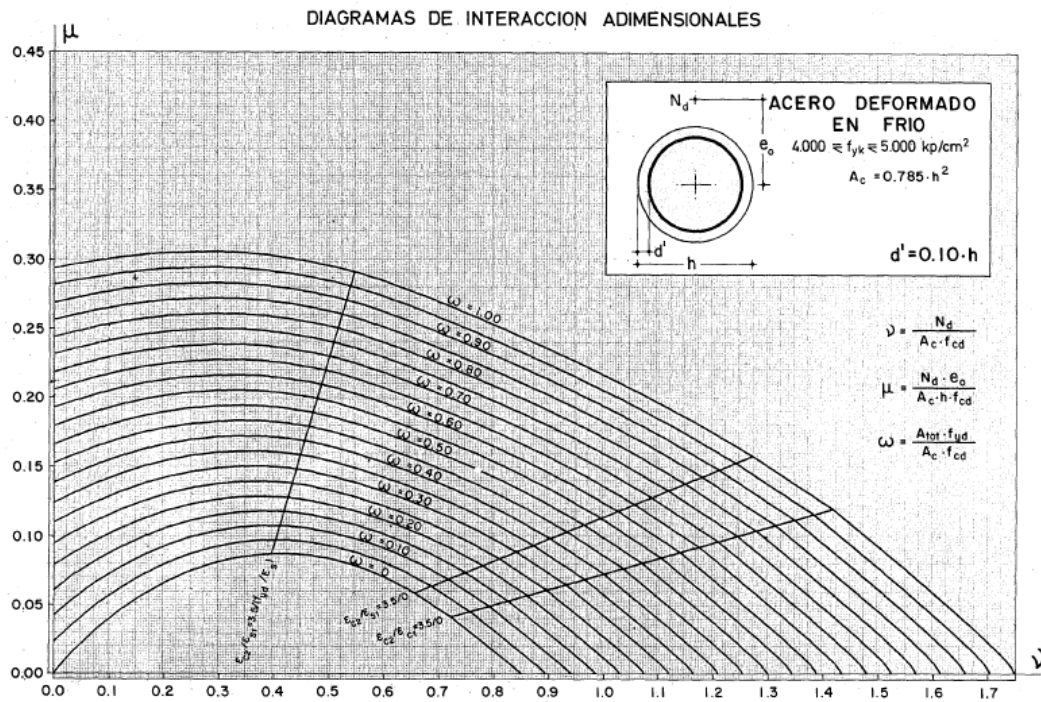


Figura 38 – Ábaco de flexão composta em seção circular de concreto armado

Fonte: Montoya *et al.* (1976)

### 3.14. Dimensionamento de viga anel da fundação

A fundação do reservatório é composta por estacas sob viga circular denominada de viga anel. Para a determinação da armadura transversal utiliza-se a Tabela 14 e a armadura lateral é calculada por face com a expressão a seguir:

$$A_{sl} = \frac{0,10}{100} \cdot b_w \cdot h / \text{face} \tag{Eq.35}$$

A Tabela 14 é uma sistematização para cálculo de estribos segundo a Norma ABNT NBR 6118:2014, utilizando o modelo de cálculo I. Esse modelo admite bielas com inclinação  $\theta = 45^\circ$  e parcela resistida pelo concreto  $V_c$  constante, independente do esforço cortante de cálculo  $V_{sd}$ .

Cálculo de estribos segundo a NBR-6118:2014 – Modelo de Cálculo I

Adaptação da Tabela 3.4 de Pinheiro(1986)

Concreto	$\tau_u$ (kN/cm <sup>2</sup> )	$\tau_c$ (kN/cm <sup>2</sup> )	$\tau_{min}$ (kN/cm <sup>2</sup> )	$\rho_{min}$ (%)
C15	0,2719	0,0547	0,0833	0,073
C20	0,3549	0,0663	0,1009	0,088
C25	0,4339	0,0769	0,1171	0,103
C30	0,5091	0,0869	0,1323	0,116
C35	0,5805	0,0963	0,1466	0,128
C40	0,6480	0,1053	0,1602	0,140
C45	0,7116	0,1139	0,1733	0,152

Marcha de cálculo:

- 1)  $V_u = V_{Roz} = \tau_u b_w d$  (kN)
- 2)  $V_c = \tau_c b_w d$  (kN)
- 3)  $V_{min} = \tau_{min} b_w d$  (kN)
- 4)  $V_{sw} = V_d - V_c = 0$  (sem suspensão) (kN)
- 5)  $\tau_d = \frac{V_{sw}}{0,9 \cdot b_w d}$  (kN/cm<sup>2</sup>)
- 6)  $\frac{a_{sw}}{n} = 100 \frac{\tau_d}{f_{ywd}} \frac{b_w}{n}$  (cm<sup>2</sup>/m)
- 7)  $\frac{a_{sus}}{n} = \frac{A_{sus}}{n \cdot h}$  (cm<sup>2</sup>/m)
- 8)  $\frac{a_{swmin}}{n} = \rho_{min} \frac{b_w}{n}$  (cm<sup>2</sup>/m)
- 9)  $\frac{a_{sw}}{n} + \frac{a_{sus}}{n} \geq \frac{a_{swmin}}{n}$  (cm<sup>2</sup>/m)
- 10)  $5mm \leq \phi_t \leq \frac{b_w}{10}$
- 11)  $s_{max} \leq \begin{cases} 0,6 d \leq 30cm & \text{para } V_d \leq 0,67 V_u \\ 0,3 d \leq 20cm & \text{para } V_d > 0,67 V_u \\ 12 \phi' & (\phi' = \text{barra comprimida}) \end{cases}$

Formulário utilizado:

$$\tau_c = 0,09 f_{ck}^{2/3}; \quad \tau_u = 0,27 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) f_{cd}; \quad \tau_{min} = 0,137 f_{ck}^{2/3} \quad (\text{MPa})$$

$$\rho_{min} = 6 \frac{f_{ck}^{2/3}}{f_{ywk}} (\%); \quad \text{coeficientes adotados: } \gamma_c = 1,4 \text{ e } \gamma_s = 1,15$$

Obs.: 1 kN/cm<sup>2</sup> = 10 MPa $f_{ywd} = 43,5 \text{ kN/cm}^2$ **Tabela 14 – Cálculo da armadura transversal**

Fonte: Migliore Junior (2014)

### 3.15. Modelagem numérica

A análise estrutural de cascas cilíndricas pode ser feita com modelamento numérico através do método de elementos finitos. O objetivo da modelagem numérica é a concepção do comportamento estrutural de um tipo de elemento, indicando as regiões de esforços máximos, mínimos e deformações.

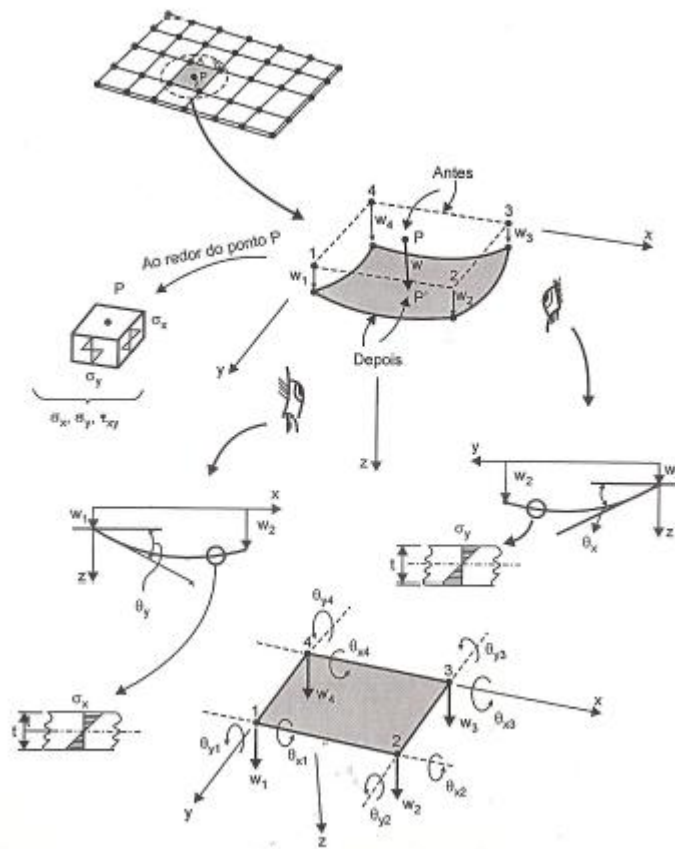
De acordo com Alves (2011), com o uso do método de elementos finitos não apenas pode ser feita a análise, como o dimensionamento estrutural, determinando a disposição de armaduras necessárias para que a estrutura suporte os carregamentos impostos. Essa análise mais criteriosa e complexa pode ser aplicada para cascas cilíndricas devido à sua geometria e pela dificuldade de obter soluções analíticas mais precisas.

Alves (2011) afirma que o conhecimento de modelos estruturais e o respectivo comportamento são fatores indispensáveis na área de projeto de estruturas. Para análise de

um modelo complexo como o de casca, pode ser necessário conhecimento em métodos numéricos para solução destes problemas.

Segundo Assan (2003), o método dos elementos finitos analisa o comportamento interno dos elementos e de toda a estrutura a partir da obtenção dos deslocamentos dos nós. O método relaciona o campo de deslocamentos nodais com as equações de equilíbrio de nós de cada elemento e com toda estrutura em estudo.

A Figura 39 ilustra uma simplificação de placa plana, subdividida em um certo número finito de elementos retangulares, conectados apenas pelos seus nós. O elemento de placa exemplificado apresenta apenas três graus de liberdade por nó; um deslocamento em  $z$  e duas rotações, uma em torno de  $x$  e a outra em torno de  $y$ . Como o elemento apresentado possui quatro nós, terá doze graus de liberdade. De acordo com Alves Filho (2007), o estudo do comportamento físico do elemento retangular pode ser realizado isolando-o do resto da estrutura. A formulação para cada elemento gera equações com o deslocamento  $w$  e os ângulos de rotação  $\theta$  para um ponto qualquer da placa e é fundamental para a modelagem adequada.

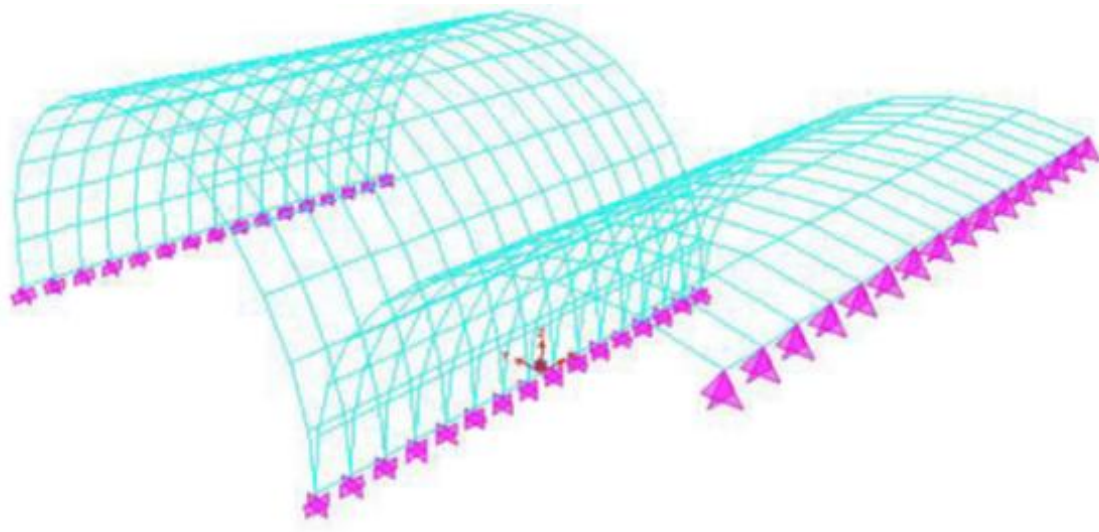


**Figura 39 – Elemento finito de placa retangular**

Fonte: Alves Filho (2007)

Para casos mais complexos, onde se deseja maior precisão de resultados é possível escolher elementos finitos com maior número de nós e, portanto, maior número de graus de liberdade. Com isto, maior será o número de equações a serem resolvidas e que resulta em matrizes de maior tamanho. Quanto maior esse número de equações, maior será o tempo de processamento para obtenção dos esforços internos. Estes esforços são determinados pela compatibilização dos deslocamentos de todos os nós dos elementos considerados a partir da deformada da estrutura.

A modelagem de uma estrutura em programa de elementos finitos normalmente se faz para casos com maior número de detalhes, onde a solução manual ou por outro método não seja suficiente para obter uma solução adequada, por questões de tempo ou por ser impossível de resolver algebricamente. Por exemplo, no caso de uma viga bi apoiada, o equacionamento técnico usual pode ser feito manualmente e apresentar solução adequada. No entanto, o caso de uma estrutura como a ilustrada na Figura 40 deve ser discretizada em muitos nós e elementos, não permite solução manual e exige utilizar algum programa de elementos finitos para obter uma solução mais precisa.



**Figura 40 – Estrutura modelada em programa de elementos finitos**

Fonte: Alves (2011)

## 4. METODOLOGIA

---

Na confecção desse trabalho foram utilizadas as metodologias citadas abaixo.

Estudo de caso de um reservatório cilíndrico e elevado projetado por empresa de Engenharia para o desenvolvimento de roteiro de cálculo, dimensionamento e detalhamento de armadura. Para tanto, foi realizada revisão bibliográfica do comportamento de cascas cilíndricas.

Os esforços solicitantes no reservatório foram determinados com a utilização de ábacos. Foram calculados os esforços nas estacas e posteriormente foi efetuado dimensionamento das estacas e da viga anel.

Foi realizada verificação da abertura de fissuras das paredes do reservatório e lajes principais a partir do detalhamento de armadura previsto em projeto.





## 5. ESTUDO DE CASO

---

### 5.1. Descrição

O estudo de caso analisado neste trabalho é o reservatório da obra Residencial Alto das Andorinhas, em São José do Rio Preto - SP, cujo projeto estrutural foi elaborado pela empresa Migliore & Pastore Engenharia Ltda. O reservatório em questão é cilíndrico e elevado de concreto armado para o armazenamento de 70 m<sup>3</sup> de água, com altura total de 33 metros. A finalidade do reservatório é a de armazenamento de água para consumo de moradores de condomínio constituído por dois edifícios residenciais com quatro pavimentos cada um, totalizando trinta e dois apartamentos residenciais.

O reservatório é composto por três células de água, sendo duas destinadas para o consumo diário e a outra para a reserva de abastecimento de água. A altura máxima do nível d'água da célula para abastecimento é de 5,80m; das células de consumo é de 1,70m e os níveis superiores das lajes de fundo estão nas cotas 2,65m, 25,00m e 29,52m, respectivamente. O volume reservado de água, as quantidades e as cotas das células são especificados de acordo com o projeto hidráulico.

O diâmetro externo do reservatório é 3,50m e o diâmetro interno é 3,10m, com espessura de 20 cm da parede vertical. O reservatório apresenta diferentes espessuras de lajes devido ao carregamento atuante sobre as mesmas. Para as lajes sob a ação de água foram adotadas espessuras de 30cm e 20cm e para as lajes de fechamento, travamento e de cobertura foi adotada espessura de 12 cm. A Figura 41 mostra a fôrma em corte do reservatório.

A entrada de água se faz através de tubulação de recalque fixada do lado externo da parede do reservatório. O acesso ao seu interior para inspeção e limpeza é realizado por escadas tipo marinheiro fixadas na parede do reservatório e visita pelo alçapão localizado nas lajes de cobertura. A Figura 42 apresenta um corte do reservatório mostrando as tubulações de recalque, consumo, limpeza, extravasor e alimentador público.

O concreto especificado no projeto do reservatório para laje de tampa, paredes, lajes de fechamento e laje de fundo foi o de classe 30 (C30) e para as estacas foi o de classe 20 (C20). O aço especificado foi o CA-50, o cobrimento de armadura indicado para a viga anel foi de 4,0 cm e para demais peças foi de 3,5cm, recomendando-se utilizar espaçadores e distanciadores em quantidade adequada para garantir o cobrimento imposto.

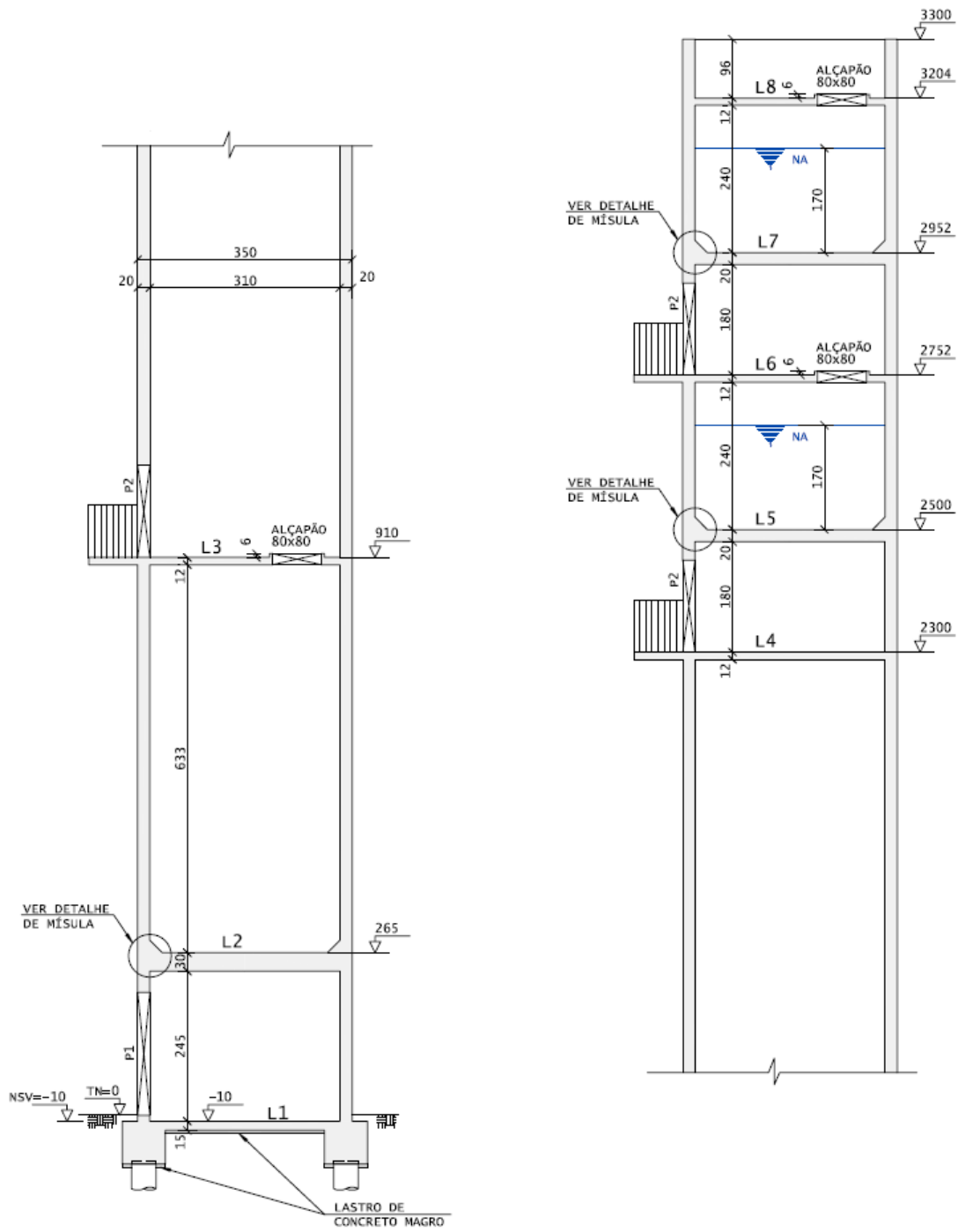


Figura 41 – Fôrma em corte do reservatório

Fonte: Migliore e Pastore (2015)

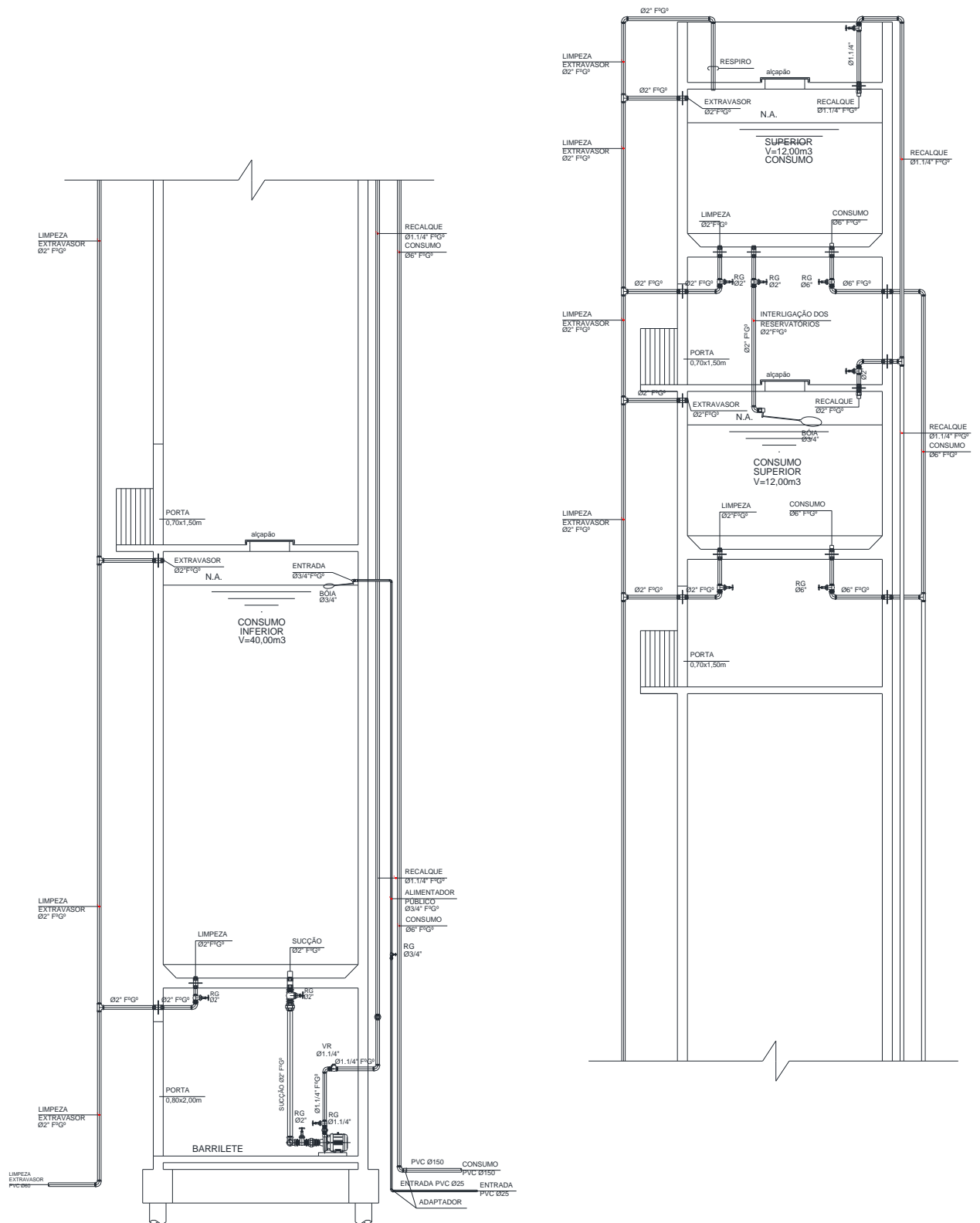


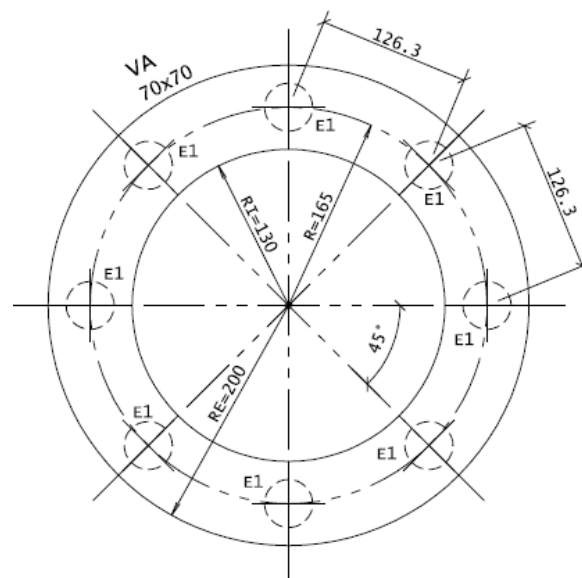
Figura 42 – Instalação hidráulica do reservatório

Fonte: Empresa Municipal de Construções Popular. Fornecido por Migliore e Pastore (2015).

Na ligação entre parede e laje de fundo existe mísula com intuito de enrigecer a ligação nesta região; reduzir os riscos de fissuração; e facilitar a aplicação da impermeabilização. Segundo Campos Filho *et al.* (1985), o uso de mísulas promove acréscimo de rigidez fazendo com que os momentos fletores no centro diminuam, enquanto os momentos fletores das bordas aumentam.

O revestimento interno garante impermeabilização adequada e protege o concreto do contato com o fluido armazenado, mas pode provocar contaminação deste líquido. Normalmente, a impermeabilização é do tipo semiplástico ou semi-flexível com demãos de asfalto polimerizado, a quente, de acordo com Guimarães (1995). Os revestimentos externos são geralmente dispensáveis, podendo o concreto das paredes ficar aparente, conforme Guerrin e Lavaur (s.d.)

A fundação do reservatório foi projetada com oito estacas escavadas, de diâmetro 40cm, comprimento de 25m, definidas em função de sua carga e o tipo de solo existente no local, analisado através de relatório de sondagem do terreno. A parede vertical do reservatório é engastada em viga de coroamento de dimensão 70x70cm<sup>2</sup>, que se apoia sobre as estacas. A Figura 43 apresenta a fôrma de fundação. As oito estacas escavadas estão dispostas em um círculo de raio de 1,65 metros a partir do centro geométrico do conjunto de estacas e a cada 45°. A viga circular apoiada continuamente sobre as estacas é denominada de viga anel ou viga de coroamento e sua função é de transmitir a carga do reservatório cilíndrico através da parede de concreto para as estacas.



**Figura 43 – Fôrma de fundação**

Fonte: Migliore e Pastore (2015)

## 5.2. Esforços solicitantes

A partir dos dados geométricos referentes ao reservatório em estudo, foram determinados os esforços solicitantes na parede vertical, na ligação entre parede e laje de fundo, na laje de fundo e na laje de cobertura. A análise foi realizada para cada uma das células separadamente devido ao fato de possuírem níveis de água diferentes. Primeiramente, foi analisada a célula de abastecimento de água e posteriormente a célula de consumo diário.

A célula de abastecimento de água apresenta laje de fundo com espessura de 30 cm, parede com espessura de 20 cm, laje de fechamento com espessura de 12 cm e altura entre face superior da laje de fundo e face inferior da laje de fechamento de 6,33m.

Para cálculo dos esforços solicitantes da parede vertical e da ligação entre parede e laje de fundo através do método Hagan-Soare, os valores obtidos dos parâmetros  $\frac{h}{h'}$  e  $\beta H$  foram :

$$\frac{h}{h'} = \frac{0,20}{0,30} = 0,67$$

$$\beta H = 1,307 \cdot \frac{H}{\sqrt{r \cdot h}} = 1,307 \cdot \frac{6,33}{\sqrt{1,65 \cdot 0,20}} = 14,40$$

Com a entrada destes parâmetros nos ábacos indicados na Figura 25 até na Figura 30 foram determinados os valores das constantes para cada um dos esforços e sua respectiva posição. Assim, a parede da célula estará sujeita aos seguintes esforços nas posições calculadas, conforme as equações 4 a 9:

$$- M_0 = K \cdot \gamma \cdot H^3 = 0,0018 \cdot 10 \cdot 6,33^3 = 4,57 \text{ kN.m/m}$$

$$- y_0 = K_0 \cdot H = 0,045 \cdot 6,33 = 0,28 \text{ m}$$

$$- y_{0\text{máx}} = 1,2 \cdot \sqrt{r \cdot h} = 1,2 \cdot \sqrt{1,65 \cdot 0,20} = 0,69 \text{ m}$$

$$- M' = -K' \cdot \gamma \cdot H^3 = 0,00047 \cdot 10 \cdot 6,33^3 = -1,19 \text{ kN.m/m}$$

$$- y_1 = K_1 \cdot H = 0,098 \cdot 6,33 = 0,62 \text{ m}$$

$$- y_{1\text{máx}} = 1,8 \cdot \sqrt{r \cdot h} = 1,8 \cdot \sqrt{1,65 \cdot 0,20} = 1,03 \text{ m}$$

$$- N_{\theta máx} = K'' \cdot \gamma \cdot r \cdot H = 0,86 \times 10 \times 1,55 \times 6,33 = 84,38 \text{ kN.m / m}$$

$$- y_2 = K_2 \cdot H = 0,175 \times 6,33 = 1,11 \text{ m}$$

$$- y_{2máx} = 0,6 \cdot \sqrt{r \cdot h} = 0,6 \cdot \sqrt{1,65 \times 0,20} = 0,34 \text{ m}$$

Para a célula de consumo diário, a laje de fundo possui espessura de 20 cm, parede com espessura de 20 cm, laje de fechamento com espessura de 12 cm e altura entre face superior da laje de fundo e face inferior da laje de fechamento de 2,40m.

Os valores obtidos para os parâmetros  $\frac{h}{h'}$  e  $\beta H$  foram:

$$\frac{h}{h'} = \frac{0,20}{0,20} = 1,00$$

$$\beta H = 1,307 \cdot \frac{H}{\sqrt{r \cdot h}} = 1,307 \cdot \frac{2,40}{\sqrt{1,65 \times 0,20}} = 5,46$$

Assim, a parede da célula estará sujeita aos seguintes esforços e posições calculadas segundo as equações 4 a 9:

$$- M_0 = K \cdot \gamma \cdot H^3 = 0,0083 \times 10 \times 2,40^3 = 1,15 \text{ kN.m / m}$$

$$- y_0 = K_0 \cdot H = 0,088 \times 2,40 = 0,21 \text{ m}$$

$$- y_{0máx} = 1,2 \cdot \sqrt{r \cdot h} = 1,2 \cdot \sqrt{1,65 \times 0,20} = 0,69 \text{ m}$$

$$- M' = -K' \cdot \gamma \cdot H^3 = 0,0030 \cdot 10 \cdot 2,40^3 = -0,41 \text{ kN.m / m}$$

$$- y_1 = K_1 \cdot H = 0,22 \times 2,40 = 0,53 \text{ m}$$

$$- y_{1máx} = 1,8 \cdot \sqrt{r \cdot h} = 1,8 \cdot \sqrt{1,65 \times 0,20} = 1,03 \text{ m}$$

$$- N_{\theta máx} = K'' \cdot \gamma \cdot r \cdot H = 0,65 \times 10 \times 1,55 \times 2,40 = 24,18 \text{ kN.m / m}$$

$$- y_2 = K_2 \cdot H = 0,347 \times 2,40 = 0,83 \text{ m}$$

$$- y_{2máx} = 0,6 \cdot \sqrt{r \cdot h} = 0,6 \cdot \sqrt{1,65 \times 0,20} = 0,34 \text{ m}$$

O esforço fletor tanto da laje de fundo quanto da laje de tampa foi calculado utilizando a equação 3:

- Célula de abastecimento:

Laje de fundo:

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

Onde:

$$q = q_1 + q_2 + q_3$$

$$q_1 = \text{peso próprio da laje} = 0,30 \times 25 = 7,50 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$q_2 = \text{carga de água} = 10 \times 6,00 = 60,00 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$q_3 = \text{impermeabilização} = 1,00 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$q = 7,50 + 60,00 + 1,00 = 68,50 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$a = \frac{3,30}{2} = 1,65 \text{ m}$$

$$\nu = 0,2$$

$$M_r = M_t = \frac{68,5 \times 1,65^2}{16} (3 + 0,2) = 37,30 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m}$$

$$M_{ort} = M_r \cdot \sqrt{2} = 37,30 \times \sqrt{2} = 52,75 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m}$$

Laje de tampa:

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

Onde:

$$q = q_1 + q_2$$

$$q_1 = \text{peso próprio da laje} = 0,12 \times 25 = 3,00 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$q_2 = \text{carga acidental} = 1,00 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$q = 3,00 + 1,00 = 4,00 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$a = \frac{3,30}{2} = 1,65 \text{ m}$$

$$\nu = 0,2$$

$$M_r = M_t = \frac{4,00 \times 1,65^2}{16} (3 + 0,2) = 2,18 \text{ kN.m / m}$$

$$M_{ort} = 2,18 \cdot \sqrt{2} = 2,18 \times \sqrt{2} = 3,08 \text{ kN.m / m}$$

- Célula de consumo diário:

Laje de fundo:

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

Onde:

$$q = q_1 + q_2 + q_3$$

$$q_1 = \text{peso próprio da laje} = 0,20 \times 25 = 5,00 \text{ kN / m}^2$$

$$q_2 = \text{carga de água} = 10 \times 1,70 = 17,00 \text{ kN / m}^2$$

$$q_3 = \text{impermeabilização} = 1,00 \text{ kN / m}^2$$

$$q = 5,00 + 17,00 + 1,00 = 23,00 \text{ kN / m}^2$$

$$a = \frac{3,30}{2} = 1,65 \text{ m}$$

$$\nu = 0,2$$

$$M_r = M_t = \frac{23,00 \times 1,65^2}{16} (3 + 0,2) = 12,52 \text{ kN.m / m}$$

$$M_{ort} = M_r \cdot \sqrt{2} = 12,52 \times \sqrt{2} = 17,71 \text{ kN.m / m}$$

Laje de tampa:

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

Onde:

$$q = q_1 + q_2$$

$$q_1 = \text{peso próprio da laje} = 0,12 \times 25 = 3,00 \text{ kN / m}^2$$

$$q_2 = \text{carga acidental} = 1,00 \text{ kN / m}^2$$

$$q = 3,00 + 1,00 = 4,00 \text{ kN / m}^2$$



$$a = \frac{3,30}{2} = 1,65m$$

$$\nu = 0,2$$

$$M_r = M_t = \frac{4,00 \times 1,65^2}{16} (3 + 0,2) = 2,18kN.m/m$$

$$M_{ort} = 2,18 \cdot \sqrt{2} = 2,18 \cdot \sqrt{2} = 3,08kN.m/m$$

Para todos os casos,  $M_{ort}$  é o momento fletor ortogonal atuante na peça.

Um resumo com os esforços normais e fletores está apresentado na Tabela 15 e na Tabela 16.

Célula de abastecimento	
Laje de tampa	$M_r = M_t = 2,18kN.m/m$ $M_{ort} = 3,08kN.m/m$
Laje de fundo	$M_r = M_t = 37,30kN.m/m$ $M_{ort} = 52,75kN.m/m$
Ligação parede-laje de fundo	$M_0 = 4,57kN.m/m$
Parede	$M' = 1,19kN.m/m$ $N_{omáx} = 84,38kN/m$

**Tabela 15 – Esforços solicitantes na célula de abastecimento**

Célula de consumo diário	
Laje de tampa	$M_r = M_t = 2,18kN.m/m$ $M_{ort} = 3,08kN.m/m$
Laje de fundo	$M_r = M_t = 12,52kN.m/m$ $M_{ort} = 17,71kN.m/m$
Ligação parede-laje de fundo	$M_0 = 1,15kN.m/m$
Parede	$M' = 0,41kN.m/m$ $N_{omáx} = 24,18kN./m$

**Tabela 16 – Esforços solicitantes na célula de consumo diário**

### 5.3. Cálculo de armaduras do reservatório

As armaduras do reservatório foram calculadas para a célula de abastecimento e para a célula de consumo diário. Em cada célula determinou-se a armadura da laje de

tampa, laje de fundo, parede e ligação da parede com laje de fundo, considerando tensão de trabalho do aço na tração e na flexão,  $\sigma_{st}=8\text{kN/m}^2$  e  $\sigma_{sf}=14\text{ kN/cm}^2$  respectivamente, para levar em conta a fissuração da peça.

As armaduras da célula de abastecimento e da célula de consumo diário foram calculadas seguindo o roteiro abaixo indicado.

### 5.3.1 Laje de fundo da célula de abastecimento

-Armadura inferior no meio do vão calculada através da Eq.10:

$$A_s = \frac{M_{ort}}{z \cdot \sigma_{sf}} = \frac{M_{ort}}{0,8 \cdot h \cdot \sigma_{sf}} = \frac{5.275}{0,8 \cdot 30 \cdot 14} = 15,70 \text{cm}^2 / m \text{ (adotado } \phi 16c / 10)$$

$$A_{smin} = 0,10 \cdot h = 0,10 \cdot 30 = 3,00 \text{cm}^2 / m$$

-Armadura superior na borda da laje calculada através da Eq.10:

$$A_s = \frac{M_0}{z \cdot \sigma_{sf}} = \frac{M_0}{0,8 \cdot h \cdot \sigma_{sf}} = \frac{457}{0,8 \cdot 30 \cdot 14} = 1,36 \text{cm}^2 / m$$

$$A_{smin} = 0,15 \cdot h = 0,15 \cdot 30 = 4,50 \text{cm}^2 / m \text{ (adotado } \phi 10c / 10)$$

### 5.3.2 Parede da célula de abastecimento

-Armadura circunferencial calculada através da Eq.11:

$$A_s = \frac{N_\theta}{\sigma_{st}} = \frac{84,38}{8} = 10,34 \text{cm}^2 / m \text{ (adotado } \phi 8c / 7,5 \text{ em 2 faces)}$$

$$A_{smin} = 0,10 \cdot h = 0,10 \cdot 20 = 2,00 \text{cm}^2 / m$$

-Armadura vertical calculada através das Eqs.12,13 e 14:

-Esforço normal da parede ( $N_{par}$ )

$$p \cdot p_{par} = \pi \cdot 3,30 \cdot 0,2 \cdot 30,65 \cdot 25 = 1.589 \text{kN}$$

$$p \cdot p_{laje} = \frac{\pi \cdot 3,10^2}{4} \cdot 1,18 \cdot 25 = 223 \text{kN}$$

$$p_{\text{água}} = \frac{\pi \cdot 3,10^2}{4} \cdot 9,40 \cdot 10 = 710 \text{kN}$$

$$\text{Carga total} = 1.589 + 223 + 710 = 2.522 \text{kN}$$

$$N_{par} = \frac{2.522}{\pi \times 3,30} = 244 \text{ kN} / m$$

$$M = M_0 = 4,57 \text{ kN.m} / m$$

Utilizando o Ábaco da Figura 31 resulta:

$$d' = c + \phi_t + \frac{1}{2} \cdot \phi_t = 3,50 + 0,80 + \frac{1}{2} \times 1 = 5 \text{ cm}$$

$$\frac{d'}{h} = \frac{5}{20} = 0,25$$

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{1,4 \times 244}{20 \times 100 \times 2,14} = 0,08$$

$$\mu = \frac{1,4 \times 457}{20 \times 100 \times 20 \times 2,14} = 0,008$$

$$\omega = 0 \rightarrow A_{scal} = 0 \rightarrow A_{smin} = \frac{0,4}{100} \times 20 \times 100 = 8,00 \text{ cm}^2 / m \text{ (adotado } \phi 10c / 20 \text{ em 2 faces)}$$

-Armadura de ligação da parede com laje de fundo calculada através da Eq.10:

$$A_s = \frac{M_o}{0,8 \cdot h \cdot \sigma_{sf}} = \frac{457}{0,8 \times 20 \times 14} = 2,04 \text{ cm}^2 / m$$

$$A_{smin} = 0,15 \cdot h = 0,15 \times 20 = 3,00 \text{ cm}^2 / m \text{ (adotado } \phi 10c / 10)$$

### 5.3.3 Laje de tampa da célula de abastecimento

-Armadura inferior no meio do vão calculada através da Eq.10:

$$A_s = \frac{M_{ort}}{z \cdot \sigma_a} = \frac{M_{ort}}{0,8 \cdot h \cdot \sigma_{sf}} = \frac{308}{0,8 \times 12 \times 14} = 2,29 \text{ cm}^2 / m \text{ (adotado } \phi 6,3c / 15)$$

$$A_{smin} = 0,10 \cdot h = 0,10 \times 12 = 1,20 \text{ cm}^2 / m$$

### 5.3.4 Laje de fundo da célula de consumo diário

-Armadura inferior calculada através Eq.10:

$$A_s = \frac{M_{ort}}{z \cdot \sigma_{sf}} = \frac{M_{ort}}{0,8 \cdot h \cdot \sigma_{sf}} = \frac{1.771}{0,8 \times 20 \times 14} = 7,91 \text{ cm}^2 / m \text{ (adotado } \phi 12,5c / 10)$$

$$A_{smin} = 0,10 \cdot h = 0,10 \times 20 = 2,00 \text{ cm}^2 / m$$

-Armadura superior na borda da laje calculada através da Eq.10:

$$A_s = \frac{M_0}{z \cdot \sigma_{sf}} = \frac{M_0}{0,8 \cdot h \cdot \sigma_{sf}} = \frac{115}{0,8 \cdot 20 \cdot 14} = 0,51 \text{ cm}^2 / m$$

$$A_{s\text{mín}} = 0,15 \cdot h = 0,15 \cdot 20 = 3,00 \text{ cm}^2 / m \text{ (adotado } \phi 8 \text{ c} / 10)$$

### 5.3.5 Parede da célula de consumo diário

-Armadura circunferencial calculada através da Eq.11:

$$A_s = \frac{N_\theta}{\sigma_{st}} = \frac{24,18}{8} = 3,02 \text{ cm}^2 / m \text{ (adotado } \phi 6,3 \text{ c} / 15 \text{ em 2 faces)}$$

$$A_{s\text{mín}} = 0,10 \cdot h = 0,10 \cdot 20 = 2,00 \text{ cm}^2 / m$$

-Armadura Vertical calculada através das Eqs. 12, 13 e 14:

$$A_{s\text{mín}} = \frac{0,4}{100} \cdot 20 \cdot 100 = 8,00 \text{ cm}^2 / m \text{ (adotado } \phi 10 \text{ c} / 20 \text{ em 2 faces)}$$

-Armadura de ligação da parede com laje de fundo através da Eq.10:

$$A_s = \frac{M_o}{0,8 \cdot h \cdot \sigma_{sf}} = \frac{115}{0,8 \cdot 20 \cdot 14} = 0,51 \text{ cm}^2 / m$$

$$A_{s\text{mín}} = 0,15 \cdot h = 0,15 \cdot 20 = 3,00 \text{ cm}^2 / m \text{ (adotado } \phi 8 \text{ c} / 10)$$

### 5.3.6 Laje de tampa da célula de consumo diário

-Armadura inferior no meio do vão calculada através da Eq.10:

$$A_s = \frac{M_{ort}}{z \cdot \sigma_{sf}} = \frac{M_{ort}}{0,8 \cdot h \cdot \sigma_{sf}} = \frac{308}{0,8 \cdot 12 \cdot 14} = 2,29 \text{ cm}^2 / m \text{ (adotado } \phi 6,3 \text{ c} / 15)$$

$$A_{s\text{mín}} = 0,10 \cdot h = 0,10 \cdot 12 = 1,20 \text{ cm}^2 / m$$

## 5.4. Detalhamento de armaduras do reservatório

O detalhamento de armaduras das lajes de fundo, lajes de tampa e paredes está apresentado da Figura 44 até a Figura 50.

5.4.1 Detalhamento da laje de fundo da célula de abastecimento

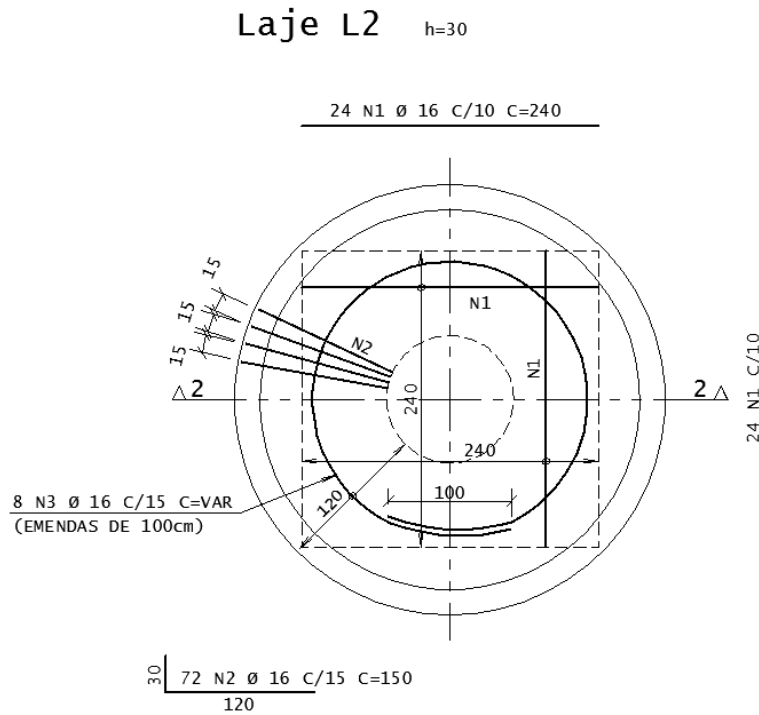


Figura 44 – Detalhamento da laje de fundo

Fonte: Migliore e Pastore (2015)

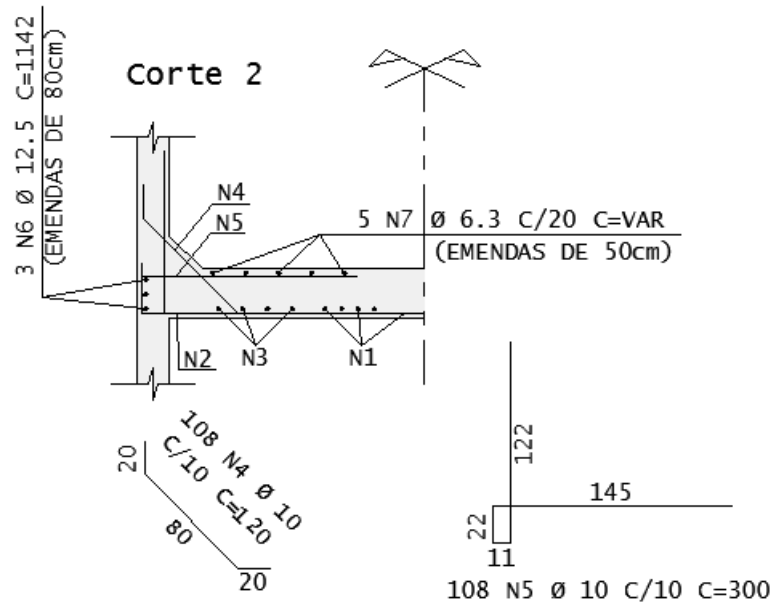


Figura 45 – Detalhe de ligação da parede com laje de fundo

Fonte: Migliore e Pastore (2015)

5.4.2 Detalhamento da laje de fundo da célula de consumo diário

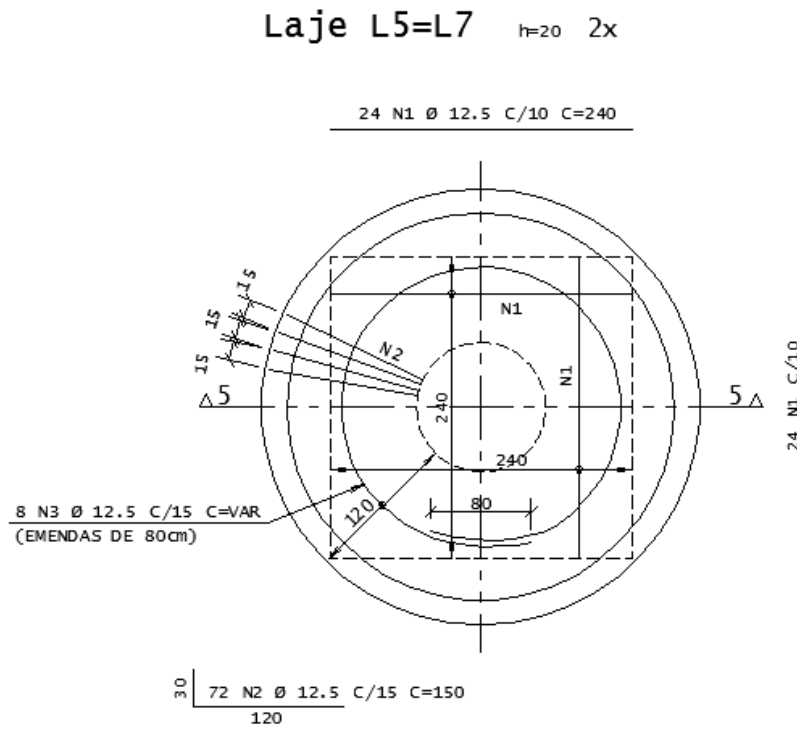


Figura 46 – Detalhamento da laje de fundo da célula de consumo diário

Fonte: Migliore e Pastore (2015)

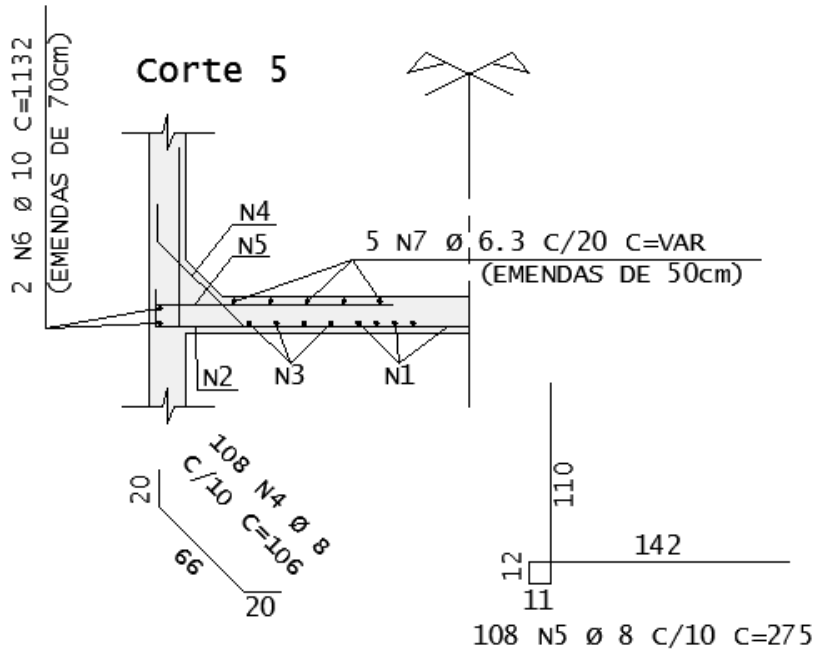


Figura 47 – Detalhe de ligação da parede com laje de fundo

Fonte: Migliore e Pastore (2015)

5.4.3 Detalhamento de lajes de tampa

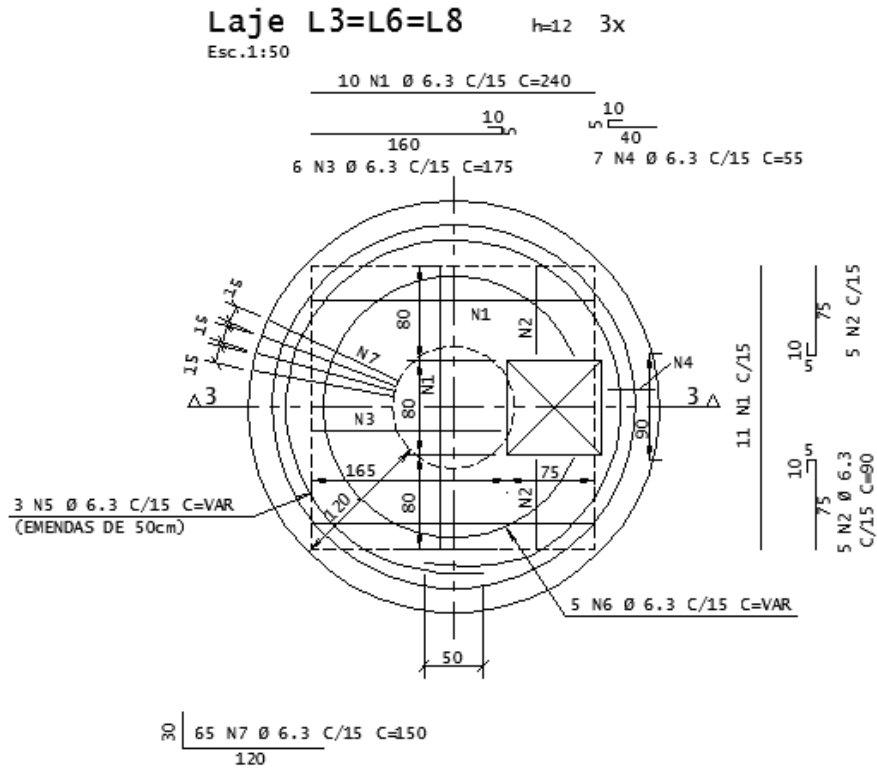


Figura 48 – Detalhamento de lajes de tampa

Fonte: Migliore e Pastore (2015)

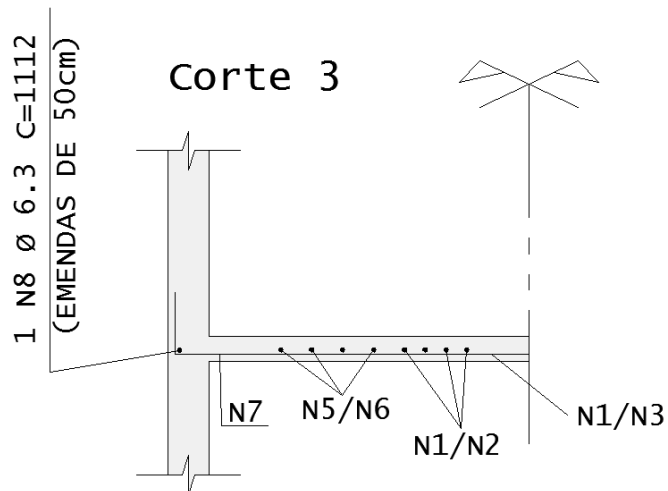


Figura 49 – Detalhe de parede com laje de fechamento

Fonte: Migliore e Pastore (2015)





## 5.5. Momento de fissuração

O momento de fissuração da laje de fundo, parede e laje de tampa para os dois casos, tanto da célula de abastecimento quanto da célula de consumo diário, é calculado com a Equação 22. Compara-se o momento fletor característico com o momento de fissuração para verificação da ocorrência de fissuras. Se o valor do momento fletor característico for maior que o valor do momento de fissuração, ocorrerá fissuras e, portanto deverá ser avaliada a abertura da fissura.

### 5.5.1 Valores comuns a todas as peças

$$\alpha = 1,5$$

$$f_{ctk, inf} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 0,7 \cdot 0,3 \cdot 20^{2/3} = 2,03 \text{MPa} = 0,203 \text{kN} / \text{cm}^2$$

### 5.5.2 Laje de fundo da célula de abastecimento

$$\frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{100 \cdot 30^2}{6} = 15.000 \text{cm}^3 / \text{m}$$

$$M_r = 1,5 \cdot \frac{b h^2}{6} \cdot f_{ctk, inf} = 1,5 \cdot 15.000 \cdot 0,203 = 4.568 \text{kN} \cdot \text{cm} / \text{m}$$

Como:

$$M_{ort} = 5.275 \text{kN} \cdot \text{cm} / \text{m} > M_r = 4.568 \text{kN} \cdot \text{cm} / \text{m} \rightarrow \text{Ocorrência de fissuras}$$

### 5.5.3 Parede da célula de abastecimento

$$\frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{100 \cdot 20^2}{6} = 6.667 \text{cm}^3 / \text{m}$$

$$M_r = 1,5 \cdot \frac{b h^2}{6} \cdot f_{ctk, inf} = 1,5 \cdot 6.667 \cdot 0,203 = 2.030 \text{kN} \cdot \text{cm} / \text{m}$$

Como:

$$M_o = 457 \text{kN} \cdot \text{cm} / \text{m} < M_r = 2.030 \text{kN} \cdot \text{cm} / \text{m} \rightarrow \text{Não há ocorrência de fissuras}$$

$$M' = 119 \text{kN} \cdot \text{cm} / \text{m} < M_r = 2.030 \text{kN} \cdot \text{cm} / \text{m} \rightarrow \text{Não há ocorrência de fissuras}$$

**5.5.4 Laje de tampa da célula de abastecimento**

$$\frac{b.h^2}{6} = \frac{100 \times 12^2}{6} = 2.400 \text{ cm}^3 / m$$

$$M_r = 1,5 \cdot \frac{bh^2}{6} \cdot f_{ctk, inf} = 1,5 \times 2.400 \times 0,203 = 731 \text{ kN.cm} / m$$

Como:

$$M_{ort} = 385 \text{ kN.cm} / m < M_r = 731 \text{ kN.cm} / m \rightarrow \text{Não há ocorrência de fissuras}$$

**5.5.5 Laje de fundo da célula de consumo diário**

$$\frac{b.h^2}{6} = \frac{100 \times 20^2}{6} = 6.667 \text{ cm}^3 / m$$

$$M_r = 1,5 \cdot \frac{bh^2}{6} \cdot f_{ctk, inf} = 1,5 \times 6.667 \times 0,203 = 2.030 \text{ kN.cm} / m$$

Como:

$$M_{ort} = 1.771 \text{ kN.cm} / m < M_r = 2.030 \text{ kN.cm} / m \rightarrow \text{Não há ocorrência de fissuras}$$

**5.5.6 Parede da célula de consumo diário**

$$\frac{b.h^2}{6} = \frac{100 \times 20^2}{6} = 6.667 \text{ cm}^3 / m$$

Portanto:

$$M_r = 1,5 \times 6.667 \times 0,203 = 2.030 \text{ kN.cm} / m$$

Como:

$$M_o = 115 \text{ kN.cm} / m < M_r = 2.030 \text{ kN.cm} / m \rightarrow \text{Não há ocorrência de fissuras}$$

$$M' = 41 \text{ kN.cm} / m < M_r = 2.030 \text{ kN.cm} / m \rightarrow \text{Não há ocorrência de fissuras}$$

**5.5.7 Laje de tampa da célula de consumo diário**

$$\frac{b.h^2}{6} = \frac{100 \times 12^2}{6} = 2.400 \text{ cm}^3 / m$$

$$M_r = 1,5 \cdot \frac{bh^2}{6} \cdot f_{ctk, inf} = 1,5 \times 2.400 \times 0,203 = 731 \text{ kN.cm} / m$$

Como:

$$M_{ort} = 385 \text{ kN.m/m} < M_r = 731 \text{ kN.m/m} \rightarrow \text{Não há ocorrência de fissuras}$$

### 5.6. Tensão na armadura circunferencial

A tensão na armadura circunferencial é devido ao esforço de tração provocado pela ação da água denominado  $N_0$ , cujo valor máximo ocorreu na célula de abastecimento. É determinada pela expressão abaixo:

$$\sigma_s = \frac{N_k}{A_s} = \frac{84,38}{13,42} = 6,29 \text{ kN/cm}^2$$

### 5.7. Tensão na armadura no Estádio I

A parede do reservatório e o fundo da laje da célula de consumo diário possuem a mesma espessura, portanto foi determinada a tensão na armadura para o caso de maior momento característico atuante. Como o momento característico é menor do que o momento de fissuração, a tensão na armadura é calculada no Estádio I, conforme a Eq.16.

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{100 \cdot 20^2}{6} = 6.667 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{M_k}{W} = \frac{1.771}{6.667} = 0,266 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_s = \frac{R_t}{A_s} = \frac{\sigma_{m\acute{a}x} \cdot b_w \cdot \frac{h}{4}}{A_s} = \frac{0,266 \cdot 100 \cdot 5}{12,27} = 10,84 \text{ kN/cm}^2$$

### 5.8. Tensão na armadura no Estádio II

Na laje de fundo da célula de abastecimento, o momento fletor ortogonal é maior que o momento de fissuração, portanto o cálculo de tensão na armadura deve ser feito no Estádio II.

#### 5.8.1 Posição da linha neutra

- Calculada através da Eq.18:

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cs}} = \frac{210}{0,85 \cdot 5 \cdot 6 \cdot \sqrt{30}} = 8,05$$

$$x_{II} = \frac{\alpha_e \cdot A_s}{b_w} \cdot \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b_w \cdot d}{\alpha_e \cdot A_s}} \right)$$

$$x_{II} = \frac{8,05 \times 20,11}{100} \cdot \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times 25}{8,05 \times 20,11}} \right) = 7,52 \text{ cm}$$

### 5.8.2 Momento de inércia da seção fissurada de concreto

- Calculado através da Eq.19:

$$I_{II} = \frac{b_w \cdot x_{II}^3}{3} + \alpha_e \cdot A_s \cdot (d - x_{II})^2$$

$$I_{II} = \frac{100 \times 7,52^3}{3} + 8,05 \times 20,11 \times (25 - 7,52)^2 = 63.640 \text{ cm}^4$$

### 5.8.3 Tensão na armadura

- Calculada através da Eq.17:

$$\sigma_s = \frac{\alpha_e \cdot M_k \cdot (d - x_{II})}{I_{II}}$$

$$\sigma_s = \frac{8,05 \times 5.275 \times (25 - 7,52)}{63.640} = 11,66 \text{ kN / cm}^2$$

## 5.9. Flecha no meio da laje

A flecha imediata foi calculada no meio da laje de fundo para a célula de abastecimento devido ao maior carregamento atuante e determinada pela Eq.23. A rigidez à flexão da laje foi obtida pela Eq.24 dada a seguir.

$$(EI)_{eq} = E_{cs} \cdot \left\{ \left( \frac{M_r}{M_a} \right)^3 \cdot I_c + \left[ 1 - \left( \frac{M_r}{M_a} \right)^3 \right] \cdot I_{II} \right\} \leq E_{cs} \cdot I_c$$

$$(EI)_{eq} = 26 \times 10^{-2} \cdot \left\{ \left( \frac{45,7}{52,75} \right)^3 \cdot 225.000 + \left[ 1 - \left( \frac{45,7}{52,75} \right)^3 \right] \cdot 63.640 \right\} \leq 26 \times 10^6 \cdot 2,25 \times 10^{-3}$$

$$(EI)_{eq} = 43.948,15 \text{ kN.m}^2 \leq 58.662 \text{ kN.m}^2$$

A flecha imediata é:

$$a_i = \frac{(5 + 0,2)}{64 \cdot (1 + 0,2)} \cdot \frac{68,50 \times 1,65^4}{43.948,15} \times 10^3 = 0,78 \text{ mm}$$

O valor  $\alpha_f$  da flecha diferida é determinado pela Eq.25 com tempo  $t_0=1$ mês para retirada de escoramentos.

$$\alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1+50\rho'} = \frac{2-0,68}{1+50 \times 0} = 1,32$$

Portanto a flecha final resulta em:

$$a_f = a_i.(1 + \alpha_f) = 0,78 \times (1 + 1,32) = 1,8 \text{ mm}$$

A flecha admissível é:

$$a_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{330}{250} = 1,32 \text{ cm} = 13,2 \text{ mm}$$

$$a_f < a_{adm} \rightarrow \text{verificação atendida}$$

### 5.10. Verificação de abertura de fissuras

A verificação de abertura de fissuras será feita na laje de fundo da célula de abastecimento, em razão da ocorrência de fissuras. O valor característico da abertura de fissuras  $w_k$  é o menor entre os encontrados pelas Eqs. 26 e 27 e calculados a seguir:

$$w_k = \frac{\phi}{12,5\eta_1} \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \frac{3\sigma_s}{f_{ctm}}$$

$$w_k = \frac{16}{12,5 \times 2,25} \times \frac{116,6}{210.000} \times \frac{3 \times 116,6}{2,90} = 0,04 \text{ mm}$$

$$w_k = \frac{\phi}{12,5\eta_1} \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \left( \frac{4}{\rho_r} + 45 \right)$$

$$w_k = \frac{16}{12,5 \times 2,25} \times \frac{116,6}{210.000} \times \left( \frac{4}{0,012} + 45 \right) = 0,12 \text{ mm}$$

Portanto,  $w_k=0,04$ mm.

### 5.11. Momento de tombamento devido a ação do vento

Os valores adotados para cálculo da velocidade característica de vento estão indicados abaixo.

$$v_0 = 37 \text{ m/s ( cidade de São José do Rio Preto)}$$

$$S_1 = 1,0 \text{ (categoria de terreno II)}$$

$$S_3 = 1,0 \text{ (edificação classe B)}$$

Os dados para determinação do fator  $S_2$  são obtidos na Tabela 6, em que:

$$b = 1,0$$

$$p = 0,09$$

$$F_r = 0,98$$

A resultante do momento de tombamento foi calculada considerando forças de arrasto a cada 5,50 metros aplicadas no centro geométrico de cada trecho. O momento de tombamento na base do reservatório é dado pela somatória do momento de cada força de arrasto em sua respectiva faixa. Os resultados obtidos estão apresentados na Tabela 17.

#### Cálculo do momento de tombamento

Dados do fator $S_2$		Dados gerais	
$b =$	1,00	$v_o =$	37,0 m/s
$p =$	0,09	$S_1 =$	1,0 (terreno)
$F_r =$	0,98	$S_3 =$	1,0 (estatístico)
$C_a =$	1,00		

cota z (m)	$S_2$	$v_k$ (m/s)	q (kN/m <sup>2</sup> )	Ae (m <sup>2</sup> )	Fa (kN)	$M_T$ (kN.m)
30,25	1,083	40,06	0,984	19,25	18,9	573
24,75	1,063	39,34	0,949	19,25	18,3	452
19,25	1,040	38,46	0,907	19,25	17,5	336
13,75	1,008	37,31	0,854	19,25	16,4	226
8,25	0,963	35,64	0,779	19,25	15,0	124
2,75	0,873	32,28	0,639	19,25	12,3	34
0,00						
				$\Sigma =$	98,4	1744

Tabela 17 – Planilha para cálculo de momento de tombamento

#### 5.12. Esforços máximo e mínimo nas estacas

Os esforços normais máximo e mínimo nas estacas são determinados considerando carregamento permanente, ação da água e do vento. O esforço normal mínimo ocorrerá quando o reservatório estiver vazio, ou seja, atuação do carregamento permanente mais ação do vento, e o esforço normal máximo quando o reservatório estiver cheio em conjunto com a ação do vento. Portanto, temos:

$$N_{mín} = \frac{N_G}{n} - N_v$$

$$N_{máx} = \frac{(N_G + N_a)}{n} + N_v$$

Onde:

$$N_G = \text{peso próprio} = pp_{\text{par}} + pp_{\text{laje}} = 1.934kN$$

$$N_a = \text{peso de água} = 710kN$$

$N_v$  = esforço normal de vento

O esforço normal de vento foi calculado pela expressão:

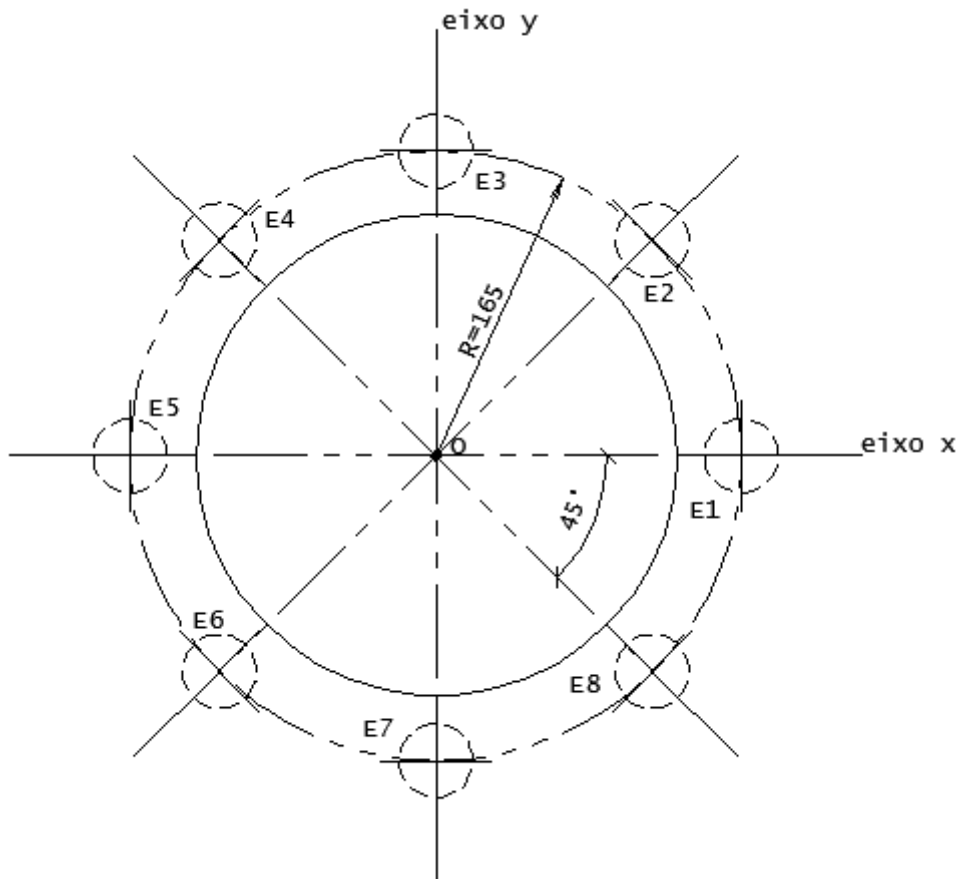
$$N_v = \pm \frac{M_T \cdot x_i}{\sum_{i=1}^n x_i^2}$$

Onde:

$M_T$  = momento de tombamento na base do reservatório

$x_i$  = distância da estaca  $i$  em relação ao C.G no eixo  $x$

A disposição das estacas está indicada na Figura 51.



**Figura 51 – Disposição das estacas**

A somatória das distâncias  $x_i$  de todas as estacas está apresentada abaixo:

$x_1=1,65\text{m}$  (distância da estaca 1 ao eixo x)

$x_2=x_8=1,65 \times \cos 45^\circ \text{m}=1,17\text{m}$  (distância da estaca 2 e 8 ao eixo x devido a simetria)

$x_3=x_7=0$  (distância da estaca 3 e 7 ao eixo x devido a simetria)

$x_4=x_6=-1,65 \times \cos 45^\circ \text{m}=-1,17\text{m}$  (distância da estaca 4 e 6 ao eixo x devido a simetria)

$x_5=-1,65\text{m}$  (distância da estaca 5 ao eixo x)

$x_i^2=10,92\text{m}$

Portanto:

$$N_v = \pm \frac{1.744 \cdot 1,65}{10,92} = \pm 263,5 \text{ kN}$$

Logo: Os esforços normais mínimo e máximo por estaca serão:

$$N_{\min} = \frac{1.934}{8} - 263,5 = -21,8 \text{ kN (tração)}$$



$$N_{m\acute{a}x} = \frac{(1.934 + 710)}{8} + 263,5 = 594kN \text{ (compress\~{a}o)}$$

Força horizontal de vento por estaca será:

$$F_{Hv} = \frac{98,4}{8} = 12,3kN$$

## 5.13. Dimensionamento de estacas

### 5.13.1 Capacidade de carga

O diâmetro da estaca e o seu comprimento foi determinado utilizando o método de Décourt Quaresma através de planilha de cálculo, conforme Tabela 18 e Tabela 19. O relatório de sondagem SPT referente ao solo local, utilizado para cálculo da capacidade de carga das estacas está apresentado nas Figura 52, Figura 53 e Figura 54, mostrando os três furos de sondagem realizados, SP-01, SP-02 e SP-03.

A planilha de cálculo para determinação da capacidade de carga admissível da estaca mostra que o comprimento da estaca para carga máxima é de 23m. A obra foi implantada em patamar cujo nível se encontra aproximadamente 1,5m acima do nível da sondagem, resultando em comprimento para estaca de 25m.



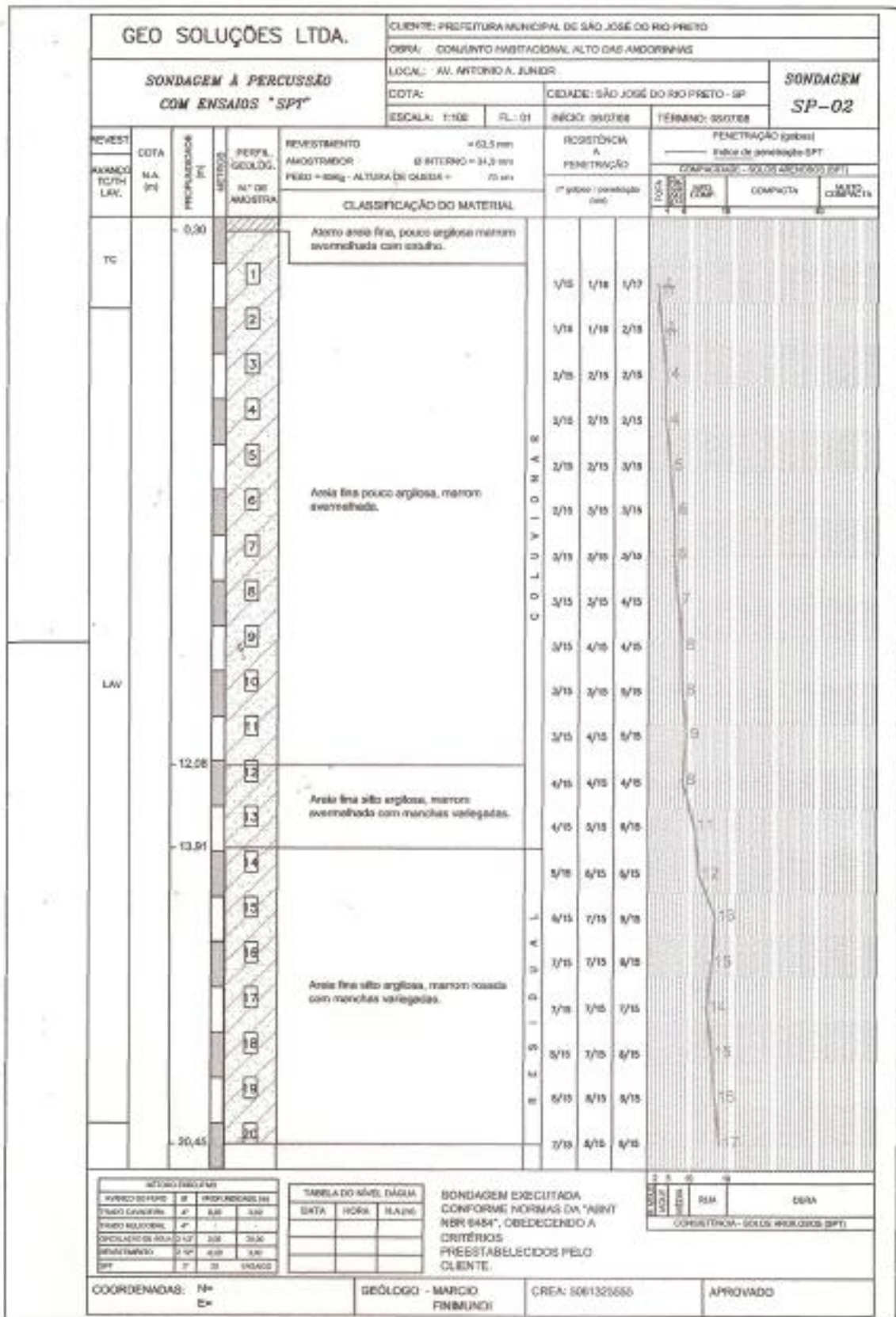


Figura 53 – Sondagem SP-02

Fonte: Geo Soluções (2015)



MÉTODO DÉCOURT-QUARESMA ADAPTADO

Serviço	Reserv. Cilíndrico Elevado
Cliente	
Local	São José do Rio Preto
Elemento	Projeto de Fundação
Data	26/08/2015

Características da estaca	
Ø	40,0 cm
Tipo	E
$K_{solo}$	20 tf/m <sup>3</sup>
$\alpha$	0,50
$\beta$	0,65

Características geométricas	
$A_p$	0,126 m <sup>2</sup>
$A_c$	0,063 m <sup>2</sup>
U	1,257 m
$U_c$	0,817 m

Coeficientes de segurança	
$\gamma_L$	1,3
$\gamma_R$	4,0

Tabela 18 – Características da estaca

Resistência à penetração (SPT)				Resistência admissível da estaca						Envoltória de resistência da estaca						
L (m)	SP-01	SP-02	SP-03	L (m)	SP-01	$N_a$ (tf)	$N_r$ (tf)	$P_{L,adm}$ (tf)	$P_{R,adm}$ (tf)	$P_{adm}$ (tf)	L (m)	SP-01	SP-02	SP-03	$P_{mín}$ (tf)	$P_{médio}$ (tf)
1	4	3	3	1	4,0	4,0	4,0	1,5	1,3	2,7	1	2,7	2,2	2,2	2,2	2,4
2	3	3	3	2	3,0	4,0	3,3	2,9	1,0	4,0	2	4,0	3,6	3,5	3,5	3,7
3	3	4	3	3	3,0	3,5	3,0	4,1	0,9	5,0	3	5,0	4,9	4,9	4,9	5,0
4	3	4	5	4	3,0	3,5	3,3	5,4	1,0	6,5	4	6,5	6,4	6,5	6,4	6,5
5	4	5	6	5	4,0	3,3	4,0	6,6	1,3	7,9	5	7,9	8,2	8,2	7,9	8,1
6	5	6	7	6	5,0	3,3	4,3	7,9	1,4	9,2	6	9,2	9,9	10,2	9,2	9,8
7	4	6	6	7	4,0	3,4	4,3	9,4	1,4	10,7	7	10,7	12,0	12,3	10,7	11,7
8	4	7	6	8	4,0	3,7	4,3	11,2	1,4	12,5	8	12,5	14,2	14,7	12,5	13,8
9	5	8	8	9	5,0	3,7	5,3	12,7	1,7	14,3	9	14,3	16,4	16,9	14,3	15,9
10	7	8	9	10	7,0	3,8	6,0	14,1	1,9	16,0	10	16,0	18,8	19,2	16,0	18,0
11	6	9	9	11	6,0	3,9	7,0	15,9	2,2	18,1	11	18,1	21,3	22,0	18,1	20,5
12	8	8	11	12	8,0	4,2	8,0	18,1	2,5	20,6	12	20,6	24,0	24,9	20,6	23,2
13	10	11	11	13	10,0	4,4	9,7	20,0	3,0	23,1	13	23,1	27,0	27,9	23,1	26,0
14	11	12	13	14	11,0	4,7	11,3	22,5	3,6	26,0	14	26,0	30,2	31,7	26,0	29,3
15	13	16	17	15	13,0	5,1	12,7	25,4	4,0	29,4	15	29,4	33,7	35,2	29,4	32,8
16	14	15	15	16	14,0	5,5	13,7	28,5	4,3	32,8	16	32,8	37,3	39,0	32,8	36,4
17	14	14	16	17	14,0	6,0	14,7	32,0	4,6	36,7	17	36,7	41,4	43,7	36,7	40,6
18	16	15	19	18	16,0	6,5	16,0	35,8	5,0	40,8	18	40,8	45,5	48,0	40,8	44,8
19	18	16	18	19	18,0	6,9	17,7	39,6	5,6	45,1	19	45,1	49,5	52,9	45,1	49,2
20	19	17	23	20	19,0	7,4	18,7	43,7	5,9	49,6	20	49,6	53,6	58,1	49,6	53,8
21	19	17	23	21	19,0	8,0	19,0	48,4	6,0	54,3	21	54,3	57,9	63,2	54,3	58,5
22	19	17	23	22	19,0	8,6	19,0	53,2	6,0	59,2	22	59,2	62,2	69,0	59,2	63,5
23	19	17	23	23	19,0	9,0	19,0	58,0	6,0	64,0	23	64,0	66,6	74,7	64,0	68,4
24	19	17	23	24	19,0	9,5	19,0	62,8	6,0	68,8	24	68,8	70,9	80,3	68,8	73,4
25	19	17	23	25	19,0	9,9	19,0	67,6	6,0	73,6	25	73,6	75,2	86,0	73,6	78,3
26	19	17	23	26	19,0	10,3	12,7	72,4	4,0	76,4	26	-	-	-	-	-

Tabela 19 – Capacidade de carga admissível da estaca

5.13.2 Determinação da armadura

Os dados gerais da estaca e do solo estão apresentados abaixo.

→ Concreto utilizado: C20

→ Diâmetro=40cm ; Comprimento=25m

→  $k_h$  do solo: 2500kN/m<sup>3</sup> (Tabela 11)

→  $H_0 = 12,3$ kN

$$\rightarrow I = \frac{\pi x D^4}{64} = \frac{\pi x 0,4^4}{64} = 1,2566 x 10^{-3} m^4$$

$$\rightarrow L_0 = \sqrt[5]{\frac{E.I}{k_h}} = \sqrt[5]{\frac{21.287 x 10^3 x 1,2566 x 10^{-3}}{2.500}} = 1,61m$$

$$\rightarrow \frac{L}{L_0} = \frac{25}{1,61} = 15,5$$

Pela Tabela 12 determina-se o valor máximo de  $K_H$ , igual a 0,77.

O momento fletor máximo ao longo do fuste determinado pela Eq.34 e a sua posição a partir do topo da estaca são:

$$M_{m\acute{a}x} = K_H \cdot H_0 \cdot L_0 = 0,77 \times 12,3 \times 1,61 = 15,25 \text{ kN.m}$$

$$\frac{z}{L_0} = 1,4 \rightarrow z = 1,61 \times 1,4 = 2,25 \text{ m}$$

Com o esforço fletor máximo e as cargas axiais máxima e mínima que atuam na estaca, os esforços reduzidos são obtidos por:

$$v_{m\acute{a}x} = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{594 \times 1,4}{1.257 \times 1,43} = 0,46$$

$$v_{m\grave{m}n} = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{-21,8 \times 1,4}{1.257 \times 1,43} = -0,02$$

$$\mu = \frac{M_d}{A_c \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{1.525 \times 1,4}{1.257 \times 40 \times 1,43} = 0,03$$

A taxa m\u00e9cnica  $\omega$  para o c\u00e1lculo da armadura \u00e9 obtida pelo \u00e1baco da Figura 38 em que:

$$\frac{d'}{h} = \frac{5}{40} = 0,125 \rightarrow \frac{d'}{h} = 0,10$$

$$v_{m\acute{a}x} = 0,46; \mu = 0,03 \rightarrow \omega = 0 \rightarrow A_s = 0$$

$$v_{m\grave{m}n} = -0,02; \mu = 0,03 \rightarrow \omega = 0,10 \rightarrow A_s = 4,13 \text{ cm}^2$$

A armadura m\u00ednima da estaca \u00e9:

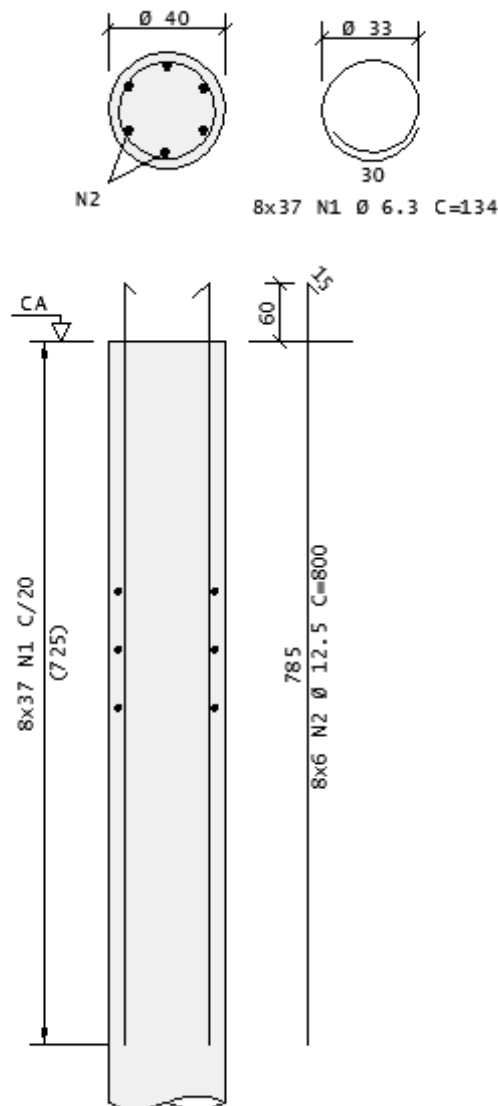
$$A_{sm\grave{m}n} = 0,5\% \cdot A_c = \frac{0,5}{100} \times 1.257 = 6,29 \text{ cm}^2$$

Portanto:

$$A_{s\text{adot}} = 6\phi 12,5$$

E o estribo adotado foi de  $\phi 6,3 \text{ c} / 20$

O detalhamento de armadura das estacas est\u00e1 apresentado na Figura 55.



**Figura 55 – Detalhamento de armadura da estaca**

Fonte: Migliore e Pastore (2015)

#### 5.14. Dimensionamento de viga anel

O carregamento que atua na viga anel é considerado uniformemente distribuído sobre seu eixo e constituído pelo carregamento permanente da parede, lajes, carga de água, além de seu peso próprio. Devido a viga anel ser circular são desenvolvidos esforços de torção. Como a distância entre os apoios entre estacas é de 1,26 m, o efeito de torção é desprezível em presença da flexão. Para avaliação dos momentos fletores negativos e positivos utilizou-se o valor  $q.l^2/8$  e para o cortante máximo o valor de  $N_{máx}/2$ . Apresenta-se abaixo o cálculo dos esforços solicitantes e armaduras da viga anel adotada em projeto.

-Carregamento permanente da parede, lajes e carga de água



$$pp_{par} = \pi \times 3,30 \times 0,2 \times 33 \times 25 = 1.711 kN$$

$$pp_{lajes} = \frac{\pi \times 3,10^2}{4} \times 1,18 \times 25 = 223 kN$$

$$p_{\acute{a}gua} = \frac{\pi \times 3,10^2}{4} \times 9,40 \times 10 = 710 kN$$

$$P = pp_{par} + pp_{lajes} + p_{\acute{a}gua} = 1.711 + 223 + 710 = 2.644 kN$$

-Carregamento permanente da viga anel

$$pp_{anel} = 0,70 \times 0,70 \times 25 = 12,25 kN / m$$

-Comprimento da viga anel

$$comp_{anel} = \pi \times 3,30 = 10,37 m$$

-Carregamento uniformemente distribuído sobre viga anel

$$q_{eq} = \frac{P}{comp_{anel}} + pp_{anel} = \frac{2.644}{10,37} + 12,25 = 267 kN / m$$

-Esforços solicitantes máximos

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{q_{eq} \cdot l^2}{8} = \frac{267 \times 1,263^2}{8} = 53,2 kN \cdot m$$

$$V_{m\acute{a}x} = \frac{N_{m\acute{a}x}}{2} = \frac{594}{2} = 297 kN$$

-Armadura de flexão no E.L.U – Superior/Inferior

$$k_c = \frac{b \cdot d^2}{M_d} = \frac{70 \times 65^2}{7.448} = 39,7 \rightarrow k_s = 0,023$$

$$A_s = \frac{k_s \cdot M_d}{d} = \frac{0,023 \times 7.448}{65} = 2,64 cm^2$$

$$A_{smin} = \frac{0,15}{100} \cdot b_w \cdot h = \frac{0,15}{100} \times 70 \times 70 = 7,35 cm^2 \text{ (adotado } 4\phi 16 + 3\phi 12,5)$$

-Armadura transversal

$$1) V_u = V_{rd2} = \tau_u \cdot b_w \cdot d = 0,5091 \times 70 \times 65 = 2.316 kN$$

$$V_d < V_u \rightarrow OK$$



$$2) V_{\min} = \tau_{\min} \cdot b_w \cdot d = 0,1323 \times 70 \times 65 = 602 \text{ kN}$$

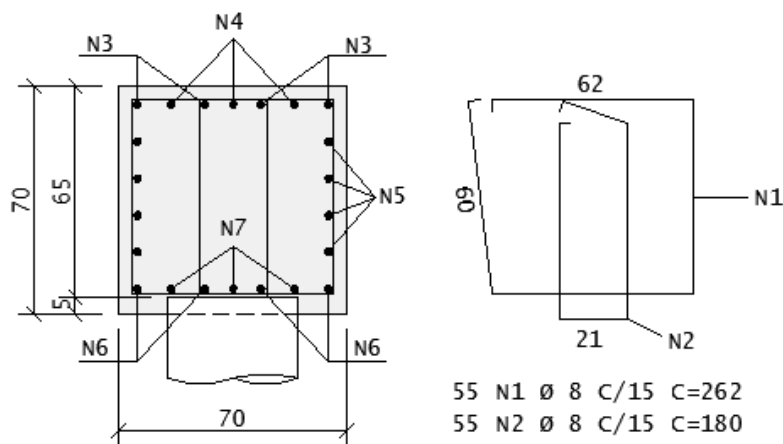
$$V_d < V_{\min} \rightarrow A_{sw\min}$$

$$3) A_{sw\min} = \rho_{\min} \cdot \frac{b_w}{n} = 0,116 \times \frac{70}{4} = 2,03 \text{ cm}^2 / \text{m} \text{ (adotado } \phi 8 \text{ c/15)}$$

-Armadura lateral através da Eq.35

$$A_{sl} = \frac{0,10}{100} \cdot b_w \cdot h / \text{face} = \frac{0,10}{100} \times 70 \times 70 = 4,90 \text{ cm}^2 / \text{face} \text{ (adotado } 4\phi 12,5 \text{ por face)}$$

O detalhamento de armadura da viga anel está apresentado na Figura 56.



- 4 N3 Ø 16 C=COR (emenda de 100cm no meio do vão)
- 3 N4 Ø 12.5 C=COR (emenda de 80cm no meio do vão)
- 2x4 N5 Ø 12.5 C=COR (emenda de 80cm no meio do vão)
- 4 N6 Ø 16 C=COR (emenda de 100cm sobre apoios)
- 3 N7 Ø 12.5 C=COR (emenda de 80cm sobre apoios)

**Figura 56 – Detalhamento de armadura da viga anel**

Fonte: Migliore e Pastore (2015)

### 5.15. Quantidade de aço e volume de concreto

A quantidade de aço e o volume total de concreto para o reservatório estão apresentados nas tabelas abaixo.

RESUMO DE AÇO			
AÇO	BIT (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
50	6.3	5095	1248
50	8	2847	1125
50	10	4967	3065
50	12.5	1154	1111
50	16	469	740
Peso Total		50 =	7288 kg

Tabela 20 – Resumo de aço

Fonte: Migliore e Pastore (2015)

ELEMENTO	QUANT	VOLUME	
		UNIT (m <sup>3</sup> )	TOTAL (m <sup>3</sup> )
E1	8	3.14	25.12
VA	1	5.08	5.08
Parede	1	67.47	67.47
Laje L1	1	0.80	0.80
Laje L2	1	2.45	2.45
Laje L4	1	0.91	0.91
Laje L3/L6/L8	3	0.83	2.49
Laje L5/L7	2	1.70	3.40
Marquise	3	0.16	0.48
TOTAL			108.2

Tabela 21 – Volume de concreto

Fonte: Migliore e Pastore (2015)

## 6. DISCUSSÃO DE RESULTADOS

---

O método simplificado de Hagan-Soare para reservatórios cilíndricos consiste na utilização de ábacos para determinação dos esforços internos e é bastante prático, visto que com a simples aplicação de algumas fórmulas envolvendo dados geométricos, o trabalho de cálculo nos projetos estruturais de reservatórios é reduzido e os esforços solicitantes são obtidos rapidamente.

Os esforços solicitantes foram calculados na laje de fundo, laje de tampa, parede e ligação da parede com a laje de fundo para as células de abastecimento e de consumo diário. O esforço fletor máximo na parede ocorreu na região inferior, tracionando as fibras do lado interno, seus valores foram, respectivamente, de 457 kN.cm/m e 115 kN.cm/m, e o esforço fletor mínimo também ocorreu na região inferior, mas tracionando as fibras do lado externo; seus valores foram, respectivamente, de 119 kN.cm/m e 41 kN.cm/m. O esforço interno de tração circunferencial provocado pela ação da água é máximo na célula de abastecimento, com o valor de 84,38 kN/m na altura de 1,1m da parede a partir do fundo.

Na laje de fundo, tanto na célula de abastecimento quanto na célula de consumo diário, o esforço máximo de flexão ocorreu no meio da laje, com valores de 5.275 kN.cm/m e 1.771 kN.cm/m, respectivamente, calculados considerando a laje simplesmente apoiada sobre a parede para efeito de determinação de armadura inferior.

O esforço fletor no meio da laje de fundo da célula de abastecimento foi maior do que o momento de fissuração, indicando que ocorrerão fissuras e a peça em serviço estará trabalhando no Estádio II, sendo necessário verificar a abertura de fissuras. Os esforços de flexão nos demais elementos não atingiram o momento de fissuração, indicando que a peça em serviço estará trabalhando no Estádio I nessas regiões.

Em relação às armaduras calculadas do reservatório, a armadura adotada em projeto na ligação da parede com a laje de fundo foi o maior valor entre a armadura do pé da parede e a armadura do engastamento da borda da laje. O maior valor de armadura calculada foi para laje de fundo da célula de abastecimento devido aos esforços de alta magnitude provocados pela elevada carga de água. Em particular foi adotada armadura de  $\phi 16$  c/ 10.

A tensão de trabalho do aço na flexão adotada para dimensionamento das armaduras do reservatório foi de 14 kN/cm<sup>2</sup>, valor considerado na prática para diminuição das deformações no aço e no concreto, e conseqüentemente melhorar o comportamento da peça na fissuração para garantir a estanqueidade do reservatório.

O valor obtido da tensão na armadura no Estádio II foi de  $11,66 \text{ kN/cm}^2$ , o que levou a valor previsto de abertura de fissuras de  $0,04 \text{ mm}$ . Este valor é abaixo do limite aceitável da Norma ABNT NBR 6118:2014 para classe de agressividade ambiental IV, o qual é de  $0,2 \text{ mm}$ . Para o caso estudado, a abertura de fissuras prevista não é nociva à durabilidade da estrutura. O maior valor obtido para a tensão na armadura no Estádio I foi de  $10,84 \text{ kN/cm}^2$ , tensão esta abaixo do valor inicialmente adotado para a tensão em serviço de  $14 \text{ kN/cm}^2$ . E para a tensão na armadura circunferencial, o maior valor obtido foi de  $6,29 \text{ kN/cm}^2$ , abaixo do valor inicialmente adotado para a tensão na tração em serviço de  $8 \text{ kN/cm}^2$ .

A flecha máxima ocorre no centro da laje e foi verificada para a laje de fundo da célula de abastecimento. Para cálculo da flecha foi utilizada a inércia equivalente segundo a Fórmula de Branson e o carregamento máximo, admitindo articulação nas extremidades. O valor encontrado foi de  $1,8 \text{ mm}$ , ficando abaixo do limite estabelecido pela Norma ABNT 6118:2014, que é de  $l/250$  igual a  $13,2 \text{ mm}$ .

A ação do vento provoca o efeito de tombamento do reservatório, causando na fundação ações de tração e de compressão. O valor obtido do momento de tombamento na base do reservatório foi de  $1.744 \text{ kN.m}$  e a força horizontal do vento foi de  $98,4 \text{ kN}$ . Observa-se que a força horizontal do vento aumenta com a altura do reservatório devido à variação da velocidade do vento e da área de obstrução.

Com o momento de tombamento e a força horizontal do vento foram determinados os valores dos esforços máximo e mínimo em cada uma das oito estacas, necessários para o dimensionamento das mesmas. O esforço normal máximo por estaca foi de  $594 \text{ kN}$  de compressão e o esforço normal mínimo foi de  $21,8 \text{ kN}$  de tração. A força horizontal de vento por estaca foi de  $12,3 \text{ kN}$ .

O momento fletor máximo ao longo do fuste foi de  $15,25 \text{ kN.m}$ . Com os esforços máximo e mínimo em cada estaca e o esforço fletor máximo, foi efetuado o cálculo de armadura. A armadura da estaca foi a mínima, resultando em  $6,29 \text{ cm}^2$  e foi adotado detalhamento com  $6 \phi 12,5$  e o estribo de  $\phi 6,3 \text{ c}/20$ .

Feito o dimensionamento da viga anel, a armadura de flexão superior e inferior foi a mínima, adotando-se  $4 \phi 16 + 3 \phi 12,5$ . Para a armadura transversal, foi adotado  $\phi 8 \text{ c}/15$  e para armadura lateral foi adotado  $4 \phi 12,5$  por face.

A quantidade de aço para o reservatório foi de  $7.288 \text{ kg}$  e o volume total de concreto incluindo as estacas foi de  $108,2 \text{ m}^3$ , resultando em uma taxa de armadura de  $67,4 \text{ kg/m}^3$ . A taxa de armadura para o reservatório sem a consideração das estacas foi de  $82 \text{ kg/m}^3$ .

## 7. CONCLUSÕES

---

Devido ao crescimento populacional das cidades em geral, há necessidade de construção de reservatórios em bairros para o abastecimento de água potável. Em visitas a vários bairros na cidade de São José do Rio Preto, foi verificado o grande número de construções de reservatórios cilíndricos para atender a demanda do abastecimento de água.

Neste trabalho foi abordado e documentado um roteiro para dimensionamento e detalhamento de reservatório cilíndrico elevado em concreto armado, através de estudo de caso. A partir do roteiro de cálculo apresentado, foi possível determinar os esforços internos da parede, da ligação entre parede e laje de fundo e das lajes de fundo, tampa. O cálculo dos esforços internos foi feito utilizando o método simplificado de cascas cilíndricas desenvolvido por Hagan-Soare, que mostrou ser prático e eficiente.

Os projetos estruturais de reservatórios devem assegurar não somente a resistência das peças como também a durabilidade da estrutura. Com o estudo de caso apresentado, foram verificados os elementos do reservatório quanto à fissuração e, conseqüentemente, a abertura de fissuras. Observou-se que apenas a laje de fundo da célula de abastecimento fissurou em projeto, mas a abertura de fissuras está adequada, abaixo do limite indicado em Norma. As tensões nas armaduras apresentaram valores próximos ao adotado na situação em serviço.

Em relação a armadura calculada, observou-se que a taxa de armadura na parede foi a mínima e a maior armadura calculada refere-se a laje de fundo da célula de abastecimento devido ao carregamento de água. Outro fator importante no projeto de reservatório está relacionado aos cobrimentos de armadura com intuito de proteção contra a corrosão.

A ação do vento quando o reservatório é alto é importante para o cálculo dos esforços atuantes na fundação e desprezível para o cálculo dos esforços internos da parede. O momento de tombamento devido ao vento provoca esforços normais de tração e de compressão e que dependendo da altura do reservatório pode ser importante no dimensionamento da fundação, juntamente com a força horizontal de vento.

Este trabalho apresentou uma rotina para projetos de reservatórios cilíndricos elevados em concreto armado e espera-se que o objetivo alcançado possa ser útil para outros projetos a serem desenvolvidos.



## 8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

---

ALONSO, U.R. **Exercícios de fundações**. São Paulo: Edgard Blucher, 2010.

ALVES, A. R. S. Análise estrutural de cascas via elementos finitos em concreto armado. **Revista da Graduação**, Porto Alegre, v. 4, n. 2, 2011. Disponível em: <<http://revistaseletronicas.pucrs.br/ojs/index.php/graduacao/article/view/10045/7083>>.

Acesso em: 07 set. 2015.

ALVES FILHO, A. **Elementos finitos: A base da tecnologia cae**. São Paulo: Érica, 2007.

ASSAN, A. E. **Método dos elementos finitos primeiros passos**. Campinas: Unicamp, 2003.

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

\_\_\_\_\_. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro: ABNT, 1988.

\_\_\_\_\_. **NBR 12218**: Projeto de rede de distribuição de água para abastecimento público. Rio de Janeiro: ABNT, 1994.

BILLINGTON, D. P. **Thin shell concrete structures**. New York: McGraw-Hill, 1982.

CAMPOS FILHO, A.; GOBETTI, L. C. W.; BONILHA, N. **Reservatórios paralelepípedicos**. Porto Alegre: Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1985. (Caderno Técnico).

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Fundações por estacas - projeto geotécnico**. São Carlos: Oficina de Textos, 2010.

FERREIRA, A. M. G. **Análise e dimensionamento de reservatórios circulares de betão armado pré-esforçado**. Porto: Universidade do Porto, 2009. Dissertação (Mestrado).

GAMBOA, P. V. **Cascas**. Covilhã: Universidade da Beira Interior, 2009. Disponível em: <[http://webx.ubi.pt/~pgamboa/pessoal/7641/apontamentos/03\\_cascas.pdf](http://webx.ubi.pt/~pgamboa/pessoal/7641/apontamentos/03_cascas.pdf)>. Acesso em: 07 set. 2015. Notas de Aulas.

GEO SOLUÇÕES. **Relatório de sondagens à percussão SP-01, SP-02 e SP-03**. São José do Rio Preto: Geo Soluções Ltda, 2015.

GIONGO, J. S. **Concreto armado: projeto estrutural de edifícios**. São Carlos: Escola de EESC-USP, 2007. Disponível em: <<http://www.gdace.uem.br/romel/MDidatico/EstruturasConcretoll/ProjetoEstruturaldeEdificios-J. S.Gingo-EESC-Turma2-2007.pdf>>. Acesso em: 08 set. 2015.

GUERRIN, A.; LAVAUUR, R. C. **Tratado de concreto armado**. São Paulo: Hemus, s.d., v.5.

GUIMARÃES, A. E. P. **Indicações para projeto e execução de reservatórios cilíndricos em concreto armado**. São Carlos: EESC-USP, 1995. Dissertação (Mestrado).

HANAI, J. B. **Reservatórios com paredes onduladas**. São Carlos: EESC-USP, 1977. Dissertação (Mestrado).

HANGAN, M.; SOARE, M. **Calcul rapide des réservoirs cylindriques**. Paris: Institut Technique Du Bâtiment Et Des Travaux Publics, 1959. (Série: Théorie et méthodes de calcul). Annales de l'Institut technique du bâtiment et des travaux publics.

KIRBY, R S *et al.* **Engineering in history**. New York: McGraw-Hill, 1956.

LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. **Construções de concreto: princípios básicos sobre a armação de estruturas de concreto armado**. Rio de Janeiro: Interciência Ltda, 1978, v.3.

MAFFEI, C. E. M.; GONÇALVES, H. H. S.; TEIXEIRA, P. W. G. N. Introdução à teoria das cascas - I Parte. In: MAFFEI, C. E. M. **Introdução à teoria das cascas**. São Paulo: Departamento de Estruturas e Geotécnica – USP, s.d.

MARCZAK, R. J. **Introdução à teoria de membranas (vasos de pressão de paredes finas)**. Porto Alegre: Universidade do Rio Grande do Sul, v. 1, n. 1, 1999.

MARTINELLI, D. A. O. *et al.* **Introdução às estruturas em casca de revolução**. São Carlos: EESC-USP, 1983, cap2.

MEDEIROS FILHO, C. F. Reservatórios de água. In: MEDEIROS FILHO, Carlos Fernandes de. **Abastecimento de água**. Campina Grande: Universidade Federal de Campina Grande, 2009. Cap. 9. Disponível em: <<http://www.dec.ufcg.edu.br/saneamento/Abastece.pdf>>. Acesso em: 07 set. 2015.

MENESES, M. B. **Análise e dimensionamento estrutural de um reservatório cilíndrico em betão armado**. Lisboa: Instituto Superior Técnico, 2013. Dissertação (Mestrado).

MIGLIORE E PASTORE. **Projeto estrutural do reservatório do Residencial Alto das Andorinhas**. São José do Rio Preto: Migliore e Pastore Engenharia, 2015.



MIGLIORE JUNIOR, A. R. **Cisalhamento em vigas**. São José do Rio Preto: Migliore Junior, 2014. Notas de Aulas.

MONTOYA, P. J.; MESEGUER, A. G.; CABRE, F. M.. **Hormigon armado II**. Barcelona: Editorial Gustavo Gili, S.A., 1976.

NAKAMURA, J. Fôrmas deslizantes. **Infraestrutura urbana: projetos, custos e construção**, São Paulo, v. 8, n. 9, 2011: Revistas PINI. Disponível em: <<http://infraestruturaurbana.pini.com.br/solucoes-tecnicas/8/formas-deslizantes-muito-utilizada-quando-o-cronograma-da-obra-239367-1.aspx>>. Acesso em: 09 set. 2015.

NR ENGENHARIA. **Descrição do sistema trepante**. Florianópolis: NR ENGENHARIA 2015. Disponível em: <<http://www.nrengenharialda.com.br/institucional.php>>. Acesso em: 09 set. 2015.

PFEIL, W. **Pontes em concreto armado**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., 1980.

PINHEIRO, L. M. **Concreto armado tabelas e ábacos**. São Carlos: EESC-USP, 1993.

PINHEIRO, L. M.; MUZARDO, C. D.; SANTOS, S. P. Bases para cálculo. In: PINHEIRO, L. M. **Fundamentos do concreto e projeto de edifícios**. São Carlos: EESC-USP, 2003. Cap. 6. Disponível em: <[http://www.set.eesc.usp.br/mdidatico/concreto/Textos/06\\_Bases\\_para\\_Calculo.pdf](http://www.set.eesc.usp.br/mdidatico/concreto/Textos/06_Bases_para_Calculo.pdf)>. Acesso em: 08 set. 2015.

RAMANJANEYULU, K.; GOPALAKRISHNAN, S.; APPA RAO, T.V.S.R.. Collapse loads of reinforced concrete cylindrical water tanks using limit analysis approach. **Computers & Structures**, Oxford, 1993. Elsevier BV. DOI: 10.1016/0045-7949(93)90413-8. Disponível em: <<http://api.elsevier.com/content/article/PII:0045794993904138?httpAccept=text/xml>>. Acesso em: 07 set. 2015.

RAMOS, H.; VARGAS, A.. **Análise comparativa do dimensionamento de reservatório de concreto armado apoiado no solo: considerando a ligação entre a parede e o fundo tipo pé deslizante**. Criciúma: Universidade do Extremo Sul Catarinense, 2011. Disponível em: <<http://repositorio.unesc.net/bitstream/1/79/1/ARTIGO - HEIDY RAMOS.pdf>>. Acesso em: 07 set. 2015. TCC (Graduação).

RAMOS, J. M. G. **Análise e dimensionamento de reservatórios semi-enterrados circulares de betão armado pré-esforçado**. Porto: Universidade do Porto, 2010. Dissertação (Mestrado).

SANTOS, L. M. et al. Caixas D'água em Concreto Armado. In: SANTOS, L. M. (Org.). **ES-013 – Exemplo de um projeto completo de edifício de concreto armado**. São Paulo: FDTE/EPUSP, 2001. Cap. 5.

TIMOSHENKO, S.; WOINOWOSKY-KRIEGER, S. **Theory of plates and shells**. New York: McGraw-Hill, 1959.

UOL. **Veja quais são os reservatórios de água da Grande SP**. São Paulo: UOL, 2014. Disponível em: <<http://noticias.uol.com.br/infograficos/2014/02/14/veja-quais-sao-os-reservatorios-de-aqua-da-grande>>. Acesso em: 07 set. 2015.

VENTURINI, W. S. **Contribuição ao dimensionamento de reservatórios cilíndricos protendidos**. São Carlos: EESC-USP, 1977. Dissertação (Mestrado).