

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
COMISSÃO DE GRADUAÇÃO DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

Vicente Grams Teixeira

**PROJETO ESTRUTURAL DE RESERVATÓRIO CIRCULAR
EM CONCRETO ARMADO CONVENCIONAL APOIADO NO
SOLO: ANÁLISE ESTRUTURAL, DIMENSIONAMENTO E
DETALHAMENTO**

Porto Alegre
julho de 2019

VICENTE GRAMS TEIXEIRA

**PROJETO ESTRUTURAL DE RESERVATÓRIO CIRCULAR
EM CONCRETO ARMADO CONVENCIONAL APOIADO NO
SOLO: ANÁLISE ESTRUTURAL, DIMENSIONAMENTO E
DETALHAMENTO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à
Comissão de Graduação do Curso de Engenharia Civil da
Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio
Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do
título de Engenheiro Civil

Orientador: Roberto Domingo Rios

Porto Alegre
julho de 2019

VICENTE GRAMS TEIXEIRA

PROJETO ESTRUTURAL DE RESERVATÓRIO CIRCULAR EM CONCRETO ARMADO CONVENCIONAL APOIADO NO SOLO: ANÁLISE ESTRUTURAL, DIMENSIONAMENTO E DETALHAMENTO

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pela Banca Examinadora, pelo/a Professor/a Orientador/a e pela Comissão de Graduação do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, julho de 2019

BANCA EXAMINADORA

Prof. Roberto Domingos Rios (UFRGS)

Doutor em Engenharia (UFRGS)

Orientador/a

Prof. João Ricardo Masuero (UFRGS)

Doutor em Engenharia (UFRGS)

Prof. Jean Marie Désir (UFRGS)

Doutor em Engenharia (UFRJ)

Dedico este trabalho a minha família, minha esposa
e todos que contribuíram de qualquer forma
para chegar até aqui.

AGRADECIMENTOS

Agradeço, em primeiro lugar, a Deus por tudo que Ele fez, faz e ainda fará na minha vida.

Agradeço ao professor Roberto Domingos Rios, pelo apoio e entendimento durante a elaboração deste trabalho.

Agradeço a todos professores da Universidade Federal do Rio Grande do Sul pelos conhecimentos compartilhados nessa trajetória.

Agradeço a meu pai, Sérgio, e minha mãe, Marlene, por todo o amor, carinho e suporte durante o tempo da graduação.

Por fim, agradeço a minha esposa, Valéria, por toda a paciência, dedicação e por estar ao meu lado em todos os momentos.

A todos, meus mais sinceros agradecimentos.

A persistência é o caminho do êxito.

Charles Chaplin

RESUMO

São denominados reservatórios, no ponto de vista estrutural, estruturas que tenham a função de armazenar líquidos. Por serem, em muitos casos, executados em concreto armado, os reservatórios podem assumir vários tamanhos e formatos, sendo os mais usuais os retangulares e cilíndricos. Outra classificação importante é quanto a posição do reservatório em relação ao solo, que pode ser: enterrado, semienterrado, apoiado no solo e elevado. Este trabalho apresenta o roteiro completo de um projeto estrutural de um reservatório circular apoiado no solo e executado em concreto armado convencional. Por se tratar de um projeto acadêmico baseado num projeto real, não é necessariamente contemplada a sua execução. A partir de um projeto arquitetônico preestabelecido, da posição e localização do reservatório e de informações geotécnicas, são adotadas algumas premissas para o desenvolvimento do projeto. O mesmo é feito em consonância com a NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto. O memorial descritivo é compreendido pela análise, o dimensionamento e o detalhamento da estrutura do reservatório circular.

Palavras-chave: Reservatório circular. Projeto estrutural. Concreto armado.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Planta baixa do reservatório	15
Figura 2 - Corte longitudinal do reservatório	16
Figura 3 - Planta baixa do reservatório	28
Figura 4 - Furo de Sondagem SPT 02	29
Figura 5 - Furo de Sondagem SPT 02A	30
Figura 6 - Furo de Sondagem SPT 02B	31
Figura 7 - Ábaco para determinação de K.....	43
Figura 8 - Ábaco para determinação de K0.....	45
Figura 9 - Ábaco para determinação de K1.....	46
Figura 10 - Ábaco para determinação de K'.....	48
Figura 11 - Ábaco para determinação de K2.....	49
Figura 12 - Ábaco para determinação de K''	51
Figura 13 - Ábaco para determinação de α	57
Figura 14 - Laje de fundo no REVIT	58
Figura 15 - Parede circular no REVIT	59
Figura 16 - Laje de topo no REVIT	59
Figura 17 - Malha da laje de cobertura.....	61
Figura 18 - Malha da laje de fundo e parede circular	61
Figura 19 - Força normal circunferencial máxima	62
Figura 20 – Força normal máxima vertical	63
Figura 21 - Momento máximo de engastamento	64
Figura 22 - Momentos fletores atuantes na laje de fundo	65
Figura 23 - Tensões do solo.....	66
Figura 24 - Momento fletor ortogonal na laje de cobertura.....	67
Figura 25 - Ábaco de Venturi.....	74

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Características do reservatório.....	15
Tabela 2 - Resumo dos parâmetros do concreto	20
Tabela 3 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\Delta c = 10$ mm.....	21
Tabela 4 - Taxas mínimas de armadura de flexão	23
Tabela 5 - Resumo dos parâmetros do aço	24
Tabela 6 - Peso específico de solos argilosos	32
Tabela 7 - Fatores de capacidade de carga e de forma.....	34
Tabela 8 - Coeficiente γ_f	36
Tabela 9 - Coeficiente γ_{f2}	36
Tabela 10 - Combinações de ações.....	39
Tabela 11 - Ações atuantes e coeficientes de ponderação no ELS	39
Tabela 12 - Ações atuantes e coeficientes de ponderação no ELU	40
Tabela 13 - Coeficiente α_m	56
Tabela 14 - Resumo de análises do ELU.....	68
Tabela 15 - Análise do momento de fissuração	80

LISTA DE SÍMBOLOS

A_c - Área de concreto

A_{ct} - Área de concreto na zona tracionada

A_s - Área da armadura

E_{ci} - Módulo de deformação tangente inicial

E_{cs} - Módulo de deformação secante

f_{ck} - Resistência característica à compressão do concreto

f_{ctm} - Resistência média do concreto à tração

f_{yk} - Resistência característica do concreto

M_r - Momento de fissuração

N - Esforço normal de tração

ν - Coeficiente de Poisson

V_s - Esforço cortante

w_k - Abertura característica das fissuras

β - Coeficiente de amortecimento

γ - Peso específico da água

γ_c - Coeficiente de minoração da resistência do concreto (ELU)

γ_m - Coeficiente de ponderação da resistência

γ_s - Coeficiente de minoração da resistência do aço (ELU)

ρ_{min} - Taxa de armadura mínima

ρ_{ri} - Taxa de armadura

σ_{adm} - Tensão admissível do solo

σ_r - Carga de ruptura do solo

σ_s - Tensão máxima na armadura

Φ - Diâmetro da barra

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	13
2 DESCRIÇÃO DO OBJETO DE PESQUISA	14
2.1 LOCALIZAÇÃO	14
2.2 CARACTERÍSTICAS DO RESERVATÓRIO	14
2.3 ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS	16
2.4 REFERÊNCIAS TÉCNICAS	17
3 METODOLOGIA DE CÁLCULO	18
3.1 MÉTODO ANALÍTICO	18
3.2 MÉTODO COMPUTACIONAL	19
4 PARÂMETROS E CRITÉRIOS ADOTADOS	20
4.1 CONCRETO	20
4.2 COBRIMENTO	21
4.3 FISSURAS	21
4.4 ARMADURA MÍNIMA	22
4.4.1 VALORES MÍNIMOS PARA A ARMADURA DE TRAÇÃO	22
4.4.2 VALORES MÍNIMOS PARA A ARMADURA DE FLEXÃO	23
4.5 AÇO	24
5 CARREGAMENTOS CONSIDERADOS	25
5.1 PESO PRÓPRIO DO CONCRETO ARMADO	25
5.2 PESO PRÓPRIO DE IMPERMEABILIZAÇÃO	25
5.3 PESO DE ÁGUA NA LAJE DE FUNDO	25
5.4 EMPUXO DEVIDO A ÁGUA	26
5.5 SOBRECARGA ACIDENTAL ATUANTE NA LAJE DA TAMPA	26
5.6 VENTO	26
5.7 FLUTUAÇÃO	26
6 ESTUDO DO SOLO	27
6.1 POSIÇÃO DOS FUROS DE SONDAGEM	27
6.2 BOLETINS DE SONDAGEM	28
6.3 CARACTERÍSTICAS DO SOLO	32
6.3.1 PESO ESPECÍFICO	32
6.3.2 COESÃO	33
6.3.3 ÂNGULO DE ATRITO	33
6.3.4 CAPACIDADE DE CARGA	33
7 AÇÕES E COMBINAÇÕES	36

7.1 COMBINAÇÕES DE SERVIÇO	39
7.2 COMBINAÇÕES ÚLTIMAS	40
8 ANÁLISE ESTRUTURAL – MÉTODO ANALÍTICO	41
8.1 PAREDE CIRCULAR.....	41
8.1.1 MOMENTO FLETOR MÁXIMO NO ENGASTAMENTO	42
8.1.2 ABSCISSA y_0 DO MOMENTO FLETOR NULO.....	44
8.1.3 ABSCISSA y_1 DO MOMENTO FLETOR NA FACE EXTERNA.....	46
8.1.4 MOMENTO FLETOR MÁXIMO NA FACE EXTERNA.....	47
8.1.5 ABSCISSA y_2 DA FORÇA NORMAL MÁXIMA.....	49
8.1.6 FORÇA NORMAL MÁXIMA	50
8.2 LAJE DE COBERTURA	52
8.2.1 MOMENTO RADIAL MÁXIMO	52
8.2.2 MOMENTO CIRCUNFERENCIAL MÁXIMO.....	53
8.2.3 MOMENTO ORTOGONAL MÁXIMO.....	53
8.2.4 FORÇA CORTANTE MÁXIMA	54
8.3 LAJE DE FUNDO.....	54
8.3.1 MOMENTO ORTOGONAL MÁXIMO PARA ARMADURA INFERIOR NA LAJE DE FUNDO	54
8.3.2 MOMENTO ORTOGONAL MÁXIMO PARA ARMADURA SUPERIOR NA LAJE DE FUNDO	55
8.3.3 TRAÇÃO	56
9 ANÁLISE ESTRUTURAL – MÉTODO COMPUTACIONAL	58
9.1 <i>AUTODESK REVIT</i>	58
9.2 <i>AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS</i>	60
9.2.1 CARACTERÍSTICAS DO MODELO	60
9.3 PAREDE DO RESERVATÓRIO	62
9.3.1 FORÇA NORMAL CIRCUNFERENCIAL.....	62
9.3.2 FORÇA NORMAL VERTICAL	63
9.3.3 MOMENTO DE ENGASTAMENTO	63
9.4 LAJE DE FUNDO.....	64
9.4.1 MOMENTO ORTOGONAL MÁXIMO	65
9.4.2 TENSÃO DO SOLO	65
9.5 LAJE DE COBERTURA	66
9.6 RESUMO DAS ANÁLISES	67
10 DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS.....	69
10.1 LAJE DE COBERTURA	69
10.1.1 ARMADURA POSITIVA.....	69

10.1.2 ARMADURA NEGATIVA.....	70
10.1.3 CISALHAMENTO.....	71
10.2 PAREDE CIRCULAR.....	71
10.2.1 ARMADURA CIRCUNFERENCIAL	71
10.2.2 ARMADURA VERTICAL	73
10.2.3 TRANSPASSE DAS ARMADURAS	75
10.3 LAJE DE FUNDO.....	75
10.3.1 ARMADURA POSITIVA.....	75
10.3.2 ARMADURA ENGASTE	77
10.3.3 ARMADURA DA MÍSULA	78
10.3.4 TENSÃO ATUANTE NO SOLO	78
11 VERIFICAÇÃO DO ELS	79
11.1 MOMENTO DE FISSURAÇÃO (M_r).....	79
12 CONCLUSÕES	81
REFERÊNCIAS.....	82
APÊNDICE A – PLANTAS DO PROJETO ESTRUTURAL.....	84

1 INTRODUÇÃO

Segundo Ramos (2010), reservatórios são estruturas de vital importância para a Sociedade, pois podem ser utilizadas em Estações de Tratamento de Águas (ETA), as quais são responsáveis por potabilizar as águas para o consumo da população; em Estações de Tratamento de Águas Residuais (ETAR), que tem função de recolher e tratar águas residuais de origem doméstica ou industrial com a finalidade de serem reutilizadas para uso doméstico; em Reservatórios de Acumulação (RA), que tem função de atender as necessidades de consumo em épocas que a vazão do curso de água não é suficiente e em Reservatórios de Distribuição, usados no abastecimento populacional para garantir quantidade de água necessária.

Segundo Guerrin (2003), outro fator importante é quanto a variedade dos líquidos conservados no reservatório, podendo ser de água, vinho, cerveja, cidra; cisternas de alcatrão, betume; ou reservatórios de hidrocarbonetos, podendo ser petróleo, gasolina, óleo diesel e óleos minerais.

Ainda segundo Guerrin (2003), os reservatórios são classificados pela posição do reservatório em relação ao solo, pela forma, pelo fechamento e pela complexidade da construção. Pela posição do reservatório em relação ao solo, os reservatórios podem ser enterrados, levemente enterrados, apoiados no solo e elevados, apoiados sobre estruturas. Pela forma, os reservatórios podem ser quadrados, retangulares, circulares ou aderirem a qualquer forma, dependendo do seu material de construção. Pelo fechamento, os reservatórios podem ser cobertos ou não cobertos. Finalmente, quanto a complexidade da construção, os reservatórios podem ser simples, múltiplos e superpostos.

Este trabalho propõe fazer o projeto estrutural de um reservatório de água, de forma circular, apoiado no solo e coberto por uma tampa. A superestrutura, lajes e paredes, foram executadas em concreto armado de 40 Mpa, e as armaduras em aço CA-50.

2 DESCRIÇÃO DO OBJETO DE PESQUISA

A seguir são descritas as características gerais do projeto.

2.1 LOCALIZAÇÃO

O reservatório apoiado está localizado no município de Boa Vista do Buricá, no estado do Rio Grande do Sul, e é parte de uma Estação de Tratamento de Esgoto (ETA) construída pela CORSAN.

2.2 CARACTERÍSTICAS DO RESERVATÓRIO

O reservatório foi projetado seguindo as seguintes premissas:

- Tipologia: reservatório apoiado no solo;
- Forma: realizado no formato circular;
- Fechamento: reservatório coberto com laje plana;
- Complexidade: reservatório simples;
- Material: concreto armado.

Assim, a Tabela 1 abaixo, apresenta características importantes para o projeto do reservatório:

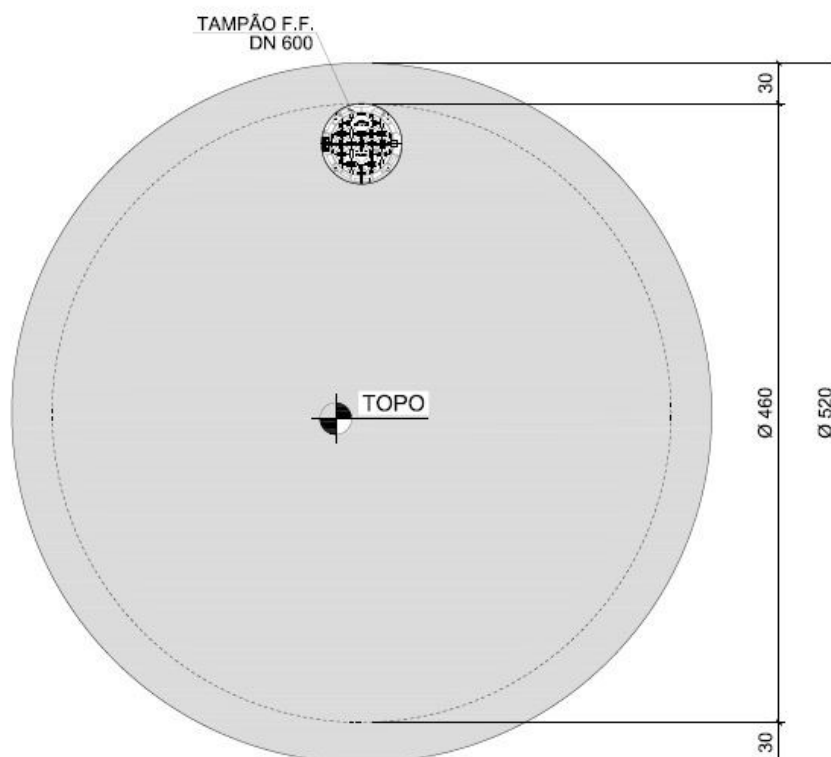
Tabela 1 - Características do reservatório

Características do reservatório	
Diâmetro externo (m)	5,20
Diâmetro interno (m)	4,60
Altura total (m)	4,60
Altura da lâmina de água (m)	3,70
Espessura da laje de fundo (m)	0,30
Espessura da laje de topo (m)	0,20
Espessura da parede (m)	0,30
Volume total (m ³)	68,15
Volume efetivo (m ³)	61,50
Volume de concreto (m ³)	29,55

Fonte: Elaborado pelo autor (2019)

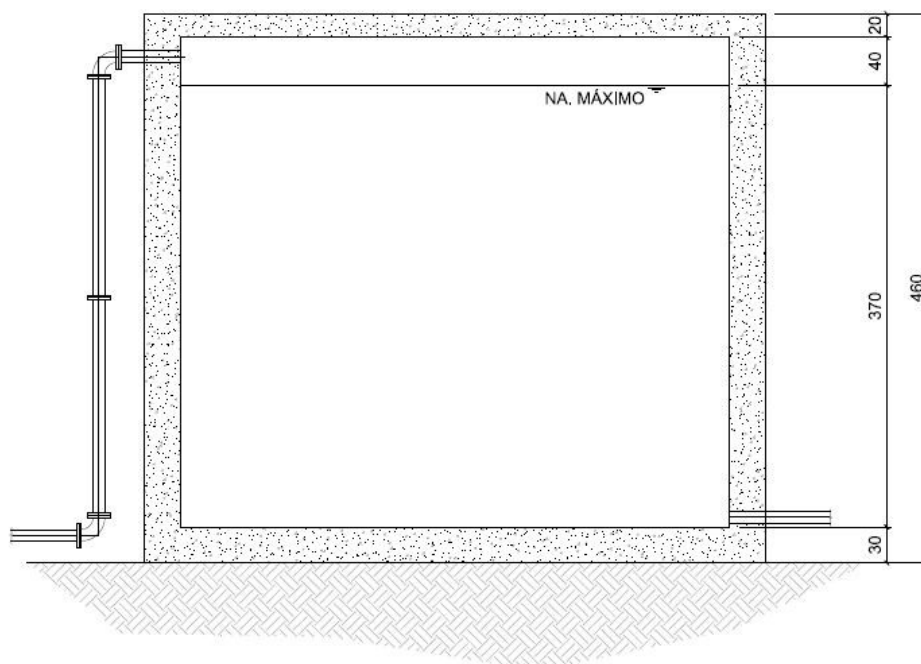
Na Figura 1 e Figura 2 abaixo, são apresentados os desenhos base onde é visto a configuração do reservatório apoiado, com suas dimensões, pela sua planta baixa e corte longitudinal.

Figura 1 - Planta baixa do reservatório



Fonte: Adaptado pelo autor (2019)

Figura 2 - Corte longitudinal do reservatório



Fonte: Adaptado pelo autor (2019)

2.3 ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS

Para a elaboração deste projeto estrutural foram adotadas algumas especificações técnicas:

- Foi adotado um modelo de comportamento elástico e linear para a análise estrutural;
- Durante a execução da estrutura, deverão ser observados concomitantemente o memorial de cálculo e as peças gráficas em anexo;
- É necessário o acompanhamento de um engenheiro de fundações para validar a solução adotada no projeto;
- Toda e qualquer alteração no projeto só é permitida com a autorização do engenheiro projetista.

2.4 REFERÊNCIAS TÉCNICAS

A importância das normas técnicas está associada aos parâmetros hidráulicos, estruturais e técnicos para a elaboração do projeto de maneira correta e padronizada. Esse trabalho tem como pressuposto que são verdadeiras e válidas todas as informações contidas nas referências normativas utilizadas.

Logo, as normas relacionadas abaixo foram úteis e necessárias para a elaboração deste projeto:

- NBR 6118 (ABNT, 2014) – Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento;
- NBR 6120 (ABNT, 1980) – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações;
- NBR 6484 (ABNT, 2001) – Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio;
- NBR 7480 (ABNT, 2007) – Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado – Procedimento;
- NBR 8681 (ABNT, 2003) – Ações e Segurança nas Estruturas – Procedimento;
- NBR 8800 (ABNT, 2008) – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios.

3 METODOLOGIA DE CÁLCULO

Os reservatórios apoiados apresentam a facilidade de execução, sendo projetados para áreas de média e baixa pressão de rede. Segundo Guerrin (2003), os reservatórios circulares são mais econômicos que os reservatórios retangulares por terem a presença de menores esforços de momento fletor, gerando menos custos em concreto armado e aço.

As principais exigências técnicas que o projeto do reservatório deve satisfazer, segundo Guerrin (2003), devem ser:

- Resistência: o reservatório deve apresentar o equilíbrio dos esforços atuantes em todas as partes;
- Impermeabilização: o reservatório deve apresentar ser estanque, isto é, sem fissuras;
- Durabilidade: o reservatório deve manter suas propriedades iniciais após o uso e o tempo.

Levando em consideração esses aspectos, o reservatório foi calculado por dois métodos, descritos abaixo.

3.1 MÉTODO ANALÍTICO

No método analítico, a estrutura foi analisada fazendo a divisão da mesma em três partes:

- Primeira parte: laje de fundo - por ser um reservatório apoiado é definida como uma fundação em radier;
- Segunda parte: parede do reservatório;
- Terceira parte: laje da tampa - comportamento de placa.

Com essas definições, além das normas técnicas, foram tomados como referência os autores Guerrin (2003) e Montoya (2000), além do auxílio computacional do programa *Excel*.

3.2 MÉTODO COMPUTACIONAL

No método computacional, foi adotado um modelo tridimensional feito a partir do Método dos Elementos Finitos. Para tanto, foi utilizado o *software Robot Structural Analysis*, da Autodesk. O *software* foi escolhido pela sua interface gráfica tridimensional, pela facilidade da plataforma de trabalho e pela boa comunicação com o *software* de detalhamento *Revit*.

4 PARÂMETROS E CRITÉRIOS ADOTADOS

Para a elaboração de um projeto qualificado e que atende as expectativas acadêmicas, foram utilizados alguns parâmetros e critérios que estão descritos nos itens seguintes.

4.1 CONCRETO

Visando garantir a durabilidade da estrutura com adequada segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante o período correspondente a vida útil da estrutura, considerou-se no dimensionamento a classe de agressividade IV, conforme recomendações da Tabela 6.1, item c, da NBR 6118 (ABNT, 2014). A classe do concreto é escolhida pela classe de agressividade e respeitando os critérios da Tabela 7.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014), sendo adotado a classe C40. Além disso, para a classe C40, a Tabela 8.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014) recomenda o uso do Módulo de Elasticidade Secante para o cálculo, utilizando $E_{cs} = 32\text{GPa}$.

O peso específico do concreto armado, levando em consideração a Tabela 1, da NBR 6120 (ABNT, 1980), é de 25 kN/m^3 . A NBR 6118 (ABNT, 2014) ainda recomenda no seu item 8.2.3, o coeficiente de dilatação térmica igual a $10^{-5}/^{\circ}\text{C}$ e no seu item 8.2.9, o coeficiente de Poisson de 0,2. Por fim, o coeficiente de minoração das resistências para o concreto é $\gamma_c = 1,4$.

Tabela 2 - Resumo dos parâmetros do concreto

Características do concreto	
Classe de Agressividade	IV
Classe	C40
Resistência Característica (MPa)	40
Módulo de Elasticidade Secante - E_{cs} (GPa)	32
Peso Específico (kN/m^3)	25
Coeficiente de dilatação térmica ($/^{\circ}\text{C}$)	10^{-5}
Coeficiente de Poisson	0,2
Coeficiente de minoração das resistências	1,4

Fonte: Elaborado pelo autor (2019)

4.2 COBRIMENTO

Como foi definido no item 4.1, o concreto tem classe de agressividade IV devido a estrutura ser um reservatório e estar em contato com o solo. Levando em consideração a Tabela 7.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014), que foi adaptada na Tabela 3 abaixo, o cobrimento adotado para a estrutura foi de 50 mm, que será adotado para todos os elementos estruturais que compõe o reservatório.

Tabela 3 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\Delta c = 10 \text{ mm}$

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

Fonte: Adaptado da NBR 6118 (ABNT, 2014)

4.3 FISSURAS

A verificação de abertura de fissuras tem uma grande importância nas estruturas realizadas em concreto armado, em especial, em reservatórios, pela sua função. Segundo a Tabela 13.4 da NBR 6118 (ABNT, 2014), para a classe de agressividade IV, a abertura das fissuras é restringida a $W_k \leq 0,2 \text{ mm}$. Segundo o item 17.3.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014), a abertura de fissuras é o menor valor entre os obtidos pelas expressões a seguir:

$$W_1 = \frac{\sigma_i \cdot \sigma_{si} \cdot 3 \cdot \sigma_{si}}{12,5 \cdot \eta_1 \cdot E_{si} \cdot f_{ctm}} \quad (1)$$

$$W2 = \frac{\phi_i \cdot \sigma_{si} \cdot 4}{12,5 \cdot \eta_1 \cdot E_{si}} \cdot \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right) \quad (2)$$

Onde:

σ_{si} - é a tensão de tração no centro de gravidade da armadura considerada;

ρ_{ri} - é a taxa de armadura passiva ou ativa aderente em relação à área da região de envolvimento;

ϕ - é o diâmetro da barra que protege a região de envolvimento considerada;

E_{si} - é o módulo de elasticidade do aço da barra considerada;

η_1 - é o coeficiente de conformação superficial da armadura considerada.

A abertura de fissuras será verificada para o maior momento da estrutura, onde ocorre a maior tensão normal.

4.4 ARMADURA MÍNIMA

As armaduras mínimas são diferenciadas pelo tipo de esforço e estão descritas nos próximos itens:

4.4.1 VALORES MÍNIMOS PARA A ARMADURA DE TRAÇÃO

O principal dimensionamento da armadura circunferencial da parede é feito levando em consideração o esforço normal de tração. O item 17.3.5.2.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014) recomenda o cálculo da armadura mínima de tração pela relação:

$$A_{s, \text{mín}} = \frac{k \cdot k_c \cdot f_{ct, ef} \cdot A_{ct}}{\sigma_s} \quad (3)$$

Onde:

A_{ct} - é a área de concreto na zona tracionada;

σ_s - é a tensão máxima permitida na armadura imediatamente após a formação da fissura;

$f_{ct, ef} = 3$ MPa - é a resistência média à tração efetiva do concreto no instante em que se formam as primeiras fissuras;

k - é o coeficiente que considera os mecanismos de geração de tensões de tração. Considerando $h > 0,8\text{m}$, temos $k = 0,5$ pelo item 17.3.5.2.2a da NBR 6118 (ABNT, 2014);

k_c - é o coeficiente que considera a natureza da distribuição de tensões na seção, antes da fissuração. Considerando o caso de tração pura, $k_c = 1,0$.

4.4.2 VALORES MÍNIMOS PARA A ARMADURA DE FLEXÃO

O principal dimensionamento da armadura das lajes e da armadura vertical da parede é feito levando em consideração o esforço de flexão. O 17.3.5.2.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014) nos mostra que a taxa de armadura mínima a ser respeitada em qualquer caso de tração é de $\rho = 0,15\%$. A Tabela 4 abaixo apresenta as taxas mínimas de armadura de flexão quando comparadas com a resistência característica do concreto.

Tabela 4 - Taxas mínimas de armadura de flexão

Forma da seção	Valores de p_{min} (%)					
	20	25	30	35	40	45
Retangular	0,150	0,150	0,150	0,164	0,179	0,194

Fonte: Adaptado da NBR 6118 (ABNT, 2014)

Para o concreto de classe C40 definido, a taxa mínima de armadura de flexão em lajes é de $\rho_{\min} = 0,179\%$.

4.5 AÇO

As armaduras da estrutura devem estar de acordo com a NBR 7480 (ABNT, 2007) e NBR 6118 (ABNT, 2014). Conforme o item 8.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014), para a armadura longitudinal será adotado o aço CA-50, com resistência ao escoamento de 500 MPa. De mesmo modo, para a armadura transversal será adotado o aço CA-60, com resistência ao escoamento de 600 MPa.

Os itens 8.3.3, 8.3.4 e 8.3.5 da NBR 6118 (ABNT, 2014) nos mostra outros importantes dados para o projeto: peso específico, coeficiente de dilatação térmica e o módulo de elasticidade, que estão apresentados na Tabela 5 abaixo. Por fim, o coeficiente de minoração das resistências para o aço é $\gamma_c = 1,15$.

Tabela 5 - Resumo dos parâmetros do aço

Características do aço	
Classe	CA-50 / CA-60
Resistência ao escoamento (MPa)	500 / 600
Módulo de Elasticidade (GPa)	210
Peso Específico (kg/m ³)	7850
Coeficiente de dilatação térmica (/°C)	10 ⁻⁵
Coeficiente de minoração das resistências	1,15

Fonte: Elaborado pelo autor (2019)

5 CARREGAMENTOS CONSIDERADOS

Os carregamentos atuantes em uma estrutura podem ser divididos em três tipos: permanentes, variáveis e excepcionais. Segundo a NBR 8681 (ABNT, 2003), as cargas permanentes são divididas em diretas e indiretas. As cargas diretas são o peso próprio da estrutura, de equipamentos fixos e o empuxo gerado por massas; as permanentes indiretas são cargas de protensão, recalques e retração de materiais. As cargas variáveis são divididas em normais e as especiais. As cargas variáveis normais são aquelas que tem grande probabilidade de incidência sob a estrutura, exemplificada pela carga de vento; as cargas variáveis especiais são aquelas que ocorrem em estruturas específicas e em tempos específicos. As cargas excepcionais ocorrem por explosões e outros impactos contra a estrutura. Nos itens abaixo estão descritas as cargas atuantes no reservatório.

5.1 PESO PRÓPRIO DO CONCRETO ARMADO

A Tabela 1 da NBR 6120 (ABNT, 1980) apresenta como peso específico para o concreto armado o valor de 25 kN/m³.

5.2 PESO PRÓPRIO DE IMPERMEABILIZAÇÃO

Para a impermeabilização do reservatório foi adotado a manta e argamassa para caimento atuando na laje de fundo. Considerando um caimento de 15 cm de espessura, em média, será adotado valor de 3 kN/m².

5.3 PESO DE ÁGUA NA LAJE DE FUNDO

O peso específico da água é considerado como 10 kN/m³. Quando o reservatório estiver cheio, que é a pior situação possível segundo o item 11.4.1.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014), o valor da carga atuante na laje de fundo devido a água é

igual ao peso específico da água multiplicado pela altura máxima da lâmina de água, resultado em 37 kN/m².

5.4 EMPUXO DEVIDO A ÁGUA

O empuxo devido a água atua diretamente nas paredes do reservatório, como uma carga triangular onde seu valor máximo atua na parte inferior da parede e é nulo na parte superior. O valor máximo do carregamento é calculado pelos mesmos princípios do item 5.3, resultando em 37 kN/m². Além disso, o valor do coeficiente de ponderação no estado limite último, segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), é de 1,2.

5.5 SOBRECARGA ACIDENTAL ATUANTE NA LAJE DA TAMPA

A sobrecarga acidental que atua na laje da tampa é tomada pela NBR 6120 (ABNT, 1980), considerando a laje como um “terraço – sem acesso ao público”, tem valor mínimo de 2 kN/m².

5.6 VENTO

Levando em consideração a baixa altura do reservatório e a seção circular do reservatório, o que diminui a incidência do vento, é desconsiderada a ação do vento na estrutura.

5.7 FLUTUAÇÃO

O fenômeno da flutuação precisa ser verificado em todos os casos onde existem reservatórios enterrados ou semienterrados, onde o nível do lençol freático é superior ao nível inferior da laje de fundo. O reservatório é apoiado no solo e o nível do lençol freático é inferior a laje de fundo, não necessitando a verificação da flutuação.

6 ESTUDO DO SOLO

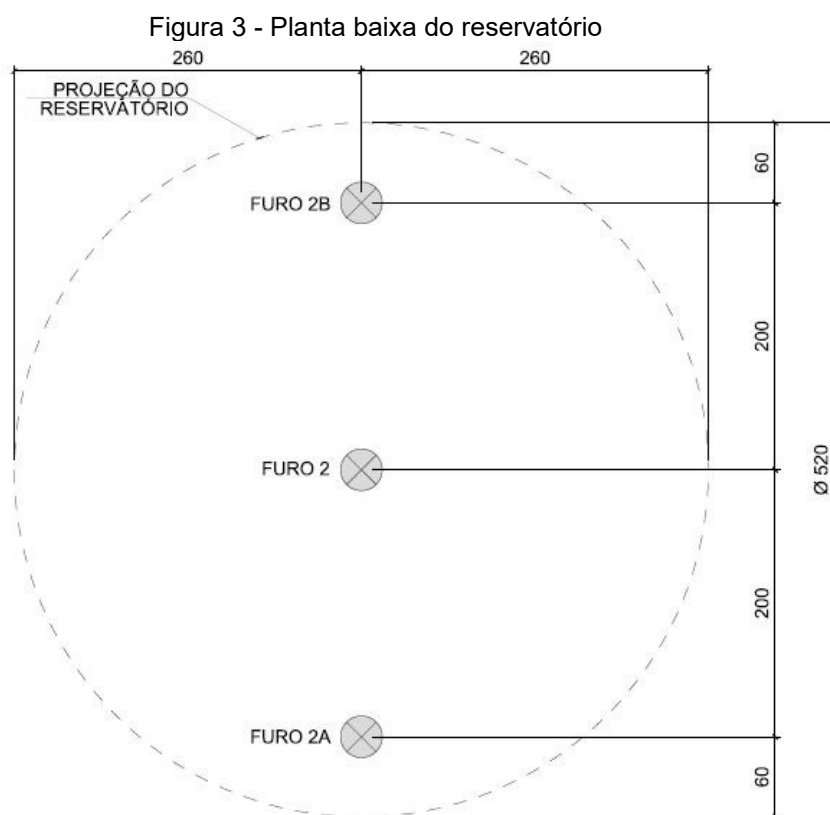
Para dar continuidade no projeto da estrutura, é necessário a determinação de alguns parâmetros geotécnicos do solo onde a estrutura do reservatório será apoiada. Essas informações serão estimadas a partir do método *Standard Penetration Test (SPT)*, executado de acordo com a NBR 6484 (ABNT, 2001).

O método de sondagem SPT é considerado semi-empírico que auxilia a estimar propriedades do solo com base em relações a partir de teorias da mecânica dos solos. A sondagem permite reconhecer as camadas do solo, sua resistência e a posição do nível da água.

6.1 POSIÇÃO DOS FUROS DE SONDAGEM

Para o estudo do solo, inicialmente foi demarcado um ponto para sondagem no reservatório. Posteriormente, visando um melhor levantamento de dados, foram executados mais 2 furos de testemunhas. O furo inicial foi denominado como furo 2 e os furos seguintes foram denominados como furos 2A e 2B, executados à uma distância de 2,0 m do furo inicial.

A Figura 3 abaixo apresenta a posição dos furos em relação a projeção do reservatório.



Fonte: Adaptado pelo autor (2019)

6.2 BOLETINS DE SONDAGEM

Conforme o relatório de sondagem, o ensaio de penetração foi feito com a cravação inicial de um amostrador tipo Raymond de diâmetro nominal interno de 1.3/8" (34,9 mm) e externo de 2" (50,8 mm). Após a cravação inicial, mediante o impacto de peso de 65 kg, caindo em queda livre de uma altura de 75 cm, foi anotado o número de golpes necessários para a cravação de cada 15 cm do referido amostrador até atingir a penetração de 45 cm, conforme a NBR 6484 (ABNT, 2001). Todas as perfurações foram executadas por percussão com o auxílio de circulação de água e protegidas por um tubo de revestimento de 2.1/2" de diâmetro nominal.

Os furos SPT 02, SPT 02A e SPT 02B são apresentados na Figura 4, Figura 5 e Figura 6, respectivamente.

Figura 4 - Furo de Sondagem SPT 02

FS SONDAAGEM										SONDAAGEM DE RECONHECIMENTO DO SOLO									
LOCAL		BOA VISTA DO BURICA RS.																	
PROJETO		ETA										COORDENADAS							
SPT 02		INICIO		19/07/2017		COTA		NIVEL D AGUA INICIAL SECO											
		FINAL		19/07/2017		-		REVESTIMENTO 1.00											
NÚMERO DE GOLPES PARA PENETRAÇÃO DE 30 cm DO AMOSTRADOR		● AMOSTRA SPT □ AMOSTRA SHELBY		PESO = 65 Kg		AMOSTRADOR		REVESTIMENTO = Ø76,2 mm		Ø interno 34,9 mm = 1 3/8"									
		ALT. DE QUEDA = 75 CM						Ø externo 50,8 mm = 2"											
1ª e 2ª		-----										CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL							
2ª e 3ª		-----										(sondagem a percussão)							
1ª e 2ª	2ª e 3ª	10	20	30	40	50	Nº AMOSTRA	NIVEL D AGUA (m)	COTA EM RELAÇÃO AO RN (m)	PERFIL LITOLÓGICO	PROFUND. CAMADA (Cm)								
---	---										0.00	ATERRO ARGILA COM PEDREGULHOS							
5	5						1				0.30	ARGILA COM POUCA AREIA FINA VERMELHA							
5.0	-						2				1.80	FINAL LIMITE DE SONDAAGEM							
-	-						3					IMPENETRÁVEL A PERCUSSÃO							
-	-						4					ROCHA							
-	-						5												
-	-						6												
-	-						7												
-	-						8												
-	-						9												
-	-						10												
-	-						11												
-	-						12												
-	-						13												
-	-						14												
-	-						15												
-	-						16												
-	-						17												
-	-						18												
-	-						19												
-	-						20												
OPERADOR:		Andre Cássio		PROF. RN	N.A	COTA RN	PERFIL LITOLÓGICO	PROF. CAMADA	Classificação do Material										
RESPONSÁVEL TÉCNICO		NA/Cm2 4H		SECO		OBSERVAÇÕES:													

Fonte: FS Sondagem – Projeto geotécnico (2017)

Figura 5 - Furo de Sondagem SPT 02A

FS SONDAAGEM														SONDAAGEM DE RECONHECIMENTO DO SOLO																																																																							
LOCAL		BOA VISTA DO BURICA RS.														COORDENADAS																																																																					
PROJETO		ETA														NIVEL D AGUA INICIAL SECO																																																																					
		SPT 02 A														COTA																																																																					
		INICIO														19/07/2017																																																																					
		FINAL														19/07/2017																																																																					
																-																																																																					
NÚMERO DE GOLPES PARA PENETRAÇÃO DE 30 cm DO AMOSTRADOR														<input checked="" type="checkbox"/> AMOSTRA SPT <input type="checkbox"/> AMOSTRA SHELBY ALT. DE QUEDA=75 CM														PESO = 65 Kg																																																									
																												AMOSTRADOR REVESTIMENTO= Ø76,2 mm Ø interno 34,9 mm = 1 3/8" Ø externo 50,8 mm = 2"																																																									
1ª e 2ª		-----														Classificação do Material <i>(sondagem a percussão)</i>																																																																					
2ª e 3ª		-----																																																																																			
1ª e 2ª 2ª e 3ª		10 20 30 40 50																																																																																			
		10 20 30 40 50														Nº AMOSTRA														NIVEL D'AGUA (m)														COTA EM RELAÇÃO AO RN (m)														PERFIL LITOLÓGICO														PROFUND. CAMADA (Cm)													
---		---														1														0.00														ATERRO ARGILA COM PEDREGULHOS																																									
6		6														2														0.30														ARGILA COM POUCA AREIA FINA VERMELHA																																									
5.0		-														3														1.80														FINAL LIMITE DE SONDAAGEM IMPENETRÁVEL A PERCUSSÃO ROCHA																																									
-		-														4																																																																					
-		-														5																																																																					
-		-														6																																																																					
-		-														7																																																																					
-		-														8																																																																					
-		-														9																																																																					
-		-														10																																																																					
-		-														11																																																																					
-		-														12																																																																					
-		-														13																																																																					
-		-														14																																																																					
-		-														15																																																																					
-		-														16																																																																					
-		-														17																																																																					
-		-														18																																																																					
-		-														19																																																																					
-		-														20																																																																					
OPERADOR:		Andre Cássio														PROF. (m)														NA														COTA RN														PERFIL LITOLÓGICO														PROF. CAMADA													
RESPONSÁVEL TÉCNICO																NA/Cmj24H														SECO														OBSERVAÇÕES																																									

Fonte: FS Sondagem – Projeto geotécnico (2017)

Figura 6 - Furo de Sondagem SPT 02B

FS SONDAAGEM															SONDAAGEM DE RECONHECIMENTO DO SOLO																					
LOCAL		BOA VISTA DO BURICA RS.																																		
PROJETO		ETA													COORDENADAS																					
SPT 02 B		INICIO					19/07/2017					COTA		NIVEL D AGUA INICIAL SECO																						
		FINAL					19/07/2017					-		REVESTIMENTO 1.00																						
NÚMERO DE GOLPES PARA PENETRAÇÃO DE 30 cm DO AMOSTRADOR															<input checked="" type="radio"/> AMOSTRA SPT <input type="radio"/> AMOSTRA SHELBY ALT. DE QUEDA=75 CM					PESO = 65 Kg AMOSTRADOR REVESTIMENTO= Ø76,2 mm Ø interno 34,9 mm = 1 3/8" Ø externo 50,8 mm = 2"																
1ª e 2ª		-----															Classificação do Material (sondagem a percussão)																			
2ª e 3ª		-----																																		
1ª e 2ª 2ª e 3ª		10					20					30										40					50					Nº AMOSTRA		NIVEL D'AGUA (m)		COTA EM RELAÇÃO AO RN (m)
---		---															1		0.00		ATERRO ARGILA COM PEDREGULHOS															
6		7															2		0.30		ARGILA COM POUCA AREIA FINA VERMELHA															
5.0		-															3		1.80		FINAL LIMITE DE SONDAAGEM IMPENETRavel A PERCUSSAO ROCHA															
-		-															4																			
-		-															5																			
-		-															6																			
-		-															7																			
-		-															8																			
-		-															9																			
-		-															10																			
-		-															11																			
-		-															12																			
-		-															13																			
-		-															14																			
-		-															15																			
-		-															16																			
-		-															17																			
-		-															18																			
-		-															19																			
-		-															20																			
OPERADOR:		Andre Cássio													INDIC. (m)		NA		COTA RN		PERFIL LITOLÓGICO		PROF. CAMADA		Classificação do Material											
RESPONSÁVEL TÉCNICO															NA/Cm2.4H		SECO		OBSERVAÇÕES:																	

Fonte: FS Sondagem – Projeto geotécnico (2017)

6.3 CARACTERÍSTICAS DO SOLO

Conforme podemos observar nos boletins de sondagem apresentados no item 6.2, a composição estratigráfica do solo é composto por duas camadas distintas, sendo: uma camada de 0,30 m de aterro de argila com pedregulhos; e seguido por uma segunda camada de 1,50 m de argila com pouca areia fina e coloração avermelhada, até chegar na profundidade definida como o limite de sondagem impenetrável à percussão, sendo este determinado pela presença de rocha ou matacão. O nível de água não foi alcançado. Nos itens seguintes é descrito as características importantes para o solo em questão.

6.3.1 PESO ESPECÍFICO

Não havendo ensaios de laboratório, o peso específico é adotado levando em consideração a Tabela 6 (Godoy, 1983), de peso específico de solos argilosos. Essa tabela relaciona o índice de resistência à penetração (N) do SPT com a consistência do solo, como é visto na Tabela 6 abaixo:

Tabela 6 - Peso específico de solos argilosos

N (golpes)	Consistência	Peso específico (kN/m ³)
≤ 20	Muito mole	13
3 a 5	Mole	15
6 a 10	Média	17
11 a 19	Rija	19
≥ 20	Dura	21

Fonte: Adaptado de Godoy (1983)

Assim, com o índice de resistência à penetração $N = 7$, foi adotado o valor de peso específico do solo de 17 kN/m³.

6.3.2 COESÃO

Para a estimativa do valor de coesão (c), não havendo ensaios de laboratório, Teixeira e Godoy (1996) relacionam o índice de resistência à penetração (N) do SPT com a coesão do solo:

$$C = 10 \cdot N_{spt} \text{ (KPa)} \quad (4)$$

Entretanto, adotaremos o valor de coesão igual a zero (0), ou seja, não consideraremos nenhuma ajuda da coesão na resistência do solo. Essa hipótese foi adotada de Costa (1998), que tem como justificativa que qualquer vazamento do reservatório, rompimento de tubulações ou outro fenômeno que causasse inundação dos taludes, levariam a coesão a zero. Logo, para esse projeto a coesão do solo é desconsiderada.

6.3.3 ÂNGULO DE ATRITO

Segundo Godoy (1983), para estimar o ângulo de atrito ϕ , utiliza-se a expressão abaixo:

$$\phi = 28^\circ + 0,4 \cdot N_{spt} \quad (5)$$

$$\phi = 28^\circ + 0,4 \cdot 7 = 30,8^\circ$$

6.3.4 CAPACIDADE DE CARGA

Para o estudo da capacidade de carga será baseado na teoria de Terzaghi (1943) que leva em consideração a superfície potencial de ruptura em função do tipo de ruptura. A laje de fundo será considerada analogamente a uma sapata circular com diâmetro de 5,20 m.

Pela teoria de Terzaghi, a capacidade de carga é calculada a partir da equação abaixo:

$$\sigma R = c \cdot N_c \cdot S_c + q \cdot N_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \quad (6)$$

Onde:

c - é a coesão do solo;

q - a tensão efetiva ao nível da base;

γ - peso específico do solo;

N_c, N_q, N_γ – fatores de capacidade de carga;

S_c, S_q, S_γ – fatores de forma;

B – menor dimensão da sapata.

Os fatores de capacidade de carga, são obtidos da tabela do Cintra (2011), sendo função do ângulo de atrito definido anteriormente. Já os fatores de forma dependem da forma da fundação e também são obtidos da tabela do Cintra (2011).

Na tabela 7 abaixo é apresentado um resumo com todos os fatores citados acima.

Tabela 7 - Fatores de capacidade de carga e de forma

Fator	Valor
N_c	32,67
N_q	20,63
N_γ	25,99
S_c	1,68
S_q	1,65
S_γ	0,60

Fonte: Adaptado de Cintra (2011)

Logo, considerando que não há sobrecarga no solo lateral ao do reservatório e que a coesão no solo é considerada zero (0), a equação é simplificada por:

$$\sigma_R = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \quad (7)$$

$$\sigma_R = \frac{1}{2} \cdot 17 \cdot 5,20 \cdot 25,99 \cdot 0,60 = 689,25 \text{ kPa}$$

Considerando o fator de segurança (FS) = 3, a tensão admissível do solo é dada como:

$$\sigma_{adm} = \frac{\sigma_R}{FS} = \frac{689,25 \text{ kPa}}{3} = 229,75 \text{ kPa}$$

7 AÇÕES E COMBINAÇÕES

Segundo o item 11.7 da NBR 6118 (ABNT, 2014), as ações devem ser majoradas pelo coeficiente de ponderação γ_f , que é calculado por:

$$\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot \gamma_{f3} \quad (8)$$

Os coeficientes estão apresentados nas Tabelas 8 e 9 abaixo, adaptadas na NBR 6118 (ABNT, 2014).

Tabela 8 - Coeficiente γ_f

Combinações de ações	Ações			
	Permanentes (g)		Variáveis (q)	
	D	F	G	T
Normal	1,4	1,0	1,4	1,2
Onde: D é desfavorável, F é favorável, G são as cargas variáveis e T é a temperatura.				

Fonte: Adaptado da Tabela 11.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014)

Tabela 9 - Coeficiente γ_{f2}

Ações		γ_{f2}		
		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas	0,7	0,6	0,4
	Bibliotecas, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6

Fonte: Adaptado da Tabela 11.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014)

Nas Tabelas 11.3 e 11.4 da NBR 6118 (ABNT, 2014) são apresentadas as combinações últimas, do Estado Limite Último, e as combinações de serviço, do Estado Limite de Serviço.

Dentre as combinações últimas normais, para os casos de “Esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto armado”, as combinações são calculadas a partir de:

$$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} F_{\varepsilon gk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \Psi_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{\varepsilon q} \Psi_{0\varepsilon} F_{\varepsilon qk} \quad (9)$$

Onde:

F_d – é o valor de cálculo das ações para combinação última;

F_{gk} – representa as ações permanentes diretas;

$F_{\varepsilon k}$ – representa as ações permanentes indiretas;

F_{qk} – representa as ações variáveis diretas das quais F_{qik} é escolhida principal;

γ_g, γ_q – são os fatores de ponderação γ_f .

Ψ_0 – é o fator de ponderação γ_{f2} .

Dentre as combinações de serviço, para os casos de combinações quase permanentes de serviço (CQP), onde todas as ações variáveis são consideradas com seus valores permanentes $\Psi_2 F_{qk}$, as combinações são calculadas por:

$$F_{d, ser} = \sum F_{gi,k} + \sum \Psi_{2j} F_{qj,k} \quad (10)$$

Onde:

$F_{d,ser}$ – é o valor de cálculo das ações para combinação de serviço;

F_{gk} – representa as ações variáveis diretas das quais F_{qik} é escolhida principal;

Ψ_2 – é o fator de ponderação γ_{f2} .

Já para os casos de combinações frequentes de serviço (CF), onde a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor frequente $\Psi_1 F_{q1k}$ e todas as demais ações são consideradas com seu valor quase permanente $\Psi_2 F_{qk}$, as combinações são calculadas por:

$$F_{d,ser} = \sum F_{gi,k} + \Psi_1 F_{q1k} + \sum \Psi_2 F_{qj,k} \quad (11)$$

Onde:

$F_{d,ser}$ – é o valor de cálculo das ações para combinação de serviço;

F_{gk} – representa as ações variáveis diretas das quais F_{qik} é escolhida principal;

Ψ_1 – é o fator de ponderação γ_{f2} .

Ψ_2 – é o fator de ponderação γ_{f2} .

Logo, o reservatório será avaliado pra três (3) situações de carga distintas, sendo uma (1) para o Estado Limite de Serviço e duas (2) para o Estado Limite Último.

A Combinação 1, para o Estado Limite de Serviço, é feita considerando o reservatório cheio, ou seja, com a lâmina da água atingindo a altura $h = 3,70\text{m}$. A

Combinação 2, para o Estado Limite Último, é feita considerando o reservatório vazio, ou seja, com a lâmina da água tendo $h = 0\text{m}$. Já a Combinação 3, para o mesmo caso, é feita considerando o reservatório cheio, ou seja, com a lâmina da água atingindo a altura $h = 3,70\text{m}$. Na tabela 10, é apresentado o resumo das combinações.

Tabela 10 - Combinações de ações

Combinação	Tipo	Característica
Combinação 1	ELS	Reservatório cheio - altura h da lâmina da água = 3,70 m
Combinação 2	ELU	Reservatório vazio - altura h da lâmina da água = 0,00 m
Combinação 3	ELU	Reservatório cheio - altura h da lâmina da água = 3,70 m

Fonte: Elaborado pelo autor (2019)

7.1 COMBINAÇÕES DE SERVIÇO

A Combinação 1, do ELS, será considerada do tipo “quase permanente”, levando em consideração que as cargas atuam durante um longo tempo de vida da estrutura. A partir dessa combinação vai acontecer a verificação da abertura de fissuras e de deformações excessivas.

A favor da segurança, a única carga que foi considerada como variável foi a sobrecarga na laje de cobertura, tendo fator de ponderação considerado 0,4. O restante dos esforços será considerado com seu valor característico para o estudo do ELS. A Tabela 11 apresenta as ações atuantes e seus respectivos coeficientes de ponderação.

Tabela 11 - Ações atuantes e coeficientes de ponderação no ELS

Combinação	Característica	Ação	Coeficiente de Ponderação
Combinação 1	Reservatório cheio $h = 3,70\text{ m}$	Permanente concreto + impermeabilização	1,0
		Sobrecarga laje de cobertura	0,4
		Empuxo da água na parede	1,0
		Peso da água na laje de fundo	1,0
		Reação da laje de cobertura na parede	1,0

Fonte: Elaborado pelo autor (2019)

7.2 COMBINAÇÕES ÚLTIMAS

Na Combinação 2 e a Combinação 3, do ELU, todos os seus coeficientes de ponderação foram considerados como 1,4, com exceção dos coeficientes das ações relacionadas a carga hidráulica – empuxo da água e peso próprio – que foram considerados como 1,2, segundo o item 11.4.1.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014). A tabela 12 apresenta o resumo desses coeficientes.

Tabela 12 - Ações atuantes e coeficientes de ponderação no ELU

Combinação	Característica	Ação	Coefficiente de Ponderação
Combinação 2	Reservatório vazio h = 0,00 m	Permanente concreto + impermeabilização	1,4
		Sobrecarga laje de cobertura	1,4
		Reação da laje de cobertura na parede	1,4
Combinação 3	Reservatório cheio h = 3,70 m	Permanente concreto + impermeabilização	1,4
		Sobrecarga laje de cobertura	1,4
		Reação da laje de cobertura na parede	1,4
		Empuxo da água na parede	1,2
		Peso da água na laje de fundo	1,2

Fonte: Elaborado pelo autor (2019)

8 ANÁLISE ESTRUTURAL – MÉTODO ANALÍTICO

Nesse capítulo serão obtidos os esforços atuantes no reservatório pelos métodos analíticos presentes em diversas literaturas. Para tanto, o reservatório será separado em três (3) partes principais: laje de fundo, laje de cobertura e a parede circular, que serão descritos nos itens seguintes.

8.1 PAREDE CIRCULAR

A parede do reservatório, por não ser plana, foi considerada como sendo uma casca cilíndrica composta de anéis limitados por planos horizontais. Nesses elementos, o principal esforço atuante, segundo Guerrin (2003), é a força de tração radial devida ao empuxo devido a água.

O pior caso se dá quando o reservatório está cheio, ou seja, para o método analítico a parede circular vai ser dimensionada pela Combinação 3 e considerando a altura de água $h = 3,70$ m.

Guerrin (2003) resumiu o método de Hangan-Soare (1959), que considera a parede tendo um engastamento elástico em relação a laje de fundo e mantendo interação entre as duas partes do reservatório. Ele resumiu o método à utilização de ábacos que tem dois principais parâmetros de entrada:

- Relação entre a espessura da parede e a espessura da laje de fundo (e/e');
- Relação βh ;

A relação e/e' , na medida em que as espessuras da parede e da laje de fundo são iguais a 0,30 m, tem valor de 1,00.

O coeficiente de amortecimento β , é calculado por Guimarães (1995):

$$\beta = \frac{[3(1 - \nu^2)]^{\frac{1}{4}}}{\sqrt{re}} \quad (12)$$

Onde:

ν = é o coeficiente de Poisson, definido como 0,2 para o concreto pela NBR 6118 (ABNT, 2014);

r = é o valor do raio efetivo, ou seja, interno do reservatório, sendo $r = 2,30$ m.

Logo, calculando primeiro o coeficiente de amortecimento, temos:

$$\beta = \frac{[3(1 - 0,2^2)]^{\frac{1}{4}}}{\sqrt{2,3 \cdot 0,30}} = 1,568 \text{ m}^{-1}$$

Multiplicando pela altura da lâmina de água, temos:

$$\beta h = 1,568 \cdot 3,7 = 5,80$$

Com os valores de βh e de e/e' , utilizando os ábacos de Guerrin (2003), é possível determinar os valores de K necessários para calcular os esforços atuantes no reservatório circular. Esses procedimentos são descritos nos itens seguintes.

8.1.1 MOMENTO FLETOR MÁXIMO NO ENGASTAMENTO

O máximo momento fletor ocorre no engastamento entre a laje de fundo e a parede do reservatório, tendo, por convenção, sinal positivo.

Segundo Guerrin (2003), o momento fletor máximo no engastamento é obtido pela expressão:

$$M_o = K \cdot \gamma \cdot h^3 \quad (13)$$

Onde:

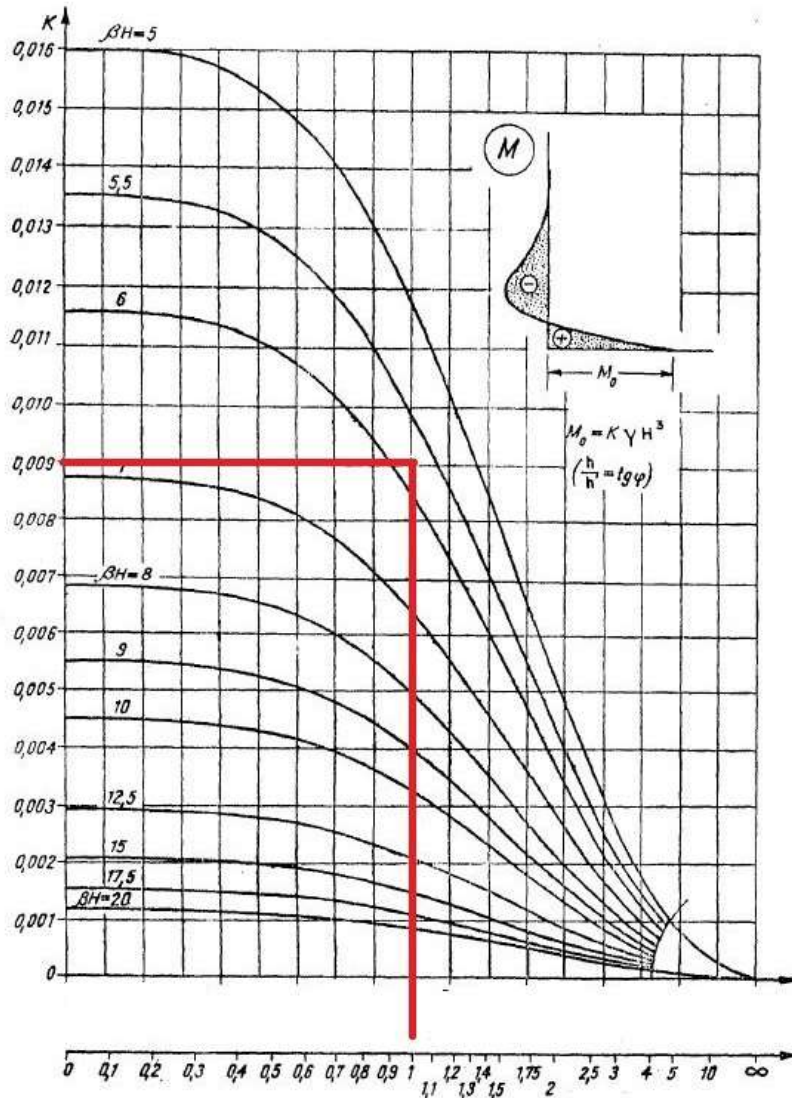
M_0 é o momento característico do engastamento inferior;

γ é o peso específico da água, atribuído como 10 kN/m³;

h é a altura da lâmina da água;

K é um coeficiente retirado do ábaco de Guerrin (2003), definido na Figura 7.

Figura 7 - Ábaco para determinação de K



Fonte: Adaptado de Guerrin (2003)

Como visto no ábaco da Figura 7, com a entrada dos parâmetros e/e' e βh , definimos o valor de K como sendo 0,009.

Assim, considerando o peso específico da água e a lâmina da água na sua altura máxima, temos:

$$M_o = 0,009 \cdot 10 \cdot 3,70^3 = 4,559 \text{ kNm/m}$$

Logo, tem seu valor majorado pelo coeficiente do ELU dado por:

$$M_{od} = M_o \cdot 1,4 = 4,559 \cdot 1,4 = 6,382 \text{ kNm/m}$$

8.1.2 ABSCISSA y_0 DO MOMENTO FLETOR NULO

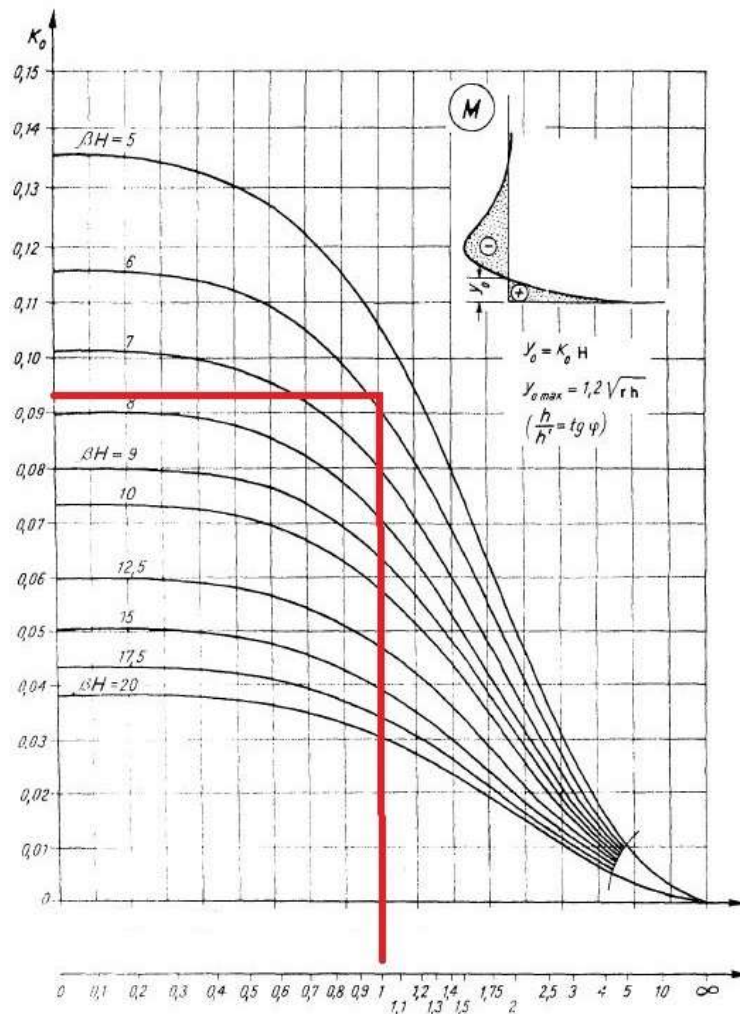
Para determinar a posição onde se invertem os esforços na parede é necessário calcular a posição onde o momento é nulo. Por Guerrin (2003), a abscissa é calculada por:

$$y_0 = K_o \cdot h \tag{14}$$

Onde:

h é a altura da lâmina da água;

K_o é um coeficiente retirado do ábaco de Guerrin (2003), definido na Figura 8.

Figura 8 - Ábaco para determinação de K_0 

Fonte: Adaptado de Guerrin (2003)

Como visto no ábaco da Figura 8, com a entrada dos parâmetros e/e' e βh , definimos o valor de K_0 como sendo 0,093.

$$y_0 = 0,093 \cdot 3,70 = 0,344 \text{ m}$$

Porém, Guerrin (2003) definiu o valor limite para y_0 como sendo:

$$y_{0, \max} = \frac{\pi}{2\beta} = \frac{\pi}{2 \cdot 1,568} = 1,001 \text{ m}$$

8.1.3 ABCISSA y_1 DO MOMENTO FLETOR NA FACE EXTERNA

A abscissa y_1 é a posição onde o momento fletor na face externa é máximo, e segundo Guerrin (2003), é calculado pela expressão:

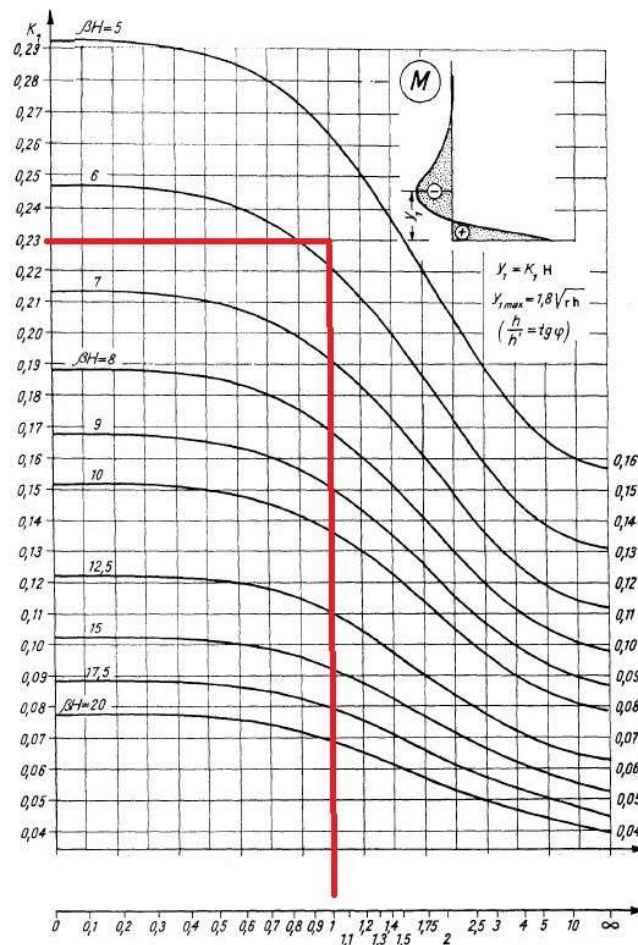
$$y_1 = K_1 \cdot h \quad (15)$$

Onde:

h é a altura da lâmina da água;

K_1 é um coeficiente retirado do ábaco de Guerrin (2003), definido na Figura 9.

Figura 9 - Ábaco para determinação de K_1



Fonte: Adaptado de Guerrin (2003)

Como visto no ábaco da Figura 9, com a entrada dos parâmetros e/e' e βh , definimos o valor de K_1 como sendo 0,23.

$$y_1 = 0,23 \cdot 3,70 = 0,851 \text{ m}$$

Porém, Guerrin (2003) definiu o valor limite para y_1 como sendo:

$$y_{1, \max} = \frac{3\pi}{4\beta} = \frac{3\pi}{4 \cdot 1,568} = 1,503 \text{ m} \quad (16)$$

8.1.4 MOMENTO FLETOR MÁXIMO NA FACE EXTERNA

O máximo momento fletor na face externa da parede ocorre na posição da abscissa $y_1 = 0,851 \text{ m}$. Segundo Guerrin (2003), o momento fletor máximo na face externa, que traciona a face externa da parede, é calculado por:

$$M_{o'} = K' \cdot \gamma \cdot h^3 \quad (17)$$

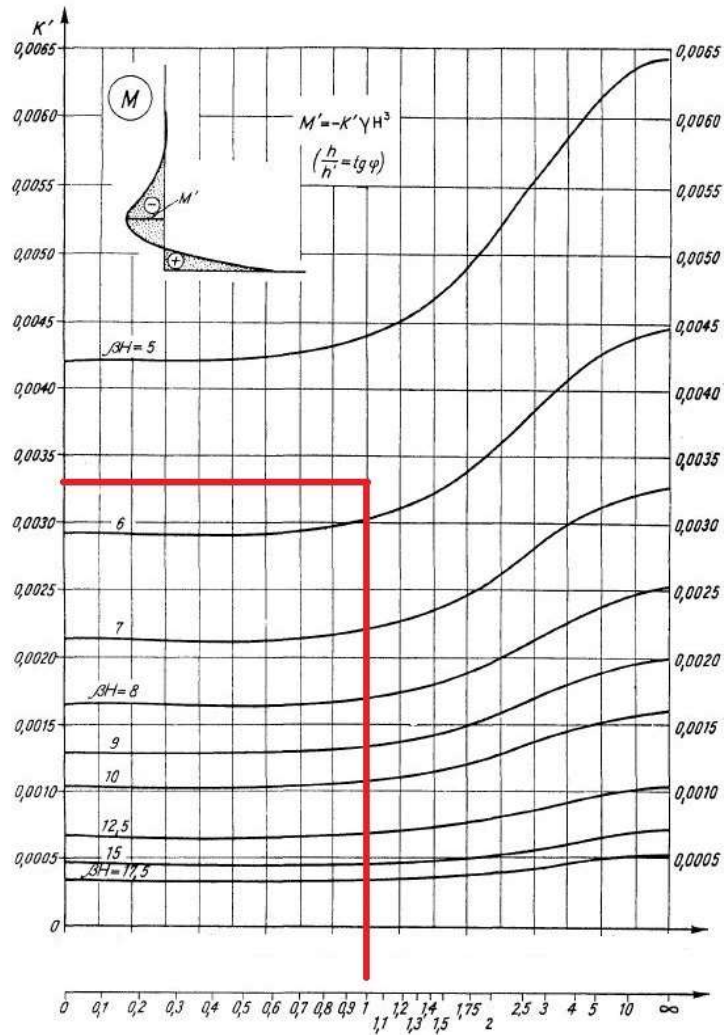
Onde:

$M_{o'}$ é o momento característico máximo da face externa;

γ é o peso específico da água, atribuído como 10 kN/m^3 ;

h é a altura da lâmina da água;

K' é um coeficiente retirado do ábaco de Guerrin (2003), definido na Figura

Figura 10 - Ábaco para determinação de K' 

Fonte: Adaptado de Guerrin (2003)

Como visto no ábaco da Figura 10, com a entrada dos parâmetros e/e' e βh , definimos o valor de K' como sendo 0,0033.

Assim, considerando o peso específico da água e a lâmina da água na sua altura máxima, temos:

$$M_o' = 0,0033 \cdot 10 \cdot 3,70^3 = 1,672 \text{ kNm/m}$$

Logo, tem seu valor majorado pelo coeficiente do ELU dado por:

$$M_o'd = M_o \cdot 1,4 = 1,672 \cdot 1,4 = 2,340 \text{ kNm/m}$$

8.1.5 ABSCISSA y_2 DA FORÇA NORMAL MÁXIMA

A abscissa y_2 é a posição onde a força normal é máxima, e segundo Guerrin (2003), é calculado pela expressão:

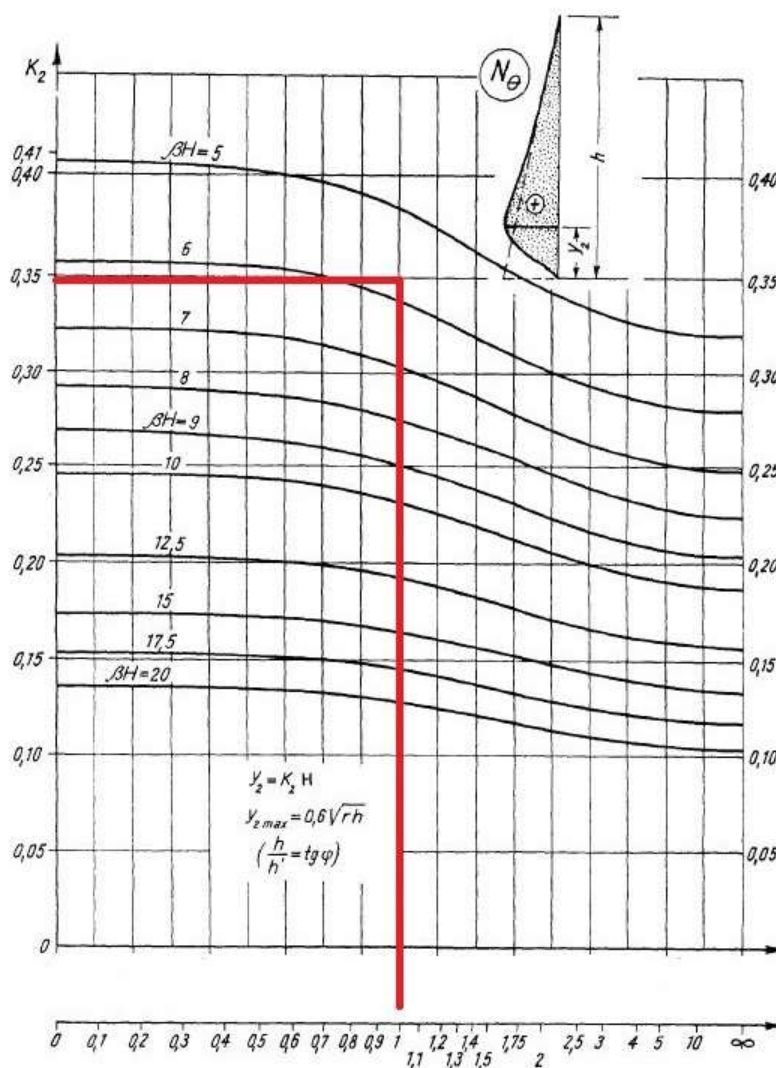
$$y_2 = K_2 \cdot h \quad (18)$$

Onde:

h é a altura da lâmina da água;

K_2 é um coeficiente retirado do ábaco de Guerrin (2003), definido na Figura 11.

Figura 11 - Ábaco para determinação de K_2



Fonte: Adaptado de Guerrin (2003)

Como visto no ábaco da Figura 11, com a entrada dos parâmetros e/e' e βh , definimos o valor de K_2 como sendo 0,35.

$$y_2 = 0,35 \cdot 3,70 = 1,295 \text{ m}$$

Porém, Guerrin (2003) definiu o valor limite para y_2 como sendo:

$$y_{2, \max} = \frac{\pi}{4\beta} = \frac{\pi}{4 \cdot 1,568} = 0,501 \text{ m} \quad (19)$$

Como o valor encontrado de y_2 é maior que o valor máximo dado por Guerrin (2003), a abscissa foi adotada $y_2 = 0,501 \text{ m}$.

8.1.6 FORÇA NORMAL MÁXIMA

A força normal máxima acontece na abscissa $y_2 = 0,501 \text{ m}$. Segundo Guerrin (2003), a força normal máxima é calculada pela expressão:

$$N_{\max} = K'' \cdot \gamma \cdot R \cdot h \quad (20)$$

Onde:

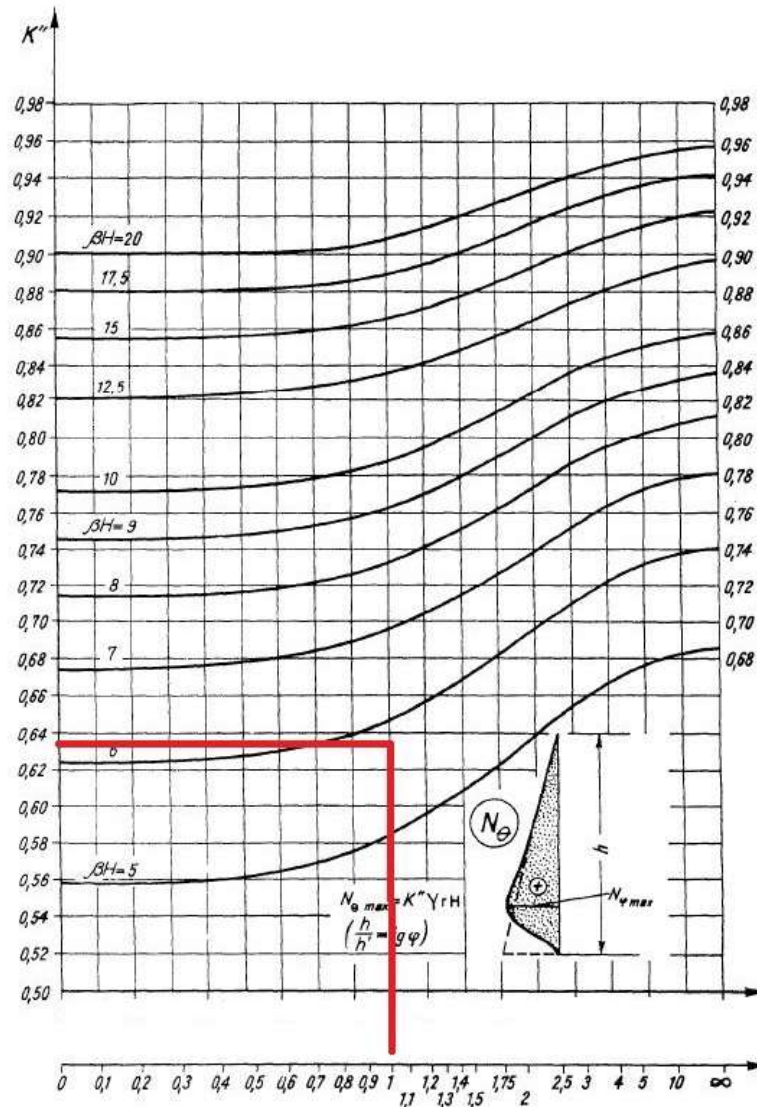
N_{\max} é força normal máxima;

γ é o peso específico da água, atribuído como 10 kN/m^3 ;

h é a altura da lâmina da água;

R é o raio efetivo do reservatório;

K'' é um coeficiente retirado do ábaco de Guerrin (2003), definido na Figura 12.

Figura 12 - Ábaco para determinação de K'' 

Fonte: Adaptado de Guerrin (2003)

Como visto no ábaco da Figura 12, com a entrada dos parâmetros e/e' e βh , definimos o valor de K'' como sendo 0,635.

Assim, considerando o raio efetivo, peso específico da água e a lâmina da água na sua altura máxima, temos:

$$N_{max} = 0,635 \cdot 10 \cdot 2,40 \cdot 3,70 = 56,388 \text{ kN/m}$$

Logo, tem seu valor majorado pelo coeficiente do ELU dado por:

$$N_{d,max} = N_{max} \cdot 1,4 = 56,388 \cdot 1,4 = 78,943 \text{ kN/m}$$

8.2 LAJE DE COBERTURA

A laje de cobertura do reservatório foi considerada como sendo uma laje circular simplesmente apoiada. Para tanto, foram utilizadas as equações representadas em Guimarães (1995), descritas nos itens seguintes.

8.2.1 MOMENTO RADIAL MÁXIMO

O primeiro esforço considerado na laje de cobertura foi o momento radial, denominado M_r e é calculado por:

$$M_r = \frac{qk}{16} \cdot (3 + \nu)(R^2 - r^2) \quad (21)$$

Onde:

ν é o coeficiente de Poisson, dado como 0,2;

R é o raio efetivo da laje, dado como 2,30 m;

r é a distância ao eixo central da laje, sendo variável;

q_k é a carga uniformemente distribuída na laje, que é dada pela soma das cargas permanentes com a sobrecarga acidental (2,00 kN/m²). q_k é dado por:

$$qk = q_{pp} + q_{sobrecarga}$$

$$qk = \frac{5,00 \text{ kN}}{\text{m}^2} + \frac{2,00 \text{ kN}}{\text{m}^2} = \frac{7,00 \text{ kN}}{\text{m}^2}$$

O momento radial máximo na laje de cobertura se dá quando o valor de “r” é nulo, ou seja, no centro da laje. Seu valor é dado por:

$$M_{r, \text{máx}} = \frac{7,00}{16} \cdot (3 + 0,20)(2,40^2 - 0^2) = 8,06 \text{ kNm/m}$$

Logo, o momento de cálculo para o ELU é dado por:

$$Mrd, máx = 1,4 \cdot Mr, máx = 1,4 \cdot 8,06 = 11,29 \text{ kNm/m}$$

8.2.2 MOMENTO CIRCUNFERENCIAL MÁXIMO

O momento circunferencial, denominado como $M\phi$, é calculado por:

$$M\phi = \frac{qk}{16} [(3 + \nu)R^2 - (1 - 3\nu)r^2] \quad (22)$$

O momento circunferencial máximo na laje de cobertura se dá quando o valor de “r” é nulo, ou seja, no centro da laje. Seu valor é dado por:

$$M\phi, máx = \frac{7,00}{16} [(3 + 0,20)2,40^2 - (1 - 3 \cdot 0,20)0^2] = 8,06 \text{ kNm/m}$$

Logo, o momento de cálculo para o ELU é dado por:

$$M\phi d, máx = 1,4 \cdot M\phi, máx = 1,4 \cdot 8,06 = 11,29 \text{ kNm/m}$$

8.2.3 MOMENTO ORTOGONAL MÁXIMO

O momento fletor ortogonal é adotado quando se deseja a utilização de uma malha de armadura ortogonal, sendo o caso da laje de cobertura. O uso da armadura em formado radial é pouco utilizado pois tende a uma maior concentração de aço na zona central, onde ocorrem os maiores momentos.

Segundo Guimarães (1995), o valor do momento ortogonal máximo é dado por:

$$Mort, máx = Mr, máx \cdot \sqrt{2} = 8,06 \cdot \sqrt{2} = 11,40 \text{ kNm/m} \quad (23)$$

Logo, o momento de cálculo para o ELU é dado por:

$$M_{ort\ d, máx} = M_{ort, máx} \cdot 1,4 = 11,40 \cdot 1,4 = 15,96\ kNm/m$$

8.2.4 FORÇA CORTANTE MÁXIMA

A força cortante acontece nos apoios da laje de cobertura, onde r é igual ao raio do reservatório, que é expresso por:

$$V_k = \frac{1}{2} q_k \cdot r = \frac{1}{2} \cdot 7,00 \cdot 2,40 = 8,40\ kN/m \quad (24)$$

Logo, a força cortante de cálculo para o ELU é dada por:

$$V_d = V_k \cdot 1,4 = 8,40 \cdot 1,4 = 11,76\ kN/m$$

8.3 LAJE DE FUNDO

Os principais esforços considerados na laje de fundo do reservatório foram baseados por Montoya (2000), que comenta a dificuldade de obtenção desses esforços devido a considerável influência da natureza do terreno na laje.

As equações apresentadas a seguir, são fórmulas aproximadas por Montoya (2000) para determinação dos momentos ortogonais atuantes na laje, desconsiderando a interação entre solo e estrutura.

8.3.1 MOMENTO ORTOGONAL MÁXIMO PARA ARMADURA INFERIOR NA LAJE DE FUNDO

Segundo Montoya (2000), o momento ortogonal máximo, para a armadura inferior da laje é calculado por:

$$Mk = 0,34 \cdot p \cdot r \quad (25)$$

Onde:

p é o peso da parede por unidade de comprimento, calculado por:

$$p = \frac{25,0 \text{ kN}}{\text{m}^3} \cdot 0,30\text{m} \cdot 4,30\text{m} = \frac{32,25 \text{ kN}}{\text{m}}$$

r é o raio efetivo do reservatório

Assim, o valor do momento ortogonal máximo, para as armaduras inferiores da laje de fundo, é calculado por:

$$Mk, \text{máx} = 0,34 \cdot 32,25 \cdot 2,40 = 26,32 \text{ kNm/m}$$

Logo, o momento de cálculo para o ELU é dado por:

$$Md, \text{máx} = Mk, \text{máx} \cdot 1,4 = 26,32 \cdot 1,4 = 36,84 \text{ kNm/m}$$

8.3.2 MOMENTO ORTOGONAL MÁXIMO PARA ARMADURA SUPERIOR NA LAJE DE FUNDO

Segundo Montoya (2000), o momento ortogonal máximo, para a armadura superior da laje é calculado por:

$$Mve, k = \alpha m \cdot r \cdot h \cdot e \cdot \gamma \quad (26)$$

Onde:

r é o raio efetivo, dado como 2,40m;

h é a altura do nível da água máximo, dada como 3,70m;

e é a espessura da laje de fundo, dada como 0,30m;

γ é o peso específico da água, dado como 10,0 kN/m³

α_m é o coeficiente tabelado em função do coeficiente K, calculado por:

$$K = \frac{1,3 \cdot h}{\sqrt{r \cdot e}} = \frac{1,3 \cdot 3,70}{\sqrt{2,4 \cdot 0,30}} = 5,67 \quad (27)$$

A Tabela 13 apresenta valores de α_m quando comparados com o coeficiente K calculado.

Tabela 13 - Coeficiente α_m

		Valores de α para K											
K		2	3	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
α_m		0,147	0,196	0,235	0,265	0,275	0,279	0,282	0,284	0,286	0,287	0,288	0,288

Fonte: Adaptado da Tabela 25.6 de Montoya (2000)

Como o valor de K está entre 5 e 10, α_m deve ser definido interpolando os valores de 0,235 e 0,265, resultando no valor de 0,239.

Assim, o valor do momento ortogonal máximo, para as armaduras superiores da laje de fundo, é calculado por:

$$M_{ve,k} = 0,239 \cdot 2,40 \cdot 3,70 \cdot 0,30 \cdot 10 = 6,37 \text{ kNm/m}$$

Logo, o momento de cálculo para o ELU é dado por:

$$M_{ve,d} = M_{ve,k} \cdot 1,4 = 6,37 \cdot 1,4 = 8,91 \text{ kNm/m}$$

8.3.3 TRAÇÃO

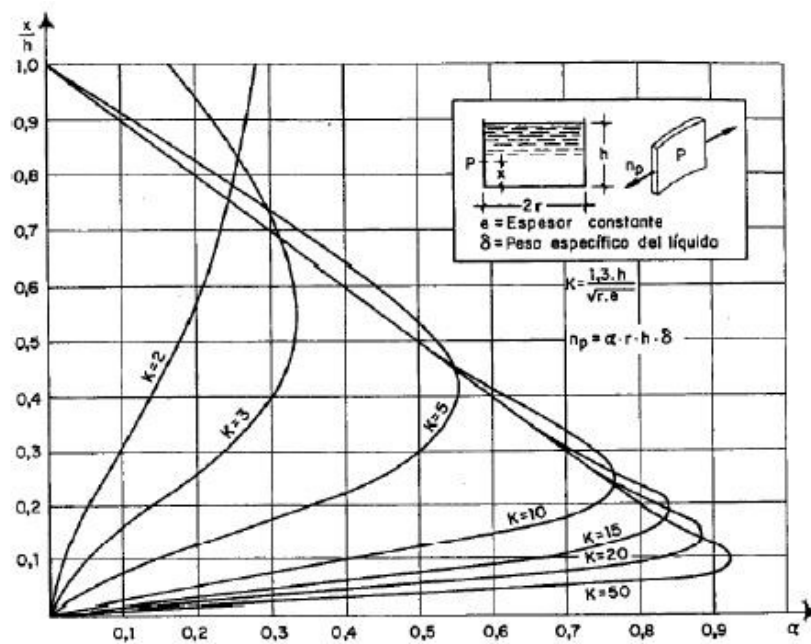
Segundo Montoya (2000), as armaduras devidas ao momento superior e inferior devem ser somadas as armaduras decorrentes da força normal de tração resultante da ação da pressão hidrostática sobre as paredes. Essa força de tração é obtida por:

A força de tração é obtida por:

$$N_{f,k} = 0,5 \cdot h^2 \cdot \gamma \cdot (1 - \alpha) \quad (28)$$

Onde o valor de α é definido pelo ábaco da Figura 13.

Figura 13 - Ábaco para determinação de α



Fonte: Montoya (2000)

Conforme ábaco da Figura 13, o valor de α é igual a 0,60.

Assim, o valor da força normal de tração máxima, devido a pressão hidrostática, é calculado por:

$$N_{f,k} = 0,5 \cdot 3,7^2 \cdot 10 \cdot (1 - 0,60) = 27,38 \text{ kN/m}$$

Logo, a força normal de tração de cálculo para o ELU é dada por:

$$N_{f,d} = N_{f,k} \cdot 1,4 = 27,38 \cdot 1,4 = 38,33 \text{ kN/m}$$

9 ANÁLISE ESTRUTURAL – MÉTODO COMPUTACIONAL

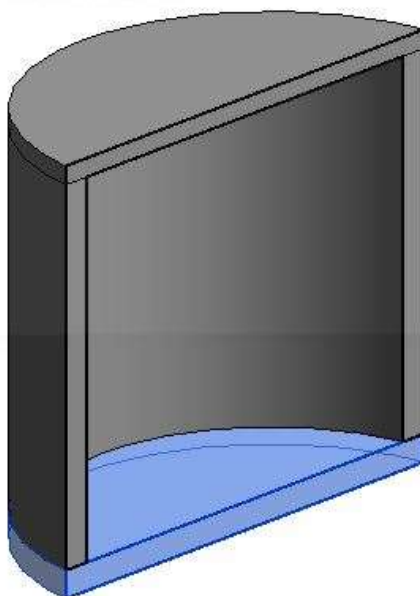
A análise estrutura também foi realizada utilizando o auxílio de ferramenta computacional. A geometria da estrutura foi lançada no *software Revit*, em 3D. Após o lançamento da geometria, a mesma foi analisada no *software Robot Structural Analysis*, onde foram incluídos todos os parâmetros necessários. Os dois *softwares* são da *Autodesk*.

9.1 AUTODESK REVIT

O *Autodesk Revit* é um *software* de modelagem de estruturas elaborado para engenheiros e arquitetos criarem um modelo tridimensional paramétrico podendo ser incluído na plataforma BIM (*Building Information Modeling*).

Para o lançamento do modelo foram utilizadas as características contidas na Tabela 1. A laje de fundo, vista na Figura 14, foi lançada como o tipo de “*piso estrutural*” e espessura de 30 cm.

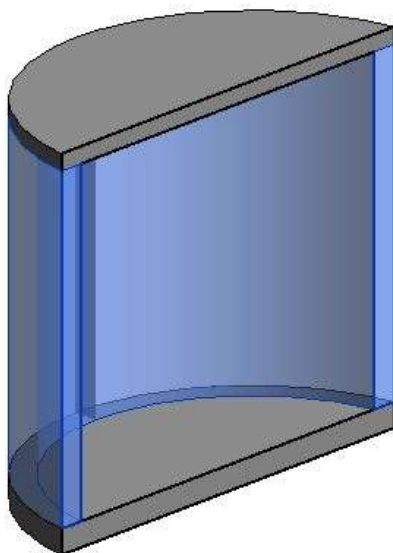
Figura 14 - Laje de fundo no REVIT



Fonte: Elaborado pelo autor (2019)

A parede circular, vista na Figura 15, foi lançada como o tipo de “parede estrutural” e espessura de 30 cm.

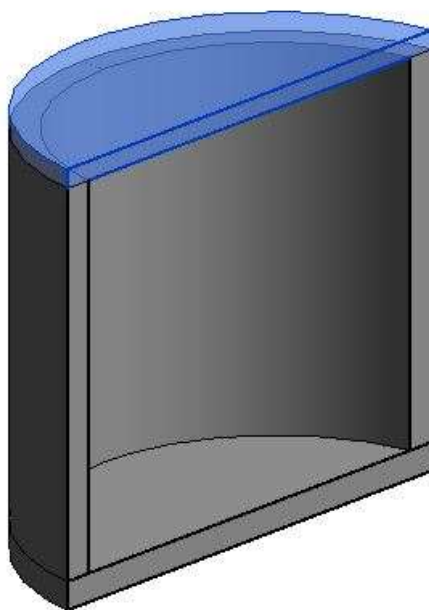
Figura 15 - Parede circular no REVIT



Fonte: Elaborado pelo autor (2019)

A laje de topo, vista na Figura 16, foi lançada como o tipo de “piso estrutural” e espessura de 20 cm.

Figura 16 - Laje de topo no REVIT



Fonte: Elaborado pelo autor (2019)

9.2 AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS

O *Autodesk Robot Structural Analysis* é um *software* usado para modelagem e análise de estruturas. O *software* foi elaborado para auxiliar engenheiros e arquitetos no cálculo de estruturas metálicas, de madeira, alvenaria estrutural e concreto armado.

A partir das características do reservatório, do material e dos carregamentos descritos nos capítulos anteriores, foi construído um modelo em elementos finitos para analisar a estrutura e comparar os esforços com os obtidos pelo método analítico. Para isso foi utilizado o *software Autodesk Robot Structural Analysis*.

9.2.1 CARACTERÍSTICAS DO MODELO

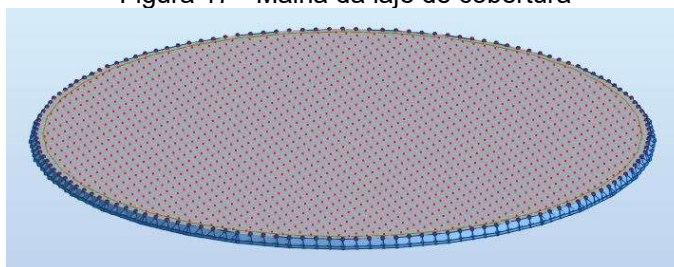
Para realizar o modelo do reservatório foram necessárias as seguintes características:

- Os três (3) elementos que formam o reservatório, ou seja, as duas lajes e a parede circular, foram definidos como sendo uma casca do tipo “*shell*”;
- A divisão vertical da malha da parede foi por meio de vinte e um (21) elementos ao longo da altura;
- O restante das divisões da malha foram feitas a cada 20 centímetros;
- Total de nós são 3140;
- Total de elementos são 3094;
- A laje de cobertura foi analisada separada e as cargas referentes a laje foram lançadas na parede circular;
- A parede circular está engastada na laje de fundo;

- A laje de fundo está apoiada sobre apoio elástico, representado pelo coeficiente de reação vertical (k_v), sendo definido por Moraes (1976) como $k_v = 15000 \text{ kN/m}^3$ para o solo estudado.
- Para obter os esforços máximos e mínimos para o ELU, foi utilizada a Combinação 3.

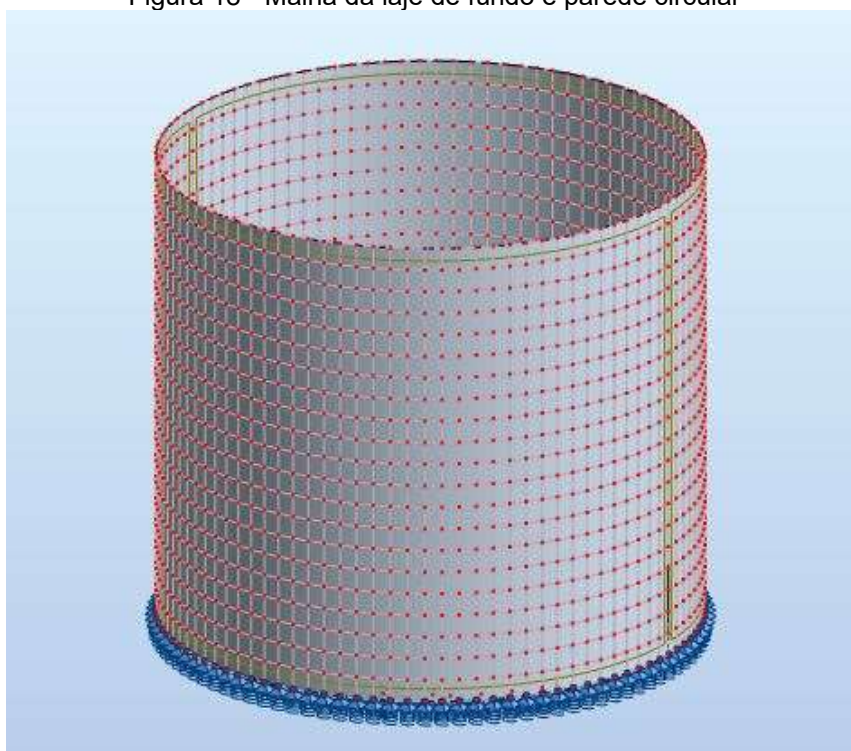
A partir das características descritas acima e dos carregamentos especificados, foi feita a análise estrutural do reservatório. Abaixo, a Figura 17 e Figura 18 apresentam a divisão da malha sobre a laje de cobertura e o reservatório, respectivamente.

Figura 17 - Malha da laje de cobertura



Fonte: Elaborado pelo autor (2019)

Figura 18 - Malha da laje de fundo e parede circular



Fonte: Elaborado pelo autor (2019)

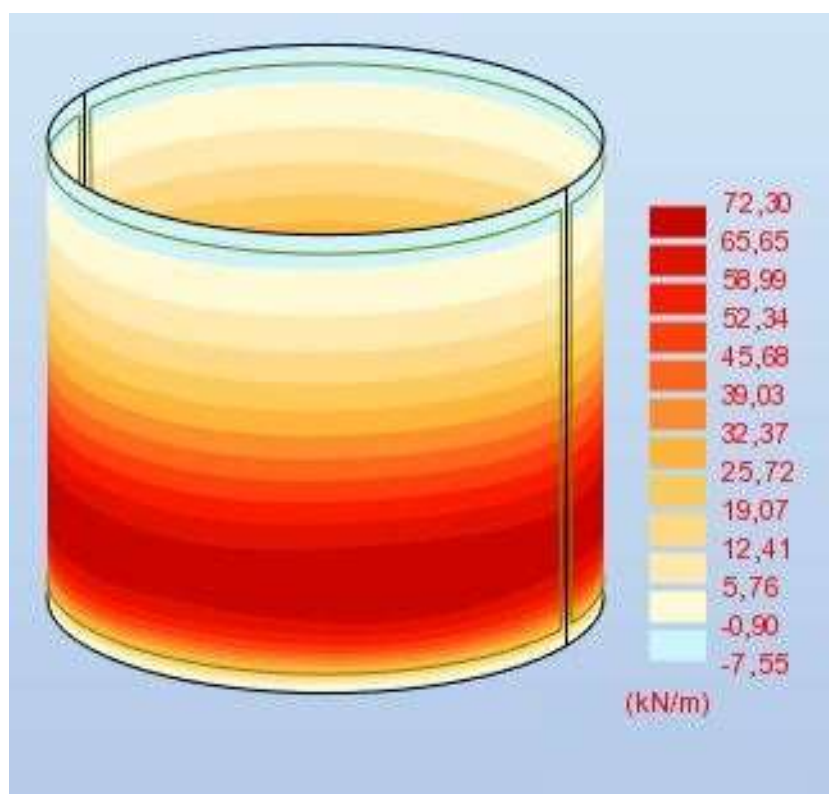
9.3 PAREDE DO RESERVATÓRIO

Para a análise da parede circular do reservatório, foram avaliados os principais esforços atuantes, descritos a seguir.

9.3.1 FORÇA NORMAL CIRCUNFERENCIAL

A força normal circunferencial é o principal esforço resultante do empuxo da água na parede circular. Na Figura 19 é mostrado o resultado obtido pelo ELU:

Figura 19 - Força normal circunferencial máxima



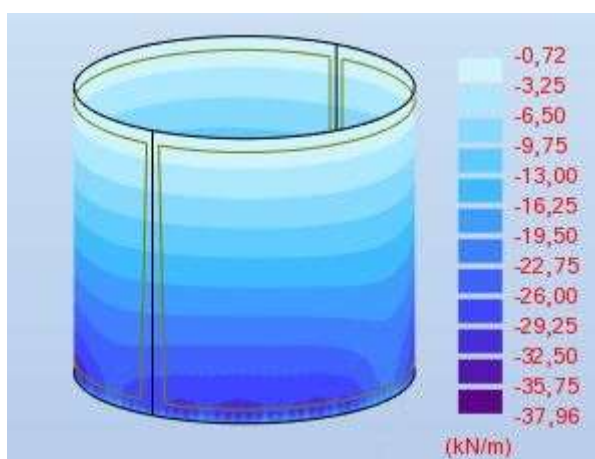
Fonte: Elaborado pelo autor (2019)

Desta forma, é adotado o valor de $N_{d,max} = 72,30$ kN/m para o ELU.

9.3.2 FORÇA NORMAL VERTICAL

A seguir é mostrado na Figura 20 o resultado obtido pelo *Robot* para a força normal máxima vertical na parede.

Figura 20 – Força normal máxima vertical



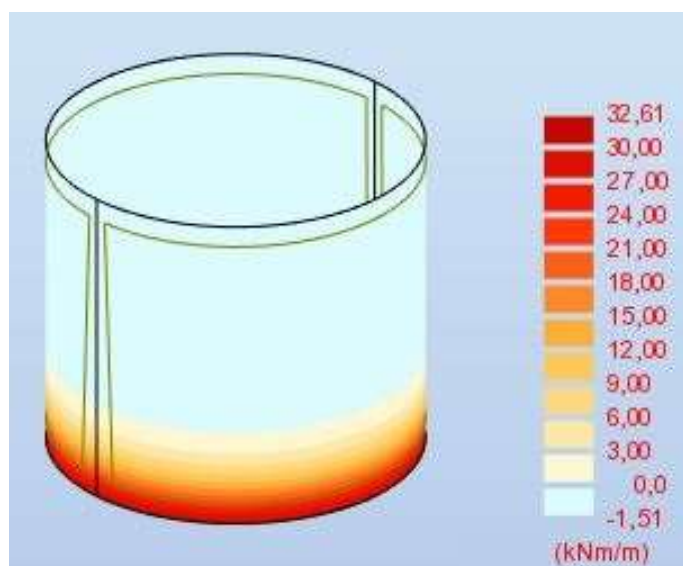
Fonte: Elaborado pelo autor (2019)

Desta forma, é adotado o valor de $N_{d,max,vert} = -37,96$ kN/m para o ELU.

9.3.3 MOMENTO DE ENGASTAMENTO

A seguir é mostrado na Figura 21 o resultado obtido pelo *Robot* para o momento máximo no engastamento da parede com a laje de fundo.

Figura 21 - Momento máximo de engastamento



Fonte: Elaborado pelo autor (2019)

Desta forma, é adotado o valor de $M_{d,max,eng} = 32,61$ kNm/m para o ELU.

O momento de engastamento calculado pelo *Robot* é consideravelmente maior que o calculado de forma analítica, quando calculado pela parede circular. Isso se deve por ter sido calculado como um engaste elástico no método analítico, e como um engaste perfeito no método computacional.

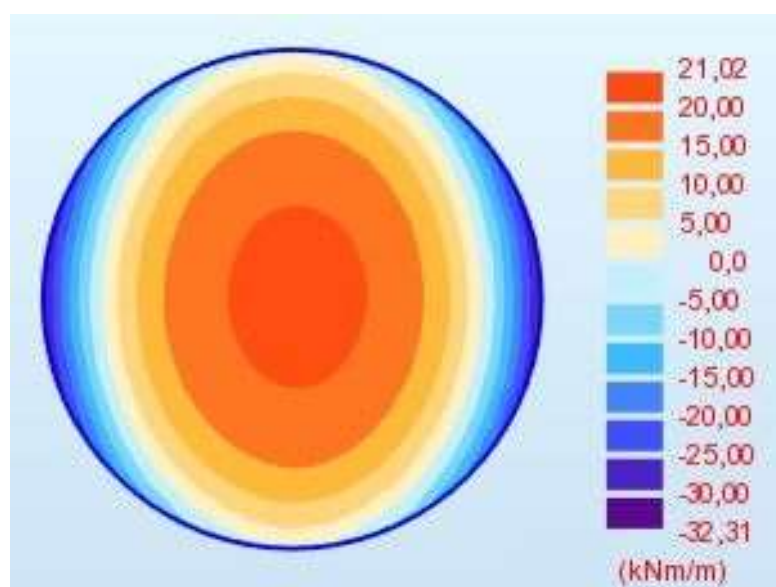
9.4 LAJE DE FUNDO

As análises de Montoya (2000) não levam em consideração a interação solo-estrutura. Diferentemente de Montoya (2000), o *Robot* é capaz de simular esse efeito a partir de coeficientes de reação vertical. Para a laje de fundo, foram avaliadas as seguintes forças e momentos atuantes:

9.4.1 MOMENTO ORTOGONAL MÁXIMO

A seguir são mostrados os resultados obtidos para o momento ortogonal máximo positivo, que ocorre no engaste da parede com a laje, e para o momento ortogonal máximo negativo, que ocorre no centro da laje de fundo.

Figura 22 - Momentos fletores atuantes na laje de fundo



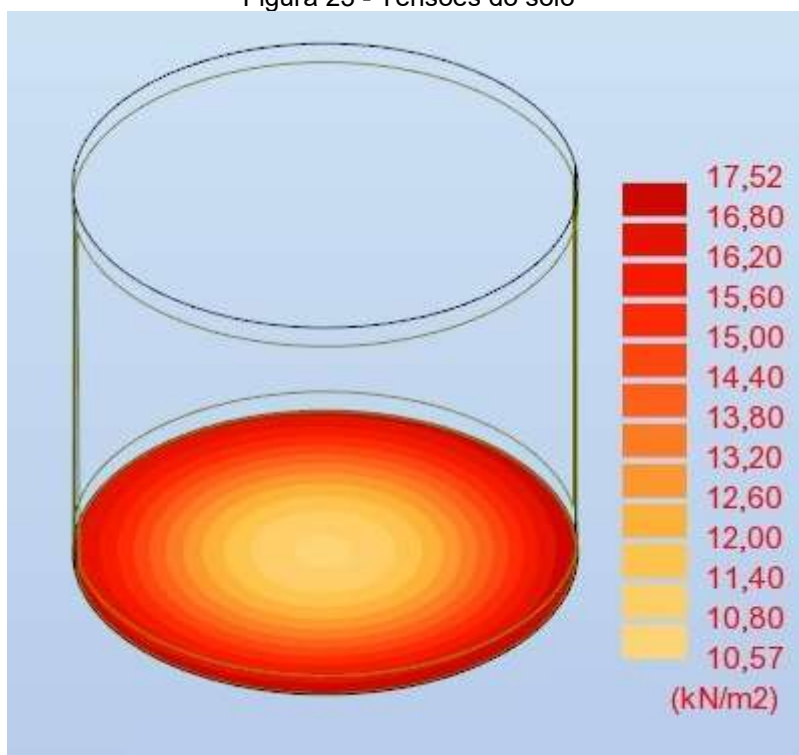
Fonte: Elaborado pelo autor (2019)

Desta forma, para o momento ortogonal máximo no engaste da parede com a laje de fundo será adotado o valor de $M_{d,max,eng} = -32,31$ kNm/m para o ELU. Já para o momento ortogonal máximo no centro da laje de fundo será adotado o valor de $M_{d,max,centro} = 21,02$ kNm/m.

9.4.2 TENSÃO DO SOLO

A seguir são mostrados os resultados obtidos para a avaliação das tensões do solo na laje de fundo do reservatório.

Figura 23 - Tensões do solo



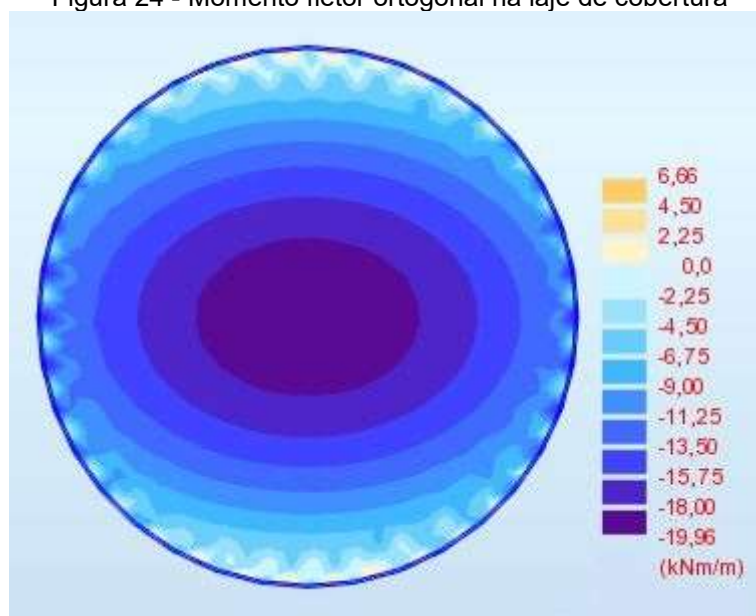
Fonte: Elaborado pelo autor (2019)

Logo, levando em consideração as tensões distribuídas na laje de fundo, a tensão máxima acontece no encontro da laje de fundo com a parede, tendo seu valor igual a 17,52 kN/m².

9.5 LAJE DE COBERTURA

A laje de cobertura também será avaliada para as combinações 2 e 3 do ELU. O principal esforço é o momento ortogonal máximo que ocorre no centro da laje de cobertura.

Figura 24 - Momento fletor ortogonal na laje de cobertura



Fonte: Elaborado pelo autor (2019)

Logo, o valor para o momento ortogonal máximo na laje de cobertura do reservatório será adotado $M_{d,max,pos} = 19,96$ kNm/m.

9.6 RESUMO DAS ANÁLISES

Após as análises estruturais realizadas pelos dois métodos, analítico e computacional, foi feito um resumo dos principais esforços calculados e apresentado na Tabela 14.

A tabela expõe o resultado das duas análises para as três estruturas distintas: parede circular, laje de fundo e laje de cobertura. Os resultados calculados tiveram valores aproximados, sendo escolhido sempre o maior, estando a favor da segurança.

Tabela 14 - Resumo de análises do ELU

Parede circular			
Esforço		Analítica	<i>Robot</i>
Md,eng	(kNm/m)	6,38	32,61
Nd,máx,hor	(kN/m)	78,94	72,30
Nd,máx,vert	(kN/m)	-	-37,96
Laje de fundo			
Esforço		Analítica	<i>Robot</i>
Md,max,eng	(kNm/m)	36,84	32,31
Md,max,cen	(kNm/m)	8,91	21,02
Nf,d	(kN/m)	38,33	
Laje de cobertura			
Md,max,rd	(kNm/m)	11,29	-
Md,max,circ	(kNm/m)	11,29	-
Md,max,ort	(kNm/m)	15,96	19,96

Fonte: Elaborado pelo autor (2019)

Como pode ser visto na Tabela 14, para o dimensionamento da parede os valores foram bem aproximados, sendo adotado o valor analítico para a força normal horizontal e o valor do *Robot* para a força normal vertical. Para a laje de fundo, os valores também foram próximos, sendo adotado o valor analítico para o momento máximo no engaste e o valor do *Robot* para o momento máximo no centro. Para a laje de cobertura foi adotado o valor obtido pelo *Robot* para o momento ortogonal máximo. Finalmente, para o momento máximo ortogonal da laje de fundo foi adotado o valor obtido pelo *Robot*.

10 DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS

A partir dos esforços obtidos anteriormente, serão dimensionadas as armaduras das lajes e da parede circular para garantir a segurança, resistência e durabilidade. A seguir é apresentado o roteiro para o cálculo das armaduras do reservatório.

10.1 LAJE DE COBERTURA

A armadura da laje de cobertura foi calculada para resistir ao momento ortogonal máximo positivo.

10.1.1 ARMADURA POSITIVA

Para a laje de cobertura, a armadura utilizada foi em formato de malha ortogonal na parte inferior da laje, onde ocorre o máximo momento positivo:

- $M_{d,máx.pos} = 19,96 \text{ kNm/m}$

Pinheiro (2007) apresenta uma tabela de flexão simples em seções retangulares que utiliza os coeficientes K_c e K_s para o cálculo da armadura. Resultando na sequência de cálculos:

- Altura útil

$$d' = c + \varphi t + \frac{\varphi l}{2} \quad (29)$$

$$d' = 5,0 + 1,0 + \frac{1,0}{2} = 6,5 \text{ cm}$$

$$d = h - d' = 20 - 6,5 = 13,5 \text{ cm}$$

- Kc:

$$Kc = \frac{bd^2}{Md} = \frac{100 \cdot 14,5^2}{1996 \text{ kNcm/m}} = 9,13 \text{ cm}^2/\text{kN} \quad (30)$$

- Ks:

Para o concreto classe C40, temos Ks = 0,024 cm²/kN

Finalmente, para o cálculo da área de armadura necessária, utilizamos a fórmula:

$$As = \frac{Md \cdot Ks}{d} = \frac{1996 \cdot 0,024}{13,5} = 3,55 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (31)$$

O valor mínimo da armadura positiva a flexão é dado por:

$$As, \text{min} = \frac{0,150}{100} \cdot 100 \cdot 20 = 3,00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Desta forma, será adotada a armadura para a laje de cobertura, sendo disposta com Φ **8mm c/ 13 cm** (As = 3,87 cm²/m).

10.1.2 ARMADURA NEGATIVA

A fim de evitar fissuras devido a retração dada a grande exposição ao sol da laje de cobertura, será adicionada uma armadura ortogonal na face superior com valor mínimo de:

$$As, \text{min} = \frac{0,150}{100} \cdot 100 \cdot 20 = 3,00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Desta forma, será adotada a armadura para a laje de cobertura igual a armadura positiva da laje, sendo disposta com Φ **8mm c/ 13 cm** (As = 3,87 cm²/m).

10.1.3 CISALHAMENTO

No modelo analítico, a força cortante máxima na laje de cobertura foi de $V_{sd,max} = 11,76 \text{ kN/m}$.

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), para a dispensa da armadura de cisalhamento, deve-se verificar a expressão abaixo:

$$V_{sd, \max} \leq V_{rd1} = [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40\rho_1)] \cdot bw \cdot d \quad (32)$$

Onde:

$$k = 1,6 - d > 1 = 1,6 - 0,135 = 1,465$$

$$\tau_{Rd} = fck^{2/3} \cdot 0,0375 = 0,04387 \text{ kN/cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{As1}{bw \cdot d} \leq 0,02 = \frac{3,87}{100 \cdot 13,5} = 0,002867 \text{ kN/cm}^2$$

Logo,

$$V_{Rd1} = [0,04387 \cdot 1,465 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,002867)] \cdot 100 \cdot 13,5 = 114,07 \text{ kN/m}$$

Como $V_{sd} < V_{Rd1}$, não há necessidade de armar a laje para o cisalhamento.

10.2 PAREDE CIRCULAR

Após os cálculos analíticos e computacionais, foram analisadas as seguintes armaduras: armadura circunferencial, armadura vertical e análise ao cisalhamento.

10.2.1 ARMADURA CIRCUNFERENCIAL

A armadura longitudinal circunferencial é utilizada para resistir as forças de tração causadas pelo empuxo de água. O esforço normal de tração será adotado

como o esforço principal e é o responsável pelo dimensionamento da armadura circunferencial. O esforço vale:

$$Nd, \max = 78,94 \text{ kN/m}$$

Para calcular a armadura longitudinal circunferencial, utilizamos a expressão:

$$As = \frac{Nd_{\max}}{\sigma_{sd}} \quad (33)$$

Onde:

As é área da armadura circunferencial na parede;

σ_{sd} é a tensão de tração máxima permitida na armadura, imediatamente após a fissuração. No item 5.2.4 do anexo O da NBR 8800 (ABNT, 2008), para o concreto C40 e estimando uma barra de 10mm de diâmetro, a tensão de tração máxima, já minorada, vale 32,65 kN/cm².

Assim, a armadura necessária para os esforços de tração nas armaduras longitudinais é:

$$As = \frac{78,94 \text{ kN/m}}{32,65 \text{ kN/m}^2} = 2,42 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Contudo, devemos verificar a armadura mínima necessária, descrita no item 4.4.1, pela expressão:

$$As, \text{mín} = \frac{k \cdot kc \cdot fct, ef \cdot Act}{\sigma_s}$$

$$A_{s, \text{mín}} = \frac{0,5 \cdot 1,0 \cdot 3 \cdot (30 \text{ cm} \cdot 100 \text{ cm})}{360} = 12,50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Porém, $A_{s, \text{mín}}$ é dado para as duas faces. Para uma face, temos armadura mínima $A_{s, \text{mín}} = 6,25 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Desta forma, será adotada a armadura mínima para cada face da parede circular, sendo disposta com **2 ϕ 10mm c/ 12cm** ($A_s = 6,54 \text{ cm}^2/\text{m}/\text{face}$).

10.2.2 ARMADURA VERTICAL

Venturi (1987) utiliza ábacos para definir a armadura vertical da parede, a partir da flexão composta normal, utilizando parâmetros ν e μ .

Os resultados da análise estrutural foram:

- $N_{d, \text{max, vert}} = 37,96 \text{ kN/m}$
- $M_{o'd} = 2,34 \text{ kNm/m}$

Para os dados de entrada, serão usados os seguintes parâmetros:

- Altura útil

$$d' = c + \varphi t + \frac{\varphi l}{2}$$

$$d' = 5,0 + 1,0 + \frac{1,0}{2} = 6,5 \text{ cm}$$

$$d = h - d' = 30 - 6,5 = 23,5 \text{ cm}$$

- Relação d/h ;

$$\frac{d'}{h} = \frac{6,5}{30} = 0,2167$$

Para verificar a taxa de armadura no ábaco de Venturi (1987), é necessário o cálculo dos parâmetros ν e μ .

- ν – força normal adimensional:

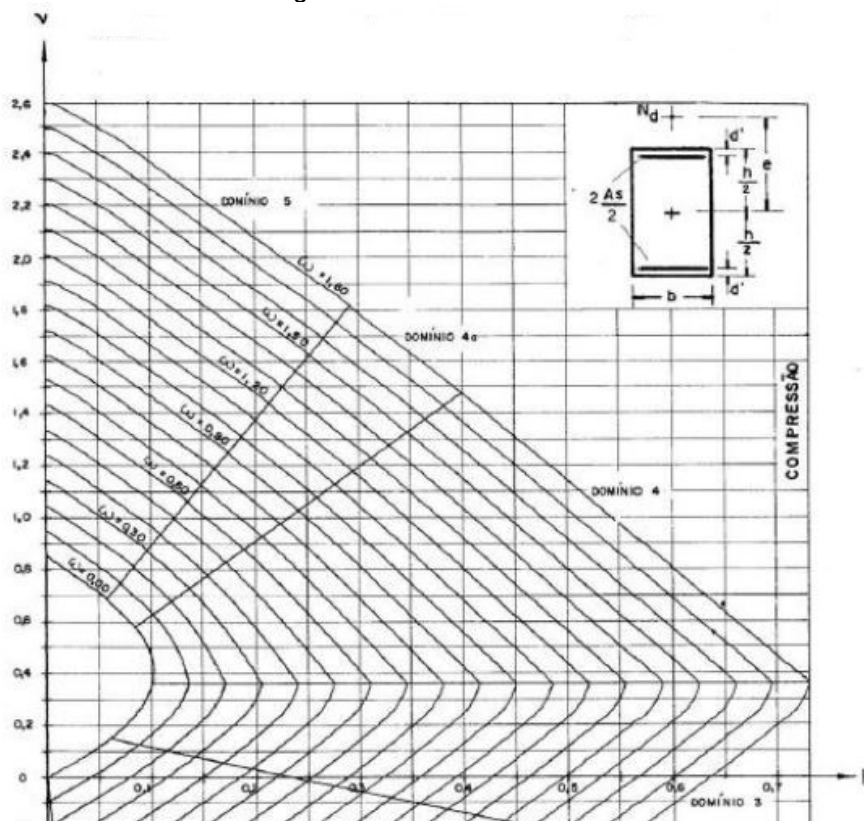
$$\nu = \frac{Nd}{Ac \cdot fcd} = \frac{37,96 \text{ kN/m}}{30\text{cm} \cdot 100\text{cm} \cdot \frac{4}{1,4} \text{ kN/cm}^2} = 0,004429 \quad (34)$$

- μ – momento adimensional:

$$\mu = \frac{Md}{Ac \cdot fcd \cdot h} = \frac{234 \text{ kNcm/m}}{30\text{cm} \cdot 30\text{cm} \cdot 100\text{cm} \cdot \frac{4}{1,4} \text{ kN/cm}^2} = 0,00091 \quad (35)$$

Quando lançamos os parâmetros no ábaco de Venturi (1987), a taxa de armadura do ábaco é nula. Logo, é adotado a taxa mínima para a armadura vertical negativa para flexão.

Figura 25 - Ábaco de Venturi



Fonte: Elaborado pelo autor (2019)

$$A_{s, \min} = \frac{0,150}{100} \cdot 100 \cdot 30 = 4,50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s, \min, \text{face}} = \frac{4,50 \text{ cm}^2/\text{m}}{2 \text{ faces}} = 2,25 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}/\text{face}$$

Desta forma, será adotada a armadura mínima vertical por face sendo disposta com **2 ϕ 10mm c/ 25 cm** ($A_s = 3,14 \text{ cm}^2/\text{m}$).

10.2.3 TRANSPASSE DAS ARMADURAS

Levando em consideração que o comprimento das barras de aço máximo comercial é de 12,00m, é necessário fazer algumas emendas realizando o transpasse das armaduras. O comprimento de transpasse das armaduras será adotado como 50ϕ para todas as armaduras.

10.3 LAJE DE FUNDO

A armadura da laje de fundo foi calculada para resistir ao momento ortogonal máximo positivo.

10.3.1 ARMADURA POSITIVA

Para a laje de fundo, a armadura utilizada foi em formato de malha ortogonal na parte superior da laje, onde ocorre o máximo momento positivo:

- $M_{d, \text{máx. pos}} = 21,02 \text{ kNm/m}$

Pinheiro (2007) apresenta uma tabela de flexão simples em seções retangulares que utiliza os coeficientes K_c e K_s para o cálculo da armadura. Resultando na sequência de cálculos:

- Altura útil

$$d' = c + \varphi t + \frac{\varphi l}{2}$$

$$d' = 5,0 + 1,0 + \frac{1,0}{2} = 6,5 \text{ cm}$$

$$d = h - d' = 30 - 6,5 = 23,5 \text{ cm}$$

- K_c :

$$K_c = \frac{bd^2}{Md} = \frac{100 \cdot 23,5^2}{2102 \text{ kNcm/m}} = 26,27 \text{ cm}^2/\text{kN}$$

- K_s :

Para o concreto classe C40, temos $K_s = 0,023 \text{ cm}^2/\text{kN}$

Finalmente, para o cálculo da área de armadura necessária, utilizamos a fórmula:

$$A_s = \frac{Md \cdot K_s}{d} = \frac{2102 \cdot 0,023}{23,5} = 2,06 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (31)$$

O valor mínimo da armadura positiva a flexão é dado por:

$$A_{s, \min} = \frac{0,150}{100} \cdot 100 \cdot 30 = 4,50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Desta forma, será adotada a armadura mínima ortogonal positiva, sendo disposta com ϕ **10mm c/ 15 cm** ($A_s = 5,23 \text{ cm}^2/\text{m}$).

10.3.2 ARMADURA ENGASTE

Para a armadura de engastamento da parede na laje de fundo, Pinheiro (2007) apresenta uma tabela de flexão simples em seções retangulares que utiliza os coeficientes K_c e K_s para o cálculo da armadura. Resultando na sequência de cálculos:

- $M_{d,máx.eng} = 36,84 \text{ kNm/m}$
- K_c :

$$K_c = \frac{bd^2}{Md} = \frac{100 \cdot 23,5^2}{3684 \text{ kNcm/m}} = 14,99 \text{ cm}^2/\text{kN} \quad (30)$$

- K_s :

Para o concreto classe C40, temos $K_s = 0,023 \text{ cm}^2/\text{kN}$

Finalmente, para o cálculo da área de armadura necessária, utilizamos a fórmula:

$$A_s = \frac{Md \cdot K_s}{d} = \frac{3684 \cdot 0,023}{23,5} = 3,61 \text{ cm}^2/\text{m}$$

O valor mínimo da armadura positiva a flexão é dado por:

$$A_{s,min} = \frac{0,179}{100} \cdot 100 \cdot 30 = 5,37 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Desta forma, será adotada a armadura mínima para o engastamento sendo disposta com Φ **12,5mm c/ 15 cm** ($A_s = 8,18 \text{ cm}^2/\text{m}$).

10.3.3 ARMADURA DA MÍSULA

A mísula é um chanfro realizado no encontro da laje de fundo com a parede circular, tendo a finalidade de evitar a fissuração do canto, além de auxiliar no engastamento da parede circular com a laje de fundo. Por esse motivo, para a armadura da mísula será adotada a mesma do engastamento, sendo disposta com ϕ 12,5mm c/ 15 cm ($A_s = 8,18 \text{ cm}^2/\text{m}$).

10.3.4 TENSÃO ATUANTE NO SOLO

Segundo a análise estrutural do *Robot*, para o ELU, conforme a Figura 24, a tensão máxima no solo é dada no encontro da laje de fundo com a parede, tendo seu valor de 17,52 kPa. No item 6.3.4 foi detalhada a tensão admissível do solo, tendo seu valor igual a 229,75 kPa.

Como a tensão máxima aplicada é menor que a tensão admissível imposta, a laje de fundo segura.

11 VERIFICAÇÃO DO ELS

A verificação do estado limite de serviço (ELS) foi considerada no projeto como “quase permanente”, sendo definida como Combinação 1, que levou em consideração os carregamentos e os coeficientes de ponderação presentes no item 7.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) define que deve ser verificado o estado limite de deformações excessivas. Para tanto, é necessário o cálculo do momento de fissuração (M_r).

11.1 MOMENTO DE FISSURAÇÃO (M_r)

A formação de fissuras acontece quando a máxima tensão de tração no concreto atinge a resistência à tração na flexão (f_{ct}). Este momento de fissuração separa o Estádio I do Estádio II e pode ser calculado por:

$$M_r = \alpha \cdot f_{ct} \cdot W \quad (31)$$

Onde:

α é igual a 1,5 para seções retangulares;

f_{ct} vale 3,51 MPa para concreto C40;

W vale $W = b \times h^2 / 6$ para seções retangulares.

O momento de fissuração é comparado com o momento atuante obtido na combinação “quase-permanente”, definida por Bastos (2015) como:

$$p = q + \Psi_2 \cdot g \quad (32)$$

Onde:

q é a carga permanente total no elemento;

g é a carga variável no elemento;

$\psi_2 =$ é o fator de redução para a combinação, adotado como 0,4.

A tabela abaixo compara os momentos para as três peças do reservatório:

Tabela 15 - Análise do momento de fissuração

Peça	b (cm)	h (cm)	Mr (kN.cm)	p (kN.cm)	Estadio
Parede circular	100	30	7898	887	1
Laje de fundo		20	3510	1722	1
Laje Circular		30	7898	3219	1

Fonte: Elaborado pelo autor (2019)

Analisando a Tabela 15, é visto que não ocorrerá fissuras nas peças no Estadio 1 em serviço.

12 CONCLUSÕES

O trabalho foi realizado com base em um objeto real, visando seguir exigências técnicas quanto a resistência, durabilidade e estanqueidade do reservatório circular apoiado no solo.

A análise foi inteiramente feita na comparação do estudo analítico e computacional, a fim de verificar todos os resultados da obtenção de esforços e dimensionamento de peças.

Durante o processo de execução dos cálculos, foi verificado que os esforços eram de baixa magnitude quando comparados com as dimensões do reservatório, principalmente, das espessuras. Entretanto, essas espessuras não podem ser alteradas pois são parte de uma norma técnica interna do órgão proprietário do reservatório.

Para um melhor uso do concreto armado, diminuindo custos e desperdício de matéria prima, necessita-se um estudo mais aprofundado sobre as reais necessidades das espessuras de lajes e paredes quando comparados com seu rendimento e eficiência.

Por fim, o trabalho aqui proposto visa auxiliar e dar direcionamento em futuros projetos estruturais de reservatórios.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6120: **Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: **Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6484: **Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7480: **Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado – Especificação**. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8681: **Ações e Segurança nas Estruturas – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8800: **Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**. Rio de Janeiro, 2008.

BASTOS, P.S.S.; **Lajes de concreto: Estruturas de concreto I**. Bauru/SP: Unesp, 2015. Notas de aula.

CINTRA, J.C.A.; AOKI, N.; ALBIERO, J.H. **Fundações diretas: projeto geotécnico**. Oficina dos textos, São Paulo, 2011.

GODOY, N.S. **Estimativa da capacidade de carga de estacas a partir de resultados de penetrômetro estático**. Palestra. São Carlos (SP): Escola de engenharia de São Carlos – USP, 1983.

GUERRIN, A; LAVAU, Roger, C.; LAUAND, Carlos Antônio. **Tratado De Concreto Armado**, v.5: Reservatórios, caixas d'agua, piscinas. Editora Hemus. 2003.

GUIMARÃES, A.E.P.; **Indicações para projeto e execução de reservatórios cilíndricos em concreto armado**. Universidade de São Paulo: Escola de Engenharia de São Carlos, 1995.

MONTOYA, P.J.; MESEGUER, Á.G.; CABRÉ, F. M.; **Hormigón Armado: Ajustada al código modelo y al eurocódigo**. 14. ed. Barcelona: Editorial Gustavo Gili, 2000.

PINHEIRO, L.M.; **Fundamentos do concreto e projeto de edifícios**. São Carlos: Universidade de São Paulo, 2007.

TEXEIRA, A.H.; GODOY, N.S. **Análise, projeto e execução de fundações rasas**, in: HACHINCH, W. et al. (ed.) **Fundações: teoria e prática**. São Paulo: Pini, Cap. 7, 1996.

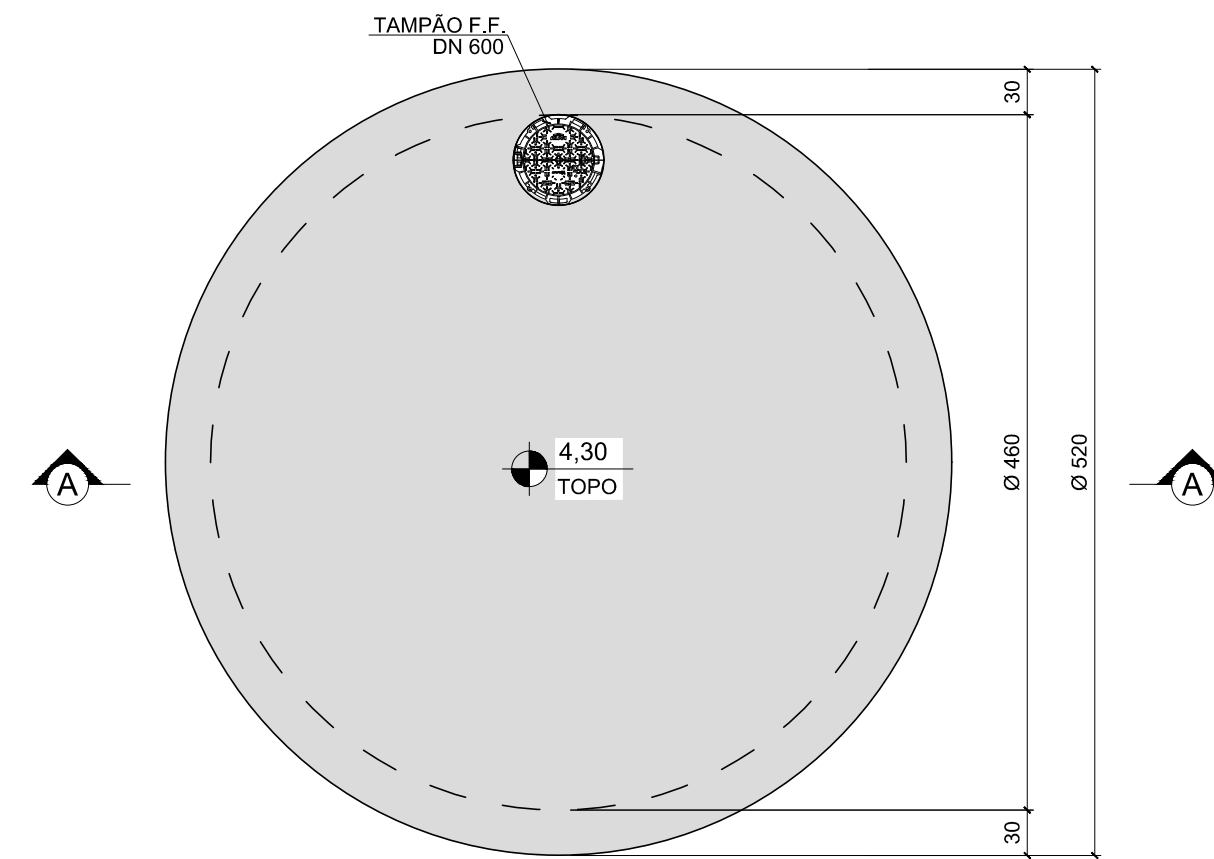
VENTURINI, W.S.; **Contribuição ao dimensionamento de reservatórios cilíndricos protendidos**. São Carlos, Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 1979.

COSTA, F.O.; **Projetos estruturais de reservatórios paralelepípedicos de concreto armado maldados in loco**. São Carlos, Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 1998.

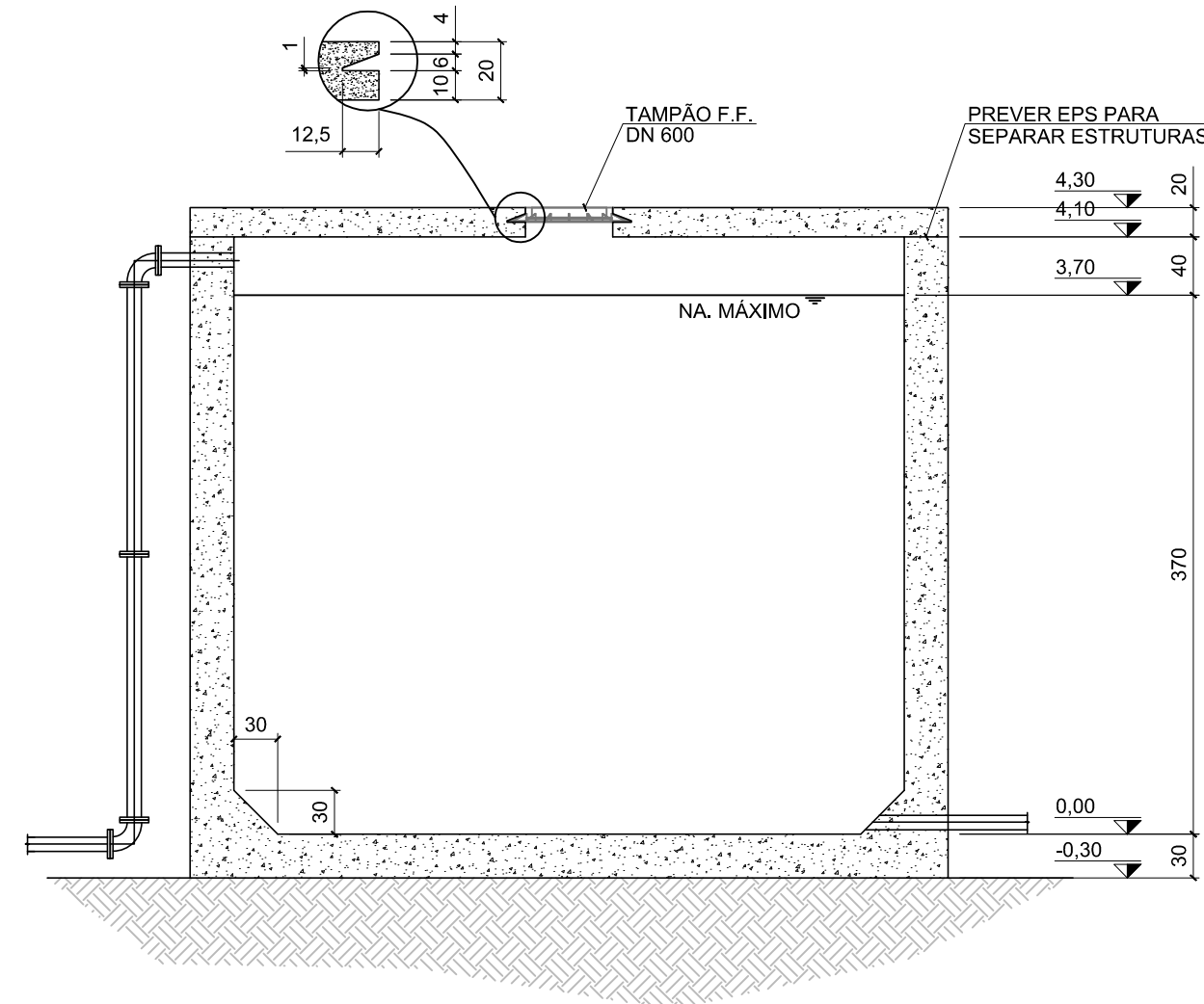
MORAES, M. C.; **Estruturas de fundações**. 2. Ed. São Paulo: McGraw Hill, 1976.

CORSAN. **Projeto Básico** – Boa Vista do Buricá/RS. Boa Vista do Buricá, 2017.

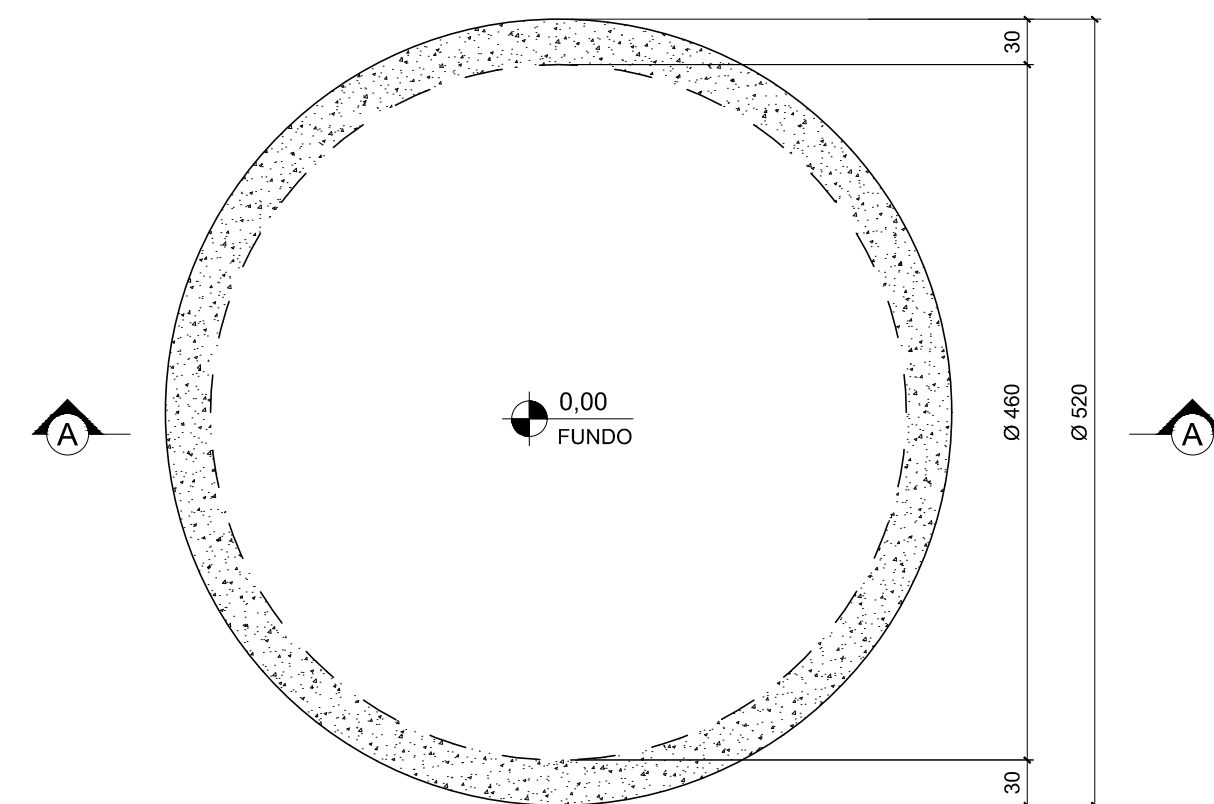
APÊNDICE A – PLANTAS DO PROJETO ESTRUTURAL



PLANTA BAIXA
COBERTURA
ESCALA: 1/50



CORTE A-A
ESCALA: 1/50



PLANTA BAIXA
FUNDO
ESCALA: 1/50

QUANTITATIVOS

MATERIAL	VOLUME (m³)
CONCRETO ESTRUTURAL (Fck=40MPa)	29.55


MATERIAL	ÁREA (m²)
FORMAS	151.02

NOTAS GERAIS:

- 1 - MEDIDAS EM CENTÍMETROS, COORDENADAS E ELEVAÇÕES EM METROS, SALVO INDICAÇÃO EM CONTRÁRIO. ONDE HOUVER DIVERGÊNCIAS ENTRE MEDIDAS E ESCALA, PREVALECE O VALOR DAS MEDIDAS.
- 2 - DEVERÁ A CONTRATADA ANTES DA EXECUÇÃO DOS SERVIÇOS, LEVANTAR AS POSSÍVEIS DÚVIDAS DO PROJETO. TODAS AS MEDIDAS, ELEVAÇÕES, DIMENSÕES E COORDENADAS DEVERÃO SER VERIFICADAS E CONFIRMADAS NO LOCAL E, HAVENDO DIVERGÊNCIAS, ESCLARECER E DEFINIR COM A FISCALIZAÇÃO.
- 3 - CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS:
 - CONCRETO ESTRUTURAL: fck=40MPa; fck de desforma=20MPa
 - Módulo de elasticidade secante: Ecs = 30105 MPa
 - Resistência média à tração: fctm = 3.5 MPa
 - AÇO CA-50/CA-60;
 - CLASSE DE AGRESSIVIDADE: IV
 - RELAÇÃO ÁGUA/CIMENTO MÁXIMA: 0.45
 - CONSUMO MÍNIMO DE CIMENTO: 370 kg/m³
- 4 - BITOLA DOS FERROS EM MÍLIMETROS.
- 5 - COBRIMENTO DAS ARMADURAS:
 - C= 5.0 cm.
- 6 - QUALQUER MODIFICAÇÃO OU DÚVIDA DEVERÁ SER IMEDIATAMENTE COMUNICADA POR ESCRITO AO PROJETISTA ESTRUTURAL.
- 7 - A EXECUÇÃO DA ESTRUTURA DEVERÁ SEGUIR CRITERIOSAMENTE AS RECOMENDAÇÕES DA ABNT, ESPECIALMENTE NO QUE SE REFERE À:
 - NBR6118 - PROJETO / PROCEDIMENTOS DE ESTRUTURAS DE CONCRETO;
 - NBR 12654 - CONTROLE TECNOLÓGICO DE MATERIAIS COMPONENTES DO CONCRETO - PROCEDIMENTO;
 - NBR 12655 - CONCRETO - PREPARO, CONTROLE E RECEBIMENTO - PROCEDIMENTO;
 - NBR 14931 - EXECUÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO.
- 8 - UTILIZAR COMO ESPAÇADORES PASTILHAS DE ARGAMASSA DE CIMENTO E AREIA NO TRAÇO 1:3 EM VOLUME, COM RELAÇÃO ÁGUA-CIMENTO IGUAL À DO CONCRETO ESTRUTURAL, PARA GARANTIR O RECOBRIMENTO. NO PROCESSO DE FABRICAÇÃO DOS ESPAÇADORES CERTIFICAR-SE DA NÃO UTILIZAÇÃO DE DESMOLDANTE QUE VENHA A PREJUDICAR A ADERÊNCIA ENTRE O ESPAÇADOR DE ARGAMASSA E O CONCRETO.
- 9 - MODIFICAÇÕES NESTE PROJETO E SUA UTILIZAÇÃO EM OBRA DIVERSA DA ESPECIFICADA SUJEITARÁ OS RESPONSÁVEIS ÀS PENAS DA LEGISLAÇÃO VIGENTE.
- 10 - TODOS OS SERVIÇOS DE LOCAÇÃO E NIVELAMENTO DE ESTRUTURAS DEVERÃO SER OBRIGATORIAMENTE ACOMPANHADOS POR TOPOGRAFO.
- 11 - AS ESTRUTURAS DEVERÃO SER EXECUTADAS COM RÍGIDOS PROCEDIMENTOS DE CONTROLE DE QUALIDADE, CONFORME PRECONIZAÇÕES DAS NORMAS VIGENTES.

02			
01			
00	EMISSÃO INICIAL	VICENTE	JUL/2019
REV.	ASSUNTO	RESPONSÁVEL	DATA

CONTRATADA(S)	RESPONSÁVEL TÉCNICO	
	NÃO LIBERADO PARA A EXECUÇÃO	
	PROJETISTA	DESENHO
	VICENTE TEIXEIRA	VICENTE TEIXEIRA



PROJETISTAS / RESPONSÁVEIS TÉCNICOS
ESTRUTURAL ANÁLISE DE PROJETO DESENHO

DIREITOS AUTORAIS RESERVADOS - PROIBIDA A REPRODUÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTES DESENHOS SEM EXPRESSO CONSENTIMENTO DO PROPRIETÁRIO

MUNICÍPIO	BOA VISTA DO BURICÁ - RS	NOME DO ARQUIVO	Projeto Tcc_recover.dwg
UNIDADE	TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO PROJETO EXECUTIVO	CÓD. CIDADE / NÚM. PROJETO	
		ESCALA	INDICADA
ASSUNTO	GEOMETRIA - RESERVATÓRIO CIRCULAR PLANTA BAIXA, CORTES E DETALHES	DATA	JULHO/2019
		PRANCHA	01-04

NOTAS GERAIS:

1 - MEDIDAS EM CENTÍMETROS, COORDENADAS E ELEVAÇÕES EM METROS, SALVO INDICAÇÃO EM CONTRÁRIO. ONDE HOUVER DIVERGÊNCIAS ENTRE MEDIDAS E ESCALA, PREVALECE O VALOR DAS MEDIDAS.

2 - DEVERÁ A CONTRATADA ANTES DA EXECUÇÃO DOS SERVIÇOS, LEVANTAR AS POSSÍVEIS DÚVIDAS DO PROJETO. TODAS AS MEDIDAS, ELEVAÇÕES, DIMENSÕES E COORDENADAS DEVERÃO SER VERIFICADAS E CONFIRMADAS NO LOCAL E, HAVENDO DIVERGÊNCIAS, ESCLARECER E DEFINIR COM A FISCALIZAÇÃO.

3 - CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS:
 - CONCRETO ESTRUTURAL: fck=40MPa; fck de desforma=20MPa
 - Módulo de elasticidade secante: Ecs = 30105 MPa
 - Resistência média à tração: fctm = 3.5 MPa
 - AÇO CA-50/CA-60;

- CLASSE DE AGRESSIVIDADE: IV
 - RELAÇÃO ÁGUA/CIMENTO MÁXIMA: 0.45
 - CONSUMO MÍNIMO DE CIMENTO: 370 kg/m³

4 - BITOLA DOS FERROS EM MÍLIMETROS.

5 - COBRIMENTO DAS ARMADURAS:
 - C= 5.0 cm.

6 - QUALQUER MODIFICAÇÃO OU DÚVIDA DEVERÁ SER IMEDIATAMENTE COMUNICADA POR ESCRITO AO PROJETISTA ESTRUTURAL.

7 - A EXECUÇÃO DA ESTRUTURA DEVERÁ SEGUIR CRITERIOSAMENTE AS RECOMENDAÇÕES DA ABNT, ESPECIALMENTE NO QUE SE REFERE À:

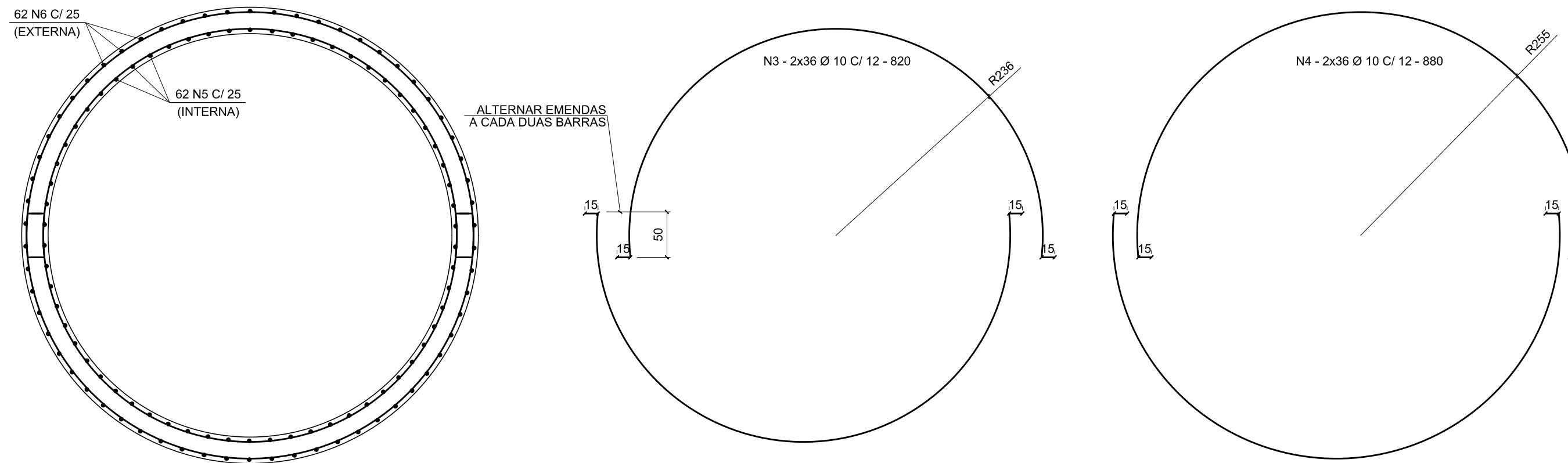
NBR6118 - PROJETO / PROCEDIMENTOS DE ESTRUTURAS DE CONCRETO;
 NBR 12654 - CONTROLE TECNOLÓGICO DE MATERIAIS COMPONENTES DO CONCRETO - PROCEDIMENTO;
 NBR 12655 - CONCRETO - PREPARO, CONTROLE E RECEBIMENTO - PROCEDIMENTO;
 NBR 14931 - EXECUÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO.

8 - UTILIZAR COMO ESPAÇADORES PASTILHAS DE ARGAMASSA DE CIMENTO E AREIA NO TRAÇO 1:3 EM VOLUME, COM RELAÇÃO ÁGUA-CIMENTO IGUAL À DO CONCRETO ESTRUTURAL, PARA GARANTIR O RECOBRIMENTO. NO PROCESSO DE FABRICAÇÃO DOS ESPAÇADORES CERTIFICAR-SE DA NÃO UTILIZAÇÃO DE DESMOLDANTE QUE VENHA A PREJUDICAR A ADERÊNCIA ENTRE O ESPAÇADOR DE ARGAMASSA E O CONCRETO.

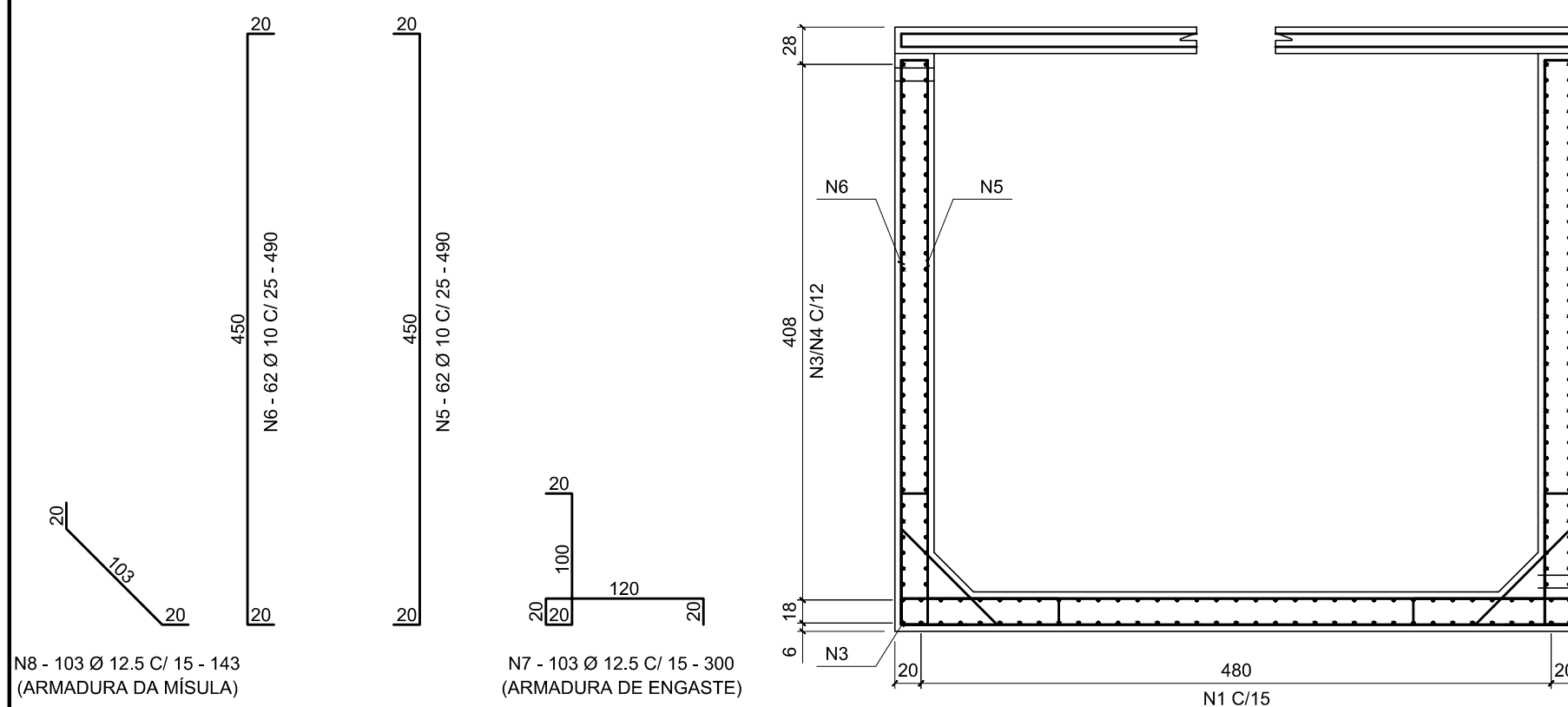
9 - MODIFICAÇÕES NESTE PROJETO E SUA UTILIZAÇÃO EM OBRA DIVERSA DA ESPECIFICADA SUJEITARÁ OS RESPONSÁVEIS ÀS PENAS DA LEGISLAÇÃO VIGENTE.

10 - TODOS OS SERVIÇOS DE LOCAÇÃO E NIVELAMENTO DE ESTRUTURAS DEVERÃO SER OBRIGATORIAMENTE ACOMPANHADOS POR TOPOGRAFO.

11 - AS ESTRUTURAS DEVERÃO SER EXECUTADAS COM RÍGIDOS PROCEDIMENTOS DE CONTROLE DE QUALIDADE, CONFORME PRECONIZAÇÕES DAS NORMAS VIGENTES.



PLANTA BAIXA
 PAREDE CIRCULAR
 ESCALA: 1/50



CORTE
 PAREDE CIRCULAR
 ESCALA: 1/50

TABELA DE COMPRIMENTOS

N	Ø	QUANT.	COMPRIMENTO (cm)	
			UNITÁRIO	TOTAL
3	10	72	820	59040
4	10	72	880	63360
5	10	62	490	30380
6	10	62	490	30380
7	12.5	103	300	30900
8	12.5	103	143	14729

RESUMO DE AÇO

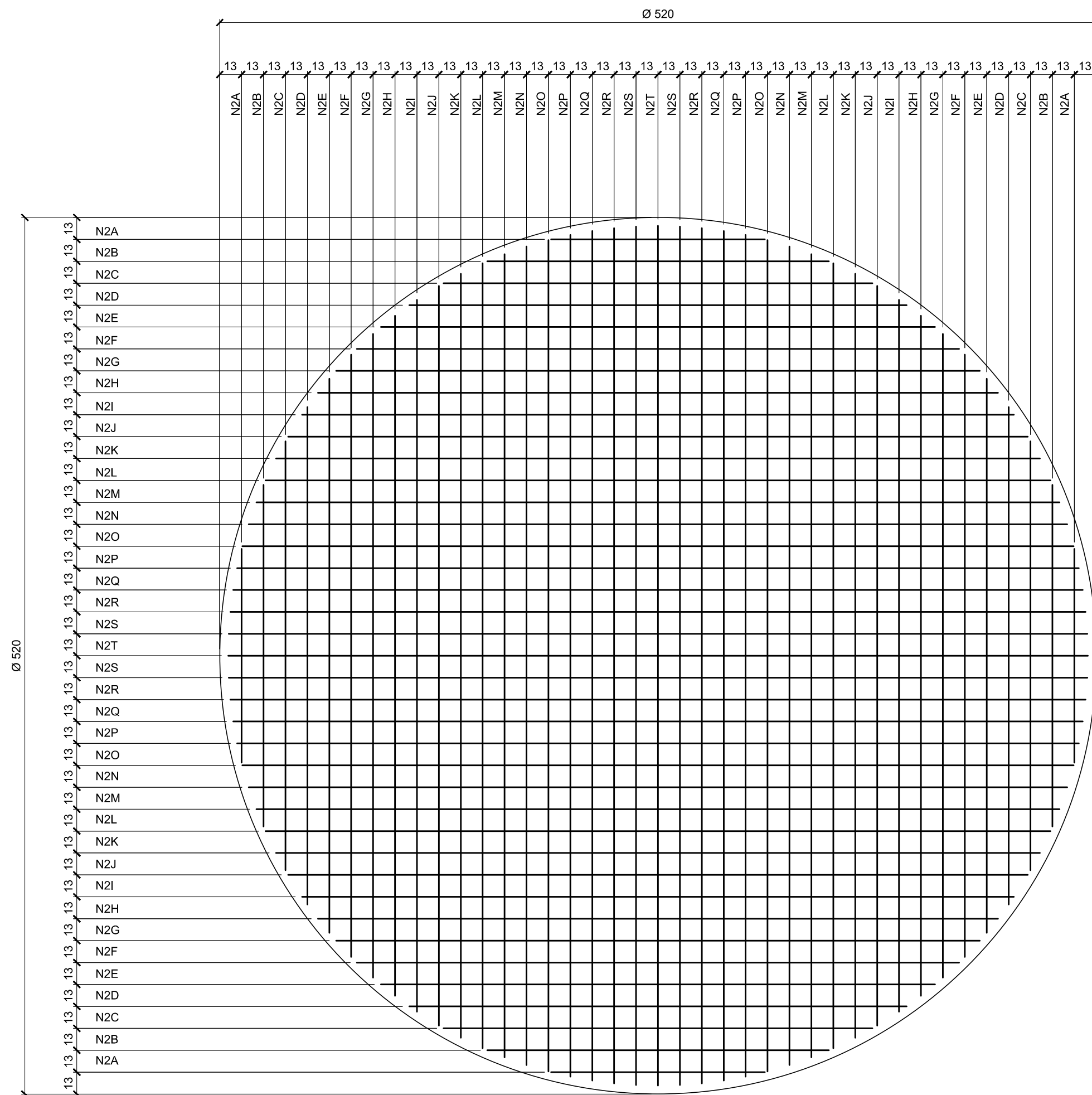
Ø	COMP. TOTAL (m)	PESO (kg)	
		UNITÁRIO	TOTAL
AÇO CA-50			
10	1831.6	0.617	1130
12.5	456.3	0.963	439
PESO TOTAL = 1569 kg			

02			
01			
00	EMIÇÃO INICIAL	VICENTE	JUL/2019
REV.	ASSUNTO	RESPONSÁVEL	DATA

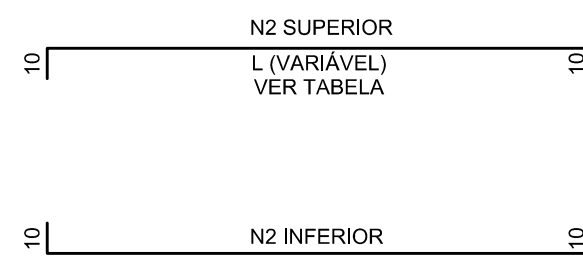
CONTRATADA(S)	RESPONSÁVEL TÉCNICO NÃO LIBERADO PARA A EXECUÇÃO
	PROJETISTA VICENTE TEIXEIRA
	DESENHO VICENTE TEIXEIRA

PROJETISTAS / RESPONSÁVEIS TÉCNICOS		
ESTRUTURAL	ANÁLISE DE PROJETO	DESENHO

MUNICÍPIO BOA VISTA DO BURICÁ - RS	NOME DO ARQUIVO Projeto Tcc_recover.dwg
UNIDADE TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO PROJETO EXECUTIVO	CÓD. CIDADE / NÚM. PROJETO
ASSUNTO ARMADURAS - RESERVATÓRIO CIRCULAR PAREDE CIRCULAR - PLANTA BAIXA, CORTES	ESCALA INDICADA
	DATA JULHO/2019
	PRANCHA 02-04



PLANTA BAIXA
LAJE DE TOPO
ESCALA: 1/25



COMPRIMENTOS VARIÁVEIS			
POSIÇÃO	Ø (mm)	L (cm)	TOTAL (cm)
N2A	8	127	147
N2B	8	203	223
N2C	8	254	274
N2D	8	295	315
N2E	8	329	349
N2F	8	357	377
N2G	8	382	402
N2H	8	403	423
N2I	8	422	442
N2J	8	439	459
N2K	8	453	473
N2L	8	466	486
N2M	8	476	496
N2N	8	486	506
N2O	8	493	513
N2P	8	499	519
N2Q	8	504	524
N2R	8	507	527
N2S	8	509	529
N2T	8	510	530

TABELA DE COMPRIMENTOS

N	Ø	QUANT.	COMPRIMENTO (cm)	
			UNITÁRIO	TOTAL
2A	8	4	147	588
2B	8	4	223	892
2C	8	4	274	1096
2D	8	4	315	1260
2E	8	4	349	1396
2F	8	4	377	1508
2G	8	4	402	1608
2H	8	4	423	1692
2I	8	4	442	1768
2J	8	4	459	1836
2K	8	4	473	1892
2L	8	4	486	1944
2M	8	4	496	1984
2N	8	4	506	2024
2O	8	4	513	2052
2P	8	4	519	2076
2Q	8	4	524	2096
2R	8	4	527	2108
2S	8	4	529	2116
2T	8	2	530	1060

RESUMO DE AÇO

Ø	COMP. TOTAL (m)	PESO (kg)	
		UNITÁRIO	TOTAL
AÇO CA-50			
8	330	0,395	130
PESO TOTAL = 130 kg			

NOTAS GERAIS:

1 - MEDIDAS EM CENTÍMETROS, COORDENADAS E ELEVAÇÕES EM METROS, SALVO INDICAÇÃO EM CONTRÁRIO, ONDE HOUVER DIVERGÊNCIAS ENTRE MEDIDAS E ESCALA, PREVALECE O VALOR DAS MEDIDAS.

2 - DEVERÁ A CONTRATADA ANTES DA EXECUÇÃO DOS SERVIÇOS, LEVANTAR AS POSSÍVEIS DÚVIDAS DO PROJETO. TODAS AS MEDIDAS, ELEVAÇÕES, DIMENSÕES E COORDENADAS DEVERÃO SER VERIFICADAS E CONFIRMADAS NO LOCAL E, HAVENDO DIVERGÊNCIAS, ESCLARECER E DEFINIR COM A FISCALIZAÇÃO.

3 - CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS:

- CONCRETO ESTRUTURAL: fck=40MPa; fck de desforma=20MPa
- Módulo de elasticidade secante: Ecs = 30105 MPa
- Resistência média à tração: fctm = 3.5 MPa
- AÇO CA-50/CA-60;

- CLASSE DE AGRESSIVIDADE: IV
- RELAÇÃO ÁGUA/CIMENTO MÁXIMA: 0.45
- CONSUMO MÍNIMO DE CIMENTO: 370 kg/m³

4 - BITOLA DOS FERROS EM MÍLIMETROS.

- C = 5.0 cm.

5 - COBRIMENTO DAS ARMADURAS:

- C = 5.0 cm.

6 - QUALQUER MODIFICAÇÃO OU DÚVIDA DEVERÁ SER IMEDIATAMENTE COMUNICADA POR ESCRITO AO PROJETISTA ESTRUTURAL.

7 - A EXECUÇÃO DA ESTRUTURA DEVERÁ SEGUIR CRITERIOSAMENTE AS RECOMENDAÇÕES DA ABNT, ESPECIALMENTE NO QUE SE REFERE À:

NBR6118 - PROJETO / PROCEDIMENTOS DE ESTRUTURAS DE CONCRETO;

NBR 12654 - CONTROLE TECNOLÓGICO DE MATERIAIS COMPONENTES DO CONCRETO - PROCEDIMENTO;

NBR 12655 - CONCRETO - PREPARO, CONTROLE E RECEBIMENTO - PROCEDIMENTO;

NBR 14931 - EXECUÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO.

8 - UTILIZAR COMO ESPAÇADORES PASTILHAS DE ARGAMASSA DE CIMENTO E AREIA NO TRAÇO 1:3 EM VOLUME, COM RELAÇÃO ÁGUA-CIMENTO IGUAL À DO CONCRETO ESTRUTURAL, PARA GARANTIR O RECOBRIMENTO, NO PROCESSO DE FABRICAÇÃO DOS ESPAÇADORES CERTIFICAR-SE DA NÃO UTILIZAÇÃO DE DESMOLDANTE QUE VENHA A PREJUDICAR A ADERÊNCIA ENTRE O ESPAÇADOR DE ARGAMASSA E O CONCRETO.

9 - MODIFICAÇÕES NESTE PROJETO E SUA UTILIZAÇÃO EM OBRA DIVERSA DA ESPECIFICADA SUJEITARÁ OS RESPONSÁVEIS ÀS PENAS DA LEGISLAÇÃO VIGENTE.

10 - TODOS OS SERVIÇOS DE LOCAÇÃO E NIVELAMENTO DE ESTRUTURAS DEVERÃO SER OBRIGATORIAMENTE ACOMPANHADOS POR TOPOGRAFO.

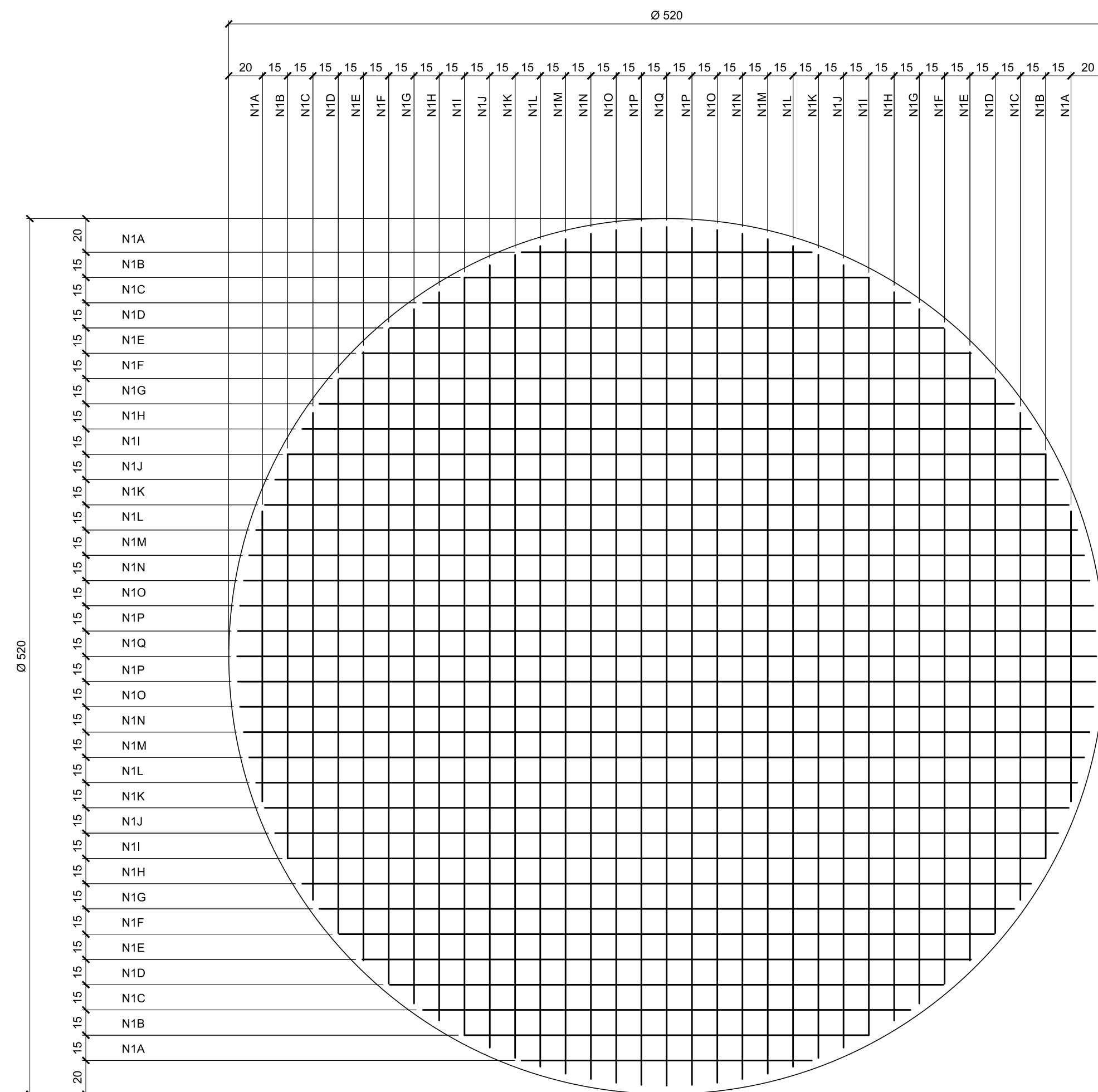
11 - AS ESTRUTURAS DEVERÃO SER EXECUTADAS COM RÍGIDOS PROCEDIMENTOS DE CONTROLE DE QUALIDADE, CONFORME PRECONIZAÇÕES DAS NORMAS VIGENTES.

02			
01			
00	EMIÇÃO INICIAL	VICENTE	JUL/2019
REV.	ASSUNTO	RESPONSÁVEL	DATA

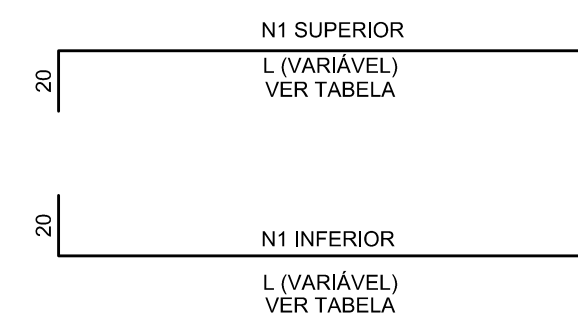
CONTRATADA(S)	RESPONSÁVEL TÉCNICO	NÃO LIBERADO PARA A EXECUÇÃO
	PROJETISTA	DESENHO
	VICENTE TEIXEIRA	VICENTE TEIXEIRA

PROJETISTAS / RESPONSÁVEIS TÉCNICOS		
ESTRUTURAL	ANÁLISE DE PROJETO	DESENHO
DIREITOS AUTORAIS RESERVADOS - PROIBIDA A REPRODUÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTE DESENHO SEM EXPRESSO CONSENTIMENTO DO PROPRIETÁRIO		

MUNICÍPIO BOA VISTA DO BURICÁ - RS	NOME DO ARQUIVO Projeto Tcc_recover.dwg
UNIDADE TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO PROJETO EXECUTIVO	CÓD. CIDADE / NÚM. PROJETO INDICADA
ASSUNTO ARMADURA - RESERVATÓRIO CIRCULAR LAJE DE TOPO - PLANTA BAIXA	DATA JULHO/2019
	PRANCHA 03-04



PLANTA BAIXA
LAJE DE FUNDO
ESCALA: 1/25



COMPRIMENTOS VARIÁVEIS			
POSIÇÃO	Ø (mm)	L (cm)	TOTAL (cm)
N1A	10	172	212
N1B	10	240	280
N1C	10	289	329
N1D	10	329	369
N1E	10	361	401
N1F	10	389	429
N1G	10	412	452
N1H	10	433	473
N1I	10	450	490
N1J	10	465	505
N1K	10	477	517
N1L	10	487	527
N1M	10	496	536
N1N	10	502	542
N1O	10	507	547
N1P	10	509	549
N1Q	10	510	550

TABELA DE COMPRIMENTOS

N	Ø	QUANT.	COMPRIMENTO (cm)	
			UNITÁRIO	TOTAL
1A	10	4	212	848
1B	10	4	280	1120
1C	10	4	329	1316
1D	10	4	369	1476
1E	10	4	401	1604
1F	10	4	429	1716
1G	10	4	452	1808
1H	10	4	473	1892
1I	10	4	490	1960
1J	10	4	505	2020
1K	10	4	517	2068
1L	10	4	527	2108
1M	10	4	536	2144
1N	10	4	542	2168
1O	10	4	547	2188
1P	10	4	549	2196
1Q	10	2	550	1100

RESUMO DE AÇO

Ø	COMP. TOTAL (m)	PESO (kg)	
		UNITÁRIO	TOTAL
AÇO CA-50			
10	297.3	0,617	183
PESO TOTAL = 183 kg			

NOTAS GERAIS:

- MEDIDAS EM CENTÍMETROS, COORDENADAS E ELEVAÇÕES EM METROS, SALVO INDICAÇÃO EM CONTRÁRIO. ONDE HOUVER DIVERGÊNCIAS ENTRE MEDIDAS E ESCALA, PREVALECE O VALOR DAS MEDIDAS.
- DEVERÁ A CONTRATADA ANTES DA EXECUÇÃO DOS SERVIÇOS, LEVANTAR AS POSSÍVEIS DÚVIDAS DO PROJETO. TODAS AS MEDIDAS, ELEVAÇÕES, DIMENSÕES E COORDENADAS DEVERÃO SER VERIFICADAS E CONFIRMADAS NO LOCAL E, HAVENDO DIVERGÊNCIAS, ESCLARECER E DEFINIR COM A FISCALIZAÇÃO.
- CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS:
 - CONCRETO ESTRUTURAL: fck=40MPa; fck de desforma=20MPa
 - Módulo de elasticidade secante: Ecs = 30105 MPa
 - Resistência média à tração: fctm = 3.5 MPa
 - AÇO CA-50/CA-60;
 - CLASSE DE AGRESSIVIDADE: IV
 - RELAÇÃO ÁGUA/CIMENTO MÁXIMA: 0.45
 - CONSUMO MÍNIMO DE CIMENTO: 370 kg/m³
- BITOLA DOS FERROS EM MÍLIMETROS.
 - C = 5.0 cm.
- COBRIMENTO DAS ARMADURAS:
 - C = 5.0 cm.
- QUALQUER MODIFICAÇÃO OU DÚVIDA DEVERÁ SER IMEDIATAMENTE COMUNICADA POR ESCRITO AO PROJETISTA ESTRUTURAL.
- A EXECUÇÃO DA ESTRUTURA DEVERÁ SEGUIR CRITERIOSAMENTE AS RECOMENDAÇÕES DA ABNT, ESPECIALMENTE NO QUE SE REFERE À:
 - NBR6118 - PROJETO / PROCEDIMENTOS DE ESTRUTURAS DE CONCRETO;
 - NBR 12654 - CONTROLE TECNOLÓGICO DE MATERIAIS COMPONENTES DO CONCRETO - PROCEDIMENTO;
 - NBR 12655 - CONCRETO - PREPARO, CONTROLE E RECEBIMENTO - PROCEDIMENTO;
 - NBR 14931 - EXECUÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO.
- UTILIZAR COMO ESPAÇADORES PASTILHAS DE ARGAMASSA DE CIMENTO E AREIA NO TRAÇO 1:3 EM VOLUME, COM RELAÇÃO ÁGUA-CIMENTO IGUAL À DO CONCRETO ESTRUTURAL, PARA GARANTIR O RECOBRIMENTO, NO PROCESSO DE FABRICAÇÃO DOS ESPAÇADORES CERTIFICAR-SE DA NÃO UTILIZAÇÃO DE DESMOLDANTE QUE VENHA A PREJUDICAR A ADERÊNCIA ENTRE O ESPAÇADOR DE ARGAMASSA E O CONCRETO.
- MODIFICAÇÕES NESTE PROJETO E SUA UTILIZAÇÃO EM OBRA DIVERSA DA ESPECIFICADA SUJEITARÁ OS RESPONSÁVEIS ÀS PENAS DA LEGISLAÇÃO VIGENTE.
- TODOS OS SERVIÇOS DE LOCAÇÃO E NIVELAMENTO DE ESTRUTURAS DEVERÃO SER OBRIGATORIAMENTE ACOMPANHADOS POR TOPOGRAFO.
- AS ESTRUTURAS DEVERÃO SER EXECUTADAS COM RÍGIDOS PROCEDIMENTOS DE CONTROLE DE QUALIDADE, CONFORME PRECONIZAÇÕES DAS NORMAS VIGENTES.

02			
01			
00	EMISSÃO INICIAL	VICENTE	JUL/2019
REV.	ASSUNTO	RESPONSÁVEL	DATA

CONTRATADA(S)	RESPONSÁVEL TÉCNICO	
	NÃO LIBERADO PARA A EXECUÇÃO	
	PROJETISTA	DESENHO
	VICENTE TEIXEIRA	VICENTE TEIXEIRA

PROJETISTAS / RESPONSÁVEIS TÉCNICOS		
ESTRUTURAL	ANÁLISE DE PROJETO	DESENHO
DIREITOS AUTORAIS RESERVADOS - PROIBIDA A REPRODUÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTES DESENHOS SEM EXPRESSO CONSENTIMENTO DO PROPRIETÁRIO		

MUNICÍPIO	BOA VISTA DO BURICÁ - RS	NOME DO ARQUIVO	Projeto Tcc_recover.dwg
UNIDADE	TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO PROJETO EXECUTIVO	CÓD. CIDADE / NÚM. PROJETO	
		ESCALA	INDICADA
ASSUNTO	ARMADURA - RESERVATÓRIO CIRCULAR LAJE DE FUNDO - PLANTA BAIXA	DATA	JULHO/2019
		PRANCHA	04-04