



BRUNO HENRIQUE GUEDES
DANILLO PETRERE DUARTE
LUCAS HAMURABI PICELLI DE CARVALHO
MICHELLE CRISTINA SANTIAGO
VICTOR ROSSINI ROSA

PLANEJAMENTO E IMPLANTAÇÃO DE OBRA ENTERRADA PARA DRENAGEM E AMORTECIMENTO DE CHEIAS EM PERÍMETRO URBANO

Trabalho de Formatura apresentado ao Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo como exigência parcial para graduação no curso de Engenharia Civil

Orientador: Prof. Dr. Pedro Wellington G. N. Teixeira

SÃO PAULO

2014

Catálogo-na-publicação

Guedes, Bruno Henrique

Planejamento e implantação de obra enterrada para drenagem e amortização de cheias em perímetro urbano / B.H. Guedes; D.P. Duarte; L.H.P. de Carvalho; M.C. Santiago; V.R. Rosa. -- São Paulo, 2014.

189 p.

Trabalho de Formatura - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica.

1.Sistemas e processos construtivos 2.Cascas (Engenharia)
3.Cascas cilíndricas I.Duarte, Danilo Petrerere II.Carvalho, Lucas Hamurabi de
III.Santiago, Michelle Cristina IV.Rosa, Victor Rossini V.Universidade de São
Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Estruturas e
Geotécnica VI.t.

Agradecimentos

Nós autores, gostaríamos de agradecer primeiramente ao Prof. Dr. Pedro Wellington G. N. Teixeira, por toda a eficiência e dedicação ao orientar este trabalho. Acreditamos que a sua colaboração definitivamente foi essencial para execução e conclusão das discussões e apontamentos.

Acreditamos também que a contribuição de diversos membros do corpo docente da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo foi fundamental na nossa formação, o que nos forneceu ferramentas sem as quais não conseguiríamos finalizar o trabalho em questão.

Por fim, mas não menos importante, estão os agradecimentos aos familiares, namorados e amigos, que sempre nos compreenderam e apoiaram nos períodos conturbados da graduação e principalmente neste trabalho de formatura.

“Que os vossos esforços desafiem as impossibilidades,
lembrai-vos de que as grandes coisas do homem foram
conquistadas do que parecia impossível.”

Charles Chaplin

Resumo

O trabalho em questão se insere no contexto das enchentes em perímetro urbano. Primeiramente, é elucidada a relevância do problema e evidenciam-se os impactos resultantes deste fenômeno. Em seguida, discutem-se as principais causas, naturais e antrópicas, responsáveis pelos alagamentos e apontam-se as soluções comumente adotadas para amenizar seus efeitos deletérios.

Posteriormente, é feita uma “pesquisa-ação” acerca de uma obra de macrodrenagem que está sendo construída no centro da cidade de São Bernardo do Campo, uma área com grande densidade urbana, consistindo primariamente de um reservatório enterrado de grandes dimensões.

Com relação a essa obra, são apontadas alternativas de métodos construtivos para o empreendimento, bem como alternativas de sistemas estruturais para alguns dos elementos principais da obra, mais notadamente as estruturas de cobertura, pilares e fundações. A partir disso, busca-se realizar análises comparativas entre os métodos proposto e os usuais para esse tipo de obra, tendo por base parâmetros custo e benefício, prazo de execução, possibilidade de manutenção e desempenho estrutural.

Abstract

This work is in the context of floods in urban area. Seeks, first, to elucidate the relevance of the problem and highlight the impacts resulting from this phenomenon. Then the main causes are discussed, both natural and anthropogenic, responsible for floodings and the commonly adopted solutions to mitigate its deleterious effects.

Hereafter a macro drainage project being built in the city center of São Bernardo do Campo, an area with high urban density, consisting primarily of a large reservoir buried, will be studied.

Finally, new construction methods are discussed for the project, as well as new structural systems for some of its main elements, most notably the roof structures, pillars and foundations. By doing so, the authors seek to carry out comparative analysis between the proposed methods and the usual ones for this type of construction, based on cost and benefit, time of construction, maintenance and possible structural performance parameters.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	4
2. OBJETIVOS.....	5
3. JUSTIFICATIVA.....	5
4. METODOLOGIA.....	6
5. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	7
5.1. Sobre enchentes	7
5.1.1. O problema.....	7
5.1.2. Causas	11
5.1.3. Soluções	13
5.2. Sobre cascas	22
5.2.1. O porquê do estudo?	22
5.2.2. Cascas de concreto	23
5.2.3. Reservatórios de parede cilíndrica	24
5.2.4. Cúpulas	25
5.2.5. Cascas cilíndricas.....	27
5.2.6. Placas dobradas.....	30
5.2.7. Paraboloides hiperbólicos.....	30
5.2.8. Paraboloides elípticos.....	34
5.2.9. Cascas de superfície livre.....	35
6. ESTUDO DE CASO.....	36
6.1. Histórico e caracterização	36
6.2. Obras de drenagem no Centro.....	40
6.2.1. Galeria de reforço a montante sob a rua Jurubatuba (930m)	41
6.2.2. Galeria de interligação (88m)	41
6.2.3. Túnel Hidráulico.....	42
6.2.4. Reservatório	43
6.2.5. Galeria de reforço à jusante do reservatório.....	45
7. ATIVIDADES DESENVOLVIDAS.....	45
7.1. Novos sistemas construtivos e estruturais	45

7.1.1.	Alternativa 1.....	47
7.1.2.	Alternativa 2.....	49
7.2.	Ligações entre pré-moldados.....	51
7.3.	Sobre a Cobertura.....	54
7.3.1.	Pré-dimensionamento da Casca.....	54
7.3.2.	Cobertura.....	56
7.3.3.	Formato	57
7.3.4.	Concepção da casca	59
7.3.5.	Ensaio.....	62
7.3.6.	Criação do modelo.....	65
7.3.7.	Resultados.....	69
7.3.8.	Análise do modelo e detalhamento da armação da casca cilíndrica	74
7.3.9.	Detalhes de todas as armações	94
7.4.	Sobre os Pilares.....	97
7.4.1.	Sistema construtivo alternativo para os pilares	97
7.4.2.	Estacas de grande diâmetro (Estações).....	104
7.4.3.	Dimensionamento como estaca.....	111
7.4.4.	Dimensionamento como pilar	118
7.4.5.	Escolha da seção	136
7.4.6.	Armadura transversal	137
7.4.7.	Detalhamento da armadura	137
7.4.8.	Consumo de material.....	139
7.5.	Execução da obra	140
7.5.1.	Soluções escolhidas.....	140
7.5.2.	Planejamento.....	140
7.5.3.	Método Construtivo E Plano De Ataque	155
8.	CONCLUSÃO.....	168
9.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	169

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Piores enchentes nos últimos 10 anos quanto ao custo econômico causado.

Figura 2 - Piores enchentes nos últimos 10 anos quanto ao número de mortos.

Figura 3 - Piores enchentes nos últimos 10 anos quanto ao número de afetados.

Figura 4: Piores desastres nos últimos 10 anos no Brasil quanto ao custo econômico.

Figura 5 - Piores desastres nos últimos 10 anos no Brasil quanto ao número de mortos.

Figura 6 - Piores desastres no Brasil nos últimos 10 anos quanto ao número de afetados.

Figura 7 - Visão geral dos desastres ocorridos no Brasil entre 1980 e 2010

Figura 8 - Tipos de desastres ocorridos no Brasil entre 1980 e 2010 e suas ocorrências.

Figura 9 - Corte AA da seção transversal de um rio esquematizando o leito primário (menor) e o secundário (maior) (Tucci, 2006)

Figura 10 - Acima, situação original antes da urbanização; abaixo, área urbanizada e com galerias de drenagem a montante. (Fonte: Orsini, 2012)

Figura 11- Evolução da impermeabilização e sua relação com o escoamento fluvial. (Fonte: FISRWG, 1998)

Figura 12- À esquerda, efeito de obras de canalização no hidrograma; à direita, efeito de obras de retenção no hidrograma. (Fonte: Canholi, 2005)

Figura 13 - À esquerda, exemplo de reservatório online e o respectivo escoamento da água; À direita, reservatório offline. (Fonte: Notas de aula PHA2537 – EP).

Figura 14 - Exemplo de cobertura em casca de concreto apoiada em 4 pontos localizada no Rio de Janeiro. (Figura retirada de: http://www.arq.ufsc.br/arq5661/trabalhos_2006-1/cascas/ilustracoes.htm).

Figura 15 - Esforços em uma parede de reservatório cilíndrica. (Fonte: Billington, 1982 - Pág.4.)

Figura 16 - Esquema de comportamento das cúpulas. (Fonte: Billington, 1982 - Pag.6).

Figura 17 - Concentração dos momentos próximos às bordas em cúpulas. (Fonte: Billington, 1982 - Pág.8.).

Figura 18 - Comparação entre o sistema clássico de lajes e vigas e o sistema em casca cilíndrica. (Fonte: Billington, 1982 - Pág.13)

Figura 19 - Comparação entre comportamento de cascas e comportamento de vigas para a) casca com bordas flexíveis e b) casca longe do efeito da borda. (Fonte: Billington, 1982 - Pág.14).

Figura 20 - Exemplos de cascas formadas por placas dobradas. (Fonte: Billington, 1982 - Pág.21).

Figura 21 - Modelo de arcos de tração e compressão em um parabolóide hiperbólico. (Fonte Billington, 1982 - Pág.25).

Figura 22 - Esquema do Duplo balanço. (Fonte: Billington, 1982 - Pág.26).

Figura 23 - Esquema do guarda-chuva invertido. (Fonte: Billington, 1982 - Pág.26).

Figura 24 - Esquema da "abóbada triangular" (Fonte: Billington, 1982 - Pág.28).

Figura 25 - Esquema da "abóbada curva". (Fonte: Billington, 1982 - Pág.29).

Figura 26 - Esquema do parabolóide elíptico. (Fonte: Billington, 1982 - Pág.32).

Figura 27 - Bacia Superior dos Meninos Inserida na Bacia do Alto Tietê.

(Fonte:http://www.sigrh.sp.gov.br/sigrh/basecon/macrodrenagem/meninos/Arquivos_Men/MapaLocalizMen.gif)

Figura 28 - Sub-bacias do Tamanduateí. (Fonte:http://www.sigrh.sp.gov.br/sigrh/basecon/macrodrenagem/meninos/Arquivos_Men/Cap2_Men.html.)

Figura 29 - Enchentes em São Bernardo do Campo. Figura 30 - Esquema com componentes das obras. (Fonte: <http://www.destakjornal.com.br/noticias/abc/paco-recebe-obras-para-piscinao-em-dezembro-215623/> acessado em 10/05/2014).

Figura 30 - Esquema com componentes das obras. (Fonte: Base para esquema retirada do Google Maps).

Figura 31 - Localização do reservatório. (Adaptado de: Barros, 2014)

Figura 32 - Sistema construtivo proposto pelo grupo.

Figura 33 - Comparação do detalhe dos apoios da solução proposta e da solução original

Figura 34 - Esquema da primeira alternativa proposta.

Figura 35 - Esquema da segunda alternativa proposta.

Figura 36 - Detalhe da ligação entre estruturas pré-moldadas sobre pilar.

Figura 39 - Casca com abatimento 1:8

Figura 40 - Casca com abatimento 1:10

Figura 41 – Comparação entre solução original e proposta

Figura 42 – Seção transversal da casca pré-moldada

Figura 43 – Visão 3D da peça pré-moldada

Figura 44 – Detalhe da ligação entre pilar e peças pré-moldadas

Figura 45 – Visão 3D da peça pré-moldada após solidarização

Figura 46 – Caixa metálica com membrana pneumática sob pressão hidrostática.

Figura 47 - Deformações da membrana pneumática.

Figura 48 - Fixação da tela metálica na borda caixa.

Figura 49 – Medição dos pontos.

Figura 50 - Parametrização do modelo "Barrel Shell" do programa SAP2000.

Figura 51 – Modelo de casca cilíndrica no SAP2000.

Figura 52 - Carregamento devido a peso próprio do aterro (kN/m^2)

Figura 53 – Modelo da casca de superfície livre no SAP2000 com utilização de dados coletados

Figura 54 - Diagrama de esforços normais na viga diafragma (kN).

Figura 55 - Diagrama de momentos fletores na viga diafragma (kNm).

Figura 56 - Diagrama de forças cortantes na viga diafragma (kN).

Figura 57 - Modelo da estrutura deformada (unidades em metro e radiano).

Figura 58 - Diagrama de esforços normais longitudinais F_{11} (kN/m).

Figura 59 - Diagrama de esforços de momento fletor longitudinais M_{11} (kNm/m).

Figura 60 - Diagrama de esforços normais transversais (kN/m).

Figura 61 - Diagrama de esforços de momento fletor transversais (kNm/m).

Figura 62 - Diagrama de esforços de cisalhamento F_{12} (kN/m).

Figura 63 - Esquema de flexo-tração de estádio II em seção de concreto armado.

Figura 64- Esquema de flexo-tração de estádio III em seção de concreto armado.

Figura 65 - Esquema de flexo-compressão para seção de concreto armado.

Figura 66- Esquema de flexo compressão de est em seção de concreto armado

Figura 67- Esquema de flexo-compressão de estádio III em seção de concreto armado.

Figura 68 - Interface do programa Oblíqua, com destaque para as características geométricas da seção.

Figura 69- Diagrama de interação para compressão de 1505,8 kN.

Figura 70- Diagrama de interação para compressão de 857,4 kN e momento de 39,34 kNm.

Figura 71- Diagrama de interação para compressão de 1247,4 kN e momento de

19,6 kNm
Figura 72- Diagrama de interação para compressão de 560 kN e momento de 34,72 kNm.

Figura 73- Diagrama de interação para tração de 135,52 kN e momento de 22,75 kNm.

Figura 74 - Diagrama de interação para tração de 164,64 kN e momento de 26,42 kNm.

Figura 75 – Armação alojada na seção do diafragma.

Figura 76 - Diagrama de forças máximas e suas direções e sentidos de atuação representadas em flechas (kN/m).

Figura 77- Diagrama de forças máximas e suas direções e sentidos de atuação representadas em flechas (kN/m) (Ampliação da extremidade).

Figura 78 – Armação longitudinal da casca

Figura 79 – Armação transversal da casca

Figura 80 – Armação de reforço de borda

Figura 81 – Detalhe da armação na seção trasnversal

Figura 82 - Definição do comprimento total equivalente (Fonte: Alonso, 1989)

Figura 83 – Limitação para o cálculo do comprimento equivalente (Fonte: Alonso, 1989)

Figura 84 - Exemplos de ferramentas de corte. Coroa, caçamba e trado, respectivamente. (Adaptado de Melhado et al, 2002).

Figura 85 - Execução de uma estaca escavada. (1):Execução do furo; (2):Limpeza do furo e troca da lama;(3): Armadura colocada e execução da concretagem;(4):Estaca pronta. (Adaptado de Geosonda, 2014).

Figura 86 - Execução esquemática de um estacão. (Fonte: <http://www.brasfond.com.br/fundacoes/egdiametro.html>, acessado em 01 de junho de 2014).

Figura 87 – Esquema de áreas de influência em pilares de C.A. (Fonte: Pinheiro, L. M. Fundamentos do Concreto e Projeto de Edifícios. Notas de Aula – Estruturas de Concreto, EESC. 2009)

Figura 88 - Comprimentos equivalentes (Fonte: Bastos, 2005).

Figura 89 - Arranjos de armadura para taxas de 0,4, 1 e 2%, respectivamente

Figura 90 - Domínios de deformação no ELU (Fonte: <http://www.nepae.feis.unesp.br/Apostilas/Introducao%20ao%20estudo%20do%20concreto.pdf> acessado em 10/06/2014).

Figura 91 - Exemplo da interface no Qbasic

Figura 92 – Exemplo de saída do programa

Figura 93 - Diagrama de interação para 0,4% de armadura

Figura 94 - Diagrama de interação para 1% de armadura

Figura 95 - Diagrama de interação para 2% de armadura

Figura 96 - Diagrama de interação (Fonte: Montoya, 1981)

Figura 97 – Verificação segundo NBR 6118:2014 (Fonte: NBR 6118:2014)

Figura 98 – Diagrama de interação da seção escolhida

Figura 99 – Recomendações para estribos (Fonte: Alva, 2008)

Figura 100 – Detalhe da armação do estacão

Figura 101 – Canteiro de obras

Figura 102 – Mapa de locação das sondagens

LISTA DE TABELAS

Tabela 1- Tensão de escoamento limite adotada para o aço.

Tabela 2- Dados geométricos do modelo em casca.

Tabela 3- Bitolas comerciais adotadas.

Tabela 4- Cálculo de armação para F11.

Tabela 5- Cálculo de armação para M11.

Tabela 6- Verificação de esforços M11 ao longo de "y".

Tabela 6- Cálculo de armação para F22.

Tabela 8- Verificação de esforço F22 ao longo de "x".

Tabela 7- Cálculo da armação para M22.

Tabela 8- Verificação de momento M22 ao longo de "x".

Tabela 9- Verificação de esforços F12 na seção $x = -5$ m;

Tabela 10- Cálculo de armação para esforço diagonal nas extremidades.

Tabela 11- Cálculo de armação para esforço diagonal nas extremidades.

Tabela 12 - Resumo das verificações de efeitos de 2ª ordem (Fonte: Campos Filho, 2014).

Tabela 13 - Dimensões comerciais de estacas barrete (Fonte: http://www.fundesb.com.br/2009/info_paredesdiafragma.html, acessado em 01 de junho de 2014).

Tabela 14 - Dimensões comerciais de estações (Adaptado de Fundesp, 2014).

Tabela 15 - Classes de agressividade ambiental (Fonte: NBR 6118:2014).

Tabela 16 - Relação entre agressividade ambiental e qualidade do concreto (Fonte: NBR 6118:2014).

Tabela 17 - Cobrimento mínimos para cada classe ambiental (Fonte: NBR 6118:2014).

Tabela 20-Tabela para definição de C (Fonte: Cintra et al.,1999)

Tabela 21 -Tabela para definição de α (Fonte: Cintra et al., 1999)

Tabela 22 - Tabela para definição de β (Fonte: Cintra et al., (1999)

Tabela 23 – Resumo dos parâmetros utilizados

Tabela 24 – Capacidade de carga em função do comprimento

Tabela 25 – Cálculo do comprimento mínimo para cada possibilidade de carga admissível

Tabela 26 – Resultados

Tabela 27 – Valores para o coeficiente de reação horizontal (Fonte: Tomlinson, 1969)

Tabela 28 – Valores para o coeficiente de reação horizontal (Fonte: Alonso, 1989)

Tabela 29 - Cálculos para escolha da seção

Tabela 30 - Arranjo para 0,4% de armadura

Tabela 31 - Arranjo para 1% de armadura

Tabela 32 - Arranjo para 2% de armadura

Tabela 33 -Valores do diagrama de interação para 0,4% de armadura

Tabela 34-Valores do diagrama de interação para 1% de armadura

Tabela 35 - Valores do diagrama de interação para 2% de armadura

Tabela 36 – Verificação de resistência da seção

Tabela 37 – Momentos solicitantes

Tabela 38 – Dicionário da EAP

Tabela 39 – Cronograma feito no programa MS Project 2013

Tabela 40 – Profundidade argila orgânica

Tabela 41 – Dados das sondagens das camadas de sedimentos aluviais

Tabela 42 – Obtenção do NSPT utilizado

1. INTRODUÇÃO

Dentre os principais problemas urbanos das cidades brasileiras, podem-se destacar as inundações e as enchentes que são, muitas vezes, verdadeiros desastres, gerando grandes perdas materiais e de vidas e que acabam sendo, por isso, motivo constante de manchetes de jornais. Buscando sanar esse problema ou, ao menos, controlá-lo nos menores níveis de prejuízo possível, há a necessidade contínua de planos de gestão e operação das infraestruturas de drenagem existentes, bem como de novas obras e intervenções em sistemas em funcionamento.

No entanto, por serem, na maioria das vezes, necessárias justamente em regiões amplamente urbanizadas e densamente ocupadas, surge o desafio adicional de se executar essas obras causando o mínimo de interferências possível. Além disso, é recorrente a necessidade de intervenções que venham a substituir elementos obsoletos das redes existentes e expandir a capacidade de sistemas subdimensionados. Essas atividades são ainda mais complexas do ponto de vista de execução e de seus impactos nas proximidades da obra. Além disso, é de vital importância conceber uma solução com uma visão sistêmica da composição hidrológica, ou seja, uma visão que abranja toda a porção da bacia e não apenas uma solução pontual e regional que possa trazer prejuízos a nível global.

Nesse contexto, soluções que utilizem o conceito de amortecimento do volume das cheias são úteis, pois evitam que os sistemas de drenagem possuam capacidade demasiadamente elevada que somente seja usada em pequenos períodos de tempo. Um exemplo que tem sido muito adotado nas grandes metrópoles brasileiras são os reservatórios conhecidos como “piscinões”, que primeiramente armazenam as águas da chuva para lentamente lançá-las à jusante, não comprometendo o escoamento em outros pontos.

Com o intuito de analisar sistemas construtivos que possam reduzir os prazos de execução, minimizar o desconforto à população e que sejam adequados às obras de combate às cheias, mais especificamente os reservatórios de amortecimento, este trabalho apresenta um estudo de caso. Na obra em questão, uma das etapas de um grande programa de controle de enchentes da cidade de São Bernardo do Campo, serão analisados componentes funcionais e seus métodos construtivos.

A partir de um levantamento bibliográfico sobre alternativas para a forma, dimensão e processos de execução, serão propostas diferentes combinações de sistemas estruturais em comparação com a solução atual, explicitando vantagens e desvantagens de cada um. Além disso, busca-se realizar um planejamento acerca das tarefas a serem executadas e um levantamento dos impactos no trânsito local, impactos ambientais e sociais.

2. OBJETIVOS

O trabalho a seguir tem como objetivo, primeiramente, comentar a gravidade dos problemas decorrentes das cheias em perímetro urbano, ressaltando a sua importância, muitas vezes negligenciada no cenário brasileiro. Procura-se estudar causas e avaliar possíveis soluções para o problema. Além disso, busca-se estudar intervenções estruturais que possam vir a resolver, ou ao menos amenizar, as consequências decorrentes das enchentes.

Num segundo momento, dentre essas intervenções, o grupo tem a intenção de analisar os diversos aspectos de um projeto específico de drenagem, um exemplo real, uma obra situada em São Bernardo do Campo. Busca-se passar por todas as etapas de um processo de concepção de elementos estruturais, de planejamento e de execução de obras. Procura-se, portanto, para esse caso específico, propor e avaliar alternativas estruturais, envolvendo projeto de escavação, método construtivo, alteração da cobertura, alteração dos pilares e das fundações, de forma a garantir economia, melhor desempenho estrutural, menor prazo de construção e menor grau de impacto na região.

3. JUSTIFICATIVA

As inundações e enchentes em meio urbano no Brasil e no Mundo, vêm se consolidando como um problema recorrente e que trazem grandes perdas materiais, diminuição de qualidade de vida, chegando, inclusive a perda de vidas.

Dentro desse contexto, intervenções estruturais precisam ser executadas dentro das cidades, tendo que ser levadas em conta as diversas interferências inerentes aos ambientes urbanos como redes de saneamento básico, energia elétrica, arruamentos, trânsito local, entre outros, tornando a vida das pessoas no entorno dessas obras muito difícil durante toda sua execução.

Com isso, se tornam válidas alternativas construtivas que visem tornar a execução dessas obras mais rápida e gerando o mínimo possível de transtornos às vizinhanças.

4. METODOLOGIA

Para atingir os objetivos do presente trabalho, foi feita inicialmente extensa pesquisa bibliográfica acerca dos temas aqui abordados, bem como foram levantados dados sobre uma obra de drenagem que está sendo executada no Município de São Bernardo do Campo, através de reuniões com a equipe responsável pelo projeto e com representantes do Programa Drenar de SBC, a fim de elaborar uma “pesquisa-ação” sobre a mesma.

Na etapa posterior, foram realizados ensaios em modelos físicos em escala reduzida para a obtenção da geometria da nova cobertura em casca proposta para a obra em estudo, além de ensaios em modelos computacionais dessa estrutura, visando obter informações sobre seu comportamento estrutural. O modelo foi executado no programa SAP 2000 em sua versão 16.

Através da realização de um “benchmark” das técnicas construtivas atualmente utilizadas na prática profissional para obras desse porte, foram propostas alternativas construtivas para o empreendimento que, posteriormente, foram elencadas segundo alguns critérios de seleção, sendo a de melhor posição comparativa detalhada mais profundamente.

5. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

5.1. Sobre enchentes

5.1.1. O problema

Dentro do cenário de crescimento da população e urbanização em escala mundial, são comuns as discussões sobre os problemas que assolam as cidades.

Dentre esses se destacam problemas sociais, como criminalidade, violência, desigualdade de renda, baixa qualidade de vida; problemas de caráter governamental devido às dificuldades e complexidade da estrutura administrativa; má qualidade dos serviços; problemas ambientais e a interação da intervenção antrópica com o meio ambiente etc.

Dentro da esfera da interação da intervenção antrópica com o meio ambiente, agrava-se um dos principais problemas urbanos enfrentados pelo Brasil e por todo o mundo: as enchentes.

As cheias e inundações em perímetro urbano são responsáveis por inúmeros danos. Em relação a esses eventos, são recorrentes as notícias sobre perdas materiais, sofrimento da população, o grave impacto na mobilidade urbana, os altos custos e despesas gerados e em casos extremos, vidas perdidas. Além dos reveses mais claros, há ainda inúmeros prejuízos indiretos de difícil medição, como perda da qualidade de vida, estresse e problemas emocionais causados às pessoas, atrasos nas viagens diárias, atrasos nos processos de produção das indústrias e empresas, interferência na qualidade da água no ciclo hidrológico, etc.

Como exemplo ilustrativo do poder destrutivo das enchentes, foram levantados os 10 piores casos de enchentes em âmbito mundial nos últimos 10 anos, quanto ao custo em moeda (dólar), ao número de mortos e ao número de afetados, segundo a base de dados do “EM-DAT” (*The International Disaster Database – “A base de dados internacional de desastres” em tradução livre*).

Country	Date	Damage (000 US\$)
Thailand, General flood	20/08/2006	9940
India, General Flood	19/09/2012	98000
Indonesia, General flood	31/01/2007	971000
Thailand, Flash flood	23/11/2005	97000
Thailand, General Flood	25/07/2013	97000
Belize, General Flood	19/10/2008	9697
Philippines, Flash flood	26/01/2006	9600
Pakistan, Flash Flood	28/07/2010	9500000
Mongolia, General Flood	16/07/2009	94
India, General Flood	23/09/2011	930000

Figura 1 - Piores enchentes nos últimos 10 anos quanto ao custo econômico causado.

Country	Date	No Killed
India, General Flood	07/2009	992
Viet Nam, General Flood	27/10/2008	99
India, General Flood	5/07/2010	98
South Sudan, General Flood	08/2013	98
China P Rep, General flood	29/07/2007	96
India, General flood	12/07/2007	96
Kenya, General Flood	10/03/2013	96
India, General flood	16/09/2007	94
Kenya, General Flood	1/03/2010	94
Algeria, Flash Flood	1/10/2008	93

Figura 2 - Piores enchentes nos últimos 10 anos quanto ao número de mortos.

Country	Date	No Total Affected
China P Rep, General Flood	29/05/2010	134000000
China P Rep, General flood	15/06/2007	105004000
China P Rep, General Flood	1/06/2011	67900000
China P Rep, General Flood	1/07/2009	39372000
Pakistan, Flash Flood	28/07/2010	20359496
India, General flood	24/07/2005	20000055
China P Rep, General Flood	1/09/2011	20000000
India, General flood	3/07/2007	18700000
China P Rep, General Flood	22/06/2012	17440000
China P Rep, General flood	19/06/2005	16700000

Figura 3 - Piores enchentes nos últimos 10 anos quanto ao número de afetados.

Observando as Figuras 1 2 e 3, verifica-se a grande ocorrência do problema em áreas da Ásia diretamente influenciadas pelo regime climático das “monções”. Dentro do cenário brasileiro, foram levantados os 10 piores desastres nos últimos 10

anos, quanto aos mesmos requisitos anteriores, ainda com base de dados do “EM-DAT” (*The International Disaster Database*).

Disaster	Date	Damage (000 US\$)
Storm	21/09/2013	90000
Flood	22/11/2008	750000
Flood	19/06/2010	602000
Flood	22/04/2009	550000
Flood	17/12/2013	540000
Flood	12/11/2009	50000
Flood	30/03/2008	263000
Flood	4/04/2010	200000
Flood	1/05/2012	171000
Flood	17/03/2013	1500

Figura 4: Piores desastres nos últimos 10 anos no Brasil quanto ao custo econômico.

Disaster	Date	No Killed
Flood	11/01/2011	900
Flood	2/02/2008	9
Flood	25/03/2006	8
Flood	31/12/2009	74
Flood	19/06/2010	72
Flood	17/12/2013	64
Flood	24/10/2007	6
Flood	1/01/2007	59
Flood	22/04/2009	56
Flood	24/09/2007	4

Figura 5 - Piores desastres nos últimos 10 anos no Brasil quanto ao número de mortos.

Disaster	Date	No Total Affected
Flood	22/11/2008	1500015
Flood	22/04/2009	1150900
Flood	09/2011	1000000
Drought	10/2007	1000000
Epidemic	01/2011	942153
Flood	2/11/2009	680000
Flood	1/05/2012	210000
Flood	1/01/2007	200080
Flood	1/01/2013	200000
Flood	30/03/2008	190000

Figura 6 - Piores desastres no Brasil nos últimos 10 anos quanto ao número de afetados.

Uma simples análise das Figuras 4, 5 e 6 mostra que dentre os piores desastres no Brasil quanto aos requisitos verificados, quase todos são enchentes. Mais precisamente 9 dos 10 desastres quanto a custo, 10 dos 10 desastres quanto a número de mortos e 8 dos 10 desastres quanto ao número de afetados são enchentes.

Para ressaltar a gravidade do problema no Brasil, podemos recorrer aos dados das Figuras 7 e 8 (PreventionWeb,2014), que nos mostram de maneira geral todos os desastres reportados no país entre 1980 e 2010 e não somente os piores.

Overview

No of events:	146
No of people killed:	4,948
Average killed per year:	160
No of people affected:	47,984,677
Average affected per year:	1,547,893
Economic Damage (US\$ X 1,000):	9,226,170
Economic Damage per year (US\$ X 1,000):	297,618

Figura 7 - Visão geral dos desastres ocorridos no Brasil entre 1980 e 2010.

Natural Disaster Occurrence Reported

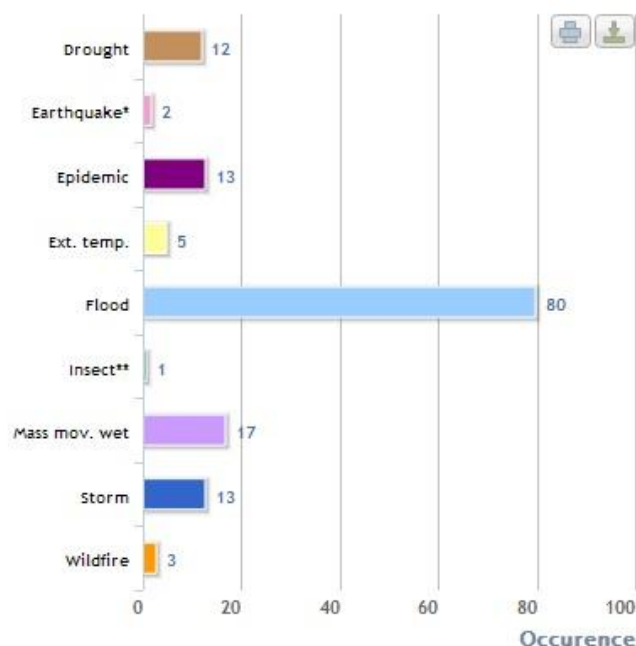


Figura 8 - Tipos de desastres ocorridos no Brasil entre 1980 e 2010 e suas ocorrências

Conclui-se que aproximadamente 55% dos desastres naturais são causados por enchentes. É nesse contexto que o presente trabalho se desenvolve: a conscientização de que as cheias em perímetro urbano são, de fato, os principais desastres naturais ocorridos no Brasil, contrariando o senso comum que se espalha por grande parte da população que afirma que o país não sofre com desastres naturais (por não conter ocorrências de furacões, terremotos ou vulcões), muitas vezes negligenciando o caráter de calamidade e tragédia de eventos desse tipo. Tendo em vista, ainda, a gravidade das consequências, fica clara a necessidade de um grande enfoque e esforço em medidas que visem sanar esse tipo de desastre.

5.1.2. Causas

O desenvolvimento acelerado da segunda metade do século XX, sobretudo nas grandes cidades dos países subdesenvolvidos, foi em geral desorganizado e sem um devido planejamento. Assim, sem se priorizar as questões de saneamento, como abastecimento, esgotamento e águas pluviais e, além disso, inicialmente concentrando a ocupação em regiões ribeirinhas, diversos problemas acabaram surgindo. Dentre esses, sendo o foco do trabalho, o problema de enchentes tornou-se frequente.

As enchentes começaram a ocorrer principalmente pela ocupação indevida de regiões alagáveis. Isso porque as regiões ribeirinhas são, na verdade, o leito secundário do rio, ou seja, a porção intermitente do rio cuja probabilidade de encher em determinado ano é 50%. Assim, as ruas e casas eram ocupadas pela água em média a cada dois anos.

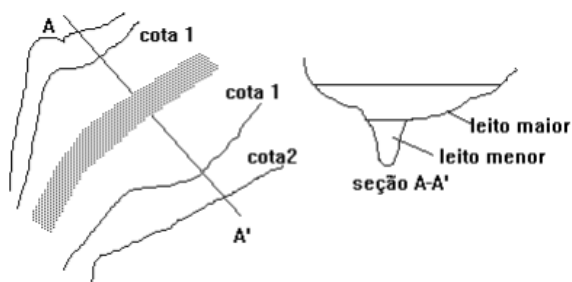


Figura 9 - Corte AA da seção transversal de um rio esquematizando o leito primário (menor) e o secundário (maior) (Tucci, 2006)

Com o passar do tempo, a cidade crescia cada vez mais e a situação se agravava, até que se implantaram soluções estruturais, que acabaram por aumentar ainda mais o problema. Isso porque na concepção da solução, não havia um enfoque sistêmico, mas apenas local e que geralmente acabava por piorar a situação a jusante. Assim, as regiões a jusante tinham sua região alagável ainda mais extensa do que previamente a obra de drenagem, como mostra a figura a seguir.

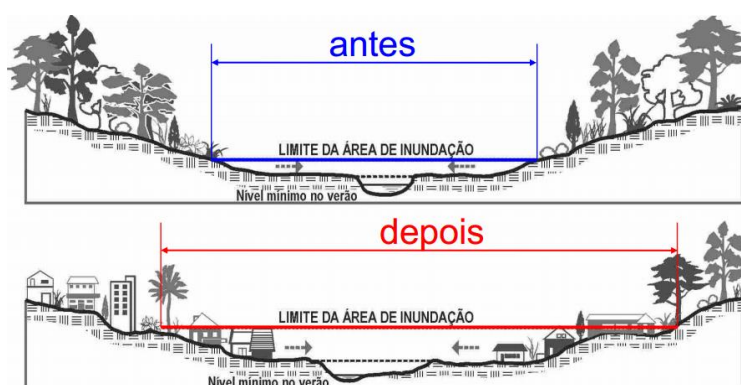


Figura 10 - Acima, situação original antes da urbanização; abaixo, área urbanizada e com galerias de drenagem a montante. (Fonte: Orsini, 2012)

Com o crescimento exponencial da cidade, houve também um fator agravante na questão da drenagem urbana que é a impermeabilização do solo. Com o desenvolvimento urbano, as cidades grandes começam a aumentar sua malha viária, pavimentar ruas que antes eram de terra, asfaltar ruas que a priori eram de paralelepípedo etc. As consequências diretas dessa impermeabilização são o aumento da velocidade do escoamento superficial direto das águas pluviais e a diminuição da infiltração da água no solo. Assim, a água chega mais rápido em regiões baixas, nos rios e nas galerias e com isso o alagamento é favorecido.

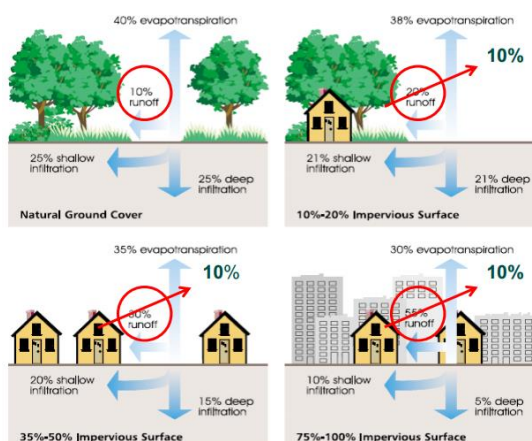


Figura 11- Evolução da impermeabilização e sua relação com o escoamento fluvial. (Fonte: FISRWG, 1998)

Além da impermeabilização do solo e ocupação de regiões ribeirinhas, existem outras causas complementares que agravam os alagamentos nas grandes cidades, como a falta de manutenção dos instrumentos de drenagem e a baixa educação ambiental por parte da população. Muitas galerias estão abandonadas e com sua capacidade muito reduzida devido à falta de manutenção, seja por acúmulo de lixo ou por ruptura de alguns trechos. O costume de jogar lixo na rua ou nos córregos e rios, seja por parte da população ou empresas é um agravante.

Uma situação também comum é a ocupação irregular da beira de córregos pela população de baixa renda, sobretudo da classe D. Nas grandes cidades, com a especulação imobiliária e com elevada desigualdade social, a situação agrava-se, pois parte da população não consegue habitação regular e acaba por ocupar regiões negligenciadas pela sociedade e que oferecem grandes riscos de desmoronamento e alagamento.

5.1.3. Soluções

5.1.3.1. Canalização x Reservação

Ao avaliar as soluções existentes para o problema da drenagem urbana, no que diz respeito ao controle de enchentes, percebem-se duas opções relativas à forma como será feito o encaminhamento artificial da água. A primeira opção

procura escoar a vazão o mais rápido possível para jusante, evitando assim a inundação natural do leito secundário ocupado pela urbanização. Já a segunda opção propõe diminuir a velocidade com que a água se acumula em regiões de enchente.

A primeira opção, também conhecida como higienista, apresenta a canalização de córregos e rios como principal expoente, é a mais convencional e foi adotada amplamente em meados do século XX em todo o Brasil, e, sobretudo, na Região Metropolitana de São Paulo (RMSP). No entanto, percebeu-se que essa solução apresenta uma série de desvantagens, pois apesar de resolver os problemas de drenagem na região da obra, acaba por transferi-los para as regiões de jusante, nas quais o pico das vazões será maior e onde, conseqüentemente, poderão ocorrer enchentes. Além disso, o encaminhamento rápido da água urbana favorece a poluição difusa dos mananciais (Canholi, 2005).

No caso da segunda opção, a visão é mais sistêmica no que diz respeito a drenagem. Assim, tem-se como concepção mais ampla e significativa a reservação das águas em períodos chuvosos, amortecendo assim o diagrama de cheias de toda a bacia. Essa solução é representada principalmente por reservatórios e secundariamente por medidas não estruturais (piso permeável, teto verde, trincheira de infiltração, micro reservatório) e é a tendência no atual combate a enchentes, pois além de não prejudicar a região à jusante, favorece o controle da poluição difusa da água. Tem-se um esquema na Figura 12:

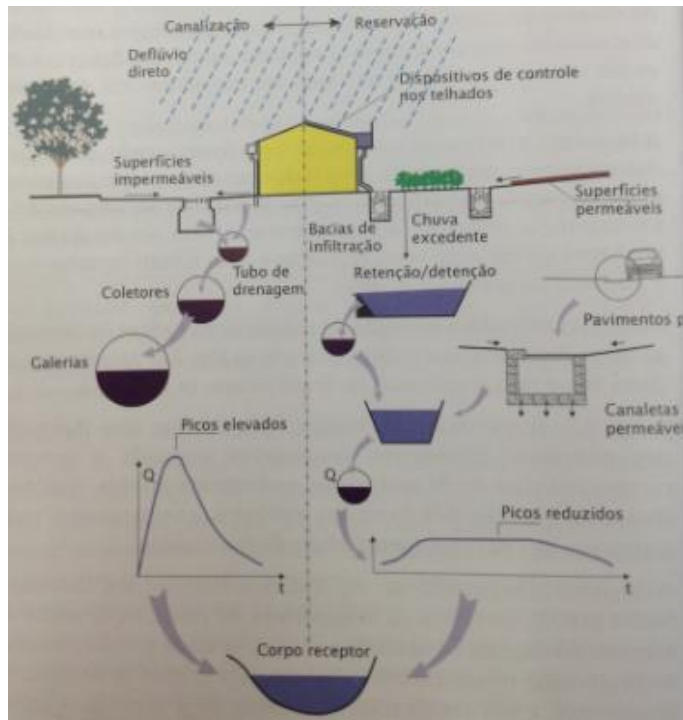


Figura 12- À esquerda, efeito de obras de canalização no hidrograma; à direita, efeito de obras de retenção no hidrograma. (Fonte: Canholi,2005)

Observa-se a diferença entre os hidrogramas nas duas soluções: a esquerda onde temos a solução convencional, a cheia se amortece mais rápido e, no entanto, seu pico de vazão é maior. A direita acontece exatamente o contrário, pois o volume fica retido mais tempo e com isso, sua vazão de pico é amortecida.

5.1.3.2. Reservatórios

Existem basicamente dois tipos de reservatórios: retenção e detenção. Reservatórios de retenção não esvaziam após chuva e funcionam basicamente como lagos artificiais. Como vantagem tem-se a não necessidade de aparelhos para seu esvaziamento (dutos, bombas, calhas e etc.) e como desvantagem, tem-se a proliferação de mosquitos e mau odor na região caso não haja manutenção contínua.

Reservatórios de detenção esvaziam-se algum tempo após o período de chuva, seja por bombeamento, caso esteja abaixo do nível do rio a jusante, ou por gravidade, caso contrário. Reservatórios de detenção são mais usuais na RMSP (Região Metropolitana de São Paulo), pois além de necessitarem de manutenção

menos frequente, podem servir de uso de recreação nas épocas de estiagem (quadras esportivas, por exemplo).

Os reservatórios de retenção podem ser de controle tanto na fonte como contenção à jusante. Reservatórios de controle na fonte são geralmente dispositivos de pequenas dimensões e são localizados próximos de onde é gerado o escoamento. Esse tipo de reservatório costuma ser mais complexo, caro e de difícil implantação, pois necessita de diversas pequenas unidades de retenção e com isso maior planejamento. No entanto, esses sistemas podem ser utilizados como incremento na infiltração (e consequente redução dos picos das vazões veiculadas para a rede de drenagem), e podem reduzir em até 60% os picos de vazão (Jacobsen, 1996).

Os reservatórios de retenção a jusante, conhecidos popularmente como piscinões, são atualmente o mais efetivo meio de controle de enchentes e da poluição da água difusa nas grandes cidades. Eles começaram a ser amplamente utilizados na RMSP a partir da década de 1990, com a implantação do piscinão enterrado no Pacaembu (1994), quando se percebeu que a simples canalização e tamponamento dos rios e córregos não resolveria o problema da drenagem urbana.

Assim, em 2012 já havia 55 piscinões na região, totalizando mais de 10,7 milhões de metros cúbicos (DAEE,2012). No entanto, apesar de seu uso crescente contra enchentes, não se tem ainda na RMSP um programa de controle eficiente de qualidade das águas coletadas nos reservatórios, como ocorre nos países desenvolvidos em que este aspecto é obrigatório (Canholi,2005).

Os piscinões podem ser caracterizados pela posição no curso do rio (off-line ou online) ou pelo layout em planta (enterrado ou a céu aberto). Reservatórios online recebem a água em série com o curso do rio, ou seja, recebem toda a vazão de montante nos períodos de cheias e com isso diminuem o pico do hidrograma a jusante.

Já os reservatórios off-line se dispõem em paralelo ao rio e recebem água a partir de uma dada vazão máxima de projeto. Após esse limite, o rio fica com vazão constante (a máxima) e toda a vazão excedente escoar para o reservatório através de um vertedor.



Figura 13 - À esquerda, exemplo de reservatório online e o respectivo escoamento da água; À direita, reservatório offline. (Fonte: Notas de aula PHA2537 – EP).

Reservatórios online geralmente necessitam de volumes maiores que os reservatórios off-line, pois recebem toda a vazão de cheias, diferente dos reservatórios off-line que aproveitam o máximo as seções dos rios ou galerias. No entanto, os reservatórios off-line costumam estar abaixo da cota do rio e, portanto necessitam de bombas para seu posterior esvaziamento na bacia. Assim, essa solução acaba se tornando mais cara no ponto de vista de operação, tanto no aspecto energético ligado ao funcionamento das bombas quanto no aspecto de monitoramento, pois ao contrário do reservatório online, seu escoamento a jusante não é natural.

Além disso, reservatórios off-line costumam ser mais fáceis de limpar, por funcionarem por menos tempo e também recebem águas menos poluídas (Neves et al). Assim, a escolha pelo tipo de reservatório depende da área disponível para sua implantação, custo de relacionados a apropriações, escavação e operação. Na RMSP há difundido a utilização de reservatórios online (exemplo: reservatório do Pacaembu) ou off-line (exemplo: SEMASA, Aricanduva).

Reservatórios também podem ser a céu aberto ou enterrados. Geralmente a primeira opção é preferível, pois chega a ser 6 a 7 vezes mais barata que a segunda (Tucci, 2005). No entanto, caso não haja manutenção periódica pode gerar problemas de saúde pública, com infestação de mosquitos vetores de doenças como a dengue ou febre amarela e gerar odores que afetam a qualidade de vida dos moradores da região. Em alguns casos também se tem a necessidade de utilização do espaço na cobertura, como no caso do piscinão na Praça Charles Muller, que teve que ser enterrado devido à intensa utilização daquele espaço pela população.

5.1.3.3. Manutenção e segurança

Uma das prioridades para o bom funcionamento do sistema, como qualquer outro sistema de drenagem urbana, é a manutenção e a limpeza da estrutura, de modo que este aspecto deve ser fator de decisão para a escolha do tipo de reservatório, pois caso não seja possível lidar com a necessidade de manutenção da alternativa escolhida é preferível que se opte por outra, com menor custo/necessidade de manutenção.

Deve-se atentar à particularidade de cada reservatório ao se analisar os aspectos de manutenção. Por exemplo, no caso dos reservatórios a céu aberto que fazem uso do espaço em períodos de seca, há a necessidade de limpeza, pois caso isso não ocorra, os reservatórios ficam impossibilitados de serem usados e muitas vezes perdem sua capacidade de amortecimento. Quando há a presença de grades de proteção contra a entrada de detritos no reservatório, deve-se atentar a esse aparato, pois caso contrário, poderá ocorrer entupimento do mesmo. Segundo o Professor Kamel Zahed Filho da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, em entrevista concedida ao grupo, já houve um caso de piscinão que, devido à ausência de limpeza de suas grades protetoras, acabou tornando-se uma barragem que deu origem a um remanso e agravou a situação de enchente em relação a situação original de drenagem.

Caso seja previsto a utilização de bombas deve-se tomar cuidado com o funcionamento contínuo das mesmas, pois, dependendo do caso, elas podem ficar por muito tempo paradas e acabarem não funcionando nos momentos de necessidade. Assim, é fundamental a execução de operações periódicas, mesmo que para o funcionamento hidráulico e hidrológico do reservatório não seja necessário. Ainda com respeito à utilização de bombas, deve-se atentar ao fato de que esses dispositivos apresentam histórico relevante de roubos, o que comprometeria todo o funcionamento do sistema.

Ao se projetar um reservatório deve-se pensar, também, em algumas outras características, com acesso fácil ao fundo do reservatório com possível tráfego de caminhões e, caso o reservatório seja enterrado, devem ser projetados sistemas de ventilação e iluminação adequados (Canholi,2005).

Tendo em vista a segurança da comunidade, devem ser tomadas algumas medidas de proteção. Além da manutenção já citada para evitar proliferação de insetos, deve-se também projetar barreiras físicas, como alambrados ou guard-rails quando o reservatório for a céu aberto e estiver lateral às vias de tráfego (Canholi, 2005).

5.1.3.4. A importância dos patamares

Ao se projetar um reservatório deve-se ater ao fato de que dificilmente ele trabalhará com toda sua capacidade, sendo que na maior parte do tempo receberá vazões muito menores que a de projeto. Assim, caso não haja variação da seção transversal, a velocidade de escoamento será muito baixa e o reservatório demorará mais para esvaziar. Isso causa prejuízos a utilidade pública do reservatório como meio de lazer, além de dificultar a manutenção e limpeza de seu fundo.

Nesse caso, é interessante que se projetem patamares (bermas) que limitem regiões com capacidade de contenção para determinado período de retorno e também se criem critérios para utilização conforme a altura. Exemplo dessa aplicação foi no reservatório do Aricanduva onde “foi estabelecido acesso proibido a um patamar inferior, que comporte volumes de deflúvio para $TR = 2$ anos e áreas de lazer foram posicionadas em cotas inundáveis para $TR > 5$ anos” (Canholi, 2005), pois os patamares que apresentam cotas inundáveis $TR > 5$ anos, não serão frequentemente utilizados para fins de contenção. A ideia é basicamente procurar imitar a natureza e criar leitos de inundação.

5.1.3.5. Critérios de projeto e estudo de viabilidade

Ao se projetar o volume necessário para o reservatório de detenção, devem-se ter informações básicas tais como: dados físicos da bacia hidrográfica (topografia, tipo de solo, afluentes), dados hidrológicos e pluviométricos da região, uso e ocupação do solo. Dessa forma é possível se fazer um estudo de viabilidade técnica, econômica, financeira, política e social.

5.1.3.6. Infiltração

Além da contenção das águas em reservatórios, há também a possibilidade de aumentar a infiltração da água no solo e com isso diminuir o escoamento superficial direto. Medidas desse tipo procuram diminuir a impermeabilidade do solo, seja através de aparatos urbanos adaptados, como os pavimentos permeáveis, ou através da implantação de mais regiões verdes no ambiente urbano. Essas medidas fazem parte de um conceito conhecido como “*Low Impact Development*”, no qual o ambiente urbano deve se adequar as condições da natureza e procurar conviver com ela de forma sustentável. (Dorman, T. et al 2013)

Na prática, a solução de aumentar infiltração no solo tem amplo impacto na qualidade da água, já que ao não escoar por ambiente urbano a água não recebe poluição difusa contida no solo impermeável (dejetos, combustíveis, metais pesado e etc.) e colabora para melhorar a qualidade dos mananciais da bacia. No entanto, ainda não há difundida essa visão sistêmica acerca da qualidade da água, sendo, portanto, a prioridade ainda apenas a drenagem de forma a conter enchentes e alagamentos.

5.1.3.7. Medidas não estruturais

Entende-se por medidas não estruturais aquelas que não por meio de obras, mas sim por meio de regulamentos, normas, incentivos e leis, visam à segurança e conscientização da população e, que tratem a respeito da drenagem urbana (Canholi,2005). Assim, as principais medidas não estruturais são divididas por Tucci (2005) em:

- legislação e regulamentação sobre o aumento da vazão devido a urbanização e a ocupação da área de risco de áreas ribeirinhas;
- gestão dos serviços urbanos relacionados com as águas pluviais.

A primeira trata do zoneamento de áreas de risco contidas em regiões ribeirinhas, de forma a regular a ocupação, evitando assim a densificação de uma região que é naturalmente inundável. Trata-se de uma medida além de cunho social, também econômica, pois diminui a necessidade de novas obras de drenagem no

futuro. O zoneamento também direciona nesse sentido o crescimento da cidade de forma sustentável e organizado, favorecendo a qualidade de vida de seus moradores.

A responsabilidade de fiscalização e implementação dos programas previstos fica a cargo da gestão dos serviços urbanos, que é operada por órgãos municipais. Ficará sob responsabilidade do município também a coordenação das relações entre as esferas de saneamento (água, esgoto, águas pluviais e resíduos sólidos).

Além dessas medidas, existem outras que atuam tanto na prevenção de inundações, como programas de conscientização da população, quanto na segurança da população, como o alerta de inundação e o seguro contra enchentes.

5.1.3.8. Plano Diretor de Macrodrenagem da Bacia do Alto Tietê (PDMAT)

Inserido no âmbito de medidas não estruturais, tem-se como principal direcionador na RMSP o Plano Diretor de Macrodrenagem da Bacia do Alto Tietê (PDMAT), desenvolvido pelo DAEE (Departamento de Águas e Energia Elétrica) para orientar as diretrizes e sanar os problemas de drenagem na metrópole num período estipulado (2020). Assim, além de ser um plano de obras, o PDMAT é um instrumento regulador e de referencial técnico-estratégico. Para tanto, o PDMAT concebeu uma série de premissas básicas que o norteiam.

Primeiramente, definiu-se que a drenagem tem caráter regional e não pontual, e, portanto, a unidade de gerenciamento deixa de ser o município e passa a ser a bacia hidrográfica. Isso se deve ao fato de que, ao analisar apenas pontualmente os problemas de drenagem de determinada região, acabava-se por agravar os problemas das regiões a jusante. Segundo o Professor Kamel Zahed Filho da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, uma obra em São Bernardo do Campo foi exemplo desse caso. Nela houve a retificação do Ribeirão dos Meninos para resolver os problemas de drenagem da região central de São Bernardo do Campo, mas, ao ter enfoque apenas pontual, acabou acarretando problemas de enchente à jusante, no Bairro da Prosperidade, em São Caetano, que anteriormente nem sofrera com tais questões.

O PDMAT também reconhece que drenagem é uma questão de alocação de espaços, ou seja, a liberação do escoamento em dada região irá afetar sempre as regiões de jusante (podendo ser ou não prejudicial). Outra premissa é que a drenagem é parte integrante de um conjunto de equipamentos urbanos que devem conviver harmoniosamente.

E por fim, a drenagem deve ser sustentável, ou seja, ao planejar melhorias e soluções para as enchentes, deve estar no escopo a manutenção da integridade da natureza para as gerações futuras.

Assim, após definir suas principais premissas, inicialmente o PDMAT identificou nos principais rios da bacia (Tietê, Tamanduateí, Pinheiros, etc.) as suas respectivas “vazões de restrição”, isto é, as vazões máximas que um rio poderá receber após obras de drenagem a montante, e com isso hierarquizou as necessidades mais urgentes (como por exemplo, a necessidade de aumentar a calha do rio Tietê ou construção de reservatórios de retenção no rio Tamanduateí). Após identificar os problemas em ordem de importância, o PDMAT pré-dimensionou possíveis soluções através de estudos técnico-econômicos e ambientais.

5.2. **Sobre cascas**

5.2.1. O porquê do estudo?

As cascas se apresentam como um excelente elemento estrutural. No contexto deste trabalho, vislumbrou-se que a utilização de uma cobertura em casca de concreto para um reservatório enterrado poderia resultar em um conjunto de benefícios relevantes para a obra, tanto no que diz respeito à economia física, financeira, de materiais, como em outros aspectos que serão discutidos posteriormente.

5.2.2. Cascas de concreto

Uma casca estrutural pode ser entendida como uma estrutura delgada em formato curvo, isto é, em formato de “concha”, sobre as quais atua carregamento em qualquer direção.

Segundo uma definição mais precisa, dada pelo “Vocabulário de Teoria das Estruturas” da Associação Brasileira de Cimento Portland (São Paulo 1967), uma casca é: “Estrutura não plana constituída por um ou mais corpos em que uma das dimensões é muito menor do que as outras duas”.

Essas estruturas são altamente eficientes em distribuir os carregamentos devido a sua capacidade de transmitir, principalmente, esforços internos de força normal e reduzir os de momento fletor (Billington 1982).

As cascas e suas partes podem ser constituídas de qualquer material estrutural, sendo que o concreto é particularmente interessante por permitir a moldagem nos mais diversos formatos e espessuras.

O projeto de cascas foi estimulado, desde seus primeiros usos, com a preocupação de se criarem estruturas seguras, econômicas e de aparência atrativa. Por segurança entende-se que a estrutura é capaz de levar os esforços com eficiência e sem riscos de colapso até os outros elementos estruturais. Por economia entende-se, prioritariamente, como a redução substancial de material de construção devido a sua pequena espessura e alta esbeltez.

Por aparência atrativa entende-se como estrutura admirável ou agradável de se olhar. Esse último item é de complexidade especial pois, historicamente, verificou-se que estruturas criadas para serem belos monumentos muitas vezes tiveram as prioridades econômicas e de segurança violadas, tornando-se inviáveis. Outro detalhe importante reside na cultura dos engenheiros que, em boa parte, entendem que a aparência é total responsabilidade do arquiteto.

É dessa forma que se definem os alcances de uma casca de concreto e o que se busca na sua utilização: economia, eficiência e segurança, beleza arquitetônica. Assim foram desenvolvidas, aproximadamente em ordem cronológica, uma série de tipos de cascas: paredes cilíndricas para contenção de fluídos (como por exemplo caixas d'água), cúpulas, coberturas cilíndricas, placas dobradas, paraboloides

hiperbólicos, paraboloides elípticos e cascas de superfície livre (projetadas, por exemplo, por analogia física).

Os formatos citados serão brevemente discutidos do ponto de vista do comportamento estrutural qualitativo. Ainda que essa análise inicial apresente suas limitações, é essencial para a concepção preliminar da estrutura, uma vez que promove o entendimento das cascas como um todo e a percepção da evolução histórica de abordar o problema.



Figura 14 - Exemplo de cobertura em casca de concreto apoiada em 4 pontos localizada no Rio de Janeiro.

5.2.3. Reservatórios de parede cilíndrica

As cascas cilíndricas foram utilizadas principalmente na contenção de fluídos, como reservatórios de água ou gás. Incluem-se no grupo de primeiras estruturas realizadas em concreto armado. As ideias que se seguem são apresentadas por Billington (1982) e decorrem dos estudos de Robert Maillart (1910) sobre flexão e esforços em membranas de cilindros de bases fixas² e da postulação matemática de H. Reissner (1908) e von Emperger (1910).

Imagina-se um reservatório de água cilíndrico, com pressão hidrostática em suas paredes. As forças de pressão solicitam as paredes em parte com força normal na direção tangencial às circunferências que formam a parede, isto é, tensionando os “anéis cilíndricos”; em parte com momentos fletores que flexionam a parede

verticalmente. Caso as paredes sejam solicitadas prioritariamente com força normal, diz-se que a estrutura apresenta comportamento de membrana.

O comportamento estrutural depende de alguns fatores básicos: raio da circunferência (ou em outras palavras, da curvatura da parede), espessura da parede e condições de contorno. Quanto menor o raio da estrutura (ou quanto maior a curvatura), mais o sistema se comporta como membrana (Billington 1982). Quanto menor a espessura da parede, mais o sistema se comporta como membrana.

As condições de contorno influenciarão no comportamento estrutural nas suas proximidades, o que poderá se refletir no resto da estrutura, amortecendo ou intensificando os momentos. Se a extremidade for fixa, por exemplo, não haverá força normal no apoio pois o anel correspondente está impossibilitado de deslocar ou deformar. Os momentos são também amortecidos até a outra ponta.

A Figura 15 ilustra com um exemplo os esforços de força normal e momento que se desenvolvem em uma parede de reservatório para dois casos de extremidade: fixa e livre.

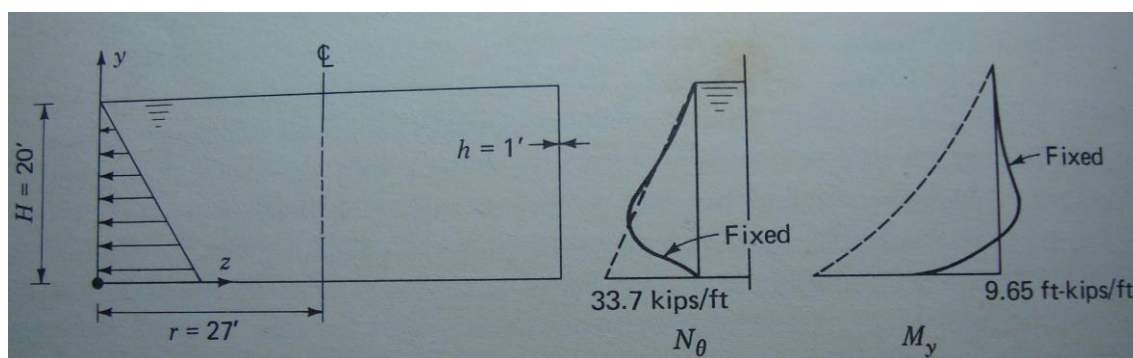


Figura 15 - Esforços em uma parede de reservatório cilíndrica. (Fonte: Billington, 1982 -

Pág.4.)

5.2.4. Cúpulas

A análise das cúpulas tem como principal objetivo estudar a transmissão de carregamentos verticais através da casca. O comportamento descrito tem como princípio a “teoria das Cúpulas” de von Emperger (1909) e é apresentado em Billington (1982).

A cúpula pode ser modelada como uma série de aros horizontais, que são identificados como anéis e uma série de aros verticais, que, por sua vez, são identificados como meridianos. Estes últimos não são aros completos, isso é, imaginando-se que o centro do aro pode ser rotacionado por toda a sua extensão, seu ângulo de rotação é menor do que 360° . Desse modo, um domo esférico com altura igual ao raio teria este ângulo de rotação igual a 180° . Em outras palavras, os meridianos apresentam forma de arco.

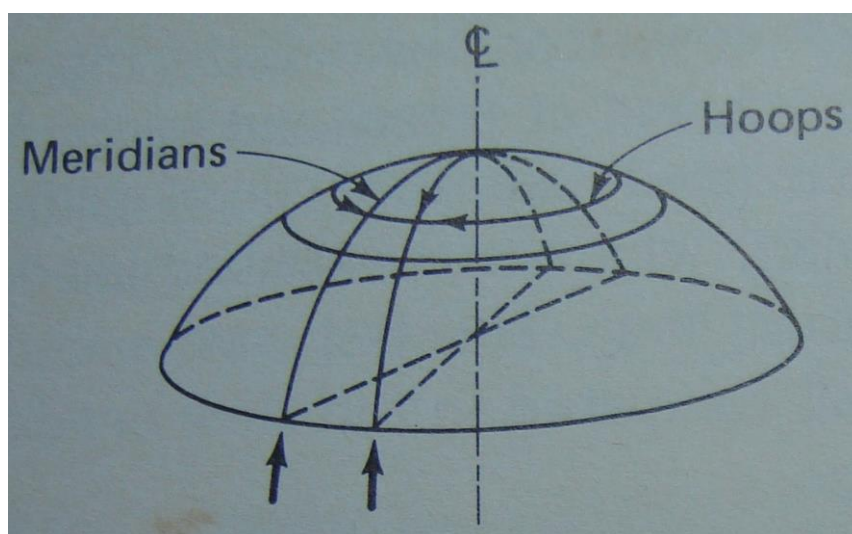


Figura 16 - Esquema de comportamento das cúpulas. (Fonte:: Billington, 1982 - Pag.6).

Basicamente o funcionamento da cúpula reside na transmissão da força vertical através dos meridianos até a base, por meio de força majoritariamente normal.

Os esforços de momento fletor são pequenos pois quando o meridiano tende a fletir, os anéis são “acionados” e impedem a flexão.

Dessa forma, é de se destacar a importância da extremidade inferior. Pensando-se no funcionamento do arco, seus apoios exercem força vertical e horizontal devido à inclinação com que a estrutura chega à base. Nas cúpulas esse comportamento é análogo, de maneira que é essencial um anel rígido capaz de absorver a força horizontal no apoio.

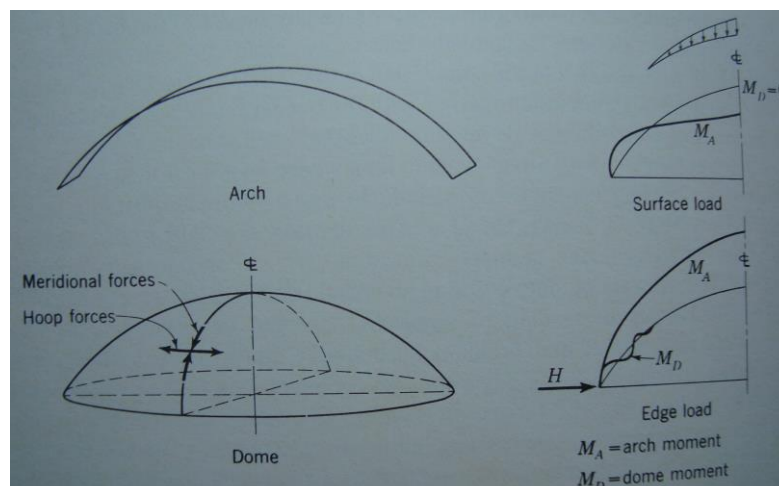


Figura 17 - Concentração dos momentos próximos às bordas em cúpulas. (Fonte: Billington, 1982 - Pág.8.).

Ainda com respeito às condições de contorno, observa-se um fenômeno de concentração dos momentos fletores próximos à extremidade (Geckeler, 1926). Mais uma vez a comparação com um arco comum é ilustrativa.

No caso do arco, se introduzida uma força horizontal no apoio, os esforços se transmitem (produzindo momentos) por toda a estrutura até o outro apoio, onde aparece uma reação oposta de mesma intensidade.

No caso da cúpula, imagina-se um carregamento horizontal distribuído por toda a extremidade inferior de efeito análogo. Diferentemente do que acontece no arco, os momentos fletores não se propagam por toda a estrutura. Na medida em que a força horizontal aplica esforços de flexão, os anéis agem no sentido de amortecer tais esforços.

5.2.5. Cascas cilíndricas

As cascas cilíndricas apareceram como ótima alternativa a estruturas finas de concreto, pois a utilização de coberturas com forma estrutural de cúpula e extremidades circulares se mostrou muito restrita. Era fundamental e necessária uma adaptação para que essas estruturas cobrissem áreas retangulares. Diversos estudos foram desenvolvidos sobre a introdução desse sistema estrutural no

cotidiano da engenharia, destacando-se os feitos por Geckeler e Dischinger (1928) e por Bauersfeld paralelamente aos primeiros, que serviram de base para o entendimento do comportamento aqui descrito (Billington, 1982) e primeiramente pensado por Ulrich Finsterwalder (1930).

Do ponto de vista do comportamento ideal, uma casca cilíndrica de longo comprimento (relação entre o comprimento do vão e o raio de curvatura maior do que 2,5) se comportaria exatamente como uma viga de seção curva em formato de U invertido onde a resposta ao carregamento se dá longitudinalmente e não transversalmente como num esquema convencional de lajes e vigas.

Entende-se melhor esse sistema ao se comparar um sistema tradicional com o sistema de casca cilíndrica. Imagina-se uma laje típica, apoiada em duas vigas retangulares que por sua vez se apoiam em 4 pilares. As forças verticais são transmitidas transversalmente pelas lajes e longitudinalmente pelas vigas através do aparecimento de momentos fletores.

Toma-se agora como exemplo uma casca cilíndrica gerada pela curvatura da laje típica citada anteriormente e pela redução da seção transversal das vigas de apoio (tornando-as menos rígidas). Nesse caso o comportamento estrutural decorrente é substancialmente diferente. Ao invés de a casca trabalhar como arco e levar as cargas transversalmente, aparece uma forte tendência de as cargas serem levadas longitudinalmente, pois as vigas esbeltas conectadas ao arco não resistem a forças horizontais. Analisando os dois sistemas, verifica-se que no primeiro as vigas são responsáveis por transmitir os esforços longitudinalmente e no segundo o sistema “casca vigas” funciona como um todo na transmissão longitudinal das cargas.

Observa-se também que quanto maior o vão longitudinal em comparação com o transversal, mais o sistema se comporta como uma viga de seção curva. Quanto menor o vão longitudinal em comparação com o transversal, mais o sistema se comporta como um arco apoiado em vigas.

Uma limitação dessa abordagem se situa no fato de que na teoria de vigas a distribuição de tensões na seção transversal é linear para momentos fletores, de modo que os deslocamentos de dois pontos solicitados igualmente são idênticos.

Para a seção curva, no modelo de casca cilíndrica, pode ocorrer uma distorção lateral, que comprometeria a distribuição linear de tensões.

Segue a Figura 18 que ilustra a comparação entre o sistema laje e vigas e a casca cilíndrica:

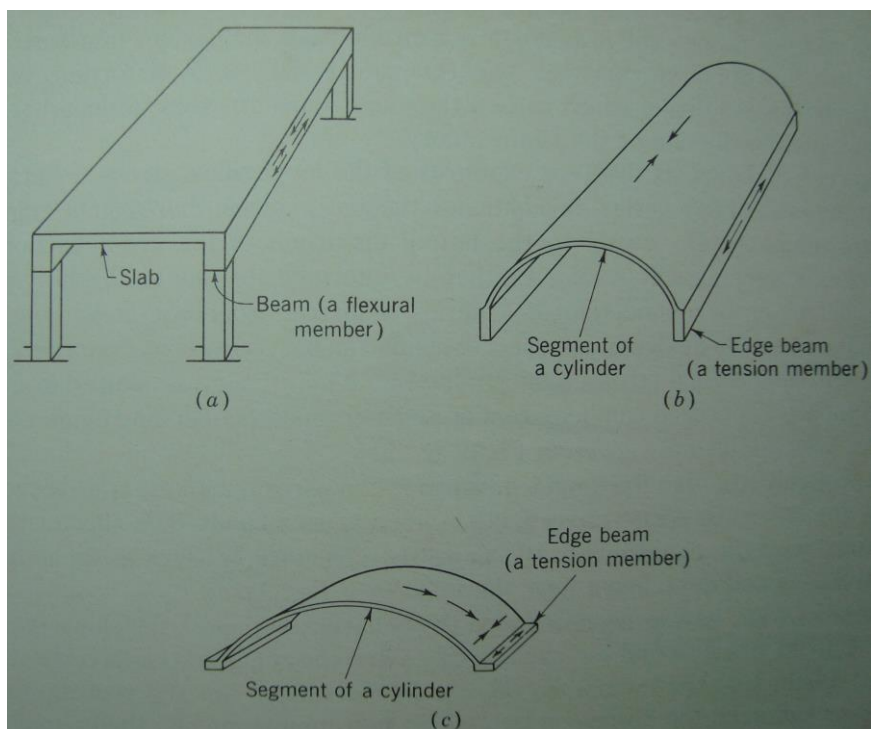


Figura 18 - Comparação entre o sistema clássico de lajes e vigas e o sistema em casca cilíndrica.

(Fonte: Billington, 1982 - Pág.13)

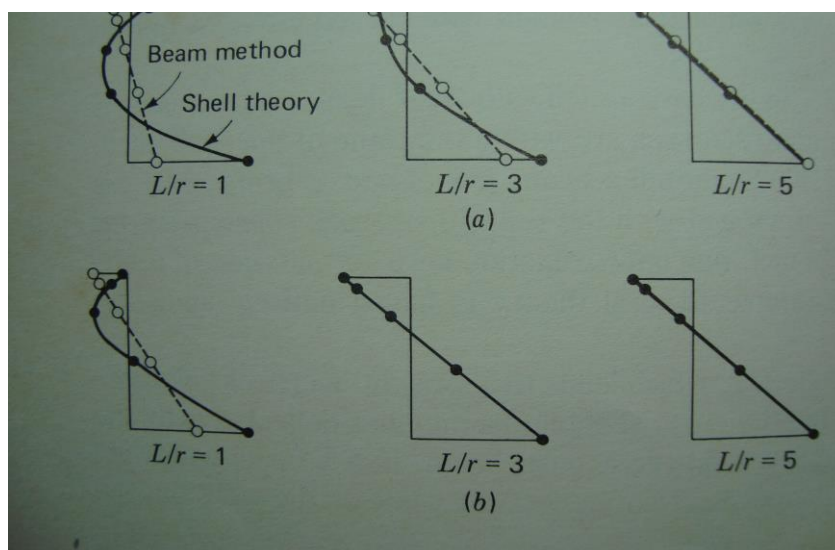


Figura 19 - Comparação entre comportamento de cascas e comportamento de vigas para a) casca com bordas flexíveis e b) casca longe do efeito da borda. (Fonte: Billington, 1982 - Pág.14).

5.2.6. Placas dobradas

As “placas dobradas” são muito utilizadas como estruturas de telhado. Elas consistem na ligação de diversas placas de modo a formar estruturas similares a uma casca cilíndrica, ou a múltiplas cascas cilíndricas. Na prática e na maioria das vezes, sua seção transversal é parecida com uma série de trapézios lado a lado. Os primeiros trabalhos a respeito foram compilados por W.Petry (1932), porém métodos de análise e recomendações só apareceram em 1963 em publicação do “Task Committee on Folded Plate Construction”, quando o uso de placas dobradas em telhados foi largamente disseminado.

De maneira geral essa estrutura se comporta como a casca cilíndrica, transmitindo o carregamento prioritariamente na longitudinal. A maior diferença está no fato de que a transmissão de esforços transversalmente acarreta momentos fletores maiores nas placas devido ao trecho superior da seção transversal não ser em arco, e sim achatado, como uma laje padrão sobre apoios flexíveis.



Figura 20 - Exemplos de cascas formadas por placas dobradas. (Fonte: Billington, 1982 - Pág.21).

5.2.7. Paraboloides hiperbólicos

Os paraboloides hiperbólicos seguiram às cúpulas e às cascas cilíndricas no desenvolvimento das cascas. O aspecto pelo qual esse formato ganhou a atenção de diversos projetistas é que a superfície “curva” pode ser gerada através de retas, facilitando, inclusive, a construção dessas estruturas (Billington 1982).

Dentre as primeiras ideias de simplificar o comportamento estrutural, destaca-se a descrição feita por Alfred Parme (1958) pertencente à Portland Cement Association, na qual a superfície é dividida em dois tipos de arco, um que trabalha

em compressão e outro em tração. Dessa forma, os arcos carregam as forças até as vigas de borda retas, que por sua vez, trabalham à força normal.

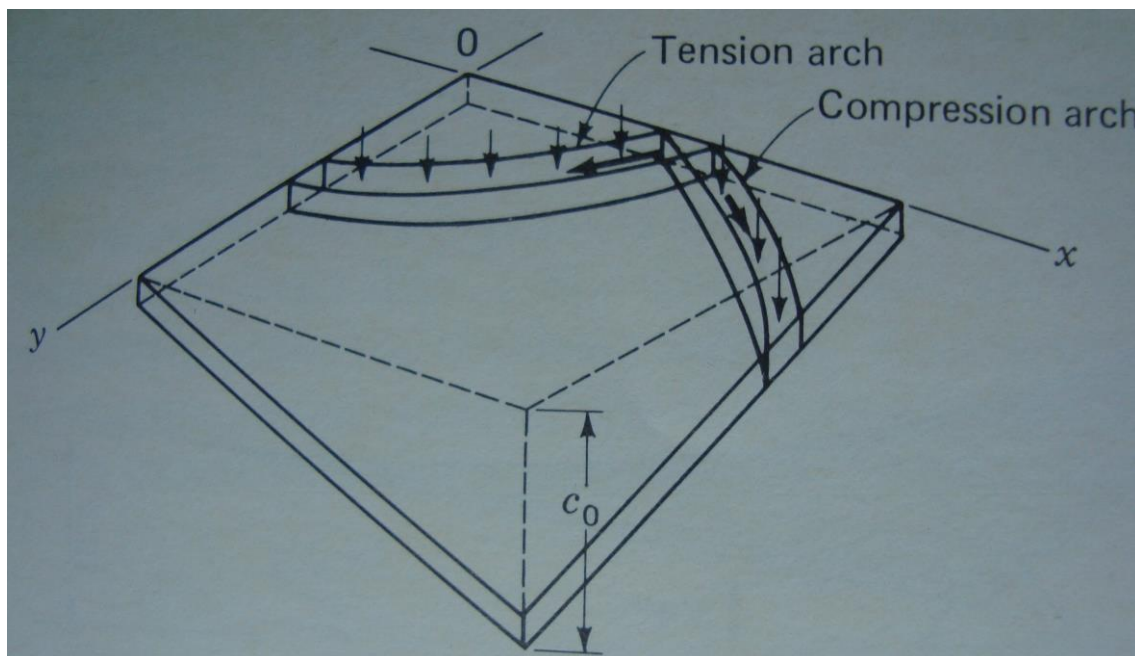


Figura 21 - Modelo de arcos de tração e compressão em um parabolóide hiperbólico. (Fonte Billington, 1982 - Pág.25).

Apesar do aparecimento de muitas cascas feitas baseadas nessa hipótese, foram observados diversos problemas, devido principalmente à grande variedade de formas possíveis (Candella 1955).

Esse grande grupo de estruturas foi, então, dividido em algumas formas usuais, das quais merecem realce o “duplo balanço” (the double cantilever), o “guarda-chuva invertido” (the inverted umbrella), “abóbada de entrada triangular” (the gabled vault), “abóbada de entrada curva” (the groined vault) (Billington 1982). Os dois primeiros tipos funcionam com base no carregamento de vigas em balanço, os dois últimos funcionam com base no carregamento de arcos rígidos.

O duplo balanço possui seus limites definidos por vigas retas que sustentam uma superfície em “sela”. Os arcos transmitem as forças (por arcos de compressão e tração) até as vigas de borda que são carregadas axialmente. Na prática, essas vigas transmitem as cargas por compressão até o apoio. Uma outra forma de se visualizar o comportamento consiste na tração da superfície curva (como um banzo

superior solicitado a peso próprio) e na compressão das vigas de borda (como um banzo inferior solicitado a peso próprio). A região da ponta do balanço merece cuidado extra, pois, devido ao aplanamento da seção, o braço de alavanca resistente do momento diminui substancialmente, podendo gerar altos níveis de solicitação.

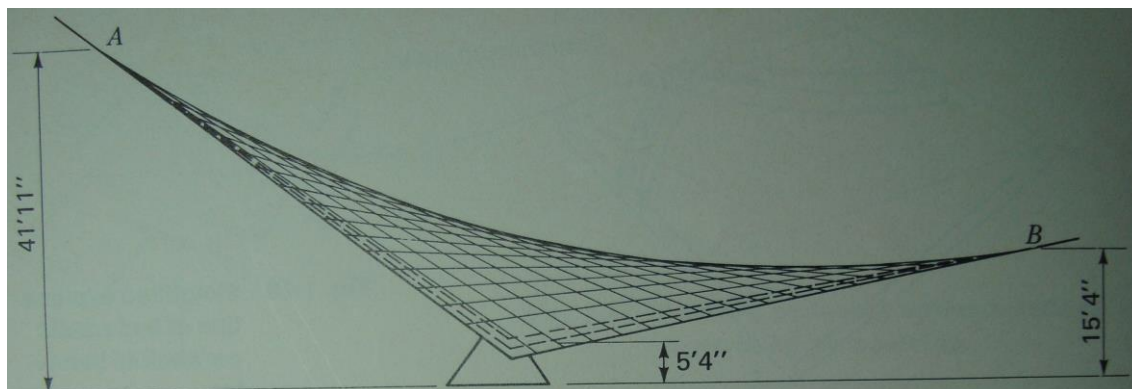


Figura 22 - Esquema do Duplo balanço. (Fonte: Billington, 1982 - Pág.26).

O guarda-chuva invertido trabalha de maneira semelhante ao duplo balanço. Nesse caso, porém, as vigas retas de borda são exteriores, isto é, não tem conexão direta com o apoio central, e se posicionam horizontalmente, sem inclinação, gerando uma parte aplainada da superfície. Há também as vigas interiores, que são inclinadas e dão curvatura a superfície, passando pelo apoio. Uma análise básica diz que as bordas são carregadas por tração, enquanto as vigas interiores trabalham à compressão. De maneira geral, nas regiões próximas às bordas, haverá tração (por vezes resistida por protensão), nas regiões próximas ao centro encurvado, haverá compressão.

A abóbada de entrada triangular tem seu comportamento definido pela compressão das vigas horizontais que formam a cruz do cume e acarretam em equilíbrio no meio do vão, e em sequência pela compressão das vigas inclinadas que transmitem os esforços para os apoios. Muito cuidado deve ser tomado nessa análise. Observa-se que as vigas horizontais são responsáveis por gerar um acréscimo de carregamento (devido ao seu próprio peso e posicionamento) em uma região achatada de pouca resistência, podendo acarretar em grandes deflexões e introdução de preocupantes momentos positivos na região central da abóbada

(deve-se ter em mente um possível reforço da região). Uma outra percepção dessa estrutura consiste na intersecção de dois arcos diagonais ligeiramente achatados e comprimidos que são posicionados diretamente nos apoios.

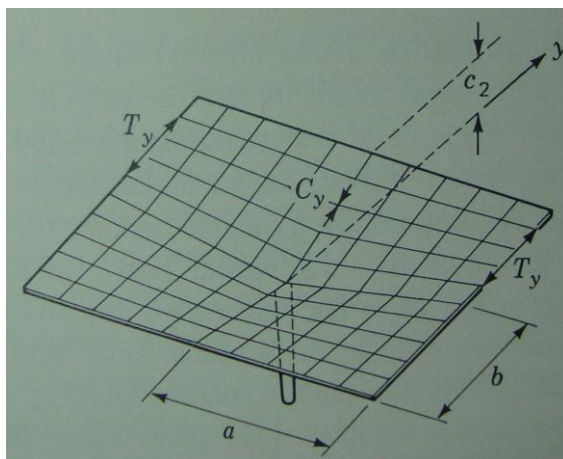


Figura 23 - Esquema do guarda-chuva invertido. (Fonte: Billington, 1982 - Pág.26).

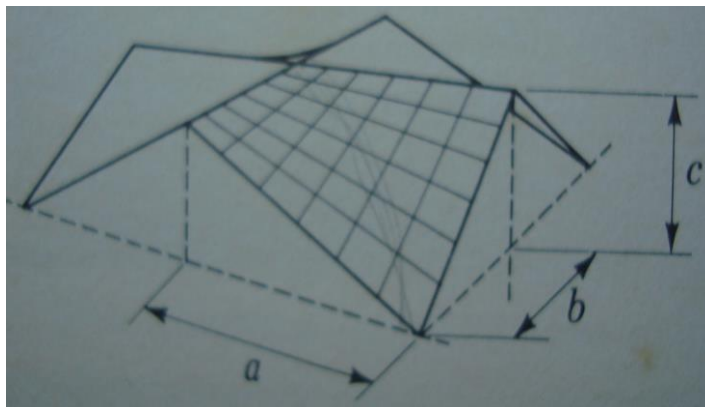


Figura 24 - Esquema da "abóbada triangular" (Fonte: Billington, 1982 - Pág.28).

A abóbada de entrada curva surge da intersecção de dois parabóides estendidos. Uma análise simplória explica que o carregamento vertical imposto é transmitido pelos arcos que compõem cada paraboloide através de força normal até os apoios mais próximos. A carga mais próxima ao centro do vão, por sua vez, é responsável por carregar axialmente o arco diagonal com esforços de compressão. Verificou-se, também, que para alguns casos específicos, o arco diagonal se

comporta como um arco triarticulado, com momento nulo no centro. Esse fato decorre de que no meio do vão, o único elemento responsável por transmitir momento fletor seria a espessura da abóbada, quase insignificante.

Mais uma vez é importante destacar o caráter básico dessa análise que, apesar de partir do ponto de vista do equilíbrio, não leva em consideração deformações, condições de contorno, movimentação dos apoios etc. Para um projeto em escala real diversos outros fenômenos devem ser pensados.

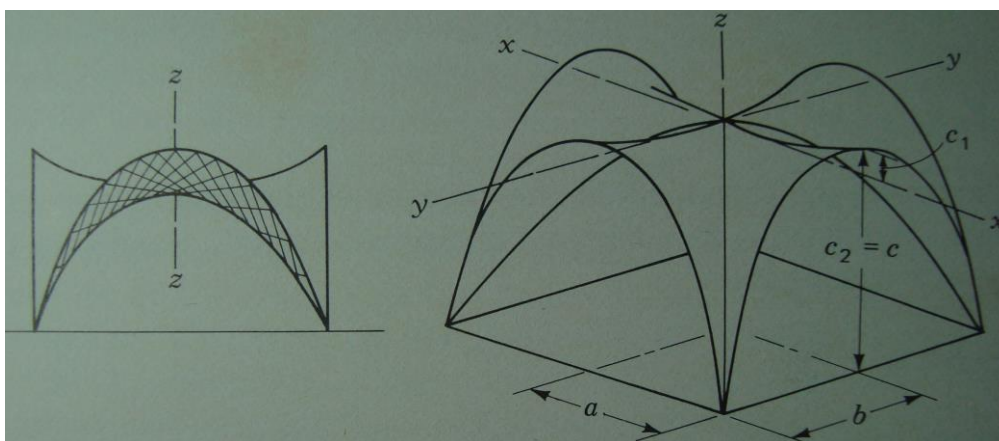


Figura 25 - Esquema da "abóbada curva". (Fonte: Billington, 1982 - Pág.29).

5.2.8. Paraboloides elípticos

As formas de casca continuaram em evolução. Embora os paraboloides tenham fornecido a ótima vantagem de apoiar as cascas em pontos singulares, os projetistas buscavam ainda se beneficiar do excelente comportamento estrutural das cúpulas.

Uma reflexão básica sobre os paraboloides elípticos mostra que a estrutura tende a transmitir os esforços verticais diretamente aos pontos de apoio através dos arcos presentes na casca, principalmente os formados pelas diagonais. Ainda assim, os arcos formados entre as diagonais principais e as bordas transmitem os esforços para as extremidades da casca, de modo que uma viga de extremidade em formato de arco seria necessária.

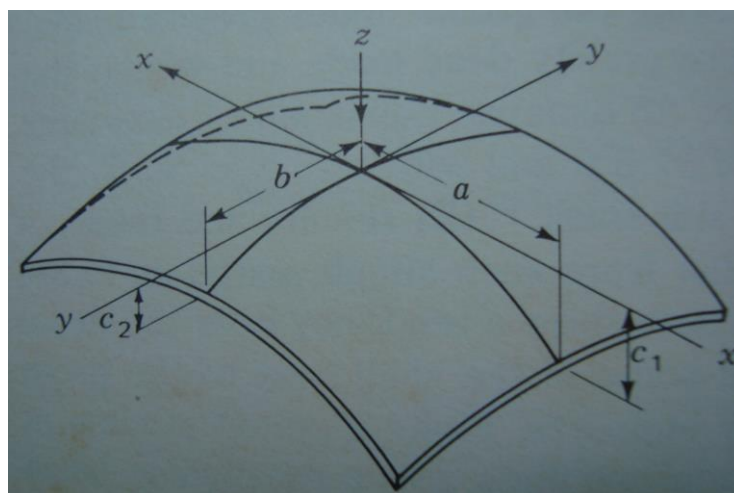


Figura 26 - Esquema do parabolóide elíptico. (Fonte: Billington, 1982 - Pág.32).

5.2.9. Cascas de superfície livre

Após inúmeras discussões, estudos e informações acerca dos tipos de cascas existentes, muitos engenheiros se viram insatisfeitos com as restrições matemáticas de formato às quais as estruturas apresentadas até então estavam submetidas, afinal, naquele momento, todas as cascas se caracterizavam por uma formulação matemática bem definida e conhecida.

Nesse contexto, Heinz Isler propôs novas ideias de projeto (1955) que foram de extrema importância para o desenvolvimento das cascas até como vimos hoje em dia. Uma delas consistia na obtenção do formato da casca através do insuflamento de ar em um plano retangular, na qual haveria uma abertura também retangular lacrada com uma membrana. Dessa forma a membrana se esticaria para fora do plano conforme se aumentasse a pressão, originando um formato de casca. A ideia por trás desse procedimento é a de que a membrana solicitada pela pressão de ar ascendente está atuando à pura tração e, portanto, se estivesse solicitada de maneira contrária, estaria atuando à pura compressão.

Outra concepção foi apresentada em 1959, também por Heinz Isler. Essa tratava da determinação da superfície da casca através da suspensão de algum tipo de tecido, através de suportes diversos. Uma vez suspenso o tecido, utilizava-se algum plástico, cola, ou outro dispositivo para adquirir a forma na qual o tecido se

estabilizou. Desse modo, se o tecido suspenso se encontrava à pura tração, quando invertido se encontraria à pura compressão quando solicitado à gravidade.

Devido ao comportamento altamente eficiente dessas cascas de superfície livre que trabalham quase em sua totalidade à compressão, surgiram estruturas que dispensavam as vigas rígidas de extremidade e os arcos de borda, fato este que representa mais um benefício.

6. ESTUDO DE CASO

6.1. Histórico e caracterização

A Bacia dos Meninos é uma das componentes da bacia do Tamanduateí, que por sua vez está inserida na Bacia do Alto Tietê, e está localizada na parte sudeste da Região Metropolitana de São Paulo, especificamente os municípios de São Bernardo do Campo, Santo André e São Caetano do Sul. É um importante curso d'água afluente da margem esquerda do rio Tamanduateí e é formada pela sub-bacia Superior dos Meninos e pela sub-bacia dos Couros ou Inferior dos Meninos.

Segundo dados do Departamento de Águas e Energia Elétrica(DAEE), a área de drenagem do Ribeirão dos Meninos até a confluência com o Ribeirão dos Couros abrange uma área de 51,06 km², enquanto a área de drenagem do Ribeirão dos Couros abrange uma área de 47,59 km². Portanto, a área de drenagem dos ribeirões é de 98,65 km² e a área remanescente desde este ponto até sua foz no rio Tamanduateí soma ainda mais 13 km², totalizando 112 km² de área de drenagem na Bacia dos Meninos. A Bacia Superior dos Meninos compõe 30,3 km² deste total, indo desde as nascentes até a confluência com Córrego Taióca, e está completamente inserida na cidade de São Bernardo do Campo. A partir da década de 70, com o avanço do processo de urbanização e a consequente impermeabilização do solo, o problema de inundação na cidade veio se intensificando. As recorrentes obras de canalização do Ribeirão dos Meninos, como da maioria de seus afluentes, foram contribuintes para o agravamento deste problema.

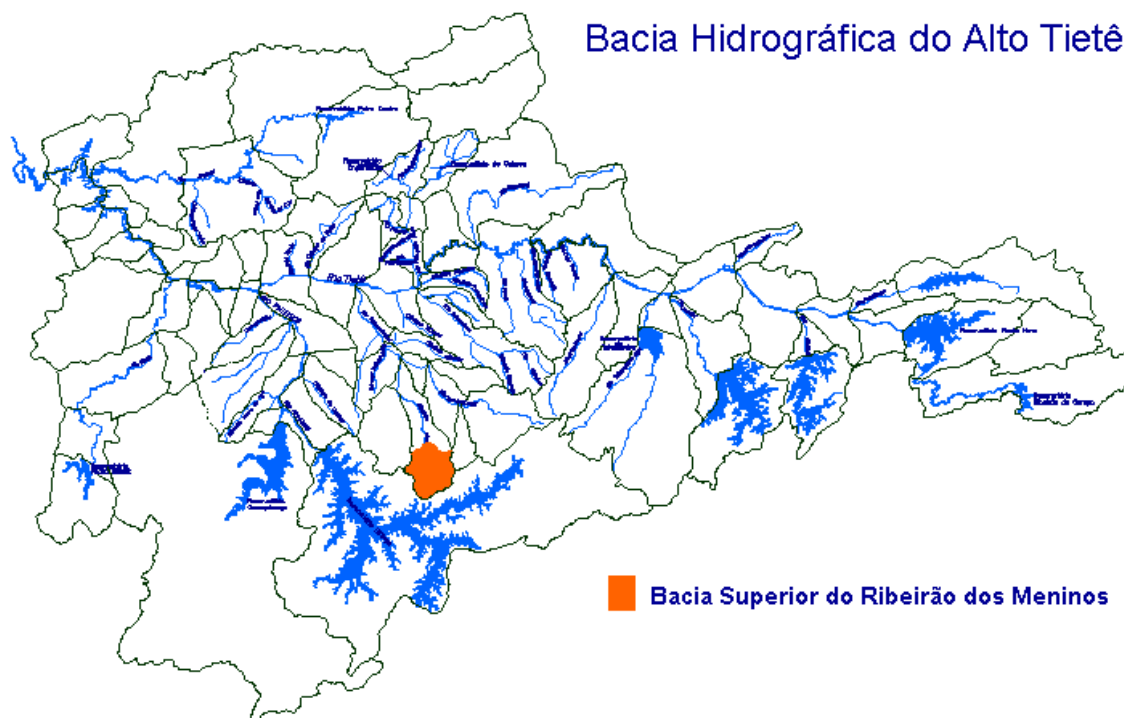


Figura 27 - Bacia Superior dos Meninos Inserida na Bacia do Alto Tietê.

(Fonte: http://www.sigrh.sp.gov.br/sigrh/basecon/macrodrenagem/meninos/Arquivos_Men/MapaLocalizMen.gif)

Nos últimos 30 anos, mudanças consideráveis vêm sendo observadas nesta bacia e no seu comportamento hidrológico. Em geral, chuvas de baixa intensidade e de pequenas durações passaram a provocar inundações com periodicidade quase anual. Durante a década de 70 e 80, foram realizadas as diversas obras de canalização e implantação das galerias existentes até hoje, como por exemplo a da Av. Brig. Faria Lima.

Na década de 90, a galeria no Ribeirão dos Meninos a jusante do Paço Municipal foi executada com uma seção hidráulica menor do que no trecho a montante, ainda que, imediatamente a montante deste ponto de estreitamento de seção, existisse o desemboque de dois importantes afluentes do Ribeirão, os córregos de Saracantan e Água Mineral. Essa situação causou um gargalo no escoamento e agravou o problema na região.

Bacia do Tamanduateí - Divisão em sub-bacias

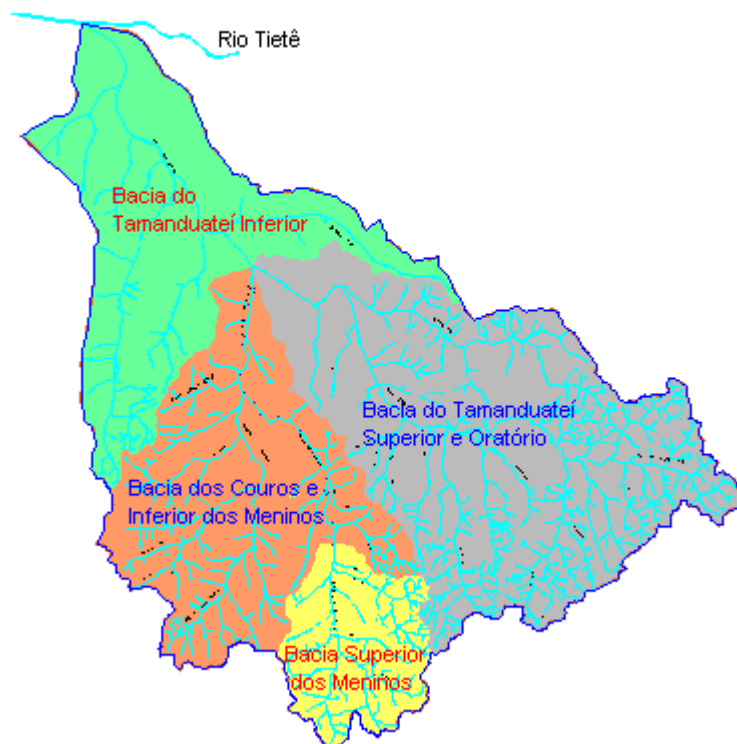


Figura 28 - Sub-bacias do Tamanduateí.

(Fonte: http://www.sigrh.sp.gov.br/sigrh/basecon/macrodrenagem/meninos/Arquivos_Men/Cap2_Men.html.)

Assim, o déficit de capacidade drenante do sistema é evidente, um problema recorrente para a cidade e por isso tem sido objeto de diversos estudos e projetos de combate a inundações nos últimos 15 anos. Segundo Aluisio Pardo Canholi, diretor da Hidrostudio Engenharia, em depoimento para a revista Planejamento Urbano, análises revelaram um déficit alarmante na capacidade da galeria na Av. Brigadeiro Faria Lima na confluência com o Ribeirão dos Meninos. A galeria possui capacidade atual para vazão de 98m³/s sendo que a vazão afluyente nesse ponto é de 179,5m³/s.



Figura 29 - Enchentes em São Bernardo do Campo.

(Fonte: <http://www.destakjornal.com.br/noticias/abc/paco-recebe-obras-para-piscinao-em-dezembro-215623/> acessado em 10/05/2014).

Em 2012 a prefeitura de São Bernardo iniciou o Programa Drenar, o maior programa de prevenção contra enchentes já vistas na cidade. O programa conta com investimentos da ordem de 600 milhões de reais, obtidos junto ao governo pelo Plano de Aceleração do Crescimento (PAC), investidos em obras de micro e macrodrenagem. Segundo informações apresentadas pelo próprio Programa Drenar, dentre as principais obras do programa estão:

- Canalização do Córrego Saracantan;
- Canalização do Córrego Silvina;
- Canalização do Córrego Ipiranga e reforma do sistema de drenagem da Vila Vivaldi;
- Canalização do Córrego Capuava e do Ribeirão dos Meninos;
- Canalização do Córrego Pindorama;
- Obras de drenagem no Centro;
- Outros.

6.2. Obras de drenagem no Centro

Segundo o informativo do programa Drenar no site da prefeitura de São Bernardo do Campo, o investimento desta parcela do projeto é de 296,9 milhões de reais e beneficiará 800 mil pessoas. Baseados nos critérios adotados no Plano Diretor de Macrodrenagem da Bacia do Alto Tietê de 2009, as soluções foram projetadas a partir das características locais e para chuvas com um período de retorno de 25 anos no caso de galerias e de 100 anos para os reservatórios.

O consórcio Centro Seco está encarregado do conjunto de obras e é formado pelas empresas OAS Construtora S/A e a Serveng-Civilsan S/A, com prazo de finalização estimado de 36 meses.

Dentre as atividades previstas estão:

- Execução de galeria sob a Rua Jurubatuba, desde a Rua príncipe Humberto até a Rua Joaquim Nabuco (930m).
- Execução de galeria de interligação entre a Av. Faria Lima e a Rua Jurubatuba (88m).
- Execução de galeria em túnel sob a Rua Jurubatuba, entre as Rua Príncipe Humberto e o Paço Municipal (1375m).
- Construção de reservatório sob estacionamento do Paço Municipal (220.000 m³).
- Construção de galeria sob a Avenida Aldino Pinotti, desde o Paço até a confluência do Ribeirão dos Meninos e o Córrego Taióca (800m).
- Readequação do sistema de drenagem da região (17000 m).



Figura 30 - Esquema com componentes das obras. (Fonte: Base para esquema retirada do Google Maps).

Basicamente, haverá um túnel sob a Rua Jurubatuba, entre a Rua Príncipe Humberto e o Paço Municipal(esquemático em vermelho). Na Rua Príncipe Humberto, haverá um túnel de ligação entre a galeria antiga(paralela ao túnel principal) e a nova (em rosa), que será responsável por passar o excedente de vazão para o túnel e que por fim descarregará o volume no reservatório que está inserido no Paço.

Após o período de cheia, o reservatório irá descarregar o seu volume no Córrego dos Meninos através de uma galeria de reforço à jusante, com a utilização de bombas. Além disso, o túnel sob a Rua Jurubatuba, irá receber a contribuição da microdrenagem relativa aos bairros Jardim das Américas, Vila Campestre e região. Também está previsto uma galeria de reforço(em azul) que será ligada diretamente à montante ao córrego Karman Gia e à jusante à nova galeria sob a rua Jurubatuba.

6.2.1. Galeria de reforço a montante sob a rua Jurubatuba (930m)

Esta galeria, representada em azul no esquema acima, terá o trajeto indo desde a foz do Córrego das Palmeiras até o início do túnel projetado. Como já foi dito, terá a extensão de 930 metros e seção retangular de 5,40 m por 2,50 m, totalizando uma área de 13,50 m² com capacidade hidráulica de 41,5 m³/s. A galeria que funcionará como galeria de reforço tem a função de comportar as vazões de projeto provenientes da foz do córrego e a vazão para um período de retorno de 25 anos é de 28,4 m³/s

6.2.2. Galeria de interligação (88m)

A galeria com 88 metros de diâmetro, representada em cor de rosa no esquema, interliga a galeria existente na Av. Faria Lima e o início do túnel projetado e será feita sobre a rua Príncipe Humberto, que fica entre a Avenida Faria Lima e a Rua Jurubatuba. Essa galeria será composta por duas células de 5,40 m por 2,50 m, com uma área total de 27m² de seção e capacidade de vazão de 72m³/s. No ponto de chegada da galeria de interligação com o túnel haverá um poço que, servindo

como poço de serviço durante a construção, servirá também de estrutura hidráulica para encaminhar as águas que chegam para adentrar no túnel. A transição entre a galeria principal e essa, que é muito mais rasa do que o túnel, deve ser feita com degraus para dissipar energia.

6.2.3. Túnel Hidráulico

Parte do reforço previsto na obra, é um túnel que fará a ligação para para a nova galeria, paralela à galeria existente. Dessa forma, a galeria que atualmente possui um déficit de capacidade, será auxiliada pela nova galeria caso a capacidade seja excedida. Para tanto, será previsto um vertedor de controle que irá funcionar como anteparo até uma dada vazão limite e após esse valor, permitirá a passagem de toda vazão excedente para nova galeria.

O túnel possuirá uma seção interna de 28 m² e terá 1375 metros de extensão. Será um túnel escavado, executado pelo método não destrutivo NATM (New Austrian Tunneling Method), com a interferência do nível d'água do lençol freático local com profundidade de até 19 m em relação à superfície. De acordo com a publicação da revista Planejamento Urbano (Barros, 2014), as sondagens realizadas indicam que o túnel estará localizado numa região com a presença de rochas oriundas de granito e gnaiss e solos aluviais arenosos provavelmente localizados acima da geratriz superior de escavação.

Devido à possibilidade de controle do progresso de escavações através de instrumentação interna e externa, como por exemplo leituras de seções de convergência, pinos de recalque, medidores de pressão etc., o método NATM é muito recomendado para o caso. As vantagens deste método, que tornam possível a intervenção, são a possibilidade de redução das pressões de água através de DHPs, ponteiros ou poços drenantes, a opção de execução de reforços caso o solo não apresente resistência adequada, como marchavantes metálicas, enfilerações manchetadas, jet-grounding horizontal e cambotas. Além disso ele apresenta grande flexibilidade, podendo-se modificar o diâmetro da seção e seu traçado ao longo da escavação, simplificando sua relação com possíveis interferências. Por último, esse método permite que se executem várias frentes simultâneas, podendo reduzir o

prazo da obra. Segundo o engenheiro projetista Canholi em entrevista a revista Planejamento Urbano (Barros, 2014), todos estes tratamentos tendem a garantir o equilíbrio do maciço e ajustar a velocidade da frente a ser escavada.

Quanto ao revestimento, para resistir aos esforços do fluxo de água em grandes velocidade, será utilizado um concreto projetado sobre telas metálicas do tipo Telcon Q138 ou similar, com espessura de 0,15 m e F_{ck} maior ou igual a 30 MPa. Posteriormente será utilizado outro revestimento em concreto projetado após as deformações de o maciço estarem estabilizadas.

A sequência de execução basicamente inicia-se com a escavação da calota avançando em trechos de 0,80 metros. Em seguida, as telas metálicas são instaladas e o concreto projetado é aplicado até atingir a espessura de 0,15 metros. Repete-se esse processo por mais um avanço e então é feita a remoção parcial do núcleo central e a escavação do rebaixo, nos 2 trechos de avanço, ou seja, em avanços de 1,60 metros. É então executado o arco invertido que será definitivo e o aterro de proteção.

6.2.4. Reservatório

O reservatório previsto no projeto, RM-16, será localizado sob o estacionamento do Paço Municipal e terá capacidade de abrigar um volume de 220.000 m³, uma capacidade três vezes maior do que o Piscinão do Pacamebu em São Paulo. O projeto é de que o reservatório funcione off-line em relação ao Ribeirão dos Meninos, ou seja, capte apenas o volume excedente. Além disso, ele irá armazenar todo o fluxo que a galeria nova captar ao longo do seu percurso, e, portanto nesse caso irá funcionar on-line em relação ao túnel.

Em relação a sua execução, para as contenções, serão executadas paredes-diafragma com espessura de 0,60 m, que deverão ser atirantadas. Para proteção das fichas na entrada do reservatório serão realizadas bermas e neste ponto estão previstas 4 linhas de tirantes. Já na casa de bombas, na saída para a câmara de descarga, não existirão bermas, porém as paredes-diafragmas devem conter 8 linhas de tirantes.

Os tirantes terão comprimento máximo de 22 metros e capacidade máxima de carga de 100 toneladas-força, dependendo da metodologia utilizada e da sequência executiva. Serão instalados para serem mantidos permanentemente no local, pertencentes à Classe 1, utilizados para meio muito ou medianamente agressivo, pretogidos e executados conforme a norma ABNT.



Figura 31 - Localização do reservatório.

(Adaptado de: Barros, 2014)

Deverão ser executados, no interior do reservatório, taludes com a presença de drenos DHP (Drenos Horizontais Profundos) com comprimentos entre 10 e 12 metros, espaçados a cada 3 metros e drenos barbacãs.

Para proteção das bermas será empregada a técnica de solo grampeado. Para tanto, serão aplicados chumbadores de aço numa inclinação de 15 graus com a horizontal, espaçados horizontalmente a cada 1,30 metros e verticalmente a cada 1,00 m, que serão solidarizados à massa do solo através da injeção de calda de cimento pressurizada. No paramento será aplicada uma camada drenante e então serão instaladas telas de aço para posteriormente ser projetado concreto de $f_{ck}=30$ MPa.

Os pilares serão apoiados sobre uma fundação em estacas-raiz com 0,40 m de diâmetro e 12 metros de comprimento e terão seção quadrada com dimensão de 0,60 m por 0,60 m. Os blocos de fundação possuirão 1 m de altura com dimensões de 3,60 m por 3,60 m. A laje de fundo do reservatório tem espessura prevista de

0,25 metros. Deverá ser executada sobre uma camada de brita de 0,30 m e possuirá drenos com diâmetro de 0,15 metros.

Devido à grande altura dos pilares, cerca de 18 metros, serão executadas vigas de travamento um pouco abaixo do ponto médio de sua extensão. Elas, assim como os pilares, terão seção quadrada de dimensões de 0,60 por 0,60 m. Para suportar as lajes de cobertura, uma nova linha de vigas deverá existir, com dimensões de 1,20 m por 1,50 m. Serão espaçadas a cada 8,80 m e apoiadas nos pilares. Para as lajes de cobertura, está prevista uma espessura de 0,50 m.

6.2.5. Galeria de reforço à jusante do reservatório

Representada em amarelo no esquema, a galeria que fica a jusante do reservatório enterrado liga este ponto até a confluência com o Ribeirão dos Meninos. Essa galeria será a responsável por esvaziar o reservatório após o pico de cheias até o Ribeirão dos Meninos e auxiliar na drenagem no percurso, ou seja, captar as microdrenagens dos bairros no trajeto. Possuirá extensão de 800 metros e seção retangular de 4,50 m por 2,0 m, totalizando uma seção com área de 9,0 m² e uma capacidade de escoamento de 30 m³/s.

7. ATIVIDADES DESENVOLVIDAS

7.1. Novos sistemas construtivos e estruturais

Tendo em vista a complexidade da obra apresentada no que diz respeito a seus aspectos econômico-financeiros, impactos sociais e ambientais, comportamento hidráulico e estrutural, operação e manutenção bem como ao volume de materiais, mão-de-obra e equipamentos empregados, foram discutidos novos arranjos estruturais bem como métodos construtivos para o empreendimento, buscando com isso vantagens comparativas em relação aos que serão de fato utilizados na obra.

Nesse sentido, alguns pontos principais foram estabelecidos: o sistema estrutural das lajes e pilares, os possíveis métodos construtivos de cada elemento e como esses itens se relacionam entre si, avaliando a maneira como influenciam a sequência executiva da obra como um todo.

Através da análise desses pontos, as propostas detalhadas a seguir buscam obter menores espessuras das lajes de cobertura e aumentar o comprimento de seus vãos, tendo como consequência direta pilares mais espaçados e em menor número. Essas modificações estruturais podem trazer redução dos custos da obra, através de possíveis reduções de prazos construtivos, de consumo de materiais.

O espaçamento dos pilares, além de possíveis economias construtivas, favorece a passagem e manobrabilidade de máquinas na região interna do reservatório, facilitando não somente a construção como também a manutenção do sistema durante o período de operação.

Esse tipo de solução seria viabilizado a partir do uso de cascas pré-moldadas para a cobertura ao invés da laje de concreto convencional, por serem mais esbeltas e mais resistentes. Já a execução dos pilares ocorreria de maneira alternativa, utilizando estacas escavadas como pilares, desta forma o próprio solo funcionaria como forma e seria possível começar a etapa de escavação com um certo número de pilares prontos, facilitando essa etapa construtiva. Um esboço da solução proposta está demonstrado na Figura 32.

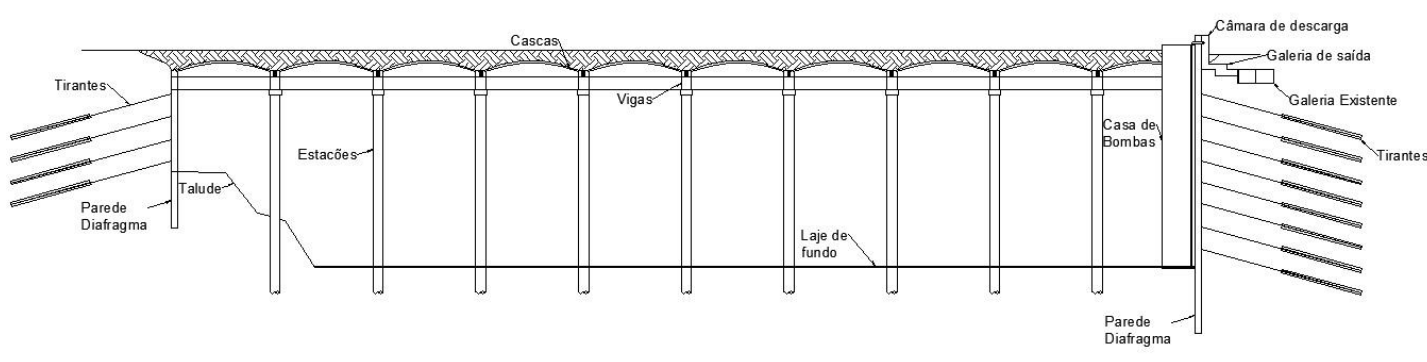


Figura 32 - Sistema construtivo proposto pelo grupo.

Pode-se também ter uma noção melhor das diferenças entre este modelo e o projeto original da obra em estudo através do detalhe apresentado na Figura 33, mostrando a ligação entre pilares, vigas e cobertura das duas soluções.

Para o sistema construtivo sugerido foram propostas duas sequências executivas, devidamente detalhadas no próximo item.

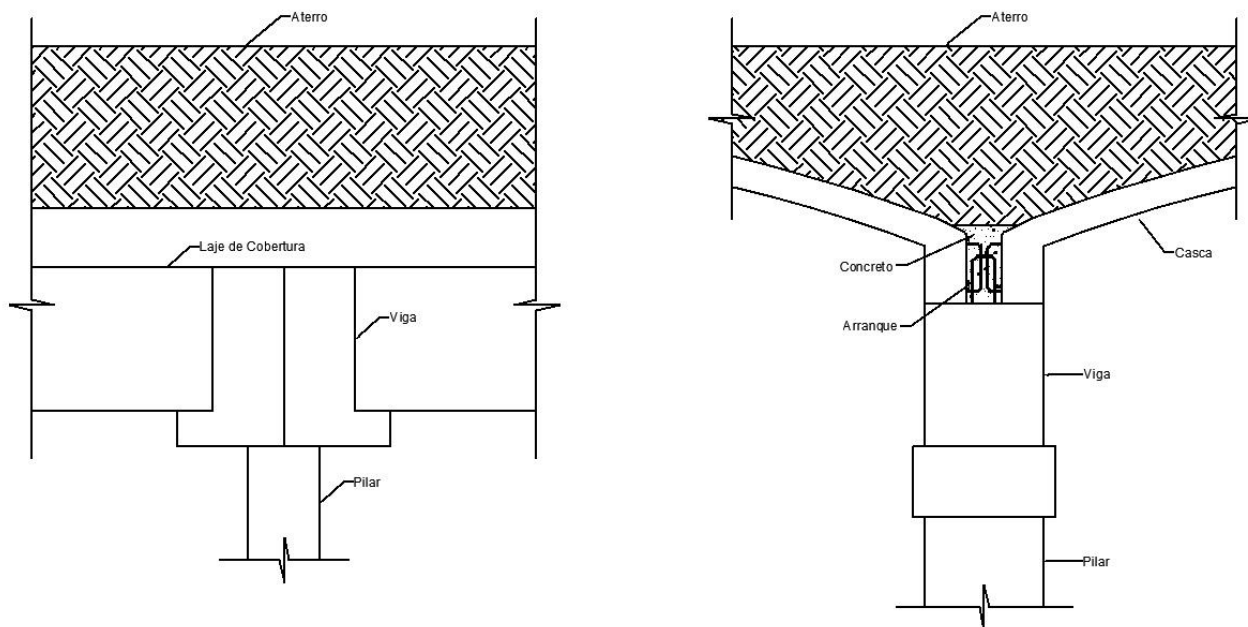


Figura 33 - Comparação do detalhe dos apoios da solução proposta e da solução original.

7.1.1. Alternativa 1

A primeira sequência construtiva considerada pelo grupo procura meios de realizar o içamento das cascas pré-moldadas da cobertura por fora do reservatório, procurando então não interferir nas escavações e outras atividades feitas dentro do local. Para tanto, os serviços seguiriam conforme a ordem descrita nos próximos parágrafos.

Após a execução das estações no local onde será o reservatório, devem ser iniciados os serviços de escavação, lembrando-se de deixar uma rampa com a devida inclinação para que os caminhões e equipamentos que serão usados futuramente possam trafegar seguramente. Esta rampa deve estar localizada no terreno de forma a estar mais próxima possível do portão de entrada e saída de equipamentos e materiais da obra, para evitar que haja movimentação desnecessária e interferências nos seus diversos serviços.

Para a realização da escavação, os equipamentos devem escavar o reservatório por camadas, realizando a retirada do material do topo para a base, permitindo a instalação de tirantes que asseguram a estabilidade das paredes diafragma a cada três metros escavados. Dessa forma, é gradativamente feito o acesso às camadas inferiores até chegar ao nível desejado, garantindo também a estabilidade de toda a área. Todo material escavado deve ser retirado por meio de caminhões que têm acesso ao local pela rampa.

Durante esta etapa, deve-se também dar tratamento aos estacões que serão utilizados como pilares, limpando sua superfície, preparando-os para receberem as estruturas pré-moldadas, tratamento de patologias de concretagem, entre outros cuidados que devam ser tomados. Isto deve ser feito conforme são escavadas as camadas de terra, evitando assim a utilização futura de grandes andaimes.

Assim que uma parte do reservatório já estiver na cota necessária, os guindastes podem iniciar o içamento e instalação das vigas pré-moldadas por um dos lados do reservatório sem risco de acidentes com funcionários que possam estar sob as mesmas. Concluídas então as vigas na linha de alcance do guindaste, são feitas as consolidações das ligações, estas que serão detalhadas futuramente.

São então posicionadas as lajes pré-moldadas de aproximadamente 10 por 10 metros nos devidos lugares, e novamente ligadas à estrutura. Posteriormente, a faixa que já foi executada deve então ser aterrada para que o guindaste avance e tenha acesso à nova linha. Um estudo do solo será feito para analisar a possibilidade de realizar o aterro sobre a cobertura com o próprio solo escavado, melhorando ainda mais as economias visadas.

Para uma melhor compreensão, a Figura 34 apresenta um esquema desta primeira alternativa.

ALTERNATIVA 1

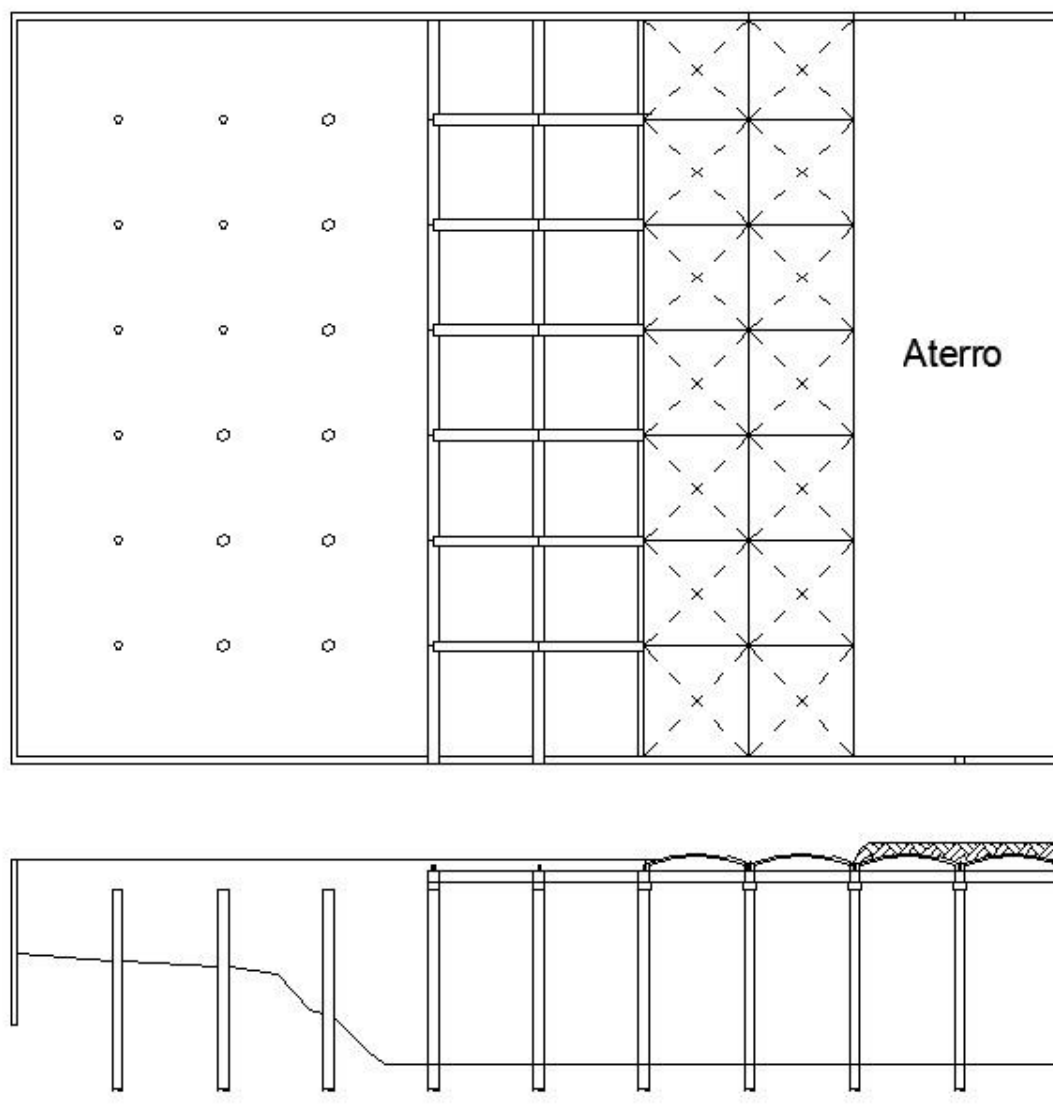


Figura 34 - Esquema da primeira alternativa proposta.

7.1.2. Alternativa 2

A segunda alternativa considerada tem como principal diferencial no método construtivo a realização da cobertura do reservatório com estruturas pré-moldadas iniciadas pelo centro do local, indo em direção às bordas. Esta opção visa a facilidade de posicionamento dos pré-moldados e da realização de suas ligações,

assim como uma possível diminuição da estrutura, considerando que esta não precisará ser dimensionada para resistir a carga do guindaste.

Novamente foi definida uma sequência de execução para deixar clara esta alternativa, descrita abaixo:

Inicialmente é feita a escavação de toda a área em uma profundidade de cerca de 3 metros, para que seja feita a primeira linha de tirantes em todo o perímetro. Durante este procedimento, é também necessário se fazer o arrasamento das estacas e o tratamento das mesmas para que posteriormente sejam apoiadas as vigas e cascas pré-moldadas, aproveitando que a altura de escavação ainda é pequena.

Com esta etapa concluída é realizada então uma segunda escavação de mais 3 metros de profundidade e uma nova linha de tirantes, sempre deixando uma rampa com acesso ao nível inicial para entrada e saída de caminhões e maquinário.

Neste momento se dá o início da montagem da cobertura do reservatório, com o auxílio de um guindaste. Este leva primeiramente as vigas pré-moldadas até o local em que serão colocadas e as posiciona, iniciando a montagem por uma das bordas. Porém, a partir desse momento, ao longo das outras bordas, são colocadas apenas as cascas que ocupam vãos sem contato com a extremidade do reservatório.

Ao colocarem-se as quatro vigas que servirão de apoio para uma casca pré-moldada, esta é então posicionada sobre as mesmas. Segue-se então este mesmo procedimento para todos os vãos, deixando apenas sem cobertura àqueles em contato com três das paredes do reservatório.

Esta faixa deixada sem cobertura ao redor do reservatório tem como finalidade permitir a ventilação e iluminação do interior do mesmo, facilitando assim a continuação das etapas de escavação e tirantes.

Com isso, pode se dar continuidade na escavação, seguindo continuamente o mesmo procedimento anteriormente descrito, onde cada etapa consiste na escavação de 3 metros de profundidade e então realizando a linha de tirantes. Ao mesmo tempo, é iniciado o aterro sobre o reservatório, que segue concomitantemente à escavação do subsolo.

Finalmente, após toda escavação necessária, a rampa é retirada e são colocadas as últimas cascas pré-moldadas, finalizando a montagem da cobertura.

Como no caso anterior, foi feito um desenho esquemático da opção proposta, apresentada na Figura 35.

ALTERNATIVA 2

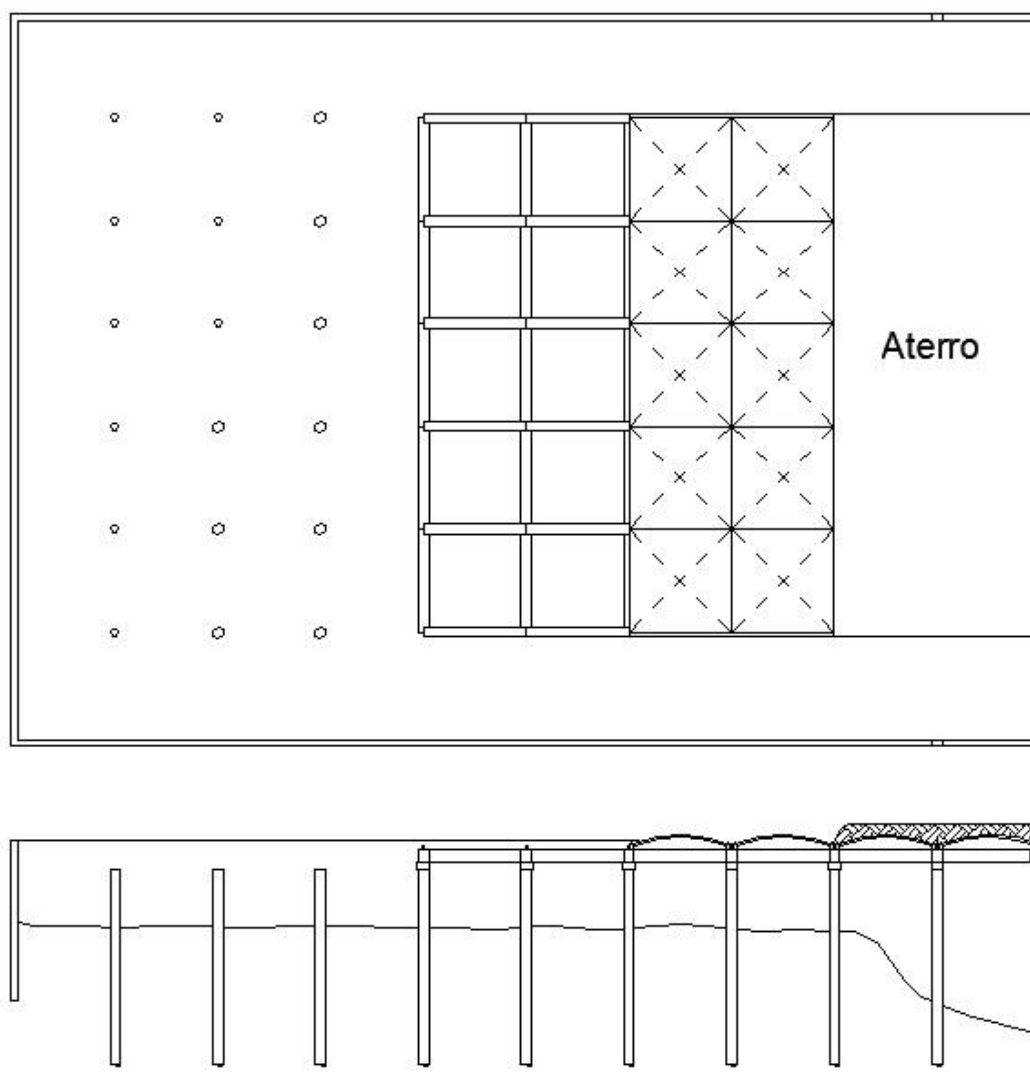


Figura 35 - Esquema da segunda alternativa proposta.

7.2. Ligações entre pré-moldados

Nas duas alternativas propostas, o sistema estrutural sugerido e que será analisado conta com a utilização de estruturas pré-moldadas tanto para a cobertura sobre o reservatório quanto para as vigas que servirão de apoio para a mesma. Esta

opção foi escolhida devido à agilidade de montagem que promove e a vantagem de poder ser feita de acordo com um planejamento do canteiro da obra, sem interferir em áreas onde ainda precisa-se trafegar com equipamentos de grande porte ou que precisarão ser alteradas. Ainda, outro fator importante é a altura total que o reservatório atingirá o que acarretaria na utilização de andaimes altos e equipamentos para escoramento de formas em toda a área coberta caso se optasse por uma estrutura tradicional, moldada no local.

Contudo, um problema observado seria as ligações entre as estruturas pré-moldadas, que podem trazer algumas dificuldades construtivas e patologias futuras, caso não sejam bem executadas. Com isso, a opção tomada pelo grupo seria a utilização dos pré-moldados já com alguns arranques deixados, onde será feita a consolidação da estrutura. O processo está mais detalhadamente explicado a seguir.

Primeiramente, assim que se iniciarem as escavações e for possível, é feito um tratamento das cabeças das estações conforme descrito anteriormente, realizando o arrasamento do concreto dos mesmos até o nível desejado, a limpeza e a preparação para que possa ser executado um bloco de coroamento sobre a estaca. Este bloco então é concretado e são deixados alguns arranques de ferros verticais no bloco, que servirão para garantir a ligação com as vigas.

Então, durante a etapa de montagem das vigas pré-moldadas, cada bloco sobre estação apoiará quatro delas. Cada uma destas vigas contará também com arranques de ferros deixados em suas pontas, durante a sua fabricação, agilizando o processo e evitando a necessidade de furá-las depois. Assim, com todas as vigas devidamente posicionadas e com seus arranques entrelaçados, é feita uma fôrma sobre o bloco, uma armação adicional é colocada e esta é então concretada, garantindo a consolidação da estrutura que servirá de apoio para a cobertura.

Com isso, são posicionadas as cascas pré-moldadas sobre as vigas. Estas cascas possuem, ao redor de todo seu perímetro, uma pequena viga incorporada a ela, que serve tanto para estruturá-la quanto para servir de ligação com as outras estruturas. Para este último propósito, são novamente deixados arranques nos quatro cantos do pré-moldado, onde este apoiará nos pilares, e como nas vigas pré-moldadas, é feita uma nova consolidação entre as quatro cascas apoiadas e as vigas que já estavam montadas.

Por fim, é feito um tratamento nos encontros entre as coberturas, preenchidos os vãos e buracos que acabam aparecendo durante o processo. Com isto, completa-se a etapa de montagem das peças pré-moldadas da obra e a devida realização de suas ligações, para dar início ao aterramento da cobertura. A Figura 36 apresenta em detalhe o modelo da ligação anteriormente explicado.

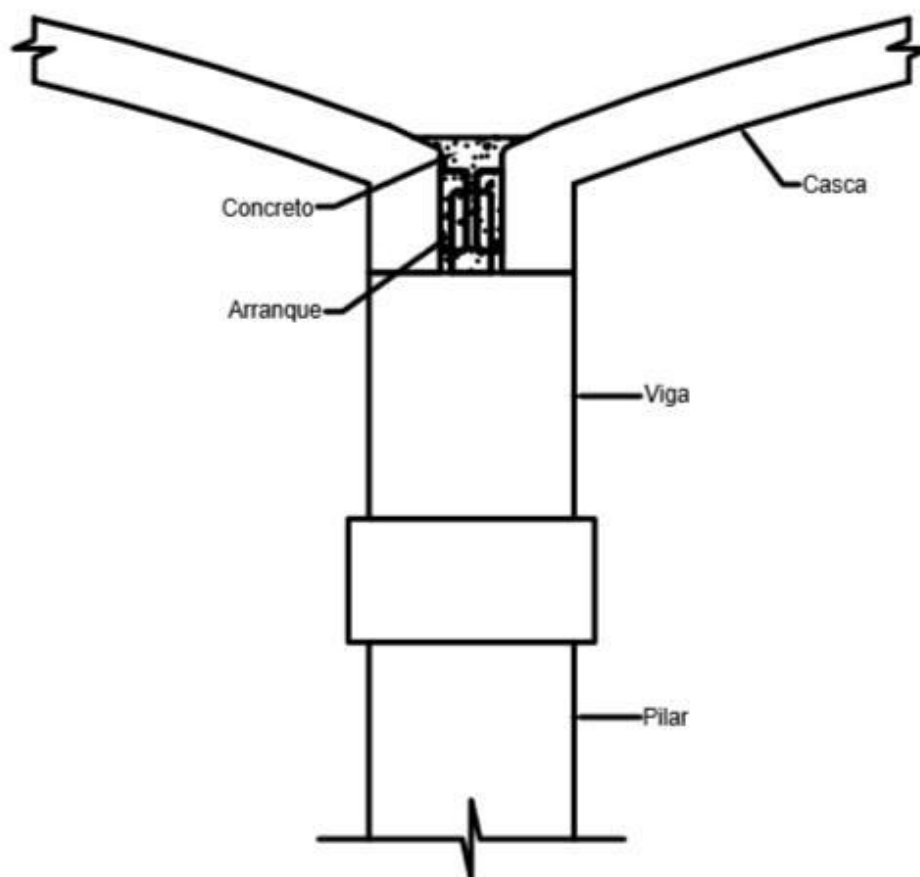


Figura 36 - Detalhe da ligação entre estruturas pré-moldadas sobre pilar.

7.3. Sobre a Cobertura

7.3.1. Pré-dimensionamento da Casca

Um dos principais objetivos da utilização de cascas como solução estrutural proposta para substituição da cobertura em lajes é a diminuição da espessura necessária, assim economizando material e possivelmente outros insumos, entre eles mão-de-obra e tempo.

Para tanto, deve-se primeiramente realizar um pré-dimensionamento da espessura prevista para a casca, chegando-se assim a ordem de grandeza que esta terá após um devido dimensionamento, analisando-se então se o valor obtido atende as expectativas esperadas.

Este pré-dimensionamento será feito através de uma fórmula simplificada, a qual, obviamente, não abrange todos os dados deste caso em específico, mas serve para se ter noção do valor final, depois de feito com o devido detalhamento. A fórmula em questão foi apresentada pelo professor orientador deste trabalho, Prof. Dr. Pedro Welligton, mostrada a seguir.

$$F_c = P \times R$$

Onde:

- F_c = Força de compressão na casca, dada em kN/m;
- P = Carga média sobre a casca, dada em kN/m²;
- R = Raio de curvatura da casca, dada em m;

Logo, para chegar-se a uma força de compressão na casca, foi estimado o seguinte valor:

$$P = 50 \text{ kN/m}^2;$$

Já para o raio de curvatura da casca, foram utilizados métodos gráficos, estimando uma espessura de 0,15m para a casca e distância entre pilares de 10

metros. Duas situações foram previstas, sendo elas a casca com abatimento 1:8 (Figura 39) e a outra com abatimento 1:10 (Figura 40).

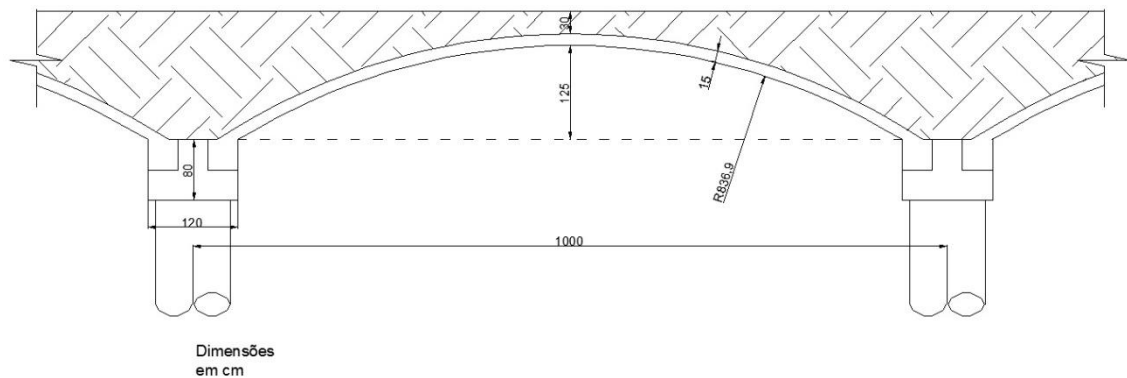


Figura 39 - Casca com abatimento 1:8

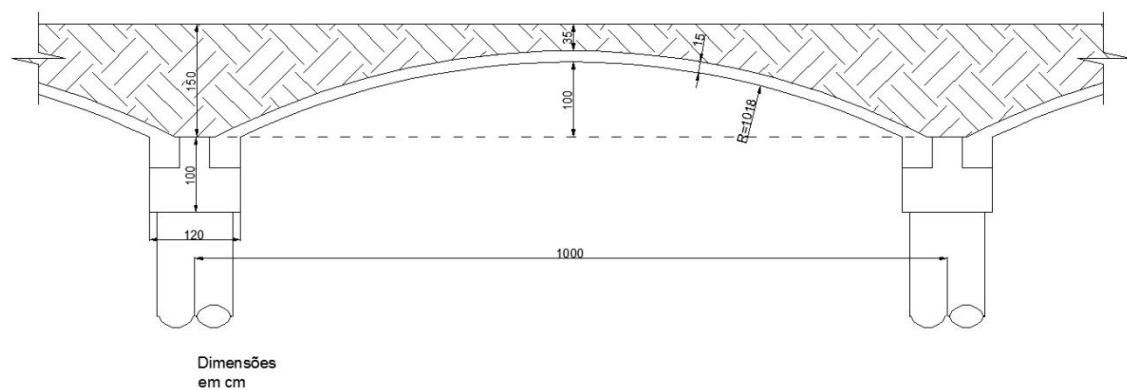


Figura 40 - Casca com abatimento 1:10

Pode-se ver então que no primeiro caso, tem-se um $R_1 = 8,369$ m, já no segundo caso, $R_2 = 10,18$ m.

Com estes valores, chegamos a:

$$F_{c1} = 418,45 \text{ kN/m};$$

$$F_{c2} = 509,00 \text{ kN/m};$$

Para o cálculo das espessuras das cascas sugeridas, foi também admitida tensão admissível $\sigma_{adm} = 5,0 \text{ Mpa}$, novamente sugerida pelo Prof. Dr. Pedro Welligton.

Finalmente, estimam-se as espessuras das cascas, utilizando-se a fórmula:

$$e = \frac{F_c}{\sigma_{adm}}$$

$$e_1 = 0,0837\text{m};$$

$$e_2 = 0,1018\text{m};$$

Com isso, mostra-se que a ordem de grandeza da espessura das cascas é muito inferior à apresentada pela laje, que era originalmente de 0,50m. Conclui-se que então, de fato, as cascas apresentam ótima redução de material e grande potencial estrutural.

7.3.2. Cobertura

Por se tratar de um reservatório enterrado, localizado sob o estacionamento do Paço Municipal de São Bernardo do Campo, a estrutura da cobertura assume papel vital na concepção do reservatório como um todo, pois influencia diretamente no espaçamento dos pilares, no número de vigas de apoio, no arranjo das peças pré-moldadas, nas ligações dos elementos estruturais, nas máquinas a serem utilizadas no içamento dos pré-moldados, e, assim, no método construtivo em geral.

Um desempenho adequado no que diz respeito tanto à construção quanto à operação final, passa, portanto, indubitavelmente, por uma análise criteriosa desse subsistema. A grande extensão da área do reservatório faz necessária a existência de um grande número de pilares, a fim de proporcionar vãos exequíveis, tanto do ponto de vista de resistência da laje quanto da operação e manutenção do piscinão. Uma alta “densidade de pilares” (número de pilares/m²) pode, além de atrapalhar o

fluxo de água dentro do reservatório, favorecer o acúmulo de resíduos e dificultar sua remoção, uma vez que limita a utilização de vários tipos de máquinas no interior do piscinão.

Nesse sentido, o sistema estrutural em “casca” surge como interessante alternativa, pois, devido ao seu bom desempenho estrutural (explicado pela predominância de esforços normais em relação aos de flexão), permite maiores vãos, diminuindo a “densidade de pilares”. Outro ponto de destaque é a pequena espessura desse tipo de estrutura que pode acarretar em economia significativa de material.

7.3.3. Formato

As cascas estruturais possuem diversos formatos quanto à curvatura, pontos de apoio, existência de vigas de borda etc, descritos previamente na revisão bibliográfica. Para a concepção da cobertura do reservatório foram estudados dois tipos de casca: cilíndrica e de superfície livre.

A casca cilíndrica apresenta uma série de vantagens do ponto de vista construtivo. Dentre eles destacam-se a facilidade de execução, isto é, utilização de formas relativamente simples do ponto de vista geométrico para a construção das peças pré-moldadas e a necessidade de vigas de apoio em apenas uma direção. No caso estudado, foi proposta uma viga de bordo mínima incorporada à casca, de modo que as vigas de apoio na direção longitudinal também foram dispensadas.

A casca de superfície livre apresenta, por sua vez, um desempenho estrutural substancialmente melhor. A capacidade desse formato de acomodar apenas tensões normais otimiza o uso de material, permitindo vãos grandes e espessuras ainda mais reduzidas do que a casca cilíndrica. A complexidade de sua superfície, porém, dificulta o processo de pré-moldagem devido à execução das fôrmas. Além disso, a superfície é de difícil visualização, ou seja, a compreensão da forma em 3 dimensões foge da intuição. Outra desvantagem seria a necessidade de vigas de apoio em duas direções.

A geometria de ambas as cascas foi determinada de modo a atender as cotas principais do reservatório, garantindo o volume necessário de armazenamento. Para isso, foi fixada a cota do greide do estacionamento, a altura da camada de aterro acima da cobertura no meio do vão (30 cm) e também a cota do nível máximo da água dentro do reservatório. A partir daí, foram estudados alguns possíveis abatimentos (entende-se abatimento como a relação entre a altura máxima da casca e a largura total): 1:10 e 1:8. Um abatimento mais expressivo, porém, se mostrou necessário, e foi escolhido 1:6 para um desenvolvimento mais completo do estudo (projeto completo, incluindo o detalhamento das armaduras).

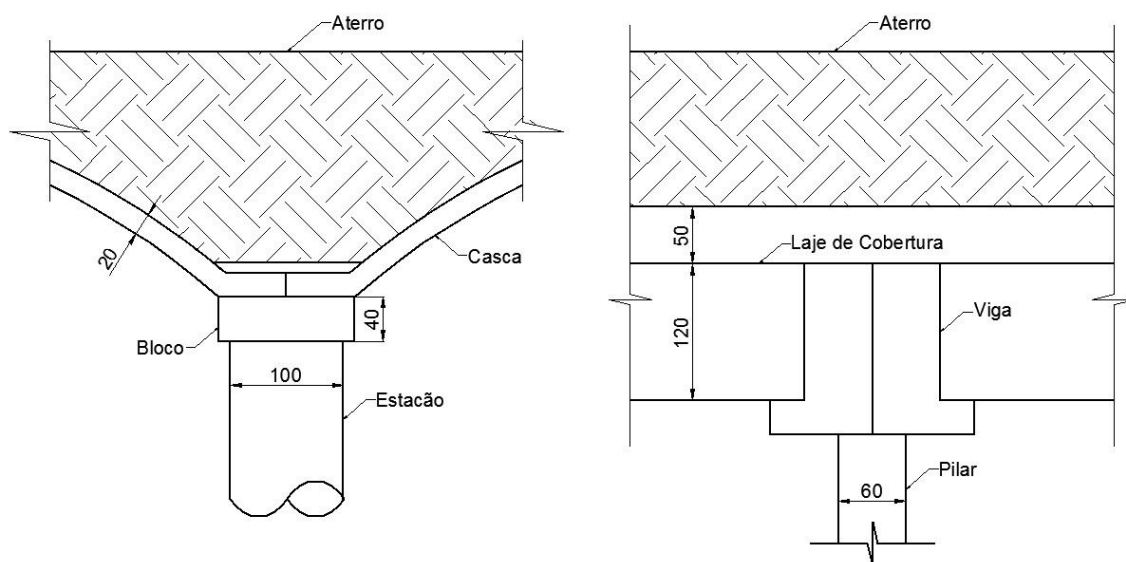


Figura 41 – Comparação entre solução original e proposta

A fim de analisar os modelos citados e projetar uma cobertura adequada em formato de casca para o reservatório, foram criados modelos estruturais no programa SAP2000. As condições de contorno geométricas impostas são suficientes para determinação da superfície completa da casca cilíndrica.

Na casca de superfície livre, porém, isso não ocorre. Sendo assim, foi feito um ensaio do tipo “membrana pneumática” para determinar as cotas da superfície neste caso. Através das medidas obtidas em escala reduzida, foi gerada uma superfície no AutoCAD, que por sua vez, foi exportada para o programa de análise estrutural SAP2000.

7.3.4. Concepção da casca

Deu-se enfoque à concepção da casca cilíndrica que, devido às vantagens mencionadas anteriormente, foi a escolhida para detalhamento e projeto. Ressalta-se, porém, que o ensaio e a criação do modelo da casca de superfície livre foram fundamentais para entender melhor o comportamento dessa estrutura.

A cobertura do reservatório foi dividida originalmente em pilares espaçados a cada 8 metros de distância um do outro. A utilização de cascas permitiu o aumento desse espaçamento para 10,6 metros. Dessa forma, foi definido “um módulo” de casca, com projeção horizontal retangular de 10 metros de comprimento por 10,6 metros de lado.

O raio de curvatura da casca foi obtido através das condições de contorno geométricas e da condição de maximização do abatimento. O raio de curvatura resultante para o abatimento de 1:6 foi de 8,4 metros. A altura máxima no centro da casca é de 1,65 metros e a largura total de 10 metros (sem contar com a viga de borda).

Viu-se, anteriormente, os valores de espessura calculados para abatimentos de 1:8 e 1:10, da ordem de grandeza de 10 cm. Deve-se levar em consideração, porém, o cobrimento necessário nas condições ambientes do reservatório, o espaçamento e alojamento da armação, de modo que a espessura adotada foi de 20 cm para a casca.

Segue na Figura 42 a seção transversal de um módulo da casca e na Figura 43 a visualização do módulo em 3 dimensões. Para facilitar a descrição da estrutura, assumem-se, a partir deste tópico, os 3 eixos coordenados conforme os mostrados na Figura 43.

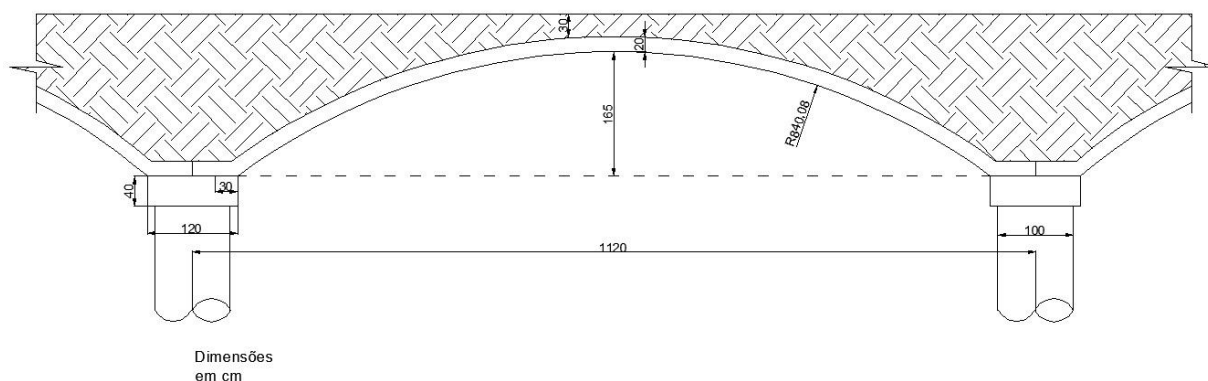


Figura 42 – Seção transversal da casca pré-moldada

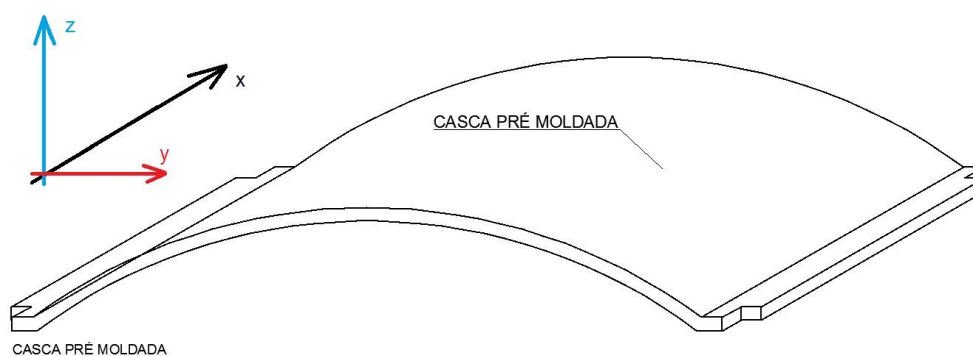


Figura 43 – Visão 3D da peça pré-moldada

Além da geometria descrita, alguns outros elementos são importantes. A viga de bordo longitudinal no eixo “x” que se apoia nos pilares e que funcionaria como apoio da casca cilíndrica foi incorporada na própria estrutura da casca, com um prolongamento horizontal no eixo “y”. A espessura dessa viga de bordo é de 20 cm na parte que se integra à casca pré-moldada. Porém, após a colocação de duas cascas lado a lado, é proposta uma concretagem da ligação in loco, que resulta num aumento da espessura da viga de bordo para 30 cm.

A ligação das cascas pré-moldadas com concretagem in loco é garantida através de uma armadura de espera exposta no topo do pilar e de uma armadura de arranque que sai da viga de bordo da casca.

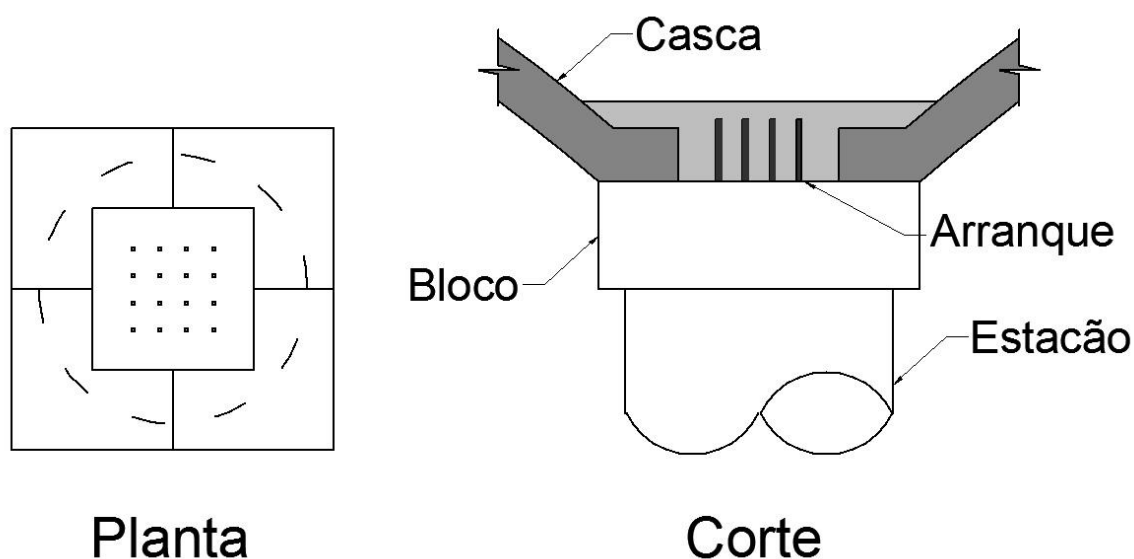


Figura 44 – Detalhe da ligação entre pilar e peças pré-moldadas

Foi ainda adicionada uma viga transversal que acompanha o formato de arco nas bordas do módulo, com seção quadrada de 30 cm x 30 cm, concretada in loco, após a colocação das peças pré-moldadas. Essa seção pode ser entendida como uma borda mais espessa que exerce a função de diafragma, isto é, torna as bordas mais rígidas de modo a aumentar a resistência dessa região e forçar a estrutura a trabalhar mais longitudinalmente antes de distribuir os carregamentos transversalmente. Isso significa uma diminuição da força cortante na viga de bordo longitudinal (no eixo “x”) de pequena espessura. Essa viga exerce, também, a função de solidarização entre as cascas.

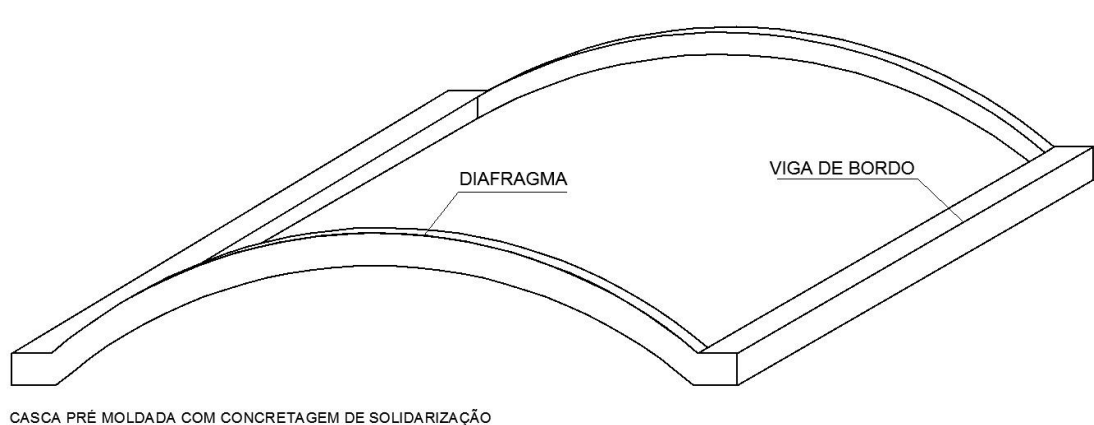


Figura 45 – Visão 3D da peça pré-moldada após solidarização

7.3.5. Ensaio

Após a decisão de estudar a cobertura do reservatório composta por cascas, pensou-se em dois formatos para estes elementos: casca cilíndrica e casca de dupla curvatura com uma configuração não matemática. Para a determinação da geometria da segunda opção, entramos em contato com a empresa Juntas Jeene que faz ensaios para juntas de grandes estruturas e membranas em geral.

A empresa possui um ensaio específico que verifica a capacidade dos materiais sob variação de pressão hidrostática, gerando deformações que se assemelham a uma casca, e que podem ser úteis para fornecer uma curvatura satisfatória para o estudo em questão. No ensaio, a pressão hidrostática solicita a membrana de forma que esta trabalhe apenas a tração e nos dê uma curvatura semelhante para trabalhar apenas a compressão quando a casca for solicitada com esforços de pressão.

No dia 23 de setembro de 2014, o grupo visitou a empresa e com a ajuda dos técnicos realizou o ensaio. O procedimento envolve uma caixa metálica de dimensões 30 cm por 120 cm, com um regulador de entrada de água e um medidor de pressão. Sobre ela, é apoiada uma membrana pneumática, que por sua vez fica travada pela sobreposição de uma tampa parafusada à caixa metálica, com espaçadores a cada 30 cm, totalizando quatro divisões. A Figura 46 ilustra a disposição construtiva.



Figura 46 – Caixa metálica com membrana pneumática sob pressão hidrostática.

Como as divisões apresentam uma superfície curva de 30 cm por 30 cm, e a casca desejada no projeto teria 10 m por 10 m, a escala do ensaio é de 1:33, ou seja, 1 cm do modelo representa 33 cm da casca real. Com o auxílio do regulador de pressão, a água foi bombeada até que a membrana atingisse o abatimento pré-estabelecido de acordo com a escala da peça. Como se desejava um abatimento próximo de 1:6, o valor na casca real seria de 1,67 m, e no nosso ensaio teria de ser, portanto de 5 cm. A Figura 47 permite a visualização da configuração final das cascas.



Figura 47 - Deformações da membrana pneumática.

Como há simetria nos dois eixos, foi decidido que apenas um quarto da casca seria ensaiado e posteriormente o resultado seria espelhado. Utilizando uma régua rígida foi marcado o centro, e então se fixou à borda da caixa uma tela metálica cuja função era servir como a referência vertical para medição e também funcionar como um gabarito que delimitasse quais seriam os pontos da malha a seres medidos.

A tela metálica era estreita e, portanto a execução de emendas foi necessária para que cobrisse adequadamente um quarto da área da casca. A fixação da tela foi garantida através de tiras de membranas poliméricas solidarizadas por cima do metal da caixa e da grade. A malha adotada tem pontos espaçados a cerca de 1 cm. Esse espaçamento foi escolhido, pois se julgou que o número final de pontos medidos seria suficiente para tornar o modelo viável e confiável, ou seja, nem com

pontos em excesso que poderiam comprometer a qualidade das medições, e nem com pontos esparsos, que poderiam gerar inconformidades muito grandes na modelagem.



Figura 48 - Fixação da tela metálica na borda caixa.

Finalizada a fixação, iniciou-se a medição. Adotou-se um sistema de numeração de pontos e montou-se uma planilha para que os valores fossem inseridos logo após a realização das medidas. Com um paquímetro digital, mediu-se verticalmente a distância da superfície da casca até a malha para todos os pontos. Dois membros ficaram responsáveis por garantir que o paquímetro estivesse sempre verticalmente posicionado, enquanto os demais mediam ou anotavam os resultados.



Figura 49 – Medição dos pontos.

Para pontos que estivessem próximos à emenda, ou seja, onde o deslocamento da tela interferia razoavelmente nas medidas, foram repetidas as medidas até garantir que a tela se movimentasse o mínimo possível e que os resultados fossem plausíveis com o contexto. Foram medidos no total 81 pontos.

7.3.6. Criação do modelo

7.3.6.1. Casca cilíndrica

A geometria da casca cilíndrica foi inserida no SAP2000 através de um modelo oferecido no próprio programa: "barrel shell model". Para gerar a estrutura, foram necessários os seguintes dados:

- Comprimento = 10 m.
- Ângulo com a vertical = $36,57^\circ$.
- Raio = 8,4 m.
- Número de divisões dos elementos, axial = 40.
- Número de divisões dos elementos, angular = 40.

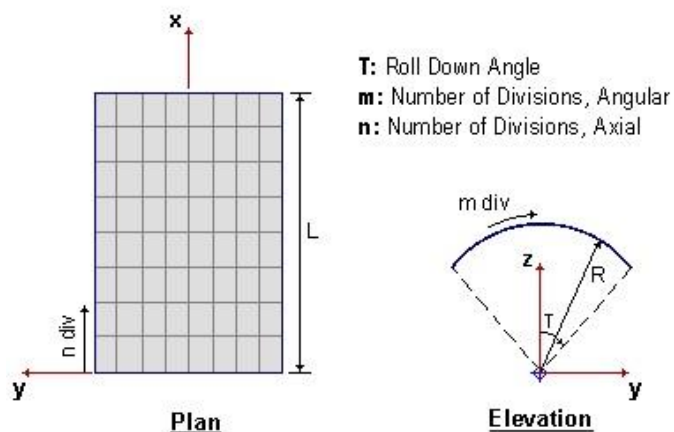


Figura 50 - Parametrização do modelo "Barrel Shell" do programa SAP2000.

Em seguida foram adicionados os elementos correspondentes à viga de bordo e ao diafragma. A viga de bordo foi adicionada como elemento de área, assim como a casca. O diafragma foi modelado como elemento de barra. A vinculação consiste em 4 apoios fixos nas extremidades do módulo, representando os pilares. Essa hipótese é baseada na baixa restrição à rotação devido à pequena espessura da casca (baixa rigidez). Além destes, foram adicionados vínculos que impedem o movimento no “eixo y” (u2) ao longo do “eixo x” das bordas da casca, ou mais precisamente, na viga de bordo. Essa restrição decorre da presença de outro módulo de casca ali presente, que devido a rigidez do concreto, não permite a translação nessa direção.

Quanto aos carregamentos, foram levados em consideração o peso próprio da estrutura, o peso de aterro sobre a casca, e uma sobrecarga.

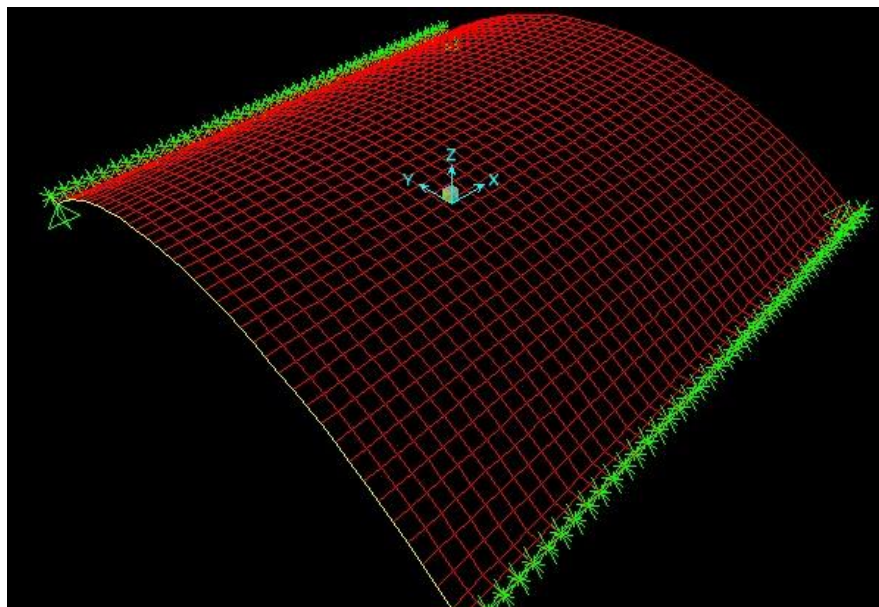


Figura 51 - Modelo estrutural de um módulo da casca cilíndrica no programa SAP2000 com destaque para os vínculos.

O peso próprio é calculado diretamente pelo programa através da geometria e do peso específico do material (25 kN/m³ para o concreto), porém podemos estimá-lo:

$$p = d * e = 25 * 0,15 = 3,75 \text{ kN/m}^2$$

Em que:

p = peso da casca (kN/m^2)

d = peso específico do concreto armado (kN/m^3)

e = espessura da casca (m)

Para o peso próprio do diafragma:

$$p = d * A = 25 * 0,3 * 0,3 = 2,25 \text{ kN/m}$$

Sendo:

p = peso do diafragma (kN/m)

d = peso específico do concreto armado (kN/m^3)

A = área da seção transversal da viga-diafragma (m^2)

O carregamento de aterro sobre a casca é bastante complexo devido a dificuldade de se determinar a interação “solo-estrutura”, isto é, a direção de aplicação das forças ou como considerar o atrito e coesão. Como simplificação, foi considerado o peso próprio aplicado verticalmente. Essa hipótese está a favor da segurança, pois carregamentos em outras direções estariam mais próximos do carregamento de pressão e mobilizariam ainda mais o comportamento de membrana da casca, favorecendo o aparecimento de esforços normais.

O valor do carregamento foi inserido discretamente no modelo, variando a cada fileira de elementos transversais (eixo y) segundo a altura do aterro em relação ao respectivo elemento da casca:

$$p = \gamma * h$$

p = tensão vertical aplicada pelo solo (kN/m^2)

γ = peso específico do solo (kN/m^3)

h = altura do aterro em relação à estrutura (m)

O peso específico do solo foi considerado 20 kN/m^3 .

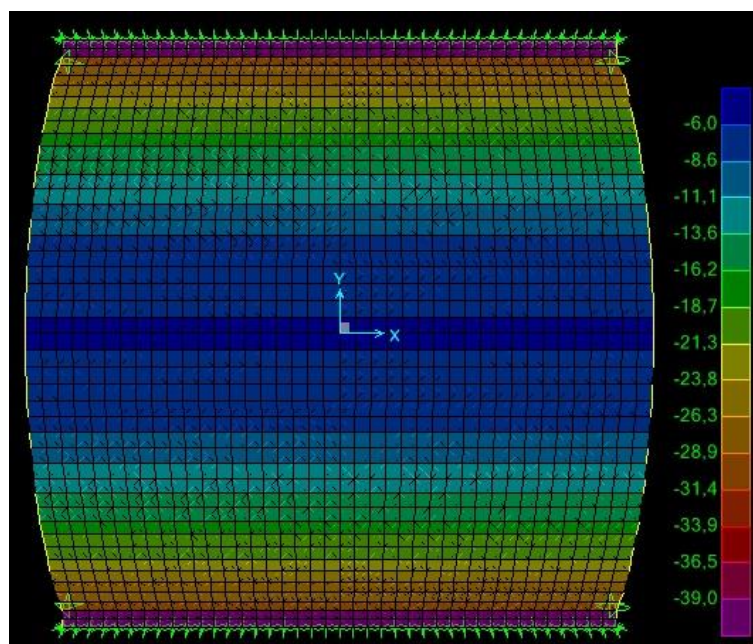


Figura 52 - Carregamento devido a peso próprio do aterro
(kN/m^2)

Finalmente, foi considerada uma sobrecarga de 7 kN/m^2 também aplicada verticalmente. Esse valor foi obtido através de discussão com o orientador do grupo. Levando em consideração a sobrecarga de estacionamento (NBR 6120 - Cargas para o cálculo de estruturas) de 4 kN/m^2 e o carregamento de multidão do trem tipo classe 45 de 5 kN/m^2 (NBR 7188), chegou-se a conclusão de que 7 kN/m^2 é um valor razoável.

7.3.6.2. Casca de superfície livre

A geometria do modelo estrutural da casca de superfície livre foi obtida através de um modelo em 3 dimensões feito no programa AutoCAD.

Criou-se um documento em formato “.txt” (bloco de notas do windows) com todos os dados obtidos no “ensaio de membrana pneumática”, de acordo com a linguagem de importação para o AutoCAD. Em seguida, foi utilizada a função “3Dface” para criar uma superfície de um elemento limitado pelos pontos inseridos no arquivo “.txt”. Aplicou-se, então, a função “Explode”, para transformar a superfície quadriculada de 1 elemento, em uma superfície formada por diversos elementos

limitados a cada 4 vértices. Pronta a superfície de um quarto da casca, conclui-se o modelo espelhando-o duas vezes: uma em cada sentido.

Em seguida, foi necessário salvar o arquivo do CAD em formato “dxf”, para importação no programa de análise estrutural. Uma vez realizada a importação, define-se cada elemento de superfície do CAD como elemento finito de análise estrutural no SAP2000.

A vinculação consiste em apoios simples ao longo de todas as quatro extremidades da casca. Esses vínculos representam as vigas sobre as quais a casca se apóia.

Quanto aos carregamentos, foram determinados de maneira análoga aos da casca cilíndrica.

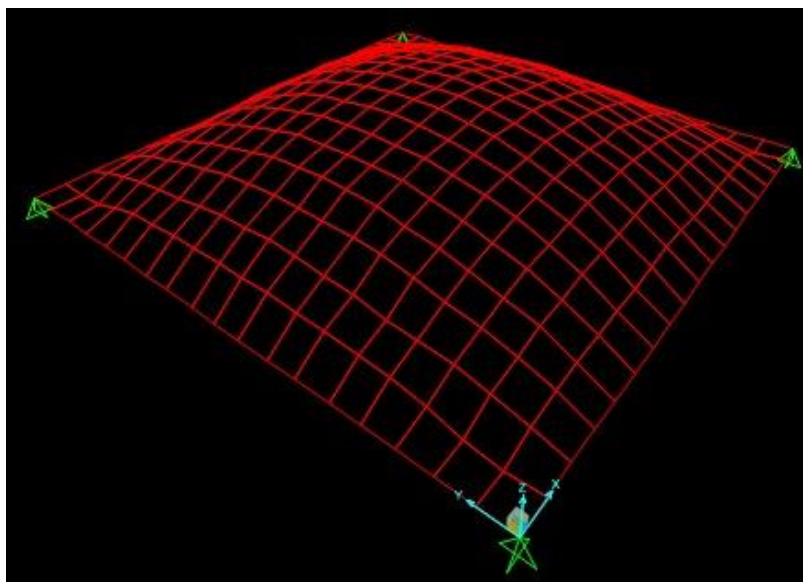


Figura 53 – Modelo da casca de superfície livre no SAP2000 com utilização de dados coletados

7.3.7. Resultados

Os resultados serão apresentados para o caso da casca cilíndrica, pois houve um problema com a definição dos eixos locais da casca de superfície livre que fogem do escopo deste trabalho e comprometem a confiança na representatividade dos valores.

Seguem os principais resultados advindos da análise estrutural feita no programa SAP2000.

- Viga-diafragma

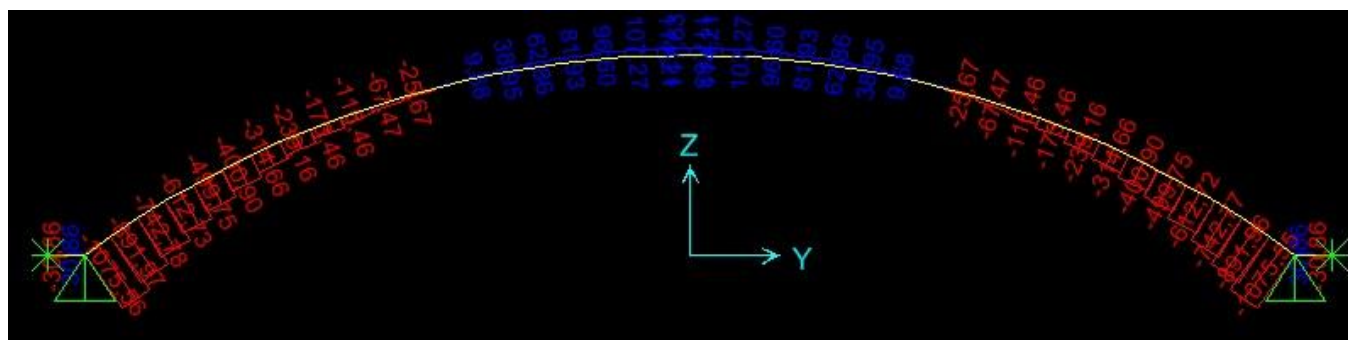


Figura 54 - Diagrama de esforços normais na viga diafragma (kN).

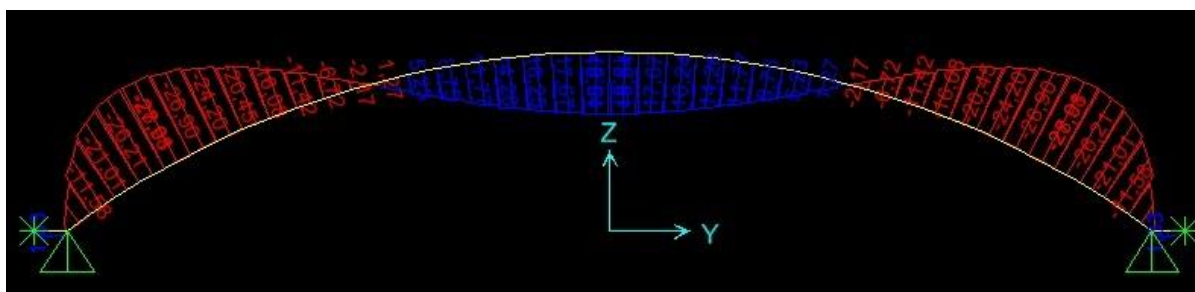


Figura 55 - Diagrama de momentos fletores na viga diafragma (kNm).

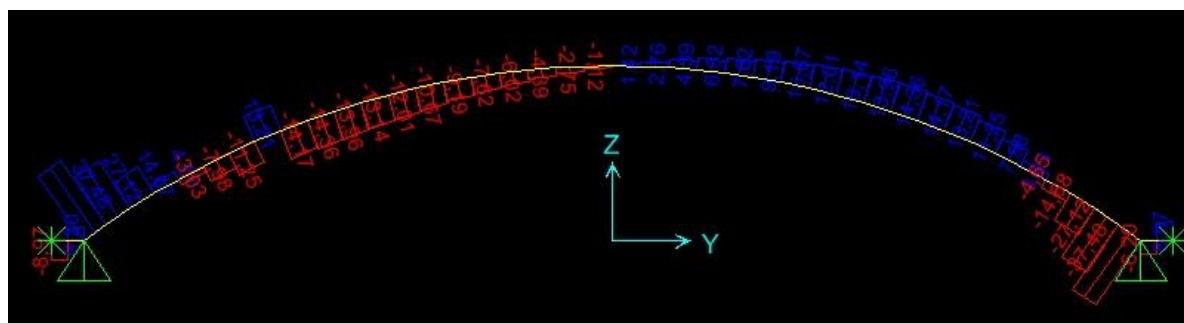


Figura 56 - Diagrama de forças cortantes na viga diafragma (kN).

- Casca propriamente dita

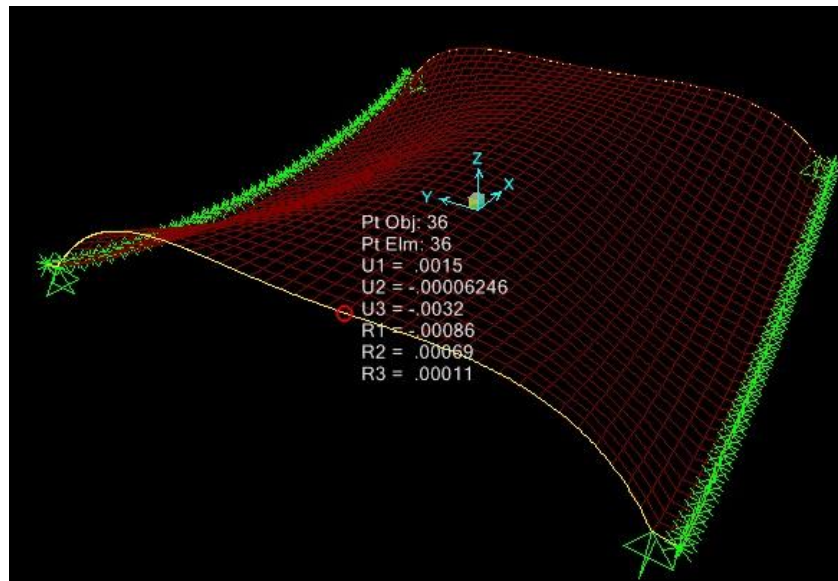


Figura 57 - Modelo da estrutura deformada (unidades em metro e radiano).

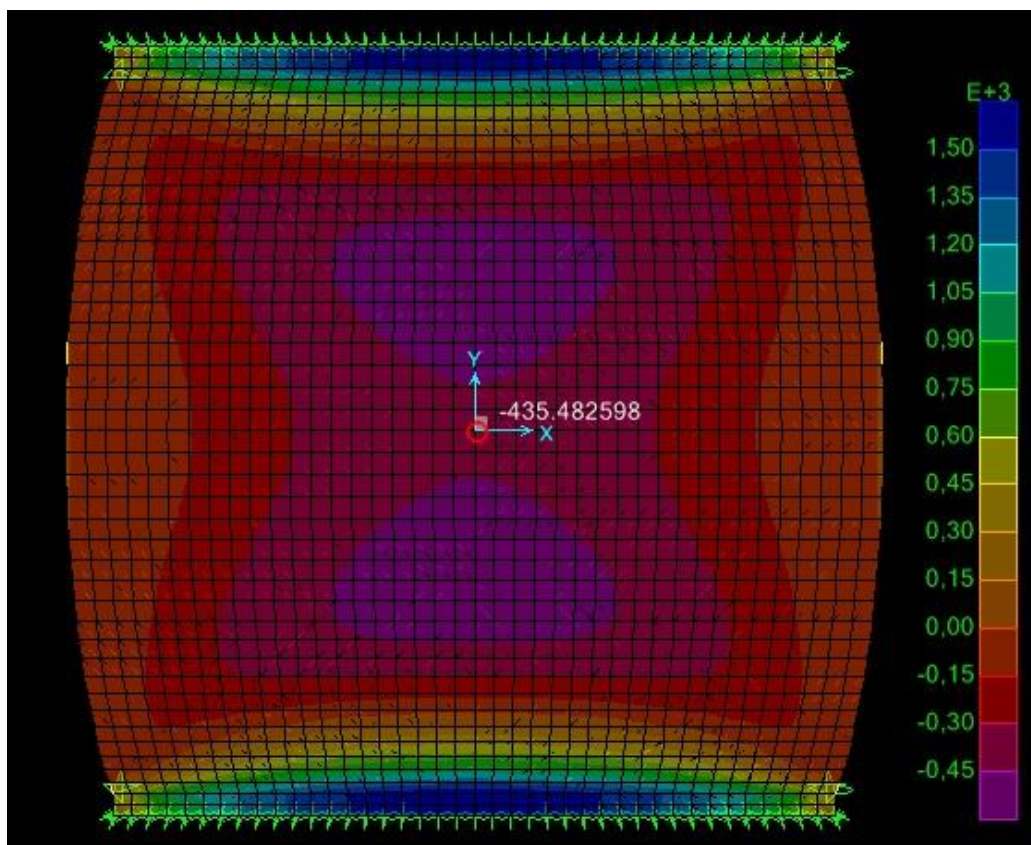


Figura 58 - Diagrama de esforços normais longitudinais F_{11} (kN/m).

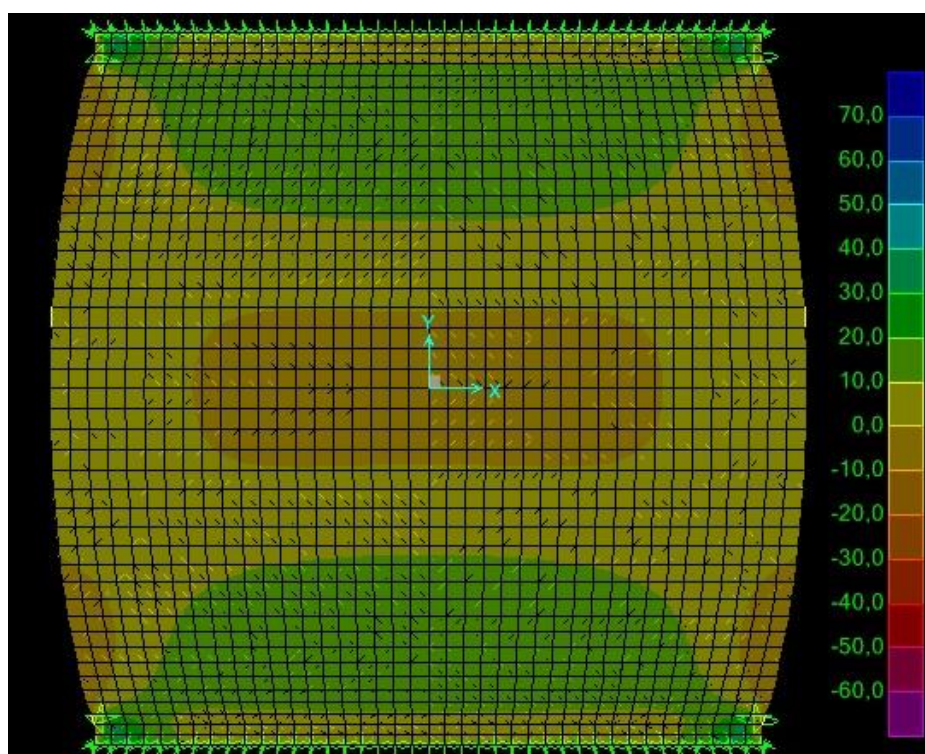


Figura 59 - Diagrama de esforços de momento fletor longitudinais M_{11} (kNm/m).

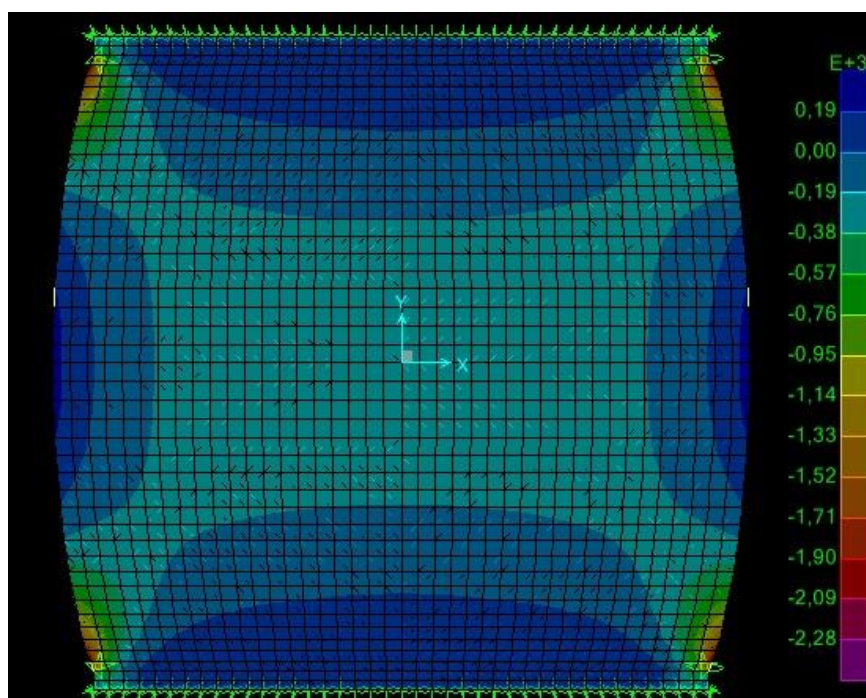


Figura 60 - Diagrama de esforços normais transversais F_{22} (kN/m).

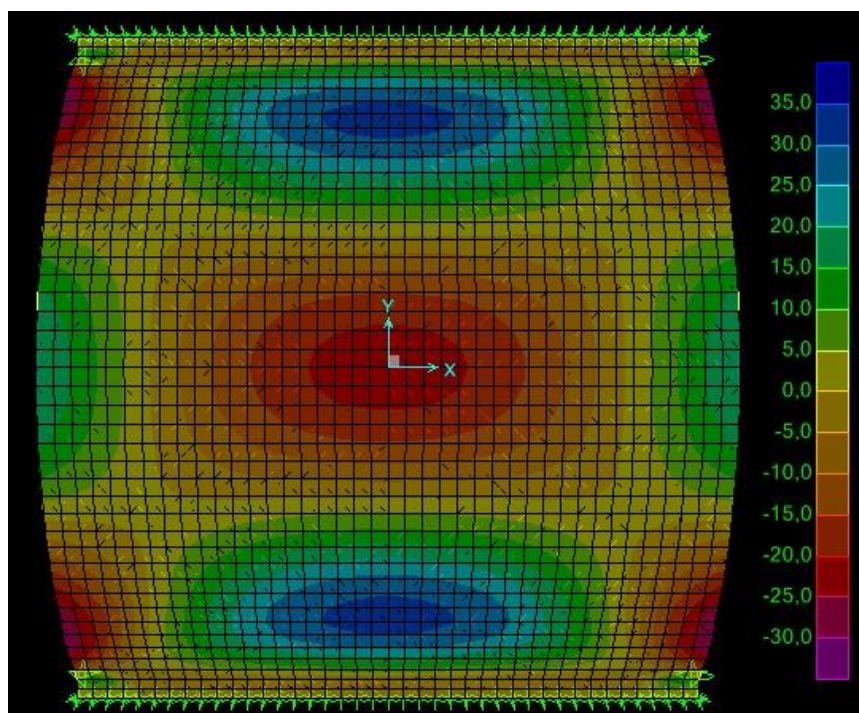


Figura 61 - Diagrama de esforços de momento fletor transversais M_{22} (kNm/m).

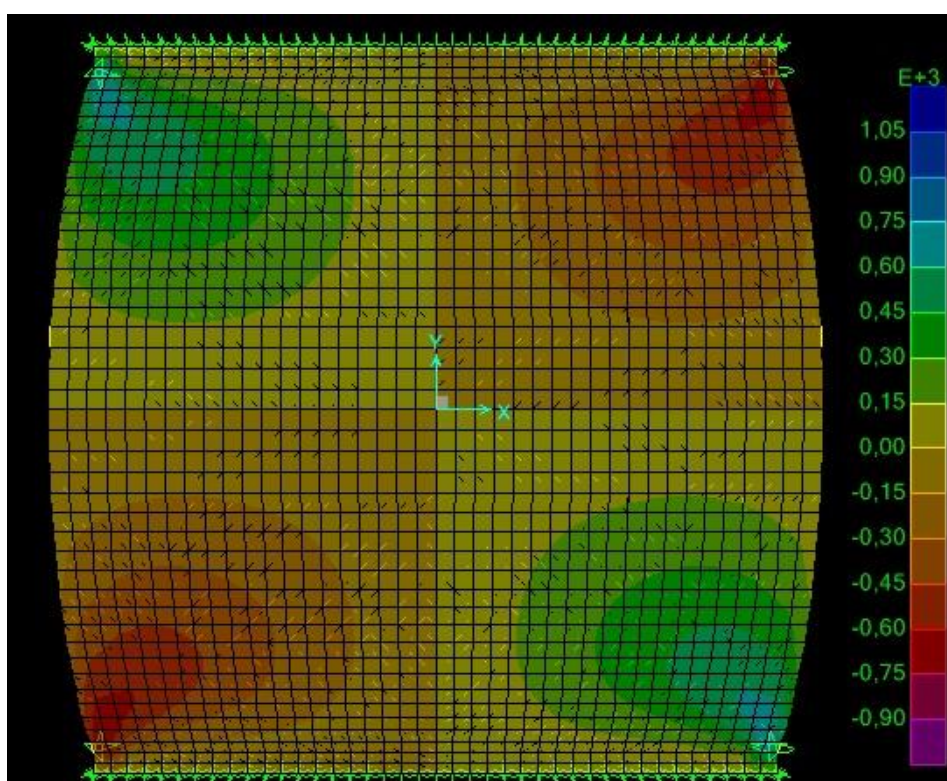


Figura 62 - Diagrama de esforços de cisalhamento F_{12} (kN/m).

7.3.8. Análise do modelo e detalhamento da armação da casca cilíndrica

Para analisar o modelo, bem como dimensionar as armações necessárias, foi necessário estabelecer as tensões resistentes do concreto e do aço. É usual, para esse tipo de estrutura, dimensionamento de armaduras no Estádio II e utilização de tensões baixas no concreto e no aço. Em discussão com o orientador do grupo, foram admitidos valores limitantes para dimensionamento um pouco menos conservadores do que o usual: até 50% do f_{ck} do concreto na compressão e 300 MPa no aço CA-50 na tração, no estágio II.

Caracterizado o meio ambiente para efeito de projeto como urbano, é associada à classe de agressividade ambiental II. Devido, porém, ao contato direto com o solo e exposição à água, vapor e a um microclima interno ao piscinão quimicamente agressivo, foi adotado $f_{ck} = 40$ MPa para o concreto. Além disso, é recomendado pela NBR6118 cobrimento mínimo de 5 cm para esse tipo de ambiente.

O detalhamento da armação, assim como as verificações de compressão, foi feito separadamente para a “casca” e para a viga-diafragma.

7.3.8.1. Viga-diafragma

Observadas as solicitações na viga-diafragma, foi possível determinar as armaduras. Inicialmente foram calculadas as áreas de aço necessárias para a flexo-tração no caso de maior força axial, e para a flexo-compressão de maior momento fletor, limitando as tensões àsquelas do estágio II. Em seguida, foram estimadas as áreas de aço para os mesmos casos, no estado de limite último.

Dessa forma pode ser detalhada uma armadura que foi checada para estado de limite último através de diagramas de interação (fornecidos pelo Software Oblíqua) para diversas combinações de esforços na viga diafragma.

A compressão centrada também foi checada com a tensão limitante de estágio II. Os estribos foram calculados em estágio III.

Dados da seção:

$$b_w = 0,3 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 h &= 0,3 \text{ m} \\
 d \text{ (altura útil)} &= 0,25 \text{ m} \\
 d' &= 0,05 \text{ m} \\
 f_{ckmax} &= 20 \text{ MPa} \\
 \sigma_y &= 300 \text{ MPa} \\
 f_{cd} &= 28,57 \text{ MPa} \\
 f_{yd} &= 435 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

7.3.8.1.1. Flexo-tração

Solicitações (meio do vão):

$$\begin{aligned}
 \text{Excentricidade (e)} &= 16,04 \text{ cm} \\
 \text{Núcleo central (k)} &= 30/6 = 5 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Dimensionamento para tensões de serviço:

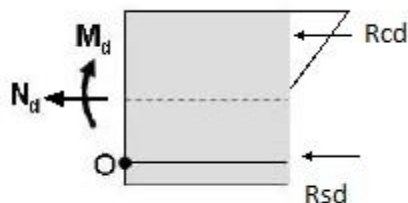


Figura 63 - Esquema de flexo-tração de estádio II em seção de concreto armado.

$$(1) \sum F_x = 0 \rightarrow R_s - N_d - R_{cd} = 0$$

$$(2) \sum M_o = 0 \rightarrow M_d - N_d * \left(d - \frac{h}{2}\right) - R_{cd} * (d - 0,33x) = 0$$

$$(3) R_{cd} = \frac{F_{ckmax} * x * b_w}{2}$$

(3) em (2):

$$x = 0,009598 \text{ m}$$

$$R_{sd} = N_d + R_{cd}$$

$$A_s = \frac{R_{sd}}{\sigma_y} = \frac{N_d + R_{cd}}{\sigma_y} = 4,88 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 12,5)$$

Dimensionamento para estado de limite último:

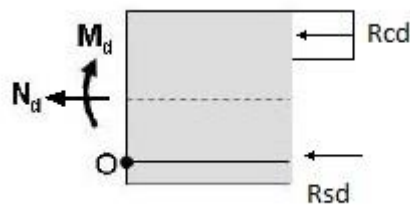


Figura 64- Esquema de flexo-tração de estádio III em seção de concreto armado.

$$M_{sd} = M_d + N_d * \left(d - \frac{h}{2} \right) = 9,95 \text{ kNm} \quad (\text{tração é negativa})$$

$$x = 1,25d \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_{sd}}{0,425 * b_w * d^2 * f_{cd}}} \right)$$

$$x = 0,006905 \text{ m}$$

$$\frac{x}{d} = 0,0276 < 0,259 \text{ } d \rightarrow \text{domínio 2}$$

$$\frac{\varepsilon_{cd}}{x} = \frac{10}{d-x} \rightarrow \varepsilon_{cd} = \frac{0,28}{1000} \rightarrow OK!$$

$$A_s = \frac{M_{sd}}{f_{yd} \cdot (d - 0,4x)} + \frac{N_d}{f_{yd}} = 4,71 \text{ cm}^2 \text{ (4}\phi 12,5\text{)}$$

7.3.8.1.2. Flexo-compressão

Dimensionamento para tensões de serviço:

$$N_{sk} = 612,43 \text{ kN}$$

$$M_{sk} = 28,1 \text{ kNm}$$

$$e = 4,59 \text{ cm}$$

$$k = 5 \text{ cm}$$

Supondo duas armaduras comprimidas:



Figura 65 - Esquema de flexo-compressão para seção de concreto armado.

$$R_c = 0,85 * h * b_w * f_{ckmax} = 1530 \text{ kN}$$

$$R_s = \frac{N_{sk} - R_c}{2} - \frac{M_{sk}}{d - d'} = -599,29 \text{ kN}$$

Supondo uma armadura comprimida:

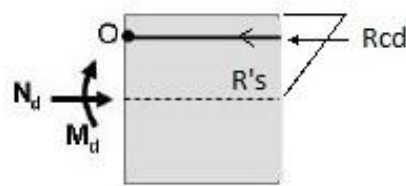


Figura 66- Esquema de flexo compressão de est em seção de concreto armado

$$(1) \sum F_x = 0 \rightarrow N_{sk} - R'_s - R_c = 0$$

$$(2) \sum M_O = 0 \rightarrow M_{sk} - N_{sk} * \left(\frac{h}{2} - d' \right) + R_c * (0,33x - d') = 0$$

$$(3) R_{cd} = \frac{f_{ckmax} * x * b_w}{2}$$

(3) em (2):

$$x = 0,2737 \text{ m}$$

$$R'_s = N_{sk} - R_c$$

$$A'_s = \frac{N_{sk} - R_c}{\sigma'_y} = -6,96 \text{ cm}^2$$

Logo, não são necessárias armaduras de compressão.

Dimensionamento para estado de limite último:

- Supondo duas armaduras comprimidas:

$$R_{cd} = 0,85 * f_{cd} * b_w * h = 2185,7 \text{ kN}$$

$$R_{sd} = \frac{N_{sd} - R_{cd}}{2} - \frac{M_d}{d - d'} = -860,85 \text{ kN}$$

- Supondo uma armadura comprimida:

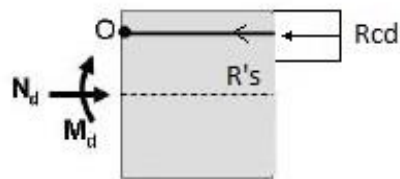


Figura 67- Esquema de flexo-compressão de estágio III em seção de concreto armado.

$$(1) \sum F_x = 0 \rightarrow N_{sd} - R'_{sd} - R_{cd} = 0$$

$$(2) \sum M_o = 0 \rightarrow M_{sd} - N_{sd} * \left(\frac{h}{2} - d' \right) + R_{cd} * (0,4x - d') = 0$$

$$(3) R_{cd} = 0,85 * f_{cd} * b_w * 0,8x$$

(3)em(2):

$$x = 0,2168 \text{ m}$$

$$0,628 < \frac{x}{d} = 0,8672 < h \rightarrow \text{Domínio 4}$$

$$\varepsilon'_{s} = \frac{0,0035}{x} * (x - d') = \frac{2,69}{1000} \rightarrow \text{ok! (aço escoa)}$$

$$As' = \frac{R'_{sd}}{\sigma'_s} = -9,34 \text{ cm}^2$$

Logo, não é necessária armadura de compressão.

7.3.8.1.3. Compressão centrada

Tensões de serviço:

$$N_{sk} = 1075,6 \text{ kN}$$

$$N_r = 20000 * 0,3 * 0,3 = 1800 \text{ kN}$$

Estado de limite último:

$$N_{sd} = 1505,84 \text{ kN}$$

$$N_{rd} = \frac{40000}{1,4} * 0,3 * 0,3 = 2571 \text{ kN}$$

7.3.8.1.4. Diagramas de interação

Portanto, constata-se que na viga diafragma é necessária armadura na parte de baixo da seção de 4 ϕ 12,5 mm. Detalha-se, então, a seção com 4 ϕ 12,5 mm na borda tracionada no meio do vão e 4 ϕ 6,3 mm na outra borda (esta última é importante no aspecto construtivo, apesar de não ser necessária estruturalmente).

Com parte da armação definida, foi utilizado o software “Oblíqua” (desenvolvido pela Universidade Federal do Paraná) para desenvolver diagramas de interação e verificar a seção e a taxa de armadura para estado de limite último em diversas seções da viga diafragma. Os diagramas de interação são expostos da figura 68 à figura 74.

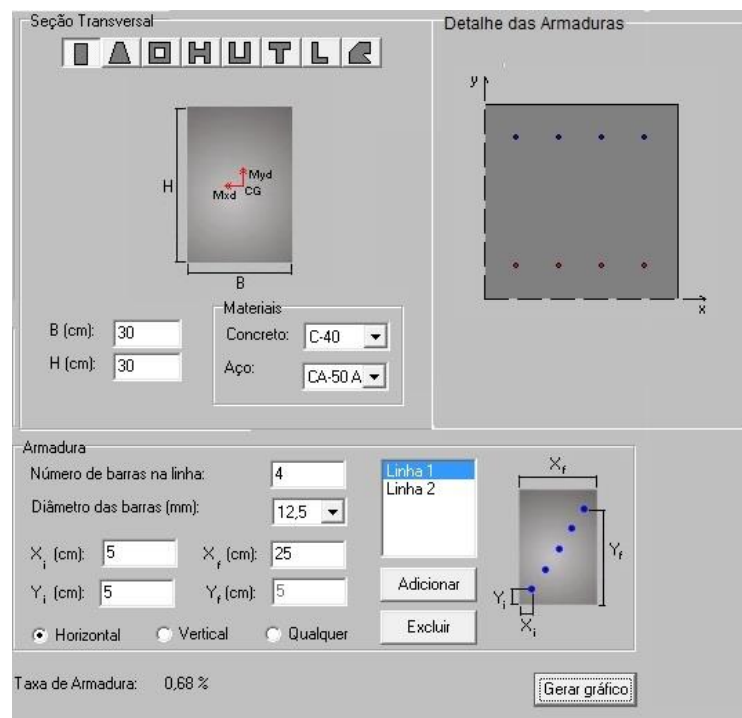


Figura 68 - Interface do programa Oblíqua, com destaque para as características geométricas da seção.

Dados da seção:

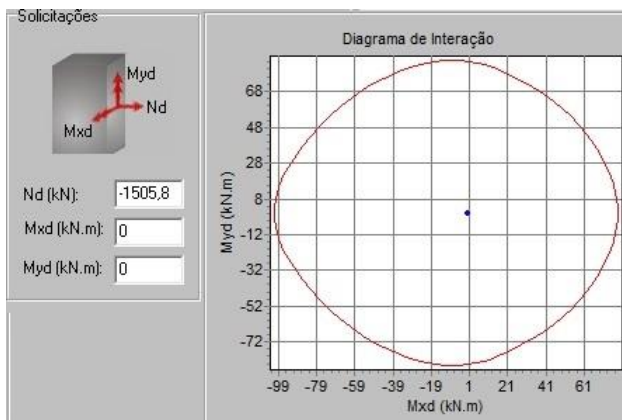


Figura 69- Diagrama de interação para compressão de 1505,8 kN.

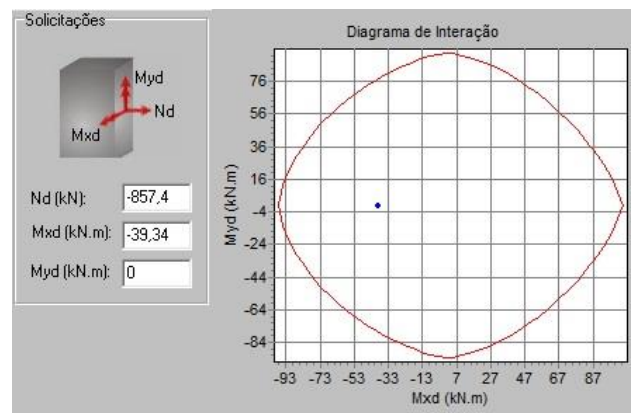


Figura 70- Diagrama de interação para compressão de 857,4 kN e momento de 39,34 kNm.

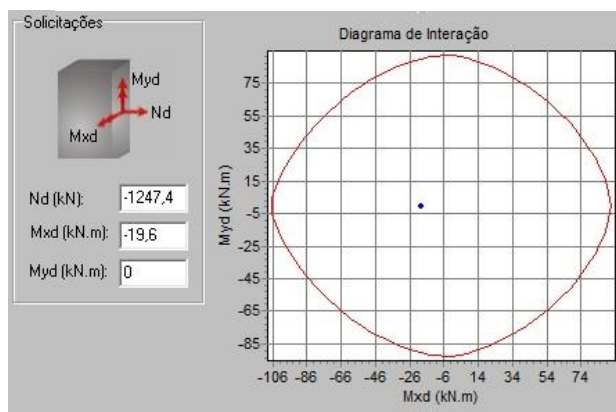


Figura 71- Diagrama de interação para compressão de 1247,4 kN e momento de 19,6 kNm.

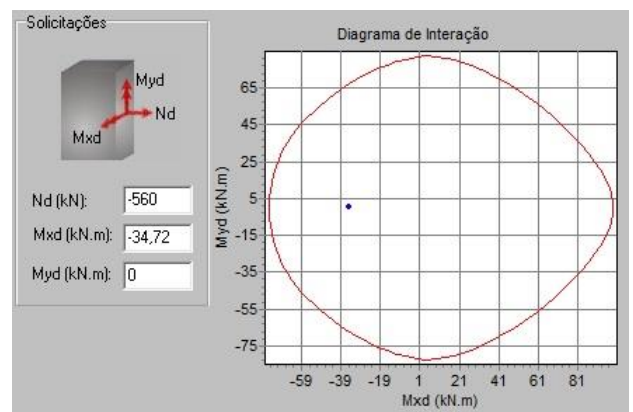


Figura 72- Diagrama de interação para compressão de 560 kN e momento de 34,72 kNm.

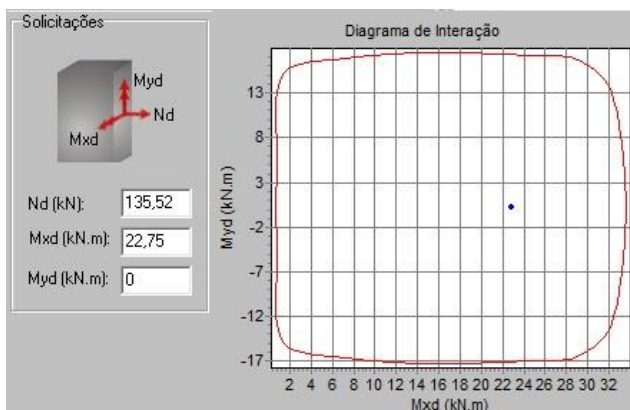


Figura 73- Diagrama de interação para tração de 135,52 kN e momento de 22,75 kNm.

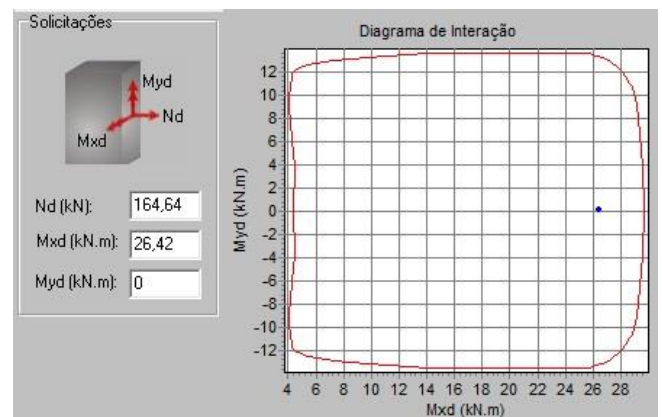


Figura 74 - Diagrama de interação para tração de 164,64 kN e momento de 26,42 kNm.

7.3.8.1.5. Dimensionamento dos estribos

A força cortante máxima é:

$$V_{sk} = 34,48 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 52,47 \text{ kN}$$

-Verificação do concreto:

$$V_{rd2} = 0,27 * \alpha_v * f_{cd} * b_w * d = 0,27 * 0,84 * \frac{40000}{1,4} * 0,3 * 0,25 = 486 \text{ kN}$$
$$> V_{sd} \text{ (Ok)}$$

- Armação:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = \frac{V_d - V_c}{0,9 * d * f_{yd}}$$

$$V_c = 0,6 * f_{ctd} * b_w * d = 1050 * 0,3 * 0,25 = 78,75 \text{ kN}$$

$$V_d - V_c = -26,28 \text{ kN}$$

Logo, usa-se armadura mínima:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\min} = \rho_{w\min} * b_w = \frac{0,14}{100} * 30 = 0,042 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} = 4,2 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Como:

$$V_d = 52,47 \text{ kN} < 0,67 * V_{rd2} = 325,6 \text{ kN}$$

$$7 \text{ cm} < S < 30 \text{ cm ou } 0,6 * d = 15 \text{ cm}$$

Adotando-se 2 Ramos e ϕ 6,3 mm:

$$n = \frac{4,2}{2 * 0,312} \sim 7 \rightarrow \phi 6,3 \text{ c/15 2R}$$

7.3.8.1.6. Detalhamento completo da viga-diafragma

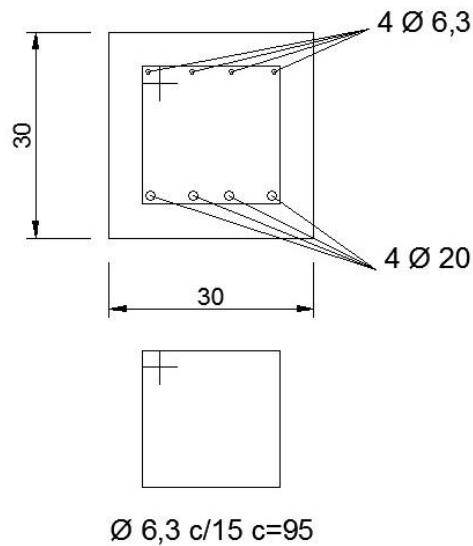


Figura 75 – Armação alojada na seção do diafragma.

7.3.8.2. Casca

Para a determinação da armadura da casca foram utilizados os resultados apresentados pelo modelo do SAP2000 para criar modelos mais simples, porém representativos das seções em que agem os maiores esforços. Assim, foi fundamental entender a combinação entre o comportamento de viga na longitudinal e o de arco na transversal.

O diagrama de forças F11 traduz a força normal longitudinal na estrutura em casca, isto é, representa o comportamento das forças axiais de viga.

O diagrama de momentos M11 é aquele que cujas forças que formam seu binário equivalente estão na direção longitudinal (mesma de F11). Dessa forma, representa em parte o momento fletor longitudinal de uma viga.

O diagrama de forças F22 ilustra as forças normais transversais na estrutura da casca, ou seja, o comportamento de arco da estrutura.

O diagrama de momentos M22 é aquele cujas forças que formam seu binário equivalente estão na direção transversal (mesma de F22). Sendo assim, representa o momento fletor presente em um arco.

O diagrama de forças cortantes F12 mostra as forças presentes no plano ortogonal ao eixo “x” e na direção de “y”, isto é, equivale às forças cortantes em uma viga de seção em “u” invertido. Esses esforços são particularmente importantes, pois atuam na formação de solicitações máximas inclinadas em relação aos eixos locais globais (e locais do elemento) nas extremidades da casca, como será ilustrado a seguir.

Sendo assim, é possível associar uma planilha a cada um dos comportamentos gerais descritos, destacando as seções críticas da casca, as forças distribuídas nessa seção, as forças em cada elemento finito e consequentemente as tensões de compressão no concreto e as armaduras necessárias para resistir à tração. Cada comportamento é também relacionado a um gráfico, onde fica mais clara a variação dos esforços (cada gráfico foi criado para um quarto da casca devido à simetria).

Os dados do modelo considerado para as análises são os da Tabela 1 e 2:

Ângulo do setor (°)	73,14
Raio (m)	8,4
Perímetro (m)	10,72288405
Comprimento do elemento finito – ye (m)	0,268072101
Comprimento do elemento finito – xe	0,25
Diagonal do elemento (m)	0,366555114
ângulo da diagonal (°)	46,99785981
Comprimento do elemento da viga de bordo (m)	0,15

Tabela 1- Dados geométricos do modelo em casca.

fy (Mpa)	300
----------	-----

Tabela 2 - Tensão de escoamento limite adotada para o aço.

“Xe”, “ye” e “de” correspondem aos eixos locais dos elementos finitos, onde “xe” está na mesma direção de “x”, “ye” está na direção da tangente à curva que delimita o arco da casca e “de” corresponde a direção da diagonal do elemento.

O comprimento transversal da viga de bordo, nos cálculos, foi considerado de 30 cm. Porém, para alojamento da armadura, foi admitido o seu prolongamento após a concretagem in loco e solidarização das cascas, adotando-se 50 cm no total.

As bitolas comerciais adotadas são expostas na Tabela 3:

Bitolas	
D (mm)	A(cm²)
5	0,19634954
6,3	0,31172453
8	0,50265482
10	0,78539816
12,5	1,22718463
16	2,0106193
20	3,14159265
25	4,90873852
32	8,04247719

Tabela 3 - Bitolas comerciais adotadas.

Para análise de F11 foi fixada a seção correspondente a “x=0” (meio do vão) onde estes esforços são maiores.

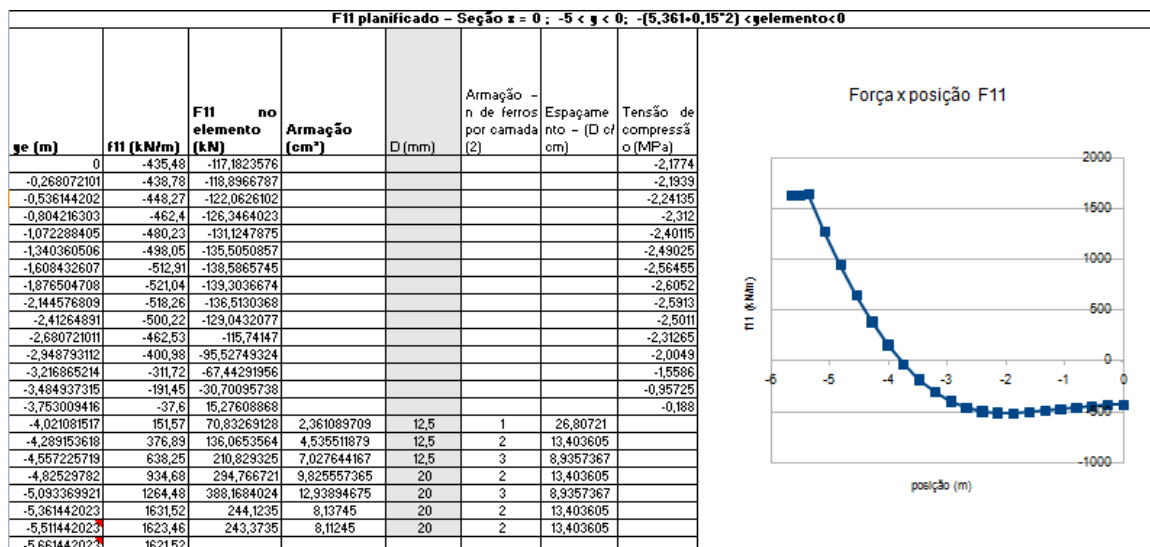


Tabela 4 - Cálculo de armação para F11.

Verifica-se que o esforço de tração é bastante alto, o que requer grande área de armadura longitudinal. Adotam-se diâmetros variáveis ao longo da zona tracionada com armadura dupla, isto é, barras de aço próximas a borda superior e próximas a borda inferior: $\phi 20$ c/ 11 cm nos primeiros 100 cm (considerando alojamento em cima do pilar) e $\phi 12,5$ c/ 13 cm nos últimos 80 cm tracionados.

Notam-se também os valores baixos de compressão no concreto ($\sim 2,5$ MPa).

O esforço de M11 deve ser analisado em duas direções. Primeiro fixou-se “y=0” para obter o equivalente ao diagrama de momentos fletores longitudinal de uma viga biapoada e a seção mais crítica (x=-5 e x=5). Em seguida, observou-se a variação dos esforços ao longo da seção mais crítica e constatou-se que o maior momento ocorre de fato para y=0.

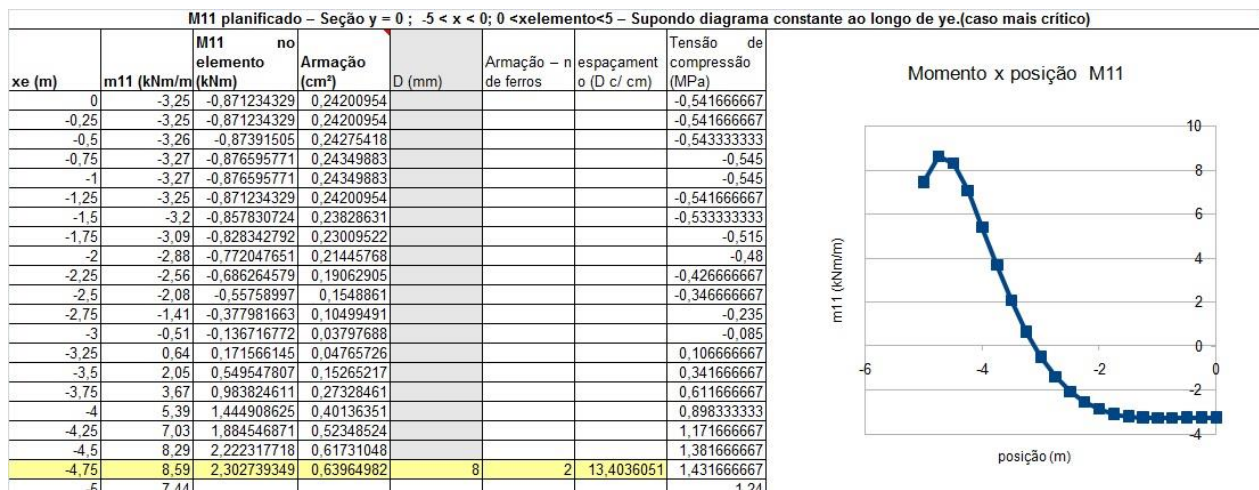


Tabela 5 - Cálculo de armação para M11.

O dimensionamento foi feito então para o caso de maior momento e adotado para toda a seção crítica: $\phi 8$ c/13 cm.

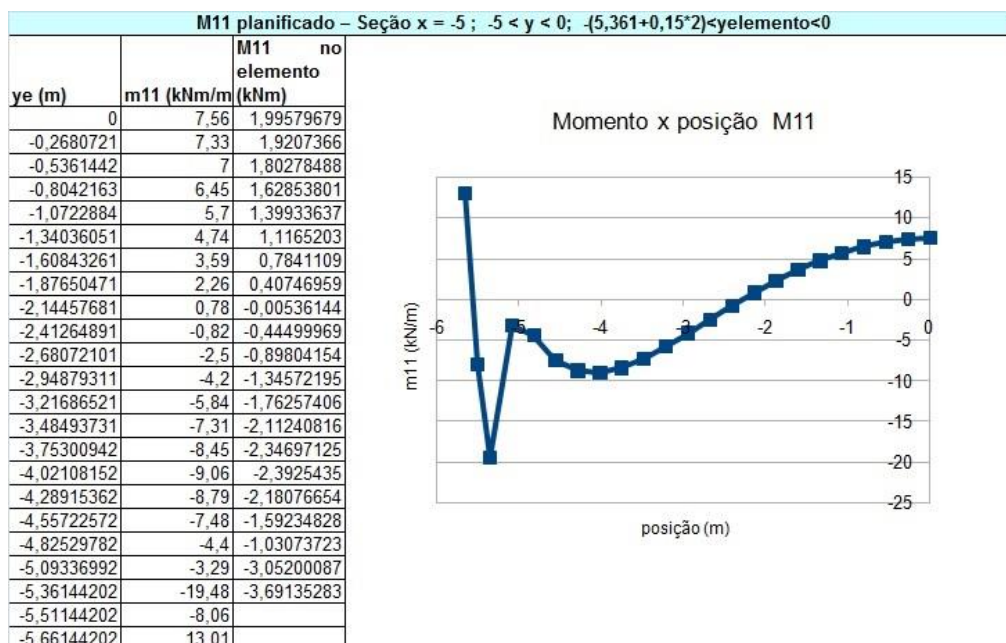


Tabela 6 - Verificação de esforços M11 ao longo de "y".

A análise de F22 é semelhante a de M11, no sentido de se avaliar duas direções. Inicialmente se fixou "x=0" a fim de se obter o diagrama de esforços axiais em um arco na seção do meio do vão longitudinal. Verificou-se que a seção crítica era bem próxima a viga de bordo. Foi, então, fixado "y=-5,36" correspondente a essa seção, e observou-se como os esforços variavam ao longo do "eixo x". O esforço em

“x=0” se provou o maior, porém não houve grande alteração das forças normais transversais longitudinalmente. Foi possível constatar também uma mudança brusca no sentido da força normal transversal próxima à viga-diafragma. Mais uma vez a armação dupla foi dimensionada para o caso mais crítico e adotada ao longo de toda a extensão longitudinal: $\phi 10$ c/20 cm.

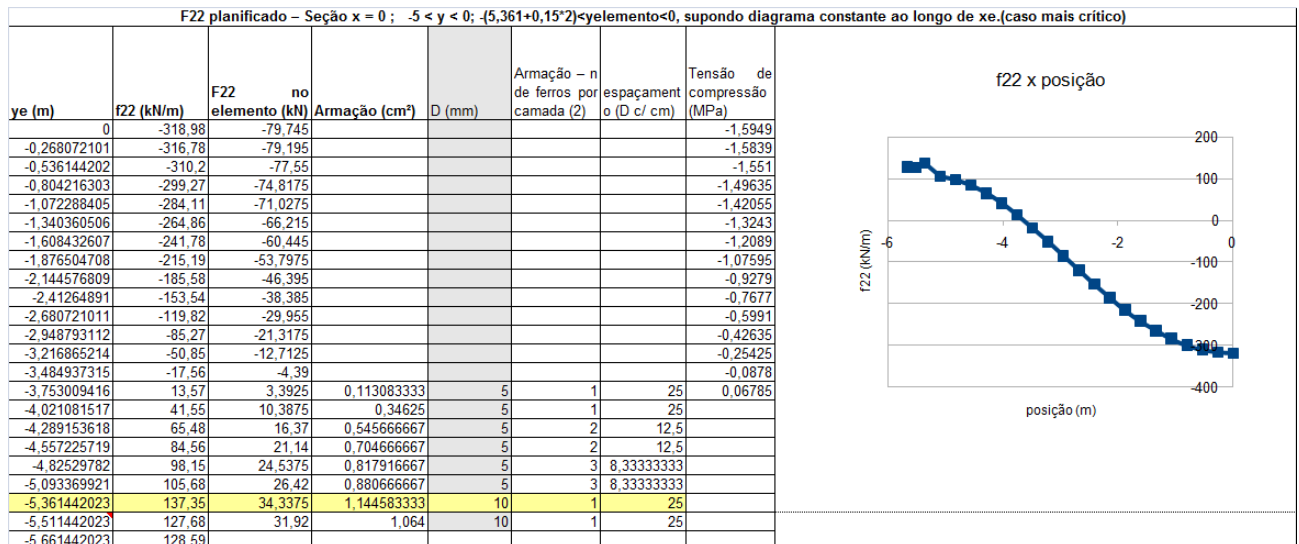


Tabela 7 - Cálculo de armação para F22.

0	128,59	32,135
-0,25	128,49	32,08625
-0,5	128,2	31,97125
-0,75	127,57	31,81625
-1	126,96	31,6175
-1,25	125,98	31,3275
-1,5	124,64	30,95125
-1,75	122,97	30,49
-2	120,95	29,9075
-2,25	118,31	29,1925
-2,5	115,23	28,36875
-2,75	111,72	27,55125
-3	108,69	26,895
-3,25	106,47	26,61875
-3,5	106,48	26,19
-3,75	103,04	23,7875
-4	87,26	14,185
-4,25	26,22	-20,60625
-4,5	-191,07	-62,52125
-4,75	-309,1	-49,7075
-5	-88,56	

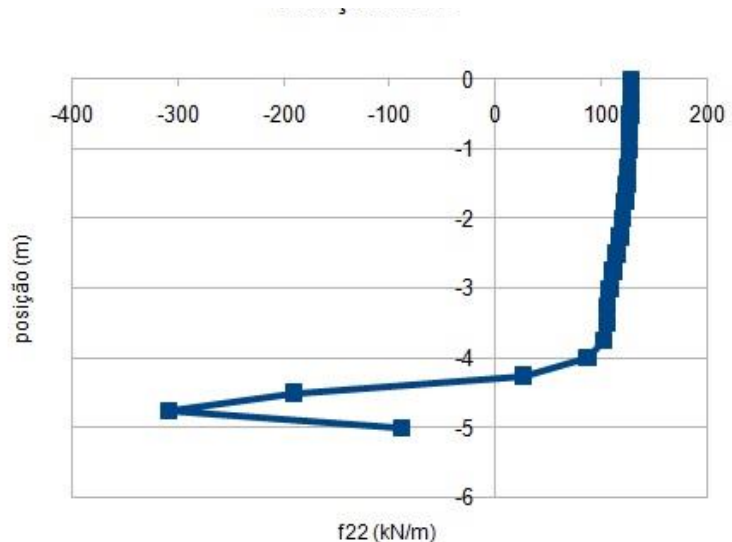


Tabela 8 - Verificação de esforço F22 ao longo de "x".

O diagrama de M22 segue o mesmo raciocínio de F22. Foi fixado “x=0” a fim de se obter o diagrama de momentos fletores de um arco no meio do vão longitudinal. Encontrada a seção crítica, analisou-se a variação dos momentos nessa seção ao longo do “eixo x”. O maior momento ocorre de fato para x=0, porém sua variação ao longo do eixo x é grande. Dessa forma, foram empregados dois espaçamentos diferentes: Na região central (-1,75m < x < 1,75m) foi adotado $\phi 12$ c/8 cm e no restante da casca $\phi 12$ c/12 cm.

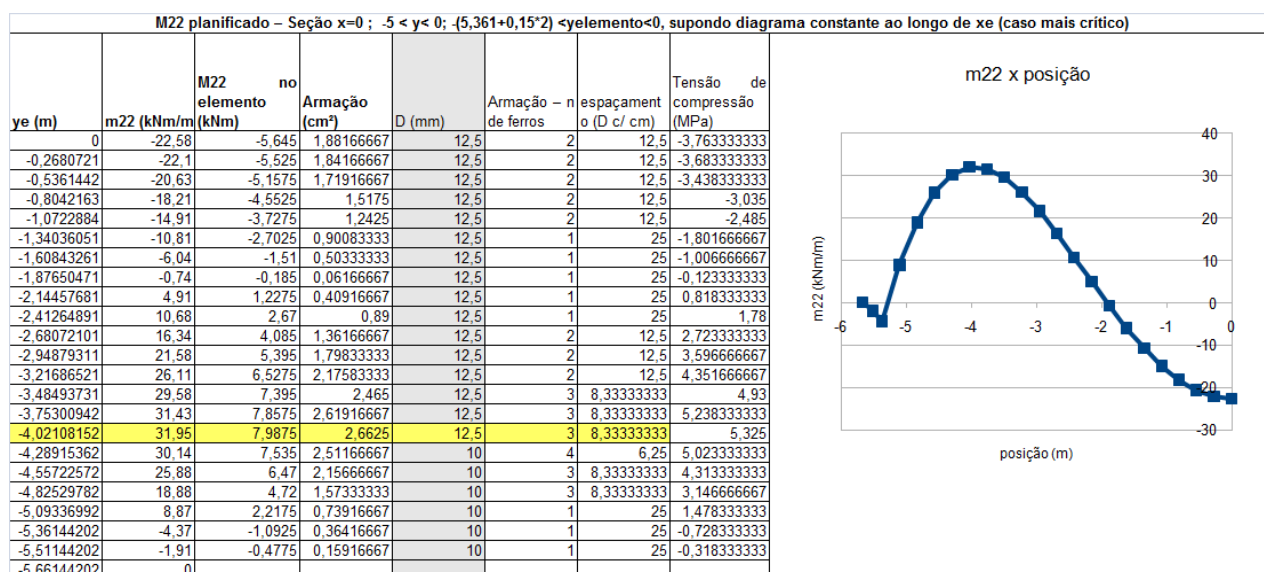


Tabela 9 - Cálculo da armação para M22.

Nota-se que as tensões de compressão no concreto são mais elevadas nesse caso.

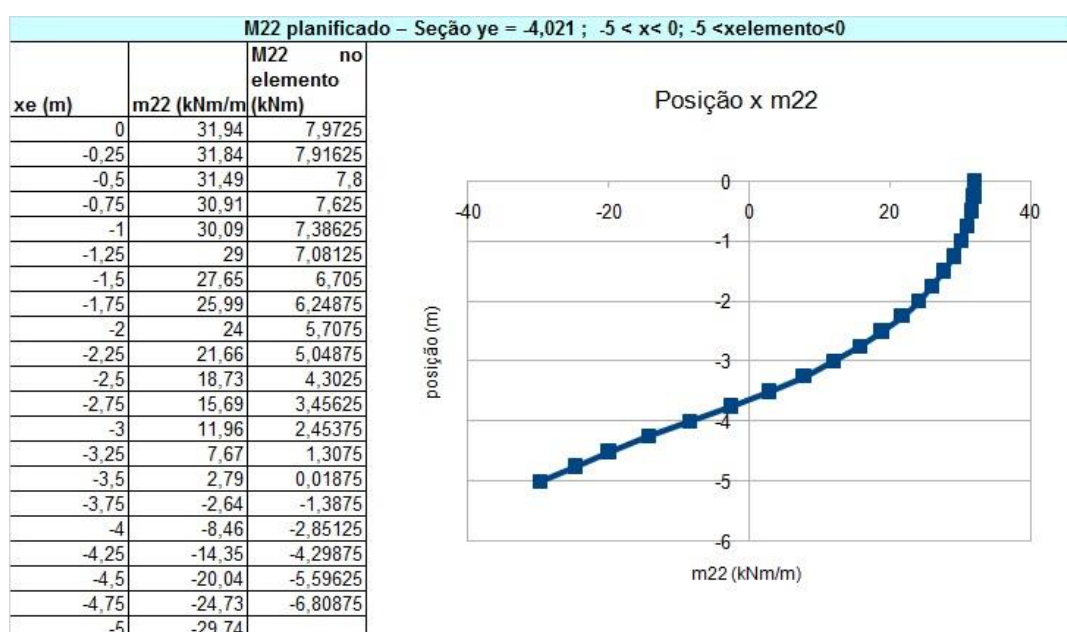


Tabela 10 - Verificação de momento M22 ao longo de "x".

Segue a tabela correspondente ao esforço F12:

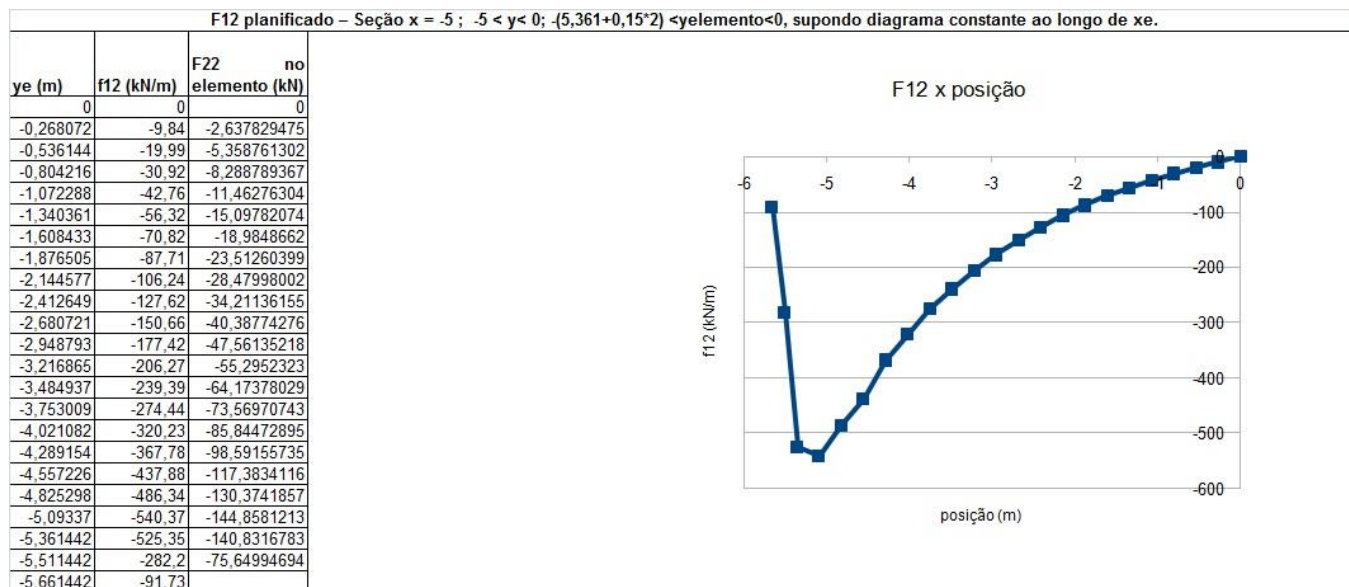


Tabela 11 - Verificação de esforços F12 na seção x= -5 m

A Figura 76 nos mostra que a força de cisalhamento aumenta substancialmente nas regiões próximas às bordas. Além desse tipo de esforço, ainda há trações inclinadas nessa mesma região, como nos mostra a IMAGEM retirada do SAP2000:

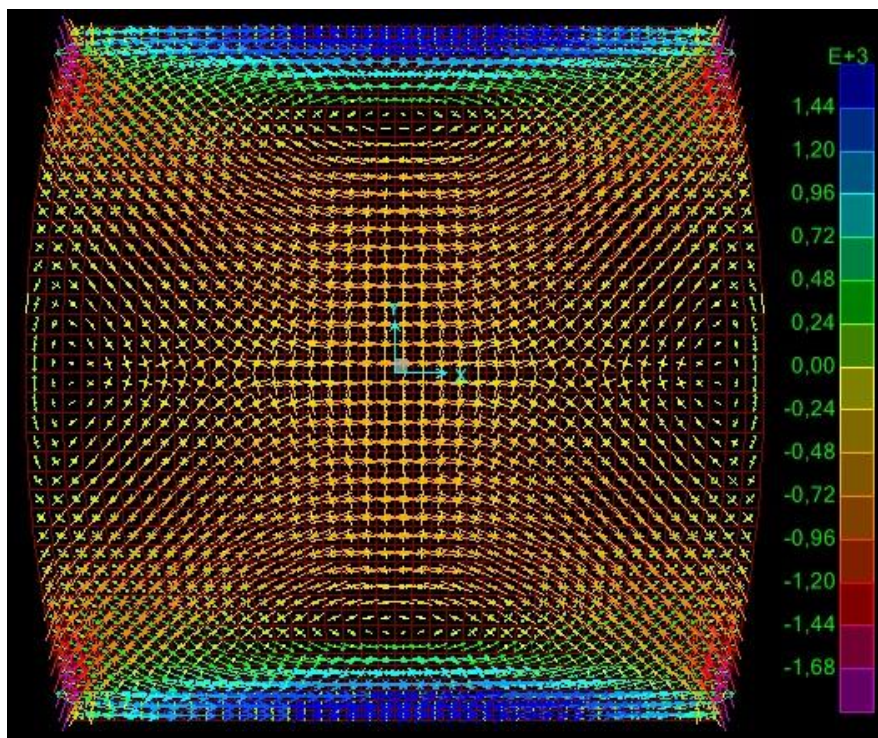


Figura 76 - Diagrama de forças máximas e suas direções e sentidos de atuação representadas em flechas (kN/m).

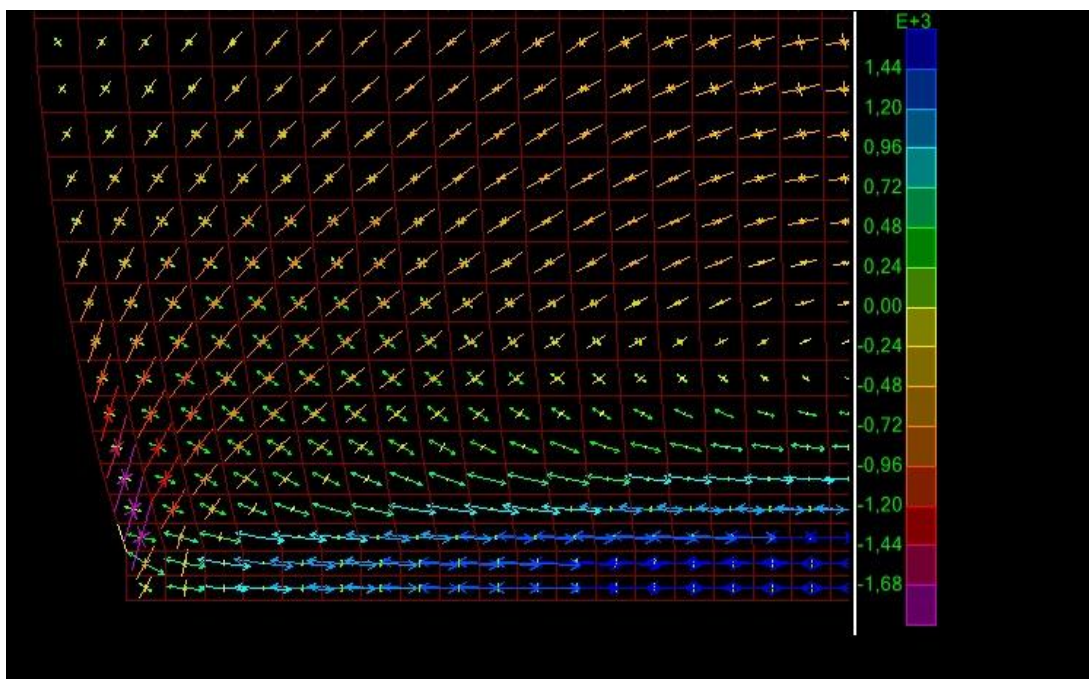


Figura 77- Diagrama de forças máximas e suas direções e sentidos de atuação representadas em flechas (kN/m) (Ampliação da extremidade).

Para resistir a esses esforços de tração, será colocada armadura simples inclinada próxima aos vértices extremos da casca. Ela foi calculada de maneira análoga a todas as outras aqui expostas. Foram definidos dois planos diagonais aos elementos finitos nos quais os esforços de tração inclinados são maiores (um partindo da extremidade e o outro a 26,8 cm da extremidade na direção x). Para esses planos foram detectados os maiores esforços de tração e o correspondente ângulo de atuação das forças. Com esses dados foi possível calcular a armadura necessária e escolher um ângulo conveniente para o alojamento (em relação ao eixo x).

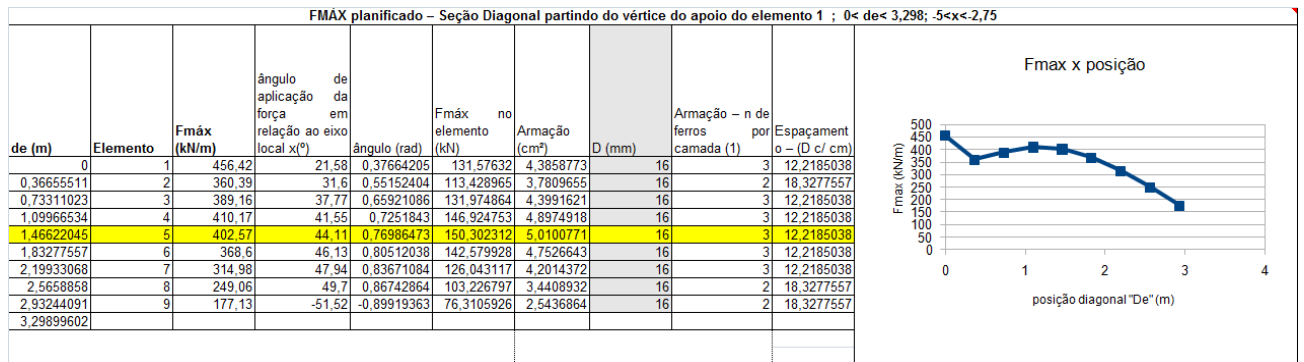


Tabela 12 - Cálculo de armação para esforço diagonal nas extremidades.

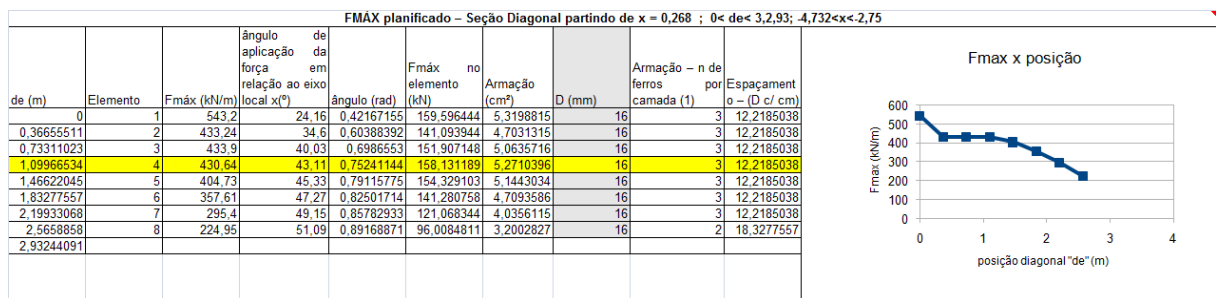


Tabela 13 - Cálculo de armação para esforço diagonal nas extremidades.

Foi então adotada armadura simples de $\phi 16$ c/12 com ângulo de 45° em relação ao eixo "x".

7.3.9. Detalhes de todas as armações

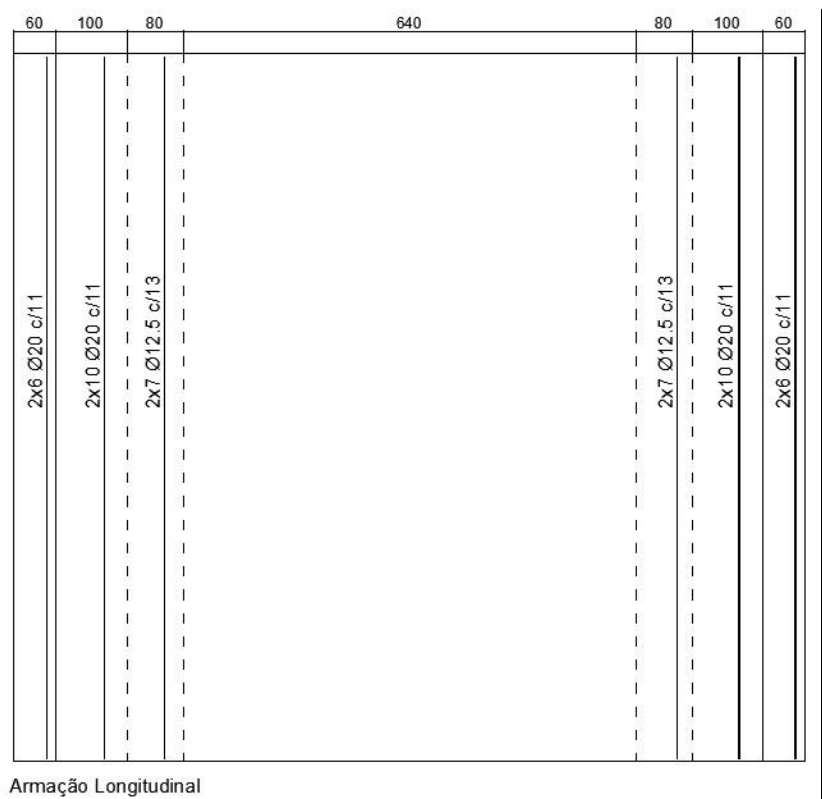


Figura 78 – Armação longitudinal da casca

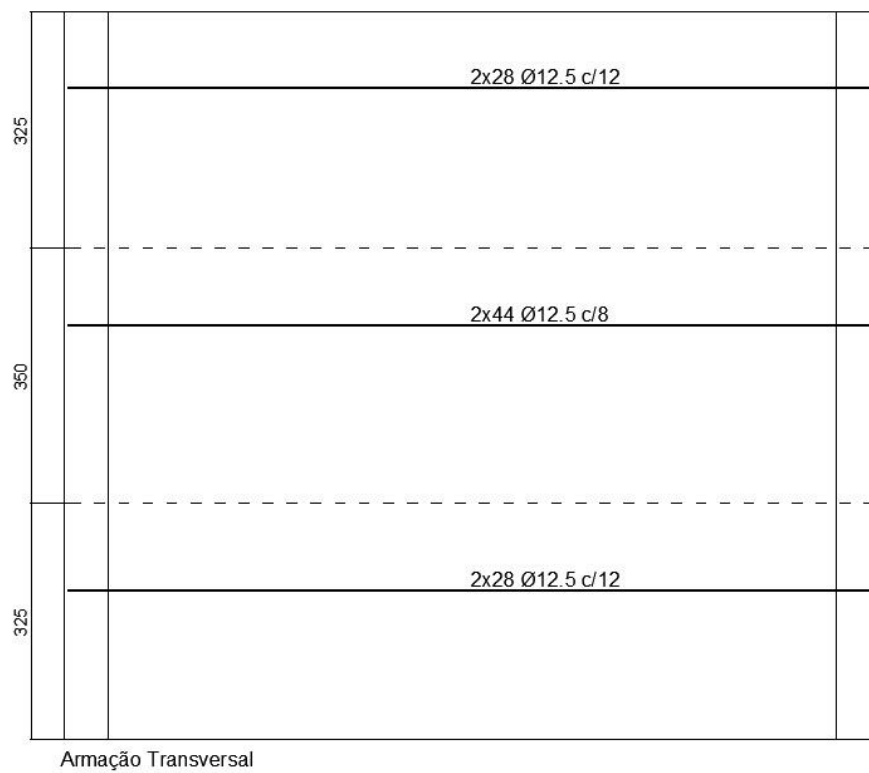


Figura 79 – Armação transversal da casca

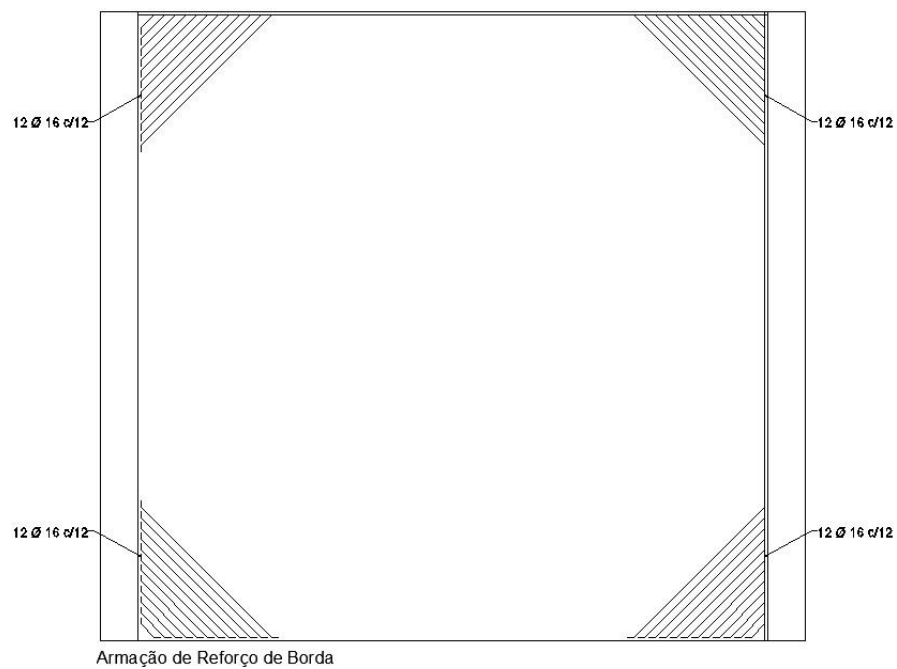


Figura 80 – Armação de reforço de borda

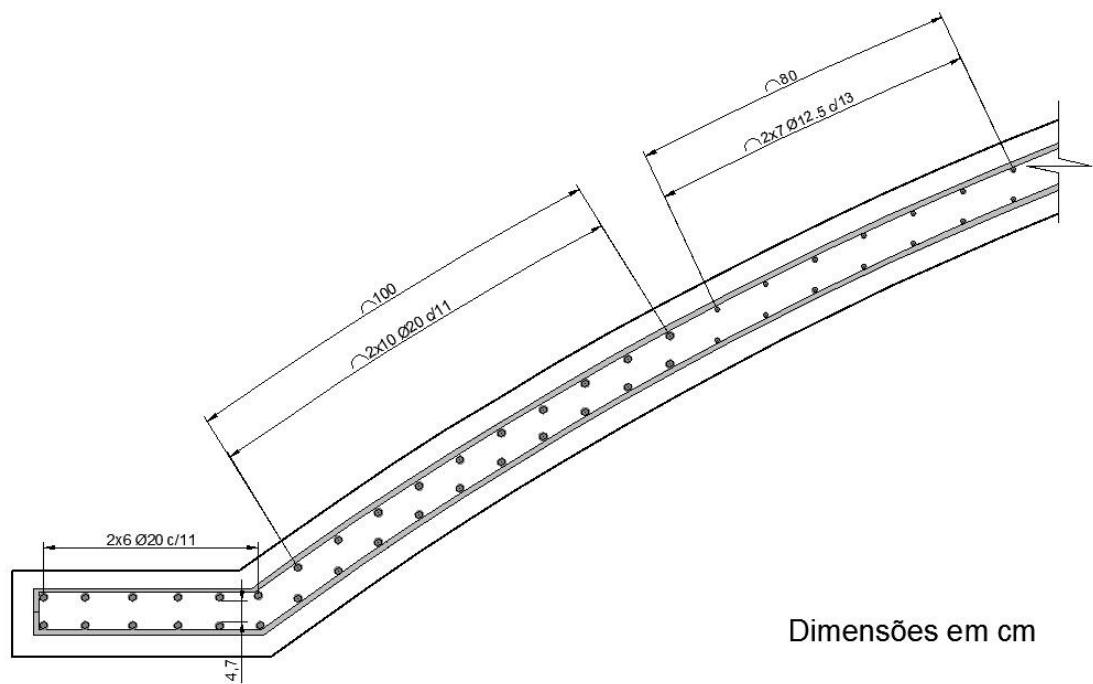


Figura 81 – Detalhe da armação na seção transversal

7.4. Sobre os Pilares

7.4.1. Sistema construtivo alternativo para os pilares

Para a otimização das sequencias de execução propostas, foi procurado um sistema construtivo alternativo para os pilares que fosse adequado a situação de vãos maiores e também promovesse vantagens comparativas frente ao método originalmente proposto, sejam elas em relação ao consumo de materiais, redução de prazos ou melhores interfaces com os outros serviços.

A execução convencional, proposta para os pilares, requer que toda a contenção tenha sido terminada, junto com seu atirantamento, que se dá concomitantemente ao aprofundamento das escavações. Após essa etapa, as fundações em blocos devem ser executadas e só aí poderão ser içadas as peças dos pilares. Ademais, pela elevada altura desses pilares frente às dimensões de sua seção transversal, vigas de travamento moldadas in loco deverão ser executadas à meia altura, devido à grande esbelteza dos mesmos, para garantir sua estabilidade à flambagem. Só depois de concluídos certo número de pilares com seu devido travamento, é que poderá se iniciar a execução das lajes de cobertura do reservatório.

Simplificadamente, a flambagem é um fenômeno que ocorre em peças submetidas a esforços de compressão axial e cuja área de seção transversal é pequena em relação a seu comprimento. A flambagem é considerada uma instabilidade elástica, assim, a peça pode perder sua estabilidade sem que o material já tenha atingido sua tensão de escoamento, sendo, portanto, um estado limite último. Este colapso se dará sempre na direção do eixo de menor momento de inércia de sua seção transversal.

A suscetibilidade da peça pode ser estimada através de seu índice de esbelteza, dado por:

$$\lambda = \frac{\ell_e}{i}$$

Com l_e sendo o comprimento equivalente ou de flambagem do elemento, que depende de suas condições de apoio, e i o raio de giração, dado por:

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

Sendo I o momento de inércia da seção na direção analisada e A , a área da seção transversal.

No caso de pilares de concreto armado, a NBR 6118:2014 permite classificá-los em 4 categorias de acordo com seu índice de esbeltez, sendo elas:

- Pilar curto: $\lambda \leq 35$;
- Pilar médio: $35 \leq \lambda \leq 90$;
- Pilar medianamente esbelto: $90 \leq \lambda \leq 140$;
- Pilar esbelto: $140 \leq \lambda \leq 200$.

Para os pilares curtos e médios, a norma permite que se sejam considerados os efeitos de segunda ordem de maneiras bastante simplificadas, utilizando-se momentos mínimos de segunda ordem. Para os pilares medianamente esbeltos ainda podem ser usadas simplificações, embora desta vez sejam um pouco mais refinadas e devem ser considerados ainda os efeitos da deformação por fluência da peça. Por fim, para os pilares esbeltos, deve ser usado o método geral, que consiste em análises não lineares mais complexas e também se devendo levar em conta a deformação por fluência.

Essas relações podem ser verificadas na Tabela 14.

λ	γ_r	Consideração dos efeitos de 2ª ordem	PROCESSO DE CÁLCULO			Consideração da fluência
			Exato	Aproximado (diagramas M, N, 1/r)	Simplificado	
$\leq \lambda_1$	1,4	dispensável	-	-	-	-
≤ 90		obrigatória	dispensável	permitido	permitido	dispensável
≤ 140					não permitido	obrigatória
≤ 200	$1,4+0,01(\lambda - 140)$		obrigatório	não permitido		
NÃO É PERMITIDO EMPREGAR $\lambda > 200$						

Tabela 14 - Resumo das verificações de efeitos de 2ª ordem (Fonte: Campos Filho, 2014).

A NBR 6118:2014 também prevê a dispensa da necessidade da análise de efeitos de 2ª ordem dependendo do índice de esbeltez limite da peça, λ_1 , que é calculo com a fórmula:

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \frac{e_1}{h}}{\alpha_b}$$

Dado que e_1/h é a excentricidade relativa e α_b uma variável que depende das condições de apoio e dos momentos aplicados nas seções de topo, centro e base da peça. Mas tal dispensa só é válida caso $35 \leq \lambda_1 \leq 90$, então só pode ser considerada para pilares curtos e médios.

No caso dos pilares originalmente propostos de seção quadrada com 60 cm de lado e apoiados sobre blocos de fundação, mas desconsiderando-se as vigas de travamento, a altura seria de 18 metros, levando a um índice de esbeltez com valor próximo de 103, sendo um pilar medianamente esbelto. Isso mostra que, embora outras análises devam ser feitas, os efeitos de segunda ordem deveriam ser considerados e, dependendo de sua magnitude, as vigas de travamento à meia

altura se tornariam indispensáveis, pois reduziriam o índice de esbeltez, aproximadamente, pela metade.

Ademais, pela localização e profundidade da obra, existe o problema de se atingir o nível do lençol freático durante sua execução. Tal condição torna necessária a execução de paredes diafragmas, contenções impermeáveis e com uso de lama bentonítica na escavação.

Tendo em vista o prazo necessário para execução desse serviço, a necessidade de montagem de formas, suas interferências com as demais atividades, a redução do volume útil do reservatório causada pela presença das vigas de travamento, bem como a presença de nível da água durante as escavações, foi proposto o estudo da utilização de estacas moldadas in loco funcionando como pilares e possuindo uma extensão enterrada que funcionaria como a fundação de fato desses elementos.

As vantagens da adoção desse sistema estariam na possibilidade de se executarem os pilares concomitantemente às contenções e antes da escavação, dispensando o uso de formas, uma vez que o próprio solo faria esse papel, e na rapidez de execução desse tipo de serviço.


Pelo fato das contenções serem em paredes diafragmas, o equipamento de escavação “clamshell” já estará presente no canteiro, bem como uma “central de lama”, portanto, uma possível opção para a execução dos pilares seria a de estacas barrete. Seu uso, entretanto, foi descartado por algumas razões básicas: suas dimensões comerciais, embora sejam capazes de resistir de maneira satisfatória às solicitações de projeto, acabam por ocupar uma parte considerável do volume interno do reservatório além de o menor barrete possível apresentar consumo razoavelmente grande de material (se comparado ao estacão) e também se observa a possibilidade de ocorrência de flambagem em pelo menos sua menor direção, sendo necessário o uso de travamentos. Esses dados podem ser verificados na Tabela 15.

Uma análise aproximada de flambagem mostra que se considerando, por exemplo, um elemento com seção de 30 cm x 250 cm, seu índice de esbeltez segundo a direção do eixo “b”, é de aproximadamente 207, já a partir da seção com dimensões de 70 cm x 250 cm o índice de esbeltez se torna aproximadamente 90,

possivelmente abolindo o uso das vigas de travamento, mas resultando em pilares de 1,75 m² de área, que já é uma dimensão muito grande para esse tipo de obra.

Levando em conta esses fatores, observa-se a perda de volume de reservação causada pelas estacas barretes e suas vigas de travamento, e que, com isso geram uma diminuição da eficiência hidráulica da obra. Além disso, criam-se também dificuldades para a circulação e deslocamento de equipamentos dentro do reservatório, tanto na fase construtiva como nas de manutenção e operação. E por fim, pela necessidade dos travamentos, também se deve pensar na possibilidade de interferências hidráulicas das arestas vivas dessa estrutura durante o enchimento do reservatório, como formação de vórtex e cavitação.

Dados para projeto



Dimensões (cm) (a x b)	Área (m²)	Perím. (m)	Cargas (tf) p/Gs		
			30 kgf/cm²	40 kgf/cm²	50 kgf/cm²
30 x 250	0,75	5,60	225	300	375
40 x 250	1,00	5,80	300	400	500
50 x 250	1,25	6,00	375	500	625
70 x 250	1,75	6,40	525	700	875
80 x 250	2,00	6,60	600	800	1000
100 x 250	2,50	7,00	750	1000	1250
120 x 250	3,00	7,40	900	1200	1500
40 x 320	1,28	7,20	384	512	640
50 x 320	1,60	7,40	480	640	800
60 x 320	1,92	7,60	960	768	768
70 x 320	2,24	7,80	896	896	1120

Tabela 15 - Dimensões comerciais de estacas barrete (Fonte:

http://www.fundesb.com.br/2009/info_paredesdiafragma.html, acessado em 01 de junho de 2014).

A outra possibilidade para estacas escavadas seria a execução de estações. Sua desvantagem está na necessidade de contratação de outro tipo de maquinário, mas, em contrapartida, traria como vantagens a menor área de seção das peças, sendo que, nesse caso, seu diâmetro comercial mínimo é de 70 cm, como verificado na tabela 2. Também existe a possibilidade da escolha de uma peça com dimensões tais que não haja a necessidade de execução de vigas de travamento, o que causaria diminuição do volume perdido dentro do reservatório, bem como as interferências dessa atividade com a escavação da vala, que dependerá somente da execução e travamento das contenções.

Segundo Alonso (1989) em situações em que se tem uma peça parcialmente enterrada em solos granulares ou argilas normalmente adensadas, para os cálculos de flambagem deve-se adotar uma peça equivalente com comprimento total L_e , que depende do comprimento livre da peça, da parcela enterrada e da rigidez equivalente entre o solo e a estrutura, como é apresentado na Figura 82. Após a definição do comprimento total equivalente, procede-se ao cálculo do comprimento de flambagem, que vai depender das condições de apoio da peça, como já explanado.

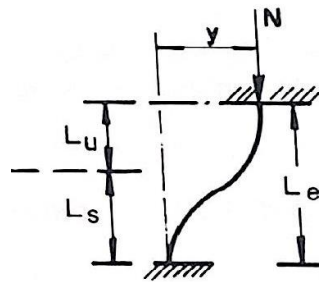


Figura 82 - Definição do comprimento total equivalente (Fonte: Alonso, 1989)

L_u representa o comprimento real livre da peça e L_s , um comprimento enterrado fictício, que depende do comprimento enterrado real e da interação entre o solo e a estrutura, representada pela rigidez equivalente. L_s pode ser obtido pelas fórmulas que seguem:

$$L_s \cong 1.8 T$$

$$T = \sqrt[5]{\frac{E.I'}{\eta_h}}$$

Em que T é a rigidez equivalente entre o solo e a estrutura, EI representa a rigidez da estrutura e η_h , o coeficiente de reação horizontal do solo, que depende do tipo de solo em que a estrutura se encontra e cuja unidade na fórmula é MN/m^3 .

A única restrição desse método é que o comprimento enterrado real seja maior que quatro vezes o valor de T , previamente definido. Isso porque, a partir de tal comprimento, fica garantido o comportamento físico apropriado para a aplicação da fórmula.

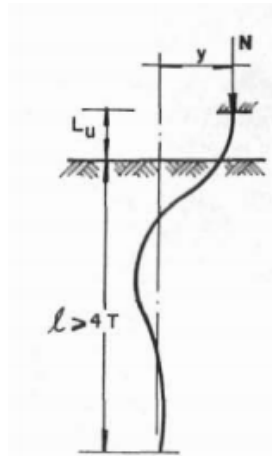


Figura 83 – Limitação para o cálculo do comprimento equivalente (Fonte: Alonso, 1989)

Numa avaliação expedita, apenas considerando-se o comprimento livre de 18 m do pilar, verifica-se que com diâmetro de 80 cm a peça já se encontraria dentro da classificação de pilares médios, com índice de esbeltez de 90, sendo desnecessária a execução de travamentos. Mas, como ainda se sabe qual será o L_s que deverá ser acrescido aos 18 metros, ao se escolher o diâmetro comercial 100 cm, existe a possibilidade de se chegar a um comprimento de flambagem de até aproximadamente 23 metros, que se estima ser suficiente para a estrutura em questão.

Em comparação com a estaca barrete, a seção que apresenta um comportamento similar com relação à flambagem, apresenta área cerca de 3 vezes maior do que a do estacão, o que acarretaria em um consumo desnecessário de material, bem como grande perda da área útil do reservatório quando se considera a totalidade dos pilares que devem ser executados.

Dados para projeto						
Ø (cm)	Área (m²)	Perím. (m)	Distância mín. entre eixos (cm)	Cargas (tf) p/Gs		
				40 kgf/cm²	50 kgf/cm²	60 kgf/cm²
70	0,385	2,20	140	154	192	231
80	0,502	2,57	160	201	251	302
90	0,636	2,83	180	255	318	382
100	0,785	3,14	200	314	393	471
110	0,950	3,46	220	380	475	570
120	1,131	3,787	240	452	556	679

Tabela 16 - Dimensões comerciais de estações (Adaptado de Fundesp, 2014).

7.4.2. Estacas de grande diâmetro (Estações)

Segundo DER (2006), estacas de grande diâmetro são estacas escavadas, moldadas in loco, cujos furos são estabilizados através da introdução progressiva de lama bentonítica e com concretagem submersa.

Os processos de execução usuais das estacas escavadas podem ser divididos em três atividades elementares, sendo elas: 1) a escavação do terreno até a cota de projeto com preenchimento da perfuração com lama bentonítica; 2) colocação da armadura (quando necessária); 3) concretagem submersa realizada de baixo para cima.

As vantagens normalmente associadas a esse tipo de fundação são: a ausência de vibração durante sua execução, a capacidade de resistir a cargas bastante elevadas, a possibilidade de se atingir grandes profundidades (até 80 metros, em alguns casos), o fato de apresentar versatilidade quanto ao tipo de solo e condições de nível d'água onde pode ser utilizada (inclusive conseguindo atravessar matacões e ser um serviço de relativamente simples) e rápido de ser executado (Fundesp, 2014).

7.4.2.1. Recomendações da NBR 6122:1996

Capacidade de carga

A norma separa as estacas em dois grupos para tratar desse assunto:

- Estacas com a ponta apoiada em solo: Nesse caso, a resistência mobilizada pelo atrito lateral do fuste não pode ser menos que 80% da carga de trabalho da estaca e a resistência total do elemento de fundação não pode ser inferior ao dobro da carga de trabalho da estaca;
- Estacas com a ponta apoiada em rocha: Nesse caso, podendo se garantir o contato efetivo entre a ponta da estaca e o maciço rochoso, toda resistência do elemento de fundação pode ser

advinda da resistência de ponta, desde que seja usado um coeficiente de segurança de, pelo menos, 3.

Ademais, a norma estabelece que o fator de redução de resistência da seção de concreto, γ_c , seja de 1,9, devido às condições sob as quais se dá a concretagem. Para o aço utiliza-se γ_s de 1,15.

Concreto

Nesse item, as principais recomendações da NBR 6122:1996, são:

- Consumo de cimento não inferior a 400 kg/m³;
- Abatimento ou *slump* igual a (200 ± 20) mm;
- Diâmetro máximo do agregado não superior a 10% do diâmetro interno do tubo tremonha;
- Concreto com resistência característica, f_{ck} , mínima de 20 Mpa.

Armadura

A norma de projeto e execução de fundações diz que caso a tensão média de compressão for inferior a 5 MPa, a armação é desnecessária. Já se a tensão de média compressão for maior que esse valor ou se houver solicitação da estaca à tração, a armadura do elemento deve ser dimensionada segundo a norma NBR 6118:2014, Projeto de Estruturas de Concreto.

De maneira resumida, a NBR 6118:2014, no que se refere ao detalhamento da armadura longitudinal de pilares, estabelece que a taxa geométrica mínima de armadura permitida equivale a 0,4% da área bruta de concreto do elemento e a taxa máxima, de 8% mas nisso incluindo a sobreposição das barras nas zonas de transpasse. Portanto, nas regiões fora das emendas por transpasse, a taxa de armadura longitudinal fica igual a 4%.

O diâmetro das barras deve se situar entre 10 mm e um oitavo da menor dimensão da seção do pilar. Sua disposição deve se dar ao redor da periferia da

seção, com espaçamento pelo menos igual ao menor dos seguintes valores: 20 mm, a medida do diâmetro da barra utilizada (ou do feixe de barras, se for esse o caso) ou 120% do diâmetro máximo do agregado utilizado na mistura do concreto devendo, contudo, ser menor ou igual a duas vezes a menor dimensão do pilar, sem exceder a 400 mm.

O cobrimento mínimo também fica estabelecido no item 7 da norma, onde são definidos os parâmetros para se assegurar a durabilidade das estruturas de concreto armado, relacionando-o com a agressividade do ambiente, a qualidade do concreto e a tolerância executiva desse cobrimento, devendo ser de, no mínimo, 10mm. As tabelas 4 e 5 mostram os tipos de agressividade ambiental e como este se relaciona com o traço e a resistência do concreto.

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Frac	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{1), 2)}	Pequeno
III	Forte	Marinha ¹⁾	Grande
		Industrial ^{1), 2)}	
IV	Muito forte	Industrial ^{1), 3)}	Elevado
		Respingos de maré	

¹⁾ Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

²⁾ Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) em: obras em regiões de clima seco, com umidade relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos, ou regiões onde chove raramente.

³⁾ Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Tabela 17 - Classes de agressividade ambiental (Fonte: NBR 6118:2014).

Concreto	Tipo	Classe de agressividade			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	$\leq 0,65$	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,45$
	CP	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,50$	$\leq 0,45$
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	$\geq C20$	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C40$
	CP	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C35$	$\geq C40$
NOTAS 1 O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655. 2 CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado. 3 CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.					

Tabela 18 - Relação entre agressividade ambiental e qualidade do concreto (Fonte: NBR 6118:2014).

O valor do cobrimento deve ser pelo menos, o maior dos seguintes valores: o diâmetro da barra da armadura longitudinal (ou feixe de barras) ou 50% do diâmetro da barra da armadura transversal.

A tabela a seguir ilustra resumidamente os cobrimentos mínimos necessários para cada tipo de elemento em cada uma das classes de agressividade ambiental.

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental			
		I	II	III	IV ³⁾
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje ²⁾	20	25	35	45
	Viga/Pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo ⁴⁾	30		40	50
Concreto protendido¹⁾	Laje	25	30	40	50
	Viga/Pilar	30	35	45	55

¹⁾ Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.

²⁾ Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento tais como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos, e outros tantos, as exigências desta tabela podem ser substituídas pelo item 7.4.7.5 respeitado um cobrimento nominal ≥ 15 mm.

³⁾ Nas faces inferiores de lajes e vigas de reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

⁴⁾ No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

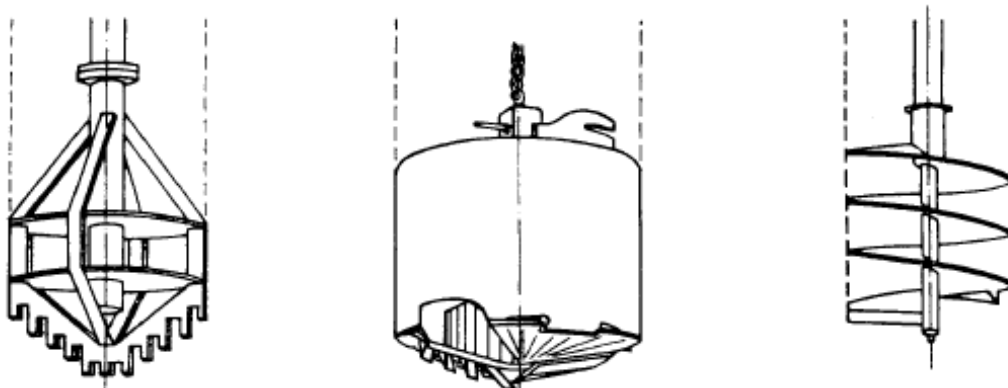
Tabela 19 - Cobrimento mínimos para cada classe ambiental (Fonte: NBR 6118:2014).

A norma também faz referências quanto à armadura transversal e proteção das barras contra a flambagem, mas, como nesse momento será feito apenas uma verificação da capacidade de carga da estrutura proposta, esses itens serão deixados para a etapa seguinte, na qual será feito o detalhamento das armaduras.

7.4.2.2. Execução

O equipamento utilizado para escavação consiste basicamente de uma mesa rotativa acoplada a uma haste telescópica, normalmente a “Kelly-bar”, que transmite seu torque para a cabeça de perfuração, localizada em sua extremidade livre.

A peça de perfuração pode variar de acordo com o tipo de solo a ser escavado, existindo três tipos principais: coroa, caçamba ou trado (Melhado et al., 2002), como disposto na Figura 84. A mesa rotativa normalmente é instalada em um guindaste de esteiras, permitindo sua rápida locação no terreno.



*Figura 84 - Exemplos de ferramentas de corte. Coroa, caçamba e trado, respectivamente.
(Adaptado de Melhado et al, 2002).*

Como esse tipo de estaca pode atingir grandes profundidades, inclusive ultrapassando os limites do lençol freático, existe o risco de desmoronamento das paredes do furo.

Para contornar tal problema, faz-se a escavação do furo na presença da lama bentonítica, que é um elemento que exerce pressão sobre as paredes do furo que impede o desmoronamento, formando uma película impermeável denominada "cake", a qual dispensa o uso de revestimentos. Esse desempenho é garantido desde que seguidas as premissas básicas de que a pressão hidrostática da lama no interior da escavação seja superior à exercida externamente pelo lençol e a granulometria do terreno seja tal que possa impedir a dispersão da lama, caso contrário a água do lençol entraria na escavação, carreando partículas de solo das paredes do furo consigo, causando sua cedência (Fundesp, 2014b).

Após o término da perfuração, é executada a limpeza do furo e a troca/tratamento da lama, podendo-se colocar a armadura dentro da vala utilizando-se o próprio guindaste da perfuratriz, devendo o projeto da armadura prever reforços de enrijecimento para que a peça resista ao içamento.

Com a correta inserção da armadura, deve-se proceder à concretagem da estaca, que deve ser executada de baixo para cima e de modo contínuo para garantir uma boa aderência entre o fuste e o terreno. Os equipamentos principais utilizados são um tubo central ao furo, uma tremonha para alimentação a alimentação do concreto e um êmbolo colocado na extremidade inferior do tubo central previamente ao início da concretagem, de modo que, ao ser empurrado pelo

concreto descendente, expulsa lama bentonítica da escavação, evitando que essa se misture ao concreto recém-lançado.

Após o término dessas atividades executa-se o arrasamento da estaca e, posteriormente, seu acabamento, deixando-a pronta para sua ligação com a estrutura. A seguir será apresentada uma descrição esquemática desse processo (Adaptado de Geosonda, 2014):

- Escavação de poço com cerca de 2 metros de profundidade e colocação de uma camisa-guia de aço para proteção do topo da escavação;
- Escavação da estaca até a profundidade de projeto, mantendo o furo cheio de lama bentonítica a fim de estabilizar as paredes da escavação;
- Limpeza do fundo da escavação, troca da lama e colocação da armadura;
- Lançamento do concreto, de baixo para cima, através de tubos de concretagem;
- Término da estaca com possibilidade de recuperação da camisa-guia.

As Figuras 85 e 86 ilustram tal processo:

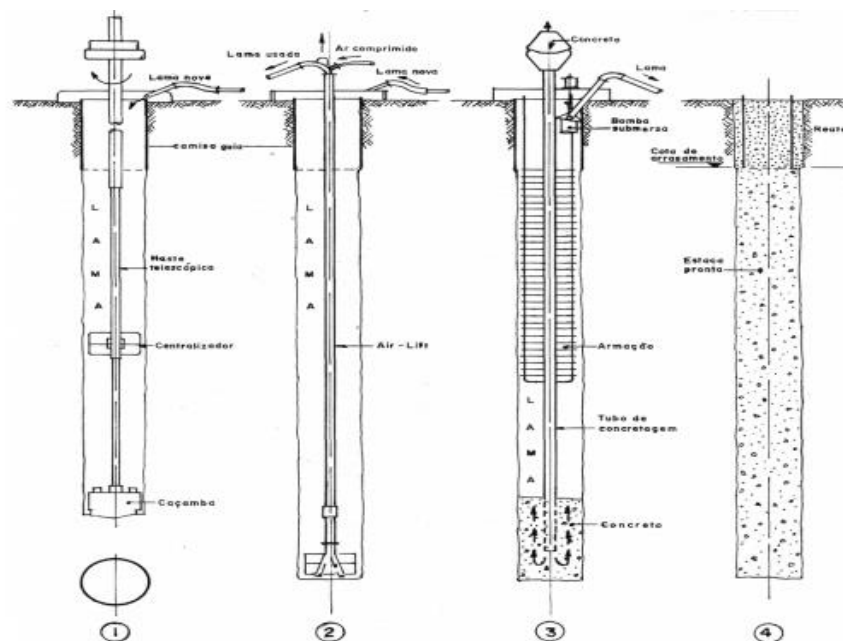


Figura 85 - Execução de uma estaca escavada. (1):Execução do furo;(2):Limpeza do furo e troca da lama;(3): Armadura colocada e execução da concretagem;(4):Estaca pronta.

(Adaptado de Geosonda, 2014).

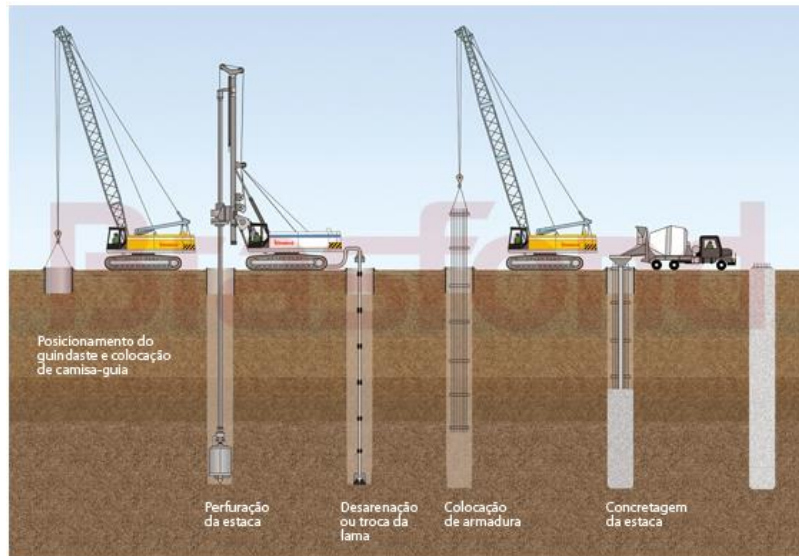


Figura 86 - Execução esquemática de um estaca. (Fonte: <http://www.brasfond.com.br/fundacoes/egdiametro.html>, acessado em 01 de junho de 2014).

7.4.3. Dimensionamento como estaca

7.4.3.1. Método de cálculo escolhido

Para o cálculo do comprimento necessário da parcela das estacas que funcionará como fundação de fato será utilizado o método Décourt-Quaresma, após sua revisão por Décourt em 1996, quando foram introduzidos fatores extras para tornar o método aplicável ao cálculo de estacas escavadas com lama bentonítica.

Esse método foi escolhido, pois além de ter sido adaptado para o cálculo de estacões, não depende de uma classificação minuciosa do tipo de solo local, dependendo somente do tipo de estaca, do NSPT do solo e de uma classificação expedita do solo, apenas sendo necessário sua classificação entre 4 tipos principais: argila, silte argiloso, silte arenoso ou areia.

O método diz que a capacidade de carga de um elemento de fundação por estacas pode ser dividida em duas parcelas, uma devido à resistência de ponta da estaca e a outra ao atrito lateral da estaca, definidas como se segue:

$$R_{ponta} = \alpha C N_p A_p$$

$$R_{lateral} = \beta 10 \left(\frac{N_l}{3} + 1 \right) UL$$

Na parcela referente à ponta, tem-se que N_p é o NSPT médio das camadas de solo onde a ponta da estaca se apoia e das imediatamente superior e inferior, A_p é área da ponta da estaca, C é um coeficiente característica do tipo de solo e α , um coeficiente que depende do tipo da estaca e do tipo de solo. E na que diz respeito à resistência lateral, N_l é o NSPT médio ao longo do comprimento da estaca, U é o perímetro da estaca, L é seu comprimento e β , um coeficiente análogo a α . Os valores dos coeficientes utilizados podem ser obtidos das Tabelas 20,21 e 22, que seguem:

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

Tabela 20 - Tabela para definição de C (Fonte: Cintra et al.,1999)

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

* valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis

Tabela 21 - Tabela para definição de α (Fonte: Cintra et al., 1999)

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

* valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis

Tabela 22 - Tabela para definição de β (Fonte: Cintra et al., (1999)

O valor de N_t possui limitações para ser válida a aplicação do método, devendo ser menor do que 50 para estacas de deslocamento e estacas escavadas com bentonita e menor do que 15 para estacas Strauss e tubulões a céu aberto, devendo-se excluir quando de seu cálculo o NSPT das camadas de solo onde a ponta da estaca se apoia e das imediatamente superior e inferior.

Os autores também propõem fatores de segurança alternativos aos indicados na NBR 6122, definindo a carga admissível como:

$$P_a = \frac{R_{ponta}}{4} + \frac{R_{lateral}}{1,3}$$

Que deve ser comparada com as limitações já citadas fornecidas pela norma, que, para uma estaca escavada que desenvolve atrito lateral, se resumem em:

$$P_a = \frac{R_{ponta} + R_{lateral}}{2}$$

E, por fim, o valor encontrado para P_a deve ser menor do que a resistência estrutural da estaca, definida de maneira expedita nos manuais de fornecedores, como foi ilustrada na Tabela 16.

7.4.3.2. Premissas adotadas e resultados

Para a utilização correta de qualquer método de cálculo de fundações deve-se, inicialmente, classificar o solo do local de implantação de maneira apropriada para que posteriormente os parâmetros inseridos nos cálculos sejam os mais adequados ao problema. A classificação geológico/geotécnica do local, bem como exemplos das sondagens SPT utilizadas e o mapa de sua locação são apresentados ao final desse trabalho, no Anexo 1.

Pelo fato da fundação possuir cota de arrasamento no fundo do reservatório, com nível já muito inferior ao nível do terreno do local, sendo executada após grandes escavações, o solo encontrado foi um silte arenoso compacto a muito compacto apresentando inclusive alterações de rocha. Também, por esse motivo, toda estaca será considerada contida em uma camada de solo homogêneo, com características constantes.

A carga em cada um das estações será considerada como a sobre carga, o peso do aterro e o peso próprio de uma casca inteira, pois, considerando-se um pilar em cada canto da casca, pelo conceito das áreas de influência, cada pilar receberá o quinhão de cargas referente a um quarto da carga das quatro lajes em seu entorno, logo, de uma casca inteira. Somado a isso também há o peso próprio da estaca. Por simplicidade, todas as solicitações serão consideradas como características, sendo sua maior parte é composta por carregamentos permanentes e não se julgando necessário maiores detalhamentos em suas combinações de cálculo nesse momento.

Um esquema simplificado das áreas de influência sobre pilares de concreto está representado na Figura 87.

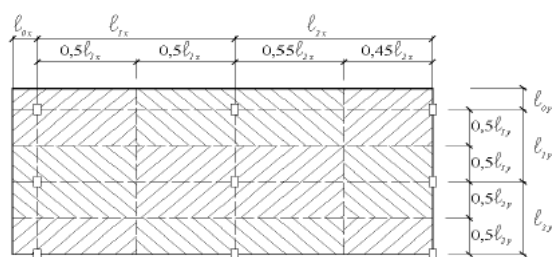


Figura 87 – Esquema de áreas de influência em pilares de C.A. (Fonte: Pinheiro, L. M. Fundamentos do Concreto e Projeto de Edifícios. Notas de Aula – Estruturas de Concreto, EESC. 2009)

Para a definição do comprimento mínimo da estaca, será definida a carga sobre a estrutura e sua capacidade de suporte em função deste, posteriormente as funções serão igualadas, assim obtendo-se tal comprimento. O resumo dos parâmetros adotados e os resultados obtidos serão apresentados nas Tabelas 23, 24 e 25:

Parâmetros	
C	250 kPa
α	0,6
β	0,75
NSPT	52
Carga	$3296 + 25 \cdot (L + 18)$ (kN)

Tabela 23 – Resumo dos parâmetros utilizados

R_{ponta} (kN)	R_{lateral} (kN)	$(R_{\text{ponta}}/4) + (R_{\text{lateral}}/1,3)$ (kN)	$(R_{\text{ponta}} + R_{\text{lateral}})/2$ (kN)
6123	$432 \cdot L$	$1530,75 + 332,3 \cdot L$	$3061,5 + 216 \cdot L$

Tabela 24 – Capacidade de carga em função do comprimento

Caso	Comprimento mínimo (m)
$(R_{\text{ponta}}/4) + (R_{\text{lateral}}/1,3)$ (kN)	7,5
$(R_{\text{ponta}} + R_{\text{lateral}})/2$ (kN)	4

Tabela 25 – Cálculo do comprimento mínimo para cada possibilidade de carga admissível

Definidos os comprimentos necessários para cada caso de análise de carga admissível, pode-se escolher o comprimento da estaca e efetuar os cálculos finais. Os resultados obtidos compõem a Tabela 26, a seguir.

L (m)	Carga (kN)	R_{ponta} (kN)	R_{lateral} (kN)	$(R_{\text{ponta}}/4) + (R_{\text{lateral}}/1,3)$ (kN)	$(R_{\text{ponta}} + R_{\text{lateral}})/2$ (kN)	P_{adm} (kN)
7,5	3934	6123	3240	4023	4682	4023

Tabela 26 – Resultados

7.4.3.3. Definição do comprimento de flambagem equivalente

Com o comprimento da estaca (parte enterrada do estacão) o cálculo do comprimento equivalente de flambagem já é possível, necessitando-se apenas da definição do coeficiente de reação horizontal para o solo em questão. Essa definição pode ser bastante complexa, variando bastante de acordo com cada autor, a seguir são representadas duas tabelas distintas e que ilustram essa variabilidade:

Relative density	Loose	Medium dense	Dense
n_h for dry or moist soil (Terzaghi) = MN/m ³ tons/ft ³	2.5 7	7.5 21	20 56
n_h for submerged soil (Terzaghi) MN/m ³ tons/ft ³	1.4 4	5 14	12 34
n_h for submerged soil (Reese <i>et al.</i>) MN/m ³ tons/ft ³	5.3 15	16.3 46	34 96

Tabela 27 – Valores para o coeficiente de reação horizontal (Fonte: Tomlinson, 1969)

Compacidade da areia ou consistência da argila	Valor de η_h (MN/m ³)	
	Seca	Submersa
Areia fofa	2.6	1.5
Areia medianamente	8.0	5.0
Areia compacta	20.0	12.5
Silte muito fofo	—	0.1 a 0.3
Argila muito mole	—	0.55

Tabela 28 – Valores para o coeficiente de reação horizontal (Fonte: Alonso, 1989)

Com base em dados obtidos nas pesquisas bibliográficas realizadas pelo grupo e levando-se em conta os parâmetros pertinentes para o tipo do solo do local da obra, foi escolhido o valor de 12 MN/m³ para o coeficiente de rigidez lateral, η_h .

Assim, tem-se:

$$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{\eta_h}}$$

$$T = \sqrt[5]{\frac{21000 \times 0,0491}{12}} \rightarrow T \cong 2,44 \text{ m}$$

$$L_s = 1,8 \times T \rightarrow L_s \cong 4,4 \text{ m}$$

$$4 \times T = 9,76 \text{ m}$$

Como para a validade da fórmula apresentada, o estacão deve ter comprimento enterrado maior que 9,76 m (para assim apresentar o comportamento

físico adequado, de estaca longa) e o comprimento necessário obtido para resistir às solicitações é menor que esse valor, será adotado o valor de 10 metros para a estaca, permitindo assim a correta análise de sua influência sobre a flambagem da estrutura, bem como possibilitando que a mesma apresente resposta estrutural adequada frente à possíveis sobrecargas não previstas em projeto.

Com esse valor, já é possível se obter o comprimento de flambagem equivalente:

$$L_e = 18 + 4,4$$

$$L_e = 22,4 \text{ m}$$

E a carga efetivamente resistida pela estaca será de 4854 kN, havendo pouco aumento de carga devido ao comprimento extra, passando de 3934 para 3996 kN.

Pelas análises anteriormente efetuadas, sabe-se que com esse comprimento de flambagem o pilar se enquadrará na categoria de pilar médio. Análises mais completas sobre a flambagem da peça serão feitas no item que se segue.

7.4.4. Dimensionamento como pilar

7.4.4.1. Generalidades

Nesse item será efetuado o dimensionamento da parte do estacão que servirá como o pilar da obra e, para tanto, algumas considerações devem ser feitas:

- O fator primário para a escolha do diâmetro da seção será a não necessidade de vigas de travamento, assim será usado inicialmente o menor diâmetro que resultar em um índice de esbeltez menor ou igual a 90, classificando o pilar como pilar médio, segundo a NBR 6118:2014;
- A peça será calculada considerando-se a seção de maior altura da estrutura, 18m;
- A peça terá seção circular e distribuição simétrica de armadura ao longo de seu perímetro;

- A peça será dimensionada à flexão-composta normal, devido à dupla simetria das suas seções de concreto e de aço;
- A agressividade do meio será admitida como sendo de nível 1 (fraca) e assim o cobrimento mínimo utilizado será o de 5 cm, que inclusive está de acordo com os manuais de execução de estações, como os da Geosonda (2014) e Fundesp (2014);
- Será feita a análise para concreto com f_{ck} de 20 e 30 Mpa e com as taxas geométricas de armadura de 0,4, 1% e 2%;
- O fator de redução de resistência do concreto utilizado será de 1,9, pois, embora essa parte da peça será considerada como pilar, sua execução será como a de uma estaca.

7.4.4.2. Escolha da seção

A partir dos diâmetros comerciais fornecidos na tabela 3, serão analisadas as seções em relação ao índice de esbeltez, buscando manter o pilar dentro da classificação de pilares curtos.

Novamente, o cálculo do índice de esbeltez, λ , é dado por:

$$\lambda = \frac{\ell_e}{i}$$

Com o comprimento equivalente (ℓ_e) dependente de suas condições de apoio, e i é o raio de giração:

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

Sendo que I é o momento de inércia da seção na direção analisada e A , a área da seção transversal.

Para o comprimento equivalente, será considerada a própria altura do vão somado ao comprimento L_s que foi definido na etapa anterior (dimensionamento da

estaca), sendo considerado como um elemento biarticulado, consideração usual na prática atual de dimensionamento de pilares de concreto armado.

Contudo para que essa hipótese seja válida, deverão ser discutidos e definidos os detalhes construtivos que garantam as condições de vínculo necessárias às peças. A figura a seguir mostra os comprimentos usuais de flambagem, de acordo com as condições de vínculo dos elementos.

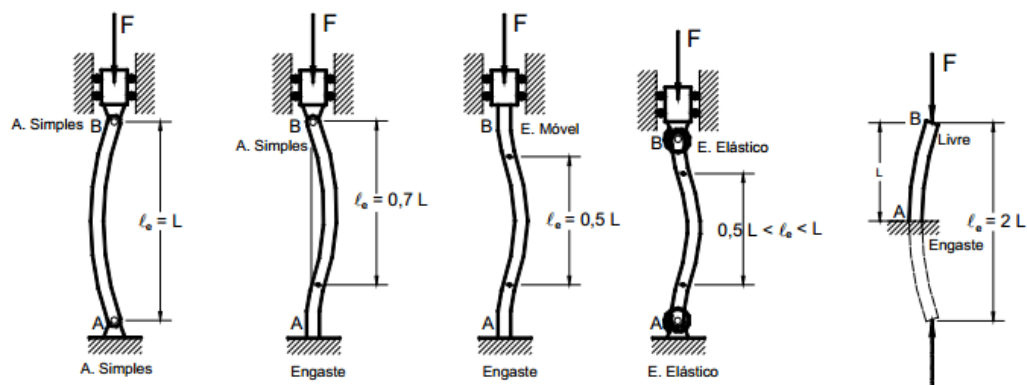


Figura 88 - Comprimentos equivalentes (Fonte: Bastos, 2005).

A Tabela 29 mostra os resultados dos cálculos dos índices de esbeltez das peças partindo do diâmetro de 70 cm e já considerando o L_s no comprimento de flambagem.

Diâmetro (cm)	Comprimento equivalente (m)	Área (m ²)	Momento de inércia (m ⁴)	Raio de giração (m)	Índice de esbeltez
70	22,4	0,385	0,0118	0,175	129
80	22,4	0,502	0,0201	0,2	113
90	22,4	0,636	0,0322	0,225	100
100	22,4	0,785	0,0491	0,25	90

Tabela 29 - Cálculos para escolha da seção

Pelos cálculos realizados, a seção com 100 cm de diâmetro é adequada, pois possibilita sua execução sem vigas de travamento e sem causar consumo desnecessário de concreto, confirmando assim as considerações feitas previamente.

7.4.4.3. Definição da armadura longitudinal

Nesse item serão escolhidos os arranjos das armaduras para a seção escolhida no item anterior, com diâmetro de 100 cm e área de 0,785 m², mantendo os limites estabelecidos pela NBR 6118:2014:

$$\phi_{\ell} \begin{cases} \geq 10 \text{ mm} \\ \leq \frac{b}{8} \end{cases} \quad e_{\min} \geq \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ \phi_{\ell}, \phi_{\text{feixe}} \\ 1,2 d_{\text{máx. agreg}} \end{cases} \quad e_{\max} \leq \begin{cases} 2 b \\ 40 \text{ cm} \end{cases}$$

Com ϕ_{ℓ} e ϕ_{feixe} sendo os diâmetros das barras ou feixes da armadura longitudinal, respectivamente. e_{\min} e e_{\max} são os espaçamentos mínimo e máximo, respectivamente, b é a menor dimensão da peça e $d_{\text{máx. agreg.}}$, o diâmetro máximo do agregado usado no concreto. O cobrimento utilizado será o de 5 centímetros, como já foi antes discutido.

Será considerada, de maneira simplificada, que a altura útil da peça, em todos os casos, seja 90% de sua altura, totalizando 90 centímetros. Dessa maneira, fica garantido o cobrimento requerido, mesmo levando-se em conta o espaço ocupado pelas barras da armadura longitudinal e da armadura transversal, que serão definidas em item subsequente.

Nas Tabelas 30, 31 e 32 serão mostrados os dados gerais desses arranjos para depois serem efetuados os cálculos da resistência dos pilares.

Taxa geométrica de armadura = 0,4% da área bruta da seção						
Área de aço na seção (cm ²) = 31,4						
φ (mm)	10	12,5	16	20	25	32
Área da barra (cm ²)	0,8	1,25	2	3,15	5	8
nº de barras	39	25	16	10	6	4
Espaçamento (cm)	7,2	11	18	28	45	72

Tabela 30 - Arranjo para 0,4% de armadura

Taxa geométrica de armadura = 1% da área bruta da seção						
Área de aço na seção (cm ²) = 78,5						
φ (mm)	10	12,5	16	20	25	32
Área da barra (cm ²)	0,8	1,25	2	3,15	5	8
nº de barras	98	63	39	25	16	10
Espaçamento (cm)	2,9	5	7	11	18	29

Tabela 31 - Arranjo para 1% de armadura

Taxa geométrica de armadura = 2% da área bruta da seção						
Área de aço na seção (cm ²) = 157						
φ (mm)	10	12,5	16	20	25	32
Área da barra (cm ²)	0,8	1,25	2	3,15	5	8
nº de barras	196	126	79	50	31	20
Espaçamento (cm)	1	2	4	6	9	14

Tabela 32 - Arranjo para 2% de armadura

A partir desses dados, mas também levando em conta facilidades construtivas e buscando a dupla simetria, os arranjos escolhidos para a análise subsequente foram:

- Para 0,4%: 16 barras de 16 mm de diâmetro com 16 cm de espaçamento;
- Para 1%: 25 barras de 20 mm de diâmetro com 10 cm de espaçamento;
- Para 2%: 28 barras de 25 mm de diâmetro com 10 cm de espaçamento.

A figura que segue mostra, de maneira esquemática, mas em escala, os arranjos propostos sem se levar em conta a disposição da armadura transversal.

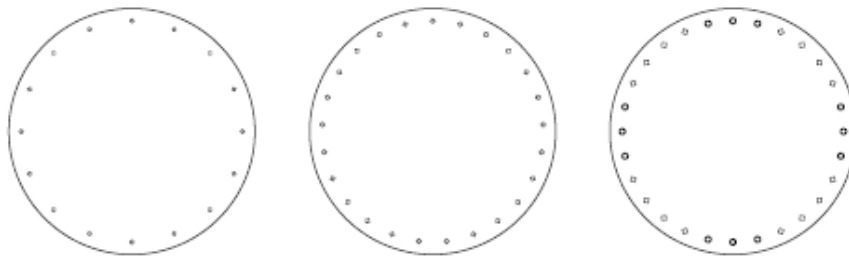


Figura 89 - Arranjos de armadura para taxas de 0,4, 1 e 2%, respectivamente

7.4.4.4. Cálculo da capacidade resistente

7.4.4.4.1. Diagramas de interação

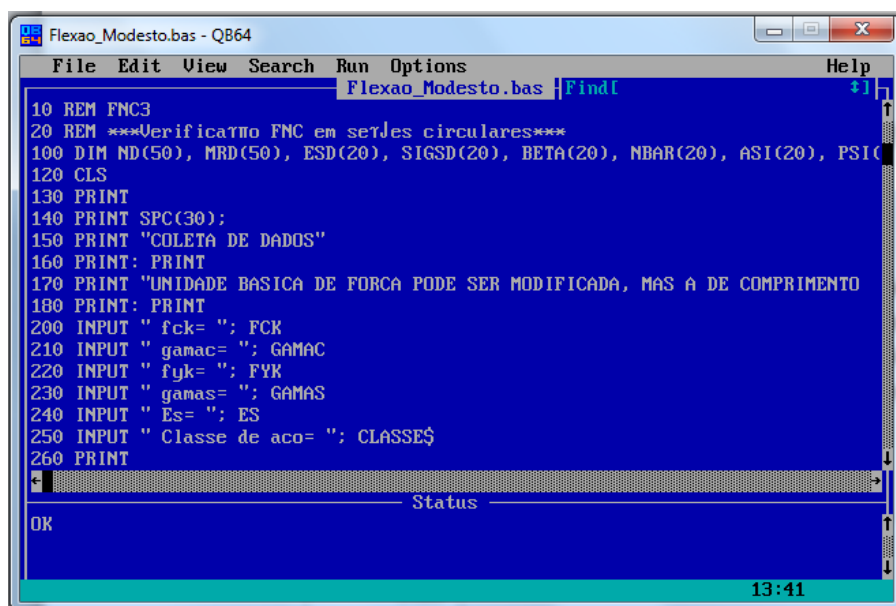
Neste item serão calculadas as capacidades das três seções anteriormente definidas, para tanto, calcular-se-ão, sob a hipótese de flexão normal composta, pares notáveis de força normal e momento fletor resistidos pela seção em seu Estado Limite Último (ELU), fazendo-a chegar à ruína.

Esses pares serão obtidos ao se variar o domínio de deformações da peça, dentre os cinco possíveis, que estão mostrados na figura que segue:

resistência do concreto será considerado como 1,9, pelo fato da concretagem ser subterrânea.

Para chegar aos diagramas necessários foi utilizado um programa em linguagem BASIC, como mostrado em Modesto (1989). Após a digitalização dos códigos fornecidos, foi utilizado um compilador livre, disponível para download, chamado Qbasic.

Na Figura 91 será apresentada a foto da interface do compilador utilizado e, na Figura 92 os dados da saída do programa com os referentes diagramas.



The image shows a screenshot of the QBasic IDE window titled "Flexao_Modesto.bas - QB64". The menu bar includes File, Edit, View, Search, Run, Options, and Help. The main text area contains the following BASIC code:

```
10 REM FNC3
20 REM ***Verificacão FNC em setas circulares***
100 DIM ND(50), MRD(50), ESD(20), SIGSD(20), BETA(20), NBAR(20), ASI(20), PSIC
120 CLS
130 PRINT
140 PRINT SPC(30);
150 PRINT "COLETA DE DADOS"
160 PRINT: PRINT
170 PRINT "UNIDADE BASICA DE FORCA PODE SER MODIFICADA, MAS A DE COMPRIMENTO"
180 PRINT: PRINT
200 INPUT " fck= "; FCK
210 INPUT " gamac= "; GAMAC
220 INPUT " fyk= "; FYK
230 INPUT " gamas= "; GAMAS
240 INPUT " Es= "; ES
250 INPUT " Classe de aco= "; CLASSE$
260 PRINT
```

Below the code area is a status bar with the text "Status" and "OK". The system clock in the bottom right corner shows "13:41".

Figura 91 - Exemplo da interface no Qbasic

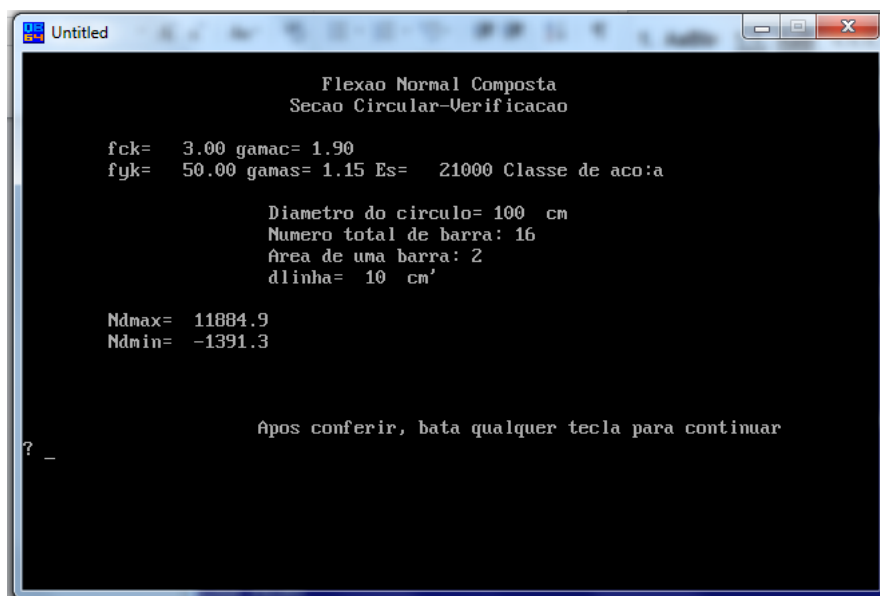


Figura 92 – Exemplo de saída do programa

Taxa de armadura 0.40%					
fck 20			fck 30		
N (kN)	M (kNm)	M neg (kNm)	N (kN)	M (kNm)	M neg (kNm)
-1391	0	0	-1391	0	0
-800	234	-234	-900	198	-198
-300	421	-421	-400	396	-396
200	585	-585	100	579	-579
700	720	-720	600	744	-744
1200	829	-829	1100	885	-885
1700	914	-914	1600	1012	-1012
2200	971	-971	2100	1113	-1113
2700	1007	-1007	2600	1200	-1200
3200	1014	-1014	3100	1268	-1268
3700	989	-989	3600	1319	-1319
4200	952	-952	4100	1354	-1354
4700	901	-901	4600	1369	-1369
5200	836	-836	5100	1360	-1360

5700	753	-753	5600	1337	-1337
6200	649	-649	6100	1305	-1305
6700	525	-525	6600	1261	-1261
7200	377	-377	7100	1206	-1206
7700	220	-220	7600	1137	-1137
8200	65	-65	8100	1055	-1055
8371	0	0	8600	958	-958
			9100	845	-845
			9600	717	-717
			10100	571	-571
			10600	414	-414
			11100	257	-257
			11885	0	0

Tabela 33 - Valores do diagrama de interação para 0,4% de armadura

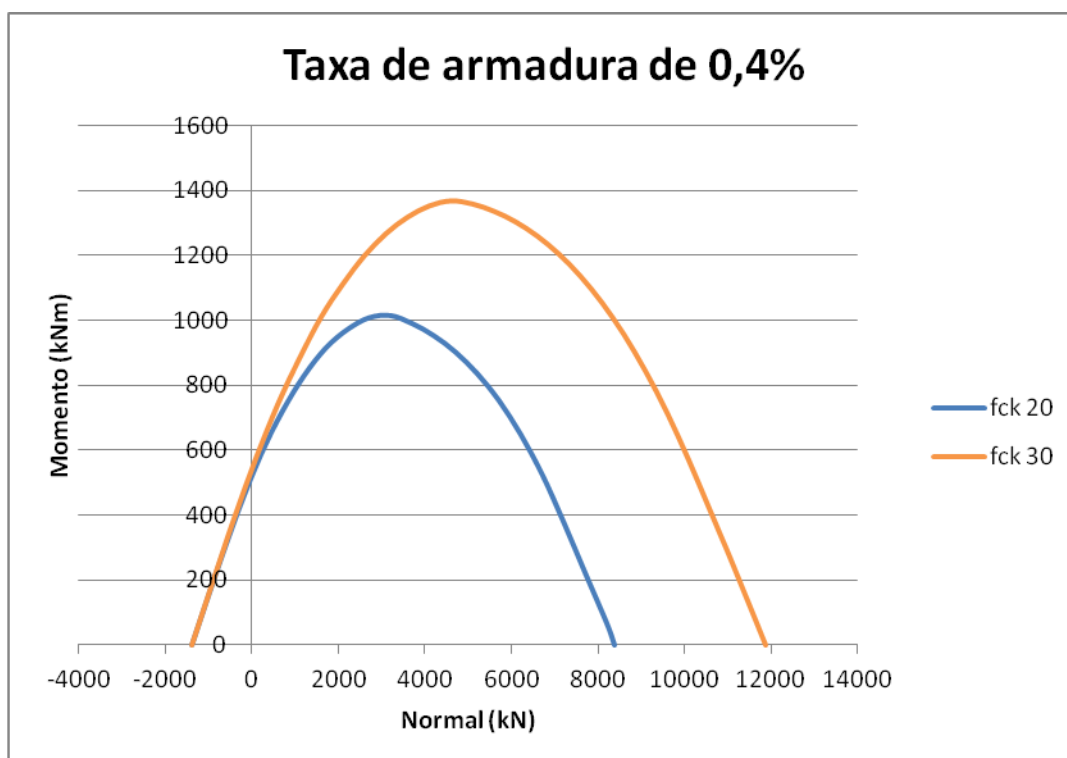


Figura 93 - Diagrama de interação para 0,4% de armadura

Taxa de armadura 1%					
fck 20			fck 30		
N (kN)	M (kNm)	M neg (kNm)	N (kN)	M (kNm)	M neg (kNm)
-3424	0	0	-3424	0	0
-2900	200	-200	-2900	202	-202
-2400	390	-390	-2400	397	-397
-1900	574	-574	-1900	586	-586
-1400	745	-745	-1400	768	-768
-900	906	-906	-900	936	-936
-400	1050	-1050	-400	1096	-1096
100	1166	-1166	100	1240	-1240
600	1267	-1267	600	1362	-1362
1100	1346	-1346	1100	1473	-1473
1600	1407	-1407	1600	1565	-1565
2100	1450	-1450	2100	1647	-1647
2600	1470	-1470	2600	1711	-1711
3100	1469	-1469	3100	1764	-1764
3600	1442	-1442	3600	1796	-1796
4100	1394	-1394	4100	1816	-1816
4600	1337	-1337	4600	1820	-1820
5100	1276	-1276	5100	1803	-1803
5600	1208	-1208	5600	1767	-1767
6100	1131	-1131	6100	1724	-1724
6600	1046	-1046	6600	1676	-1676
7100	946	-946	7100	1621	-1621
7600	833	-833	7600	1560	-1560
8100	708	-708	8100	1492	-1492
8600	564	-564	8600	1415	-1415
9100	408	-408	9100	1329	-1329
9600	253	-253	9600	1231	-1231

10335	0	0	10100	1122	-1122
			10600	1003	-1003
			11100	873	-873
			11600	723	-723
			12100	571	-571
			12600	414	-414
			13100	259	-259
			13600	104	-104
			13848	0	0

Tabela 34 - Valores do diagrama de interação para 1% de armadura

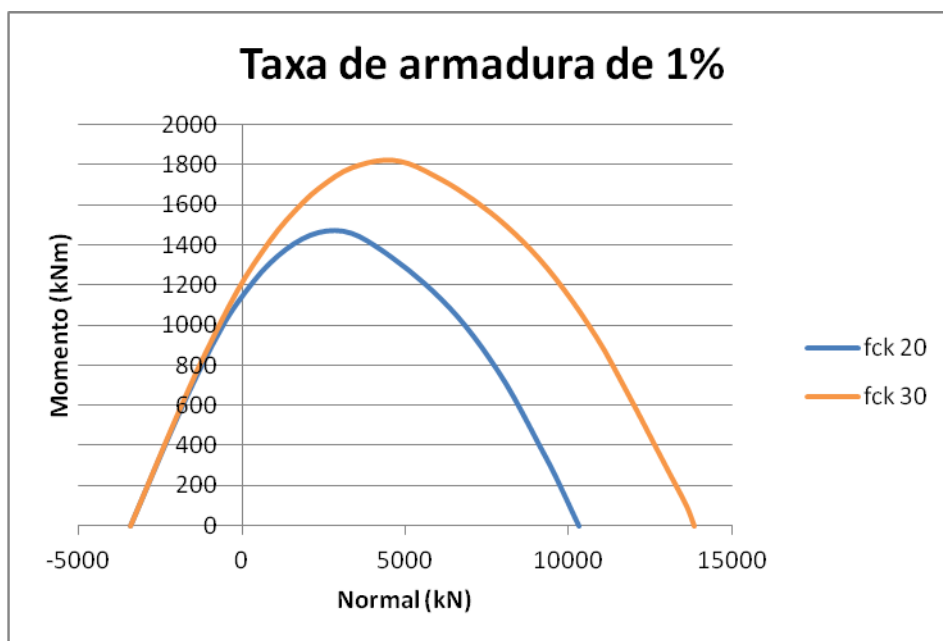


Figura 94 - Diagrama de interação para 1% de armadura

Taxa de armadura 2%					
fck 20			fck 30		
N (kN)	M (kNm)	M neg (kNm)	N (kN)	M (kNm)	M neg (kNm)
-6087	0	0	-6087	0	0

-5500	222	-222	-5500	222	-222
-5000	411	-411	-5000	415	-415
-4500	594	-594	-4500	601	-601
-4000	774	-774	-4000	787	-787
-3500	951	-951	-3500	967	-967
-3000	1117	-1117	-3000	1142	-1142
-2500	1278	-1278	-2500	1306	-1306
-2000	1434	-1434	-2000	1467	-1467
-1500	1567	-1567	-1500	1622	-1622
-1000	1680	-1680	-1000	1759	-1759
-500	1785	-1785	-500	1875	-1875
0	1870	-1870	0	1987	-1987
500	1944	-1944	500	2082	-2082
1000	1999	-1999	1000	2168	-2168
1500	2043	-2043	1500	2241	-2241
2000	2072	-2072	2000	2301	-2301
2500	2080	-2080	2500	2353	-2353
3000	2074	-2074	3000	2389	-2389
3500	2050	-2050	3500	2415	-2415
4000	2002	-2002	4000	2423	-2423
4500	1939	-1939	4500	2420	-2420
5000	1873	-1873	5000	2403	-2403
5500	1801	-1801	5500	2367	-2367
6000	1727	-1727	6000	2315	-2315
6500	1650	-1650	6500	2260	-2260
7000	1568	-1568	7000	2201	-2201
7500	1482	-1482	7500	2138	-2138
8000	1390	-1390	8000	2071	-2071
8500	1286	-1286	8500	2001	-2001
9000	1176	-1176	9000	1927	-1927
9500	1058	-1058	9500	1848	-1848

10000	931	-931	10000	1763	-1763
10500	788	-788	10500	1671	-1671
11000	634	-634	11000	1571	-1571
11500	479	-479	11500	1464	-1464
12000	326	-326	12000	1349	-1349
12500	173	-173	12500	1227	-1227
12907	0	0	13000	1097	-1097
			13500	951	-951
			14000	796	-796
			14500	640	-640
			15000	486	-486
			15500	331	-331
			16000	178	-178
			16421	0	0

Tabela 35 - Valores do diagrama de interação para 2% de armadura

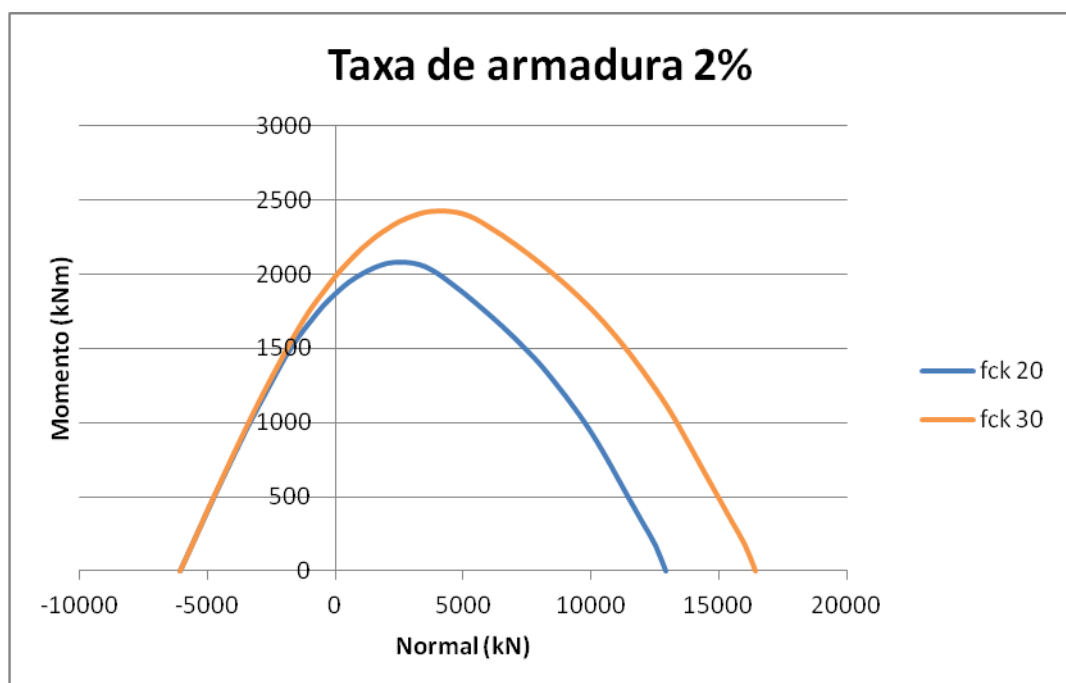


Figura 95 - Diagrama de interação para 2% de armadura

A partir da análise dos dados obtidos, pode-se verificar que a utilização dos estacões como pilares é viável para o caso estudado, tendo em mente as solicitações esperadas.

Para a validação e aceitação dos dados provenientes das análises feitas pelo software, será feita uma verificação da seção escolhida com o uso do Diagrama de Montoya pertinente, que pode ser encontrado em Montoya (1981).

De maneira simplificada, para o uso desses diagramas em verificações de seções, basta que se defina a taxa mecânica de armadura, um adimensional dado por:

$$\omega_i = \frac{A_{si} \times f_{yd}}{A_c \times f_{cd}}$$

Em que o numerador é definido pelo produto entre a área total de armadura e a resistência de escoamento de cálculo do aço e o denominador, o produto entre a área total e a resistência de cálculo do concreto. Sabendo esse valor, basta tirar da Figura 95 o diagrama de interação adimensional da peça, e para se saber o valor de força normal e do momento fletor de fato resistidos pela seção, basta-se substituir os valores dos adimensionais das ordenadas e abcissas, momento reduzido e normal reduzida, respectivamente, do gráfico nas fórmulas:

$$M_d = \mu_d \times A_c \times h \times f_{cd}$$

$$N_d = \nu_d \times A_c \times f_{cd}$$

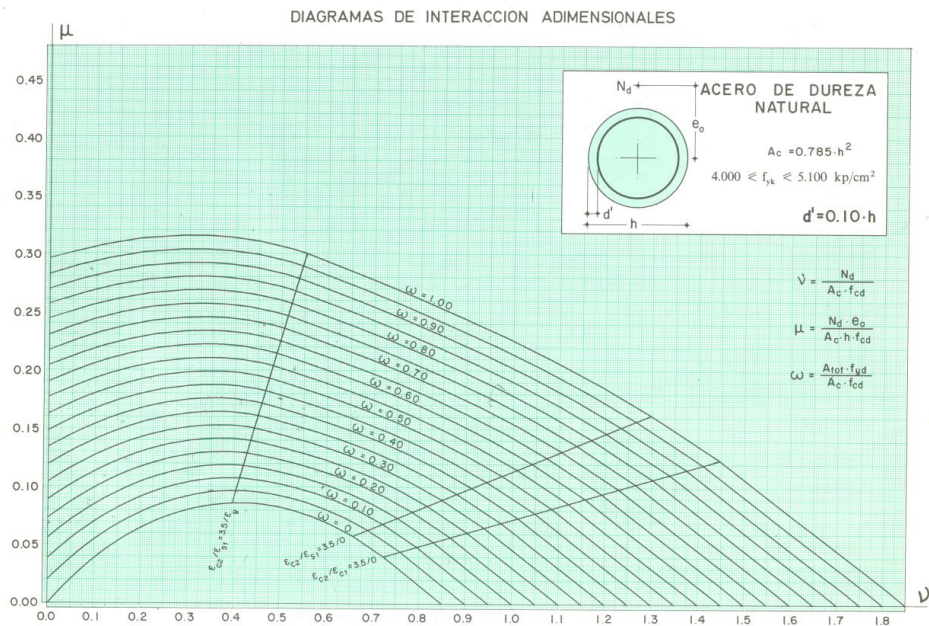


Figura 96 - Diagrama de interação (Fonte: Montoya, 1981)

A fim de verificação, a seguir serão calculados algum pares (MxN) para a seção com 0,4%, apenas a fim de exemplificação, que depois serão comparados com os resultados obtidos pelo software.

$$\omega_i = \frac{31,4 \times \left(\frac{500}{1,15}\right)}{0,785 \times 100^2 \times \left(\frac{30}{1,4}\right)}$$

$$\omega_i \cong 0,08$$

A partir dessa taxa geométrica de armadura, pode-se, por interpolação, encontrar os pares de momento e força normal resistido pela estrutura que ficaram bastante próximos dos valores obtidos anteriormente, com o software.

N (kN)	M (kNm)
11502	0
7437	1016
0	409
8676	806

Tabela 36 – Verificação de resistência da seção

7.4.4.4.2. Momentos e consideração da flambagem

Os pilares do reservatório não receberão momentos aplicados em sua extremidade superior, pois seu uso como estacionamento não prevê a necessidade da consideração desse tipo de solicitação durante sua vida útil. Já em sua base, será considerada a atuação da pressão da água sobre os estacões quando do reservatório cheio até sua cota máxima.

Em seções onde há a aplicação de momentos, a NBR 6118:2014 recomenda a adoção de momentos mínimos de primeira ordem advindos de possíveis imprecisões geométricas locais, bem como a adoção de momentos mínimos de segunda ordem, devido a possíveis deslocamentos dos nós da estrutura e defeitos geométricos globais. Esses últimos efeitos podem ser considerados de maneira simplificada no caso de pilares médios, com índice de esbeltez entre 35 e 90, que é o caso da estrutura em questão. Reproduz-se na Figura 97 um esquema simplificado dessas verificações.

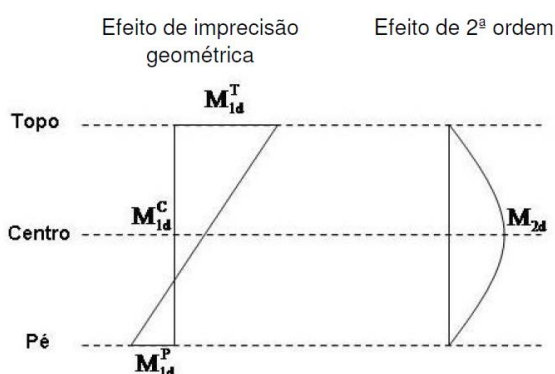


Figura 97 – Verificação segundo NBR 6118:2014 (Fonte: NBR 6118:2014)

Em que M_{1d}^C e M_{2d}^C são, respectivamente, os momentos de primeira e segunda ordem na seção central da peça, M_{1d}^T é o momento aplicado de primeira ordem no topo e M_{1d}^P o momento aplicado de primeira ordem no pé da peça.

O momento M_{1d}^C pode ser calculado a partir dos demais momentos de primeira ordem através da seguinte equação:

$$\left[M_{1d}^C = \left(0,6 + 0,4 \frac{M_B}{M_A} \right) \times M_A \right] \geq 0,4M_A$$

Em que M_a é o maior entre M_{1d}^T e M_{1d}^P e M_b , o menor.

Para a estrutura estudada, a ação da pressão hidrostática foi considerada como uma solicitação acidental na combinação de solicitações considerada, uma vez que seu efeito causa a maior parcela do momento mas ele ocorrerá muito poucas vezes durante a vida útil da obra e, caso se considerasse uma combinação como ação variável, esse esforço seria majorado desnecessariamente, levando a uma seção superdimensionada.

	kNm	Efeito
M_{1d}^T	180	Momento mínimo
M_{1d}^P	1620	Pressão hidrostática
M_{1d}^C	900	Equação NBR 6118:2014
M_{2d}^C	1373	Momento mínimo
M_d^C	2273	Composição

Tabela 37 – Momentos solicitantes

Outra maneira simplificada e de uso muito comum na prática profissional é se limitar a compressão máxima obtida nos cálculos a uma fração de seu valor, entre 80 e 85%, devido à possibilidade de ocorrência de flambagem por imperfeições geométricas, assim não se admitindo o dimensionamento da peça sob a hipótese de compressão centrada.

7.4.5. Escolha da seção

Pela análise dos esforços que solicitarão a estrutura, foi escolhida a seção da peça com 100 cm de diâmetro e taxa de armadura de 2% e resistência característica a compressão, f_{ck} , de 30 MPa.

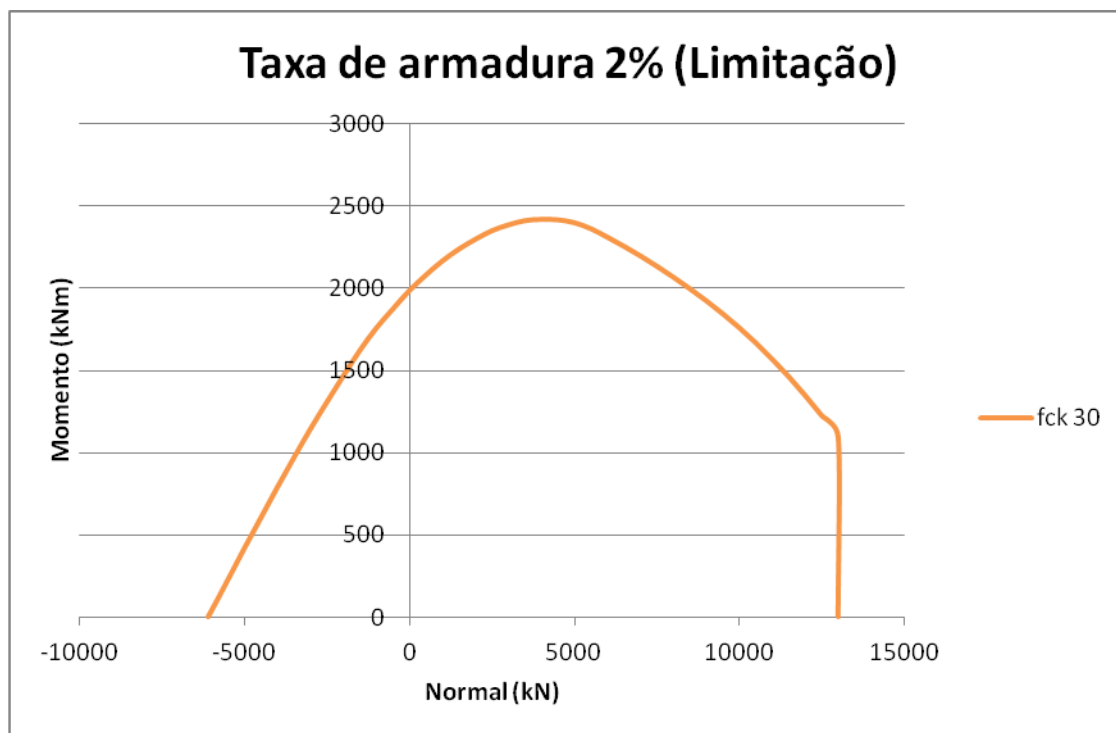


Figura 98 – Diagrama de interação da seção escolhida

Os valores calculados acima levaram em conta o fato de a concretagem ser subterrânea e com o uso de bentonita, o que reduz a resistência de cálculo do concreto, entretanto existe a possibilidade de se tomarem cuidados extras durante essa atividade, bem como fazer o tratamento de possíveis patologias após a escavação do reservatório, visando com isso a potencial redução do fator de segurança utilizado para o concreto, aproximando-o do mínimo de 1,4, melhorando o desempenho da peça.

7.4.6. Armadura transversal

Como esforços cortantes não são críticos no problema, os estribos terão principal função na amarração das barras da armadura longitudinal e também auxiliar em seu comportamento na flambagem.

Seus parâmetros geométricos mais importantes serão definidos a partir das recomendações da NBR 6118:2014, que estão sumarizadas na Figura 99, tendo como uma base uma peça com seção retangular:

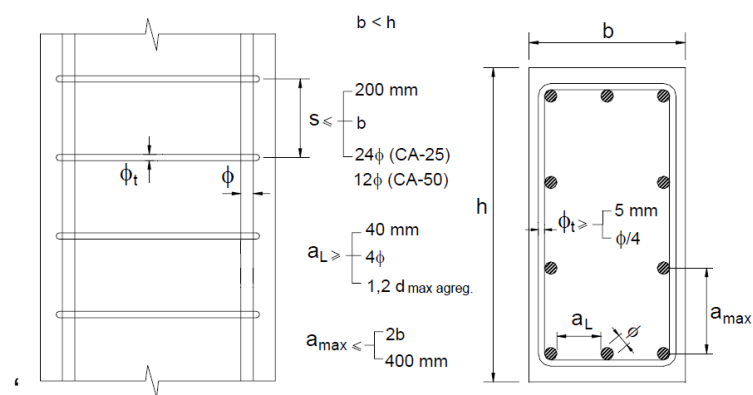


Figura 99 – Recomendações para estribos (Fonte: Alva, 2008)

Serão utilizados estribos com 8 mm de diâmetro e espaçados de 200 mm.

7.4.7. Detalhamento da armadura

No detalhamento, foram considerados três locais de transpasse, visando adequar o desenho a práticas convencionais, mas, caso o método executivo necessite, por limitações de maquinário, poderiam ser feitas mais seções, onde os transpasses funcionariam como arranques, para se colocar as armaduras por partes, mantendo o comprimento de cada trecho o quão longo se precisar.

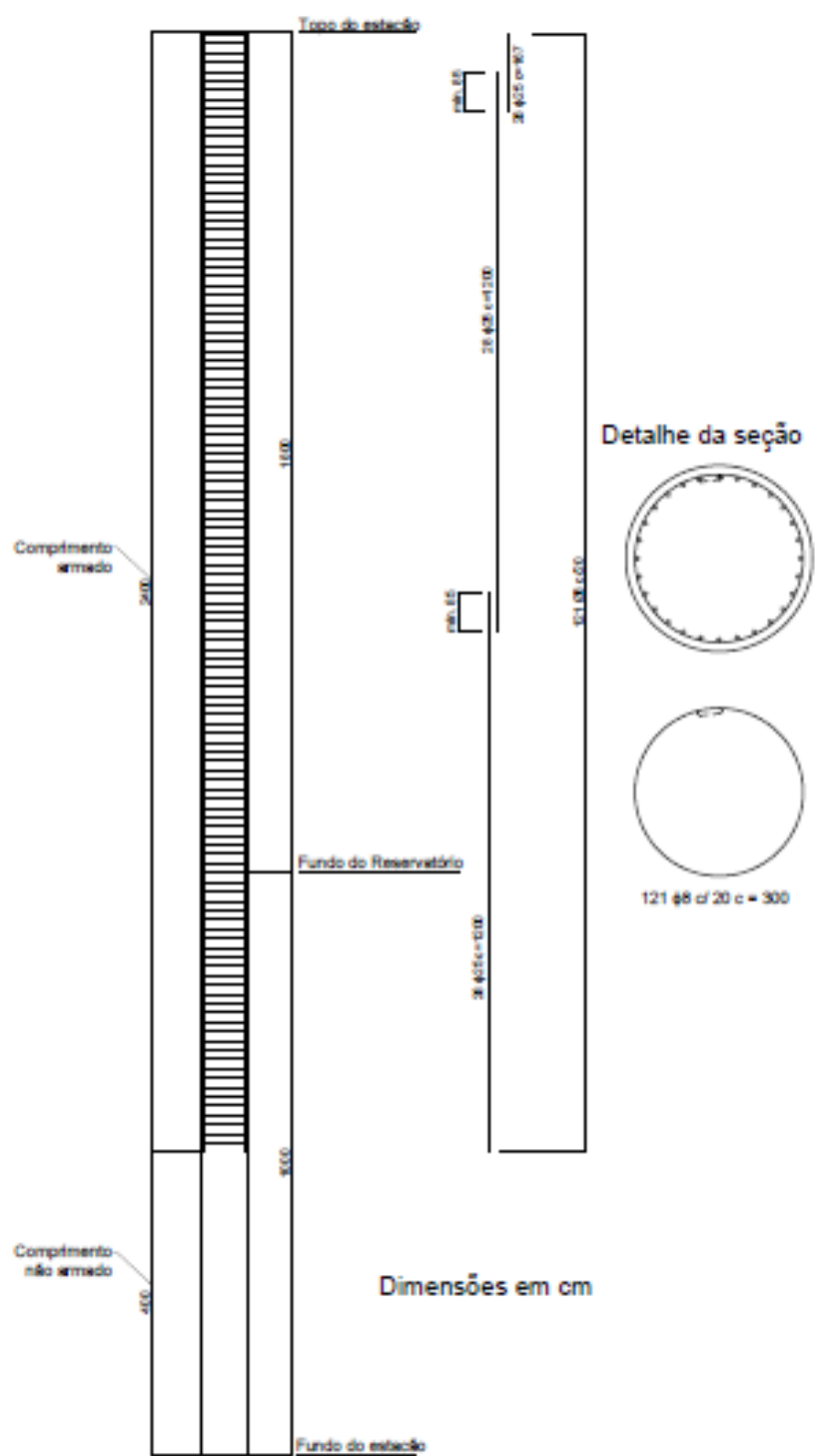


Figura 100 – Detalhe da armação do estacão

7.4.8. Consumo de material

Considerando os pilares referentes a uma laje, o volume de concreto utilizado seria o equivalente a 4 estacões, aqui inclusive considerando a parte que funcionará como estaca, é de aproximadamente 88 m³. Já se considerando os pilares utilizados na solução original, com uma viga de travamento em cada direção, ter-se-iam 4 pilares e mais quatro vigas de travamento, com um consumo de aproximadamente 38 m³, mais o volume dos blocos de fundação, um para cada pilar, totalizando 90 m³ de concreto consumidos.

Quanto ao consumo de aço, se supor-se uma taxa de armadura em todas as vigas originais similar a que foi utilizada nos estacões, haveria apenas um aumento de consumo de aproximadamente 9% para a situação proposta. Além dessa redução, deve-se levar em conta o aumento dos vãos decorrentes do uso das cascas, o que acarretou um menor número de pilares e também a ausência de formas de maneira nesse sistema estrutural.

Isso mostra que o novo sistema estrutural proposto é uma alternativa viável ao empreendimento, pois apresenta consumos bastante próximos dos originais, mas apresentando grandes possibilidades de diminuição de prazos e outras vantagens construtivas, como menores interferências com os serviços de escavação.

7.5. **Execução da obra**

7.5.1. Soluções escolhidas

Com base nas descrições já apresentadas, assim como em discussões realizadas em grupo e com profissionais da área, estudos de viabilidade e possibilidade construtiva, análise de prazos e consumos de materiais, entre outros fatores, foi então definida a alternativa 2 (citada no item “análise de alternativas”) para ser melhor detalhada como seqüência construtiva ao mesmo tempo em que será utilizada como base para o desenvolvimento de um plano de ataque para a obra em questão. Os principais motivos, assim como as vantagens buscadas com cada escolha e uma devida descrição das mesmas serão melhor apresentadas conjuntamente com uma sequência executiva de toda a obra.

7.5.2. Planejamento

A enorme complexidade da obra em estudo, assim como seu grande impacto, tanto econômico, ambiental quanto social, faz com que estudos não só dos elementos separadamente sejam de grande importância, mas também do modo como estes se inter-relacionam e como serão realizados. Para tanto, foi feito então uma análise de toda a obra e com base nela, criou-se um plano de ataque para toda a construção, desde seu primeiro momento até a entrega final em funcionamento.

Procurando facilitar este processo, o empreendimento foi subdividido por um processo chamado Estrutura Analítica de Projetos (EAP), no qual se busca pegar um projeto complexo e dividi-lo em componentes menores e mais facilmente gerenciáveis, estes hierarquicamente agrupados em diferentes níveis. Contudo, não só esta ferramenta de planejamento foi adotada, como também se procurou montar um cronograma, ainda que não tão detalhado quanto fosse necessário para a real execução da obra, mas que ajudaria a nortear algumas decisões de planejamento de modo a manter o prazo final da obra dentro do esperado, e se possível reduzi-lo.

7.5.2.1. Estrutura analítica de projeto (EAP)

Procurou-se dividir o empreendimento em 7 grandes etapas, sendo elas:

- Serviços preliminares
- Movimentação de terra
- Contenção
- Fundação e Estrutura
- Pré-moldados
- Coberturas
- Serviços Complementares

Estas etapas não necessariamente devem ser cronologicamente sequenciais, contudo devem manter o princípio que diz que a EAP deve conter 100% do escopo do projeto, assim como um conjunto de subdivisões de um ramo de qualquer nível deve representar 100% do item subdividido.

Então, com a ideia de detalhar os serviços a serem executados, montou-se a EAP a seguir:

1. Serviços preliminares

- 1.1 Demolição
- 1.2 Limpeza
- 1.3 Topografia
- 1.4 Canteiro de Obras
- 1.5 Canteiro de Pré-moldados
- 1.6 Mobilização de Mão de Obra
- 1.7 Mobilização de Maquinas
- 1.8 Mobilização de Material (Lama Bentonítica)
- 1.9 Locação da Obra

2. Movimentação de Terra

- 2.1 Primeira Etapa de Escavação
- 2.2 Segunda Etapa de Escavação

3. CONTENÇÃO

3.1 Parede Diafragma

3.1.1 Escavação

3.1.2 Preenchimento com Lama Bentonítica

3.1.3 Armação

3.1.4 Concretagem

3.2 Primeira Etapa de Tirantes

3.2.1 Perfuração

3.2.2 Armação

3.2.3 Protensão

3.2.4 Concretagem

3.3 Segunda Etapa de Tirantes

3.3.1 Perfuração

3.3.2 Armação

3.3.3 Protensão

3.3.4 Concretagem

4. FUNDAÇÃO E ESTRUTURA

4.1 Execução de Estações

4.1.1 Escavação

4.1.2 Preenchimento com Lama Bentonítica

4.1.3 Armação

4.1.4 Concretagem

4.2 Desmobilização de Material (Lama Bentonítica)

4.3 Regularização dos Estações

4.3.1 Regularização dos Estações 1ª etapa

4.3.2 Regularização dos Estações 2ª etapa

4.4 Execução de Bloco de Coroamento

4.4.1 Arrasamento dos estações

4.4.2 Forma

4.4.3 Armação

4.4.4 Concretagem

4.4.5 Retirada de escoramento

- 4.5 Execução da Laje de fundo
 - 4.5.1 Preparação do solo
 - 4.5.2 Camada de brita
 - 4.5.3 Armação
 - 4.5.4 Concretagem
- 5. Pré-moldados
 - 5.1 Execução de Vigas
 - 5.1.1 Forma
 - 5.1.2 Armação
 - 5.1.3 Concretagem
 - 5.1.4 Armazenamento
 - 5.2 Execução de Cascas
 - 5.2.1 Forma
 - 5.2.2 Armação
 - 5.2.3 Concretagem
 - 5.2.4 Armazenamento
- 6. Cobertura
 - 6.1 Içamento das Vigas 1ª etapa
 - 6.2 Içamento das Cascas pré-moldadas 1ª etapa
 - 6.3 Solidarização da Estrutura 1ª etapa
 - 6.4 Içamento das Vigas 2ª etapa
 - 6.5 Içamento das Cascas pré-moldadas 2ª etapa
 - 6.6 Solidarização da Estrutura 2ª etapa
- 7. Serviços Complementares
 - 7.1 Impermeabilização da Cobertura
 - 7.1.1 Impermeabilização da Cobertura 1ª etapa
 - 7.1.2 Impermeabilização da Cobertura 2ª etapa
 - 7.2 Aterro
 - 7.2.1 Aterro 1ª etapa
 - 7.2.2 Aterro 2ª etapa
 - 7.3 Pavimentação
 - 7.4 Iluminação

7.5 Paisagismo

7.6 Sinalização

7.7 Desmobilização de Mão de Obra

7.8 Desmobilização do Canteiro de Obras

7.9 Desmobilização de Máquinas

Agora que os serviços principais foram divididos, pode-se continuar o processo de planejamento da obra. Para tanto, cada item da EAP deve ser detalhado de modo a orientar a equipe de projeto e execução, e isto é feito através de um Dicionário da EAP. Neste detalhamento é feita uma breve descrição do item, melhorando a compreensão do serviço por todos que venham a analisá-la e garantindo a sincronia dos envolvidos.

Além disto, no dicionário é também indicada a duração estimada de cada tarefa, neste caso, dada em dias. Esta duração é apresentada com base na experiência de quem monta o planejamento, assim como, através de buscas em materiais de referência e consulta com outros profissionais de maior conhecimento na área, sempre buscando valores que se aproximem mais do real possível, de modo que um futuro cronograma tenha efeito válido e exequível, e não apenas um guia com valores inalcançáveis.

Por fim, no dicionário abaixo mostrado, foi também feito um estudo de precedências de tarefas, de modo a melhor compatibilizar a ordem dos serviços e poder montar um cronograma correto, procurando evitar falhar de continuidade dos serviços.

Para uma primeira análise do escopo de um projeto e um inicial planejamento, estes itens citados foram considerados suficientes. Contudo, caso seja interessante ao projeto, dicionários de EAPs podem conter inúmeros outros registros de cada tarefa, como por exemplo: Utilização de recursos; Riscos; Gastos; Datas de entregas; Critérios de aceitação das tarefas; etc.

DICIONÁRIO DA ESTRUTURA ANALÍTICA DE PROJETO				
ITEM	TAREFA	DESCRIÇÃO	PRECED.	DURAÇÃO
1	Serviços Preliminares	Serviços a serem executados para início das obras		
1.1	Demolição	Demolição de estruturas existentes no local		15
1.2	Limpeza	Limpeza após demolição	1.1	10
1.3	Topografia	Topografia para estudo de terraplenagem e definição de eixos	1.2	10
1.4	Canteiro de Obras	Montagem de canteiro de obras	1.3	15
1.5	Canteiro de Pré-Moldados	Montagem de canteiro para execução de peças pré-moldadas	1.4	20
1.6	Mobilização de Mão-de-obra	Contratação e mobilização de funcionários	1.4	30
1.7	Mobilização de Máquinas	Contratação e mobilização de máquinas, como retroescavadeiras	1.4	30
1.8	Mobilização de Material (Lama)	Contratação e mobilização de silos contendo Lama Bentonítica	1.4	20
1.9	Locação de Obra	Locação do gabarito para execução da obra	1.6	20
2	Movimentação de Terra	Escavações de terra realizadas	4.1.4	
2.1	Primeira etapa escavação	Escavação realizada até profundidade de 6 metros	4.1.4	30
2.2	Segunda etapa escavação	Conclusão da escavação até cota final do reservatório	6.3	90
3	Contenção	Realização da contenção lateral do reservatório	1.8, 1.9	
3.1	Parede Diafragma	Realização de parede diafragma como contenção	1.8, 1.9	
3.1.1	Escavação	Escavação da parede diafragma com	1.8, 1.9	50

		Clam Shell		
3.1.2	Preenchimento com Lama	Bombeamento de lama bentonítica para o local escavado	3.1.1 II+2	50
3.1.3	Armação	Armação da parede diafragma	3.1.2 II+5	50
3.1.4	Concretagem	Concretagem invertida da parede diafragma utilizando tremonha	3.1.3 II+5	50
3.2	Primeira etapa de tirantes	Tirantes realizados para contenção da primeira etapa de escavação	2.1 II +15	
3.2.1	Perfuração	Perfuração dos tirantes	2.1 II +15	30
3.2.2.	Armação	Armação dos tirantes	3.2.1 II+2	30
3.2.3	Protensão	Protensão dos tirantes	3.2.2 II+2	30
3.2.4	Concretagem	Bombeamento de nata de cimento nos tirantes	3.2.3 +2	30
3.3	Segunda etapa de tirantes	Tirantes realizados para contenção da segunda etapa de escavação	2.2 II+15	
3.3.1	Perfuração	Perfuração dos tirantes	2.2 II+15	80
3.3.2	Armação	Armação dos tirantes	3.3.1 II+2	80
3.3.3	Protensão	Protensão dos tirantes	3.3.2 II+2	80
3.3.4	Concretagem	Bombeamento de nata de cimento nos tirantes	3.3.3 II+2	80
4	Fundação e estrutura	Execução da fundação e estruturas de suporte do reservatório	3.1.4	
4.1	Execução de Estações	Execução dos estações, que servirão de fundação e pilares	3.1.4	
4.1.1	Escavação	Escavação dos estações	3.1.4	40
4.1.2	Preenchimento com Lama	Bombeamento de lama bentonítica para o estação escavado	4.1.1 II+2	40
4.1.3	Armação	Armação do estação	4.1.2 II+2	40
4.1.4	Concretagem	Concretagem invertida do estação utilizando tremonha	4.1.3 II+2	40
4.2	Desmobilização de Material	Desmobilização de silos contendo Lama Bentonítica	4.1.4	15

	(Lama)			
4.3	Regularização de estações	Regularização da superfície dos estações e conserto de possível bixeira	2.1 II+10	
4.3.1	Regularização de estações 1ª etapa	Primeira etapa de regularização dos estações	2.1 II+10	30
4.3.2	Regularização de estações 2ª etapa	Segunda etapa de regularização dos estações	2.2 II+10	90
4.4	Execução de bloco de coroamento	Execução do bloco sobre estações para apoio dos pré-moldados	2.1 II+15	
4.4.1	Arrasamento dos estações	Arrasamento dos topos dos estações para cota apropriada	2.1 II+15	40
4.4.2	Forma	Montagem da forma dos blocos de coroamento	4.4.1 II+5	40
4.4.3	Armação	Armação dos blocos de coroamento	4.4.2 II+5	40
4.4.4	Concretagem	Concretagem dos blocos de coroamento	4.4.3 II+2	40
4.4.5	Retirada de escoramento	Retirada do escoramento dos blocos dos estações	4.4.4 II+21	40
4.5	Execução da Laje de fundo	Execução da laje de fundo do reservatório	3.3.4 TI-20	
4.5.1	Preparação do solo	Nivelamento do solo para execução de laje	3.3.4 TI-20	15
4.5.2	Camada de brita	Camada de brita para apoio da laje de fundo	4.5.1	15
4.5.3	Armação	Armação da laje sobre camada de brita	4.4.2	15
4.5.4	Concretagem	Concretagem da laje de fundo do reservatório	4.5.3	10
4.5.4	Drenagem	Preparação dos drenos na laje de fundo	4.5.4	5

5	Pré-moldados	Execução das peças pré-moldadas no canteiro de pré-moldados	1.5	
5.1	Execução de vigas	Execução das vigas pré-moldadas no canteiro	1.5	
5.1.1	Forma	Montagem da forma das vigas pré-moldadas	1.5	60
5.1.2	Armação	Armação das vigas pré-moldadas	5.1.1 II+2	60
5.1.3	Concretagem	Concretagem das vigas pré-moldadas	5.1.2 II+1	60
5.1.4	Armazenamento	Armazenamento para cura das vigas pré-moldadas	5.1.3 II+1	81
5.2	Execução de cascas	Execução das cascas pré-moldadas no canteiro	1.5	
5.2.1	Forma	Montagem da forma das cascas pré-moldadas	1.5	120
5.2.2	Armação	Armação das cascas pré-moldadas	5.2.1 II+2	120
5.2.3	Concretagem	Concretagem das cascas pré-moldadas	5.2.2. II+1	120
5.2.4	Armazenamento	Armazenamento para cura das cascas pré-moldadas	5.2.3 II+1	141
6	Cobertura	Execução da cobertura do reservatório	5.1.4II+21, 3.2.4	
6.1	lçamento de vigas 1ª etapa	Colocação das vigas pré-moldadas em seus devidos locais	5.1.4 II+21, 3.2.4, 4.4.5 II+5	90
6.2	lçamento de cascas 1ª etapa	Colocação das cascas pré-moldadas em seus devidos locais	6.1 II+10, 5.2.4 II+21	90
6.3	Solidarização da estrutura 1ª etapa	Concretagem das ligações entre peças pré-moldadas	6.2 II+5	90
6.4	lçamento de vigas 2ª etapa	Colocação das vigas pré-moldadas em seus devidos locais	4.5.4	20

6.5	lçamento de cascas 2ª etapa	Colocação das cascas pré-moldadas em seus devidos locais	6.4 II+10	20
6.6	Solidarização da estrutura 2ª etapa	Concretagem das ligações entre peças pré-moldadas	6.5 II+5	20
7	Serviços Complementares	Serviços a serem executados no fim da obra, de modo a deixá-la em funcionamento	6.3 II+15	
7.1	Impermeabilizaçã o cobertura	Impermeabilização da cobertura do reservatório	6.3 II+15	
7.1.1	Impermeabilizaçã o 1ª etapa	Primeira etapa de impermeabilização da cobertura do reservatório	6.3 II+15	90
7.1.2	Impermeabilizaçã o 2º etapa	Segunda etapa de impermeabilização da cobertura do reservatório	6.6 II+15	30
7.2	Aterro	Aterro sobre reservatório	7.1.1	
7.2.1	Aterro 1ª etapa	Primeira etapa de aterro sobre reservatório	7.1.1 II+15	90
7.2.2	Aterro 2ª etapa	Segunda etapa de aterro sobre reservatório	7.1.2 II+15	30
7.3	Pavimentação	Pavimentação sobre aterro para reconstruir estacionamento	7.2.2	30
7.4	Iluminação	Iluminação no estacionamento	7.3	30
7.5	Paisagismo	Paisagismo no estacionamento	7.3	30
7.6	Sinalização	Sinalização horizontal e vertical no estacionamento	7.3	30
7.7	Desmobilização de mão-de-obra	Desmobilização de funcionários	7.4, 7.5, 7.6	30
7.8	Desmobilização de canteiro de obra	Desmontagem do canteiro de obras	7.4, 7.5, 7.6	30
7.9	Desmobilização de máquinas	Desmobilização de maquinário	7.4, 7.5, 7.6	30

Tabela 38 – Dicionário da EAP

Na Tabela 38, os dados de precedência são indicados pelo modo tradicional de fazê-lo, ou seja, considerando ligações de Término-Início (TI), onde a tarefa seguinte só pode iniciar após sua precedente ter acabado. Pode-se ainda indicar uma defasagem ou adiantamento no início da segunda tarefa, como visto no item 4.5 “Execução da laje de fundo”, onde nota-se a precedência mostrada como “3.3.4 TI-20”, indicando que a tarefa 4.5 iniciar-se-ia 20 dias antes do término da 3.3.4 “Concretagem”.

Ainda há a existência de outro tipo de ligação entre serviços, apresentada como Início-Início (II), deixando claro que uma tarefa só pode iniciar após outra ter iniciado. Neste caso também é possível utilizar o conceito de defasagem ou adiantamento, como no caso TI.

7.5.2.2. Cronograma da obra

Com base na tabela anterior, e na EAP criada, é possível então montar um cronograma com as tarefas previamente definidas. Como já dito anteriormente, os serviços executados não foram extremamente detalhados, mas apenas o suficiente para que pudessem ser devidamente controladas e de modo que representassem pequenos pacotes de serviços, facilitando a estimativa de durações.

Nome da tarefa	Duração	Início	Término
Reservatório	692 dias	Seg 02/12/13	Ter 26/07/16
Serviços Preliminares	100 dias	Seg 02/12/13	Sex 18/04/14
Demolição	15 dias	Seg 02/12/13	Sex 20/12/13
Limpeza	10 dias	Seg 23/12/13	Sex 03/01/14
Topografia	10 dias	Seg 06/01/14	Sex 17/01/14
Canteiro de Obras	15 dias	Seg 20/01/14	Sex 07/02/14
Canteiro de Pré-Moldados	20 dias	Seg 24/03/14	Sex 18/04/14
Mobilização de Mão-de-obra	30 dias	Seg 10/02/14	Sex 21/03/14
Mobilização de Máquinas	30 dias	Seg 10/02/14	Sex 21/03/14
Mobilização de Material (Lama)	20 dias	Seg 10/02/14	Sex 07/03/14

Locação de Obra	20 dias	Seg 24/03/14	Sex 18/04/14
Pré-moldados	145 dias	Seg 21/04/14	Sex 07/11/14
Execução de vigas	85 dias	Seg 21/04/14	Sex 15/08/14
Forma	60 dias	Seg 21/04/14	Sex 11/07/14
Armação	60 dias	Qua 23/04/14	Ter 15/07/14
Concretagem	60 dias	Qui 24/04/14	Qua 16/07/14
Armazenamento	81 dias	Sex 25/04/14	Sex 15/08/14
Execução de cascas	145 dias	Seg 21/04/14	Sex 07/11/14
Forma	120 dias	Seg 21/04/14	Sex 03/10/14
Armação	120 dias	Qua 23/04/14	Ter 07/10/14
Concretagem	120 dias	Qui 24/04/14	Qua 08/10/14
Armazenamento	141 dias	Sex 25/04/14	Sex 07/11/14
Movimentação de Terra	248 dias	Qui 18/09/14	Seg 31/08/15
Primeira etapa escavação	30 dias	Qui 18/09/14	Qua 29/10/14
Segunda etapa escavação	90 dias	Ter 28/04/15	Seg 31/08/15
Contenção	367 dias	Seg 21/04/14	Ter 15/09/15
Parede Diafragma	62 dias	Seg 21/04/14	Ter 15/07/14
Escavação	50 dias	Seg 21/04/14	Sex 27/06/14
Preenchimento com Lama	50 dias	Qua 23/04/14	Ter 01/07/14
Armação	50 dias	Qua 30/04/14	Ter 08/07/14
Concretagem	50 dias	Qua 07/05/14	Ter 15/07/14
Primeira etapa de tirantes	36 dias	Qui 09/10/14	Qui 27/11/14
Perfuração	30 dias	Qui 09/10/14	Qua 19/11/14
Armação	30 dias	Seg 13/10/14	Sex 21/11/14
Protensão	30 dias	Qua 15/10/14	Ter 25/11/14
Concretagem	30 dias	Sex 17/10/14	Qui 27/11/14
Segunda etapa de tirantes	86 dias	Ter 19/05/15	Ter 15/09/15
Perfuração	80 dias	Ter 19/05/15	Seg 07/09/15
Armação	80 dias	Qui 21/05/15	Qua 09/09/15

Protensão	80 dias	Seg 25/05/15	Sex 11/09/15
Concretagem	80 dias	Qua 27/05/15	Ter 15/09/15
Fundação e estrutura	365 dias	Qua 16/07/14	Ter 08/12/15
Execução de Estações	46 dias	Qua 16/07/14	Qua 17/09/14
Escavação	40 dias	Qua 16/07/14	Ter 09/09/14
Preenchimento com Lama	40 dias	Sex 18/07/14	Qui 11/09/14
Armação	40 dias	Ter 22/07/14	Seg 15/09/14
Concretagem	40 dias	Qui 24/07/14	Qua 17/09/14
Desmobilização de Material (Lama)	15 dias	Qui 18/09/14	Qua 08/10/14
Regularização de estações	248 dias	Qui 02/10/14	Seg 14/09/15
Regularização de estações 1ª etapa	30 dias	Qui 02/10/14	Qua 12/11/14
Regularização de estações 2ª etapa	90 dias	Ter 12/05/15	Seg 14/09/15
Execução de bloco de coroamento	73 dias	Qui 09/10/14	Seg 19/01/15
Arrasamento dos estações	40 dias	Qui 09/10/14	Qua 03/12/14
Forma	40 dias	Qui 16/10/14	Qua 10/12/14
Armação	40 dias	Qui 23/10/14	Qua 17/12/14
Concretagem	40 dias	Seg 27/10/14	Sex 19/12/14
Retirada de escoramento	40 dias	Ter 25/11/14	Seg 19/01/15
Execução da Laje de fundo	60 dias	Qua 16/09/15	Ter 08/12/15
Preparação do solo	15 dias	Qua 16/09/15	Ter 06/10/15
Camada de brita	15 dias	Qua 07/10/15	Ter 27/10/15
Armação	15 dias	Qua 28/10/15	Ter 17/11/15
Concretagem	10 dias	Qua 18/11/15	Ter 01/12/15
Drenagem	5 dias	Qua 02/12/15	Ter 08/12/15
Cobertura	301 dias	Ter 02/12/14	Ter 26/01/16
Leitamento de vigas 1ª etapa	90 dias	Ter 02/12/14	Seg 06/04/15

lçamento de cascas 1ª etapa	90 dias	Ter 16/12/14	Seg 20/04/15
Solidarização da estrutura 1ª etapa	90 dias	Ter 23/12/14	Seg 27/04/15
lçamento de vigas 2ª etapa	20 dias	Qua 09/12/15	Ter 05/01/16
lçamento de cascas 2ª etapa	20 dias	Qua 23/12/15	Ter 19/01/16
Solidarização da estrutura 2ª etapa	20 dias	Qua 30/12/15	Ter 26/01/16
Serviços Complementares	401 dias	Ter 13/01/15	Ter 26/07/16
Impermeabilização cobertura	296 dias	Ter 13/01/15	Ter 01/03/16
Impermeabilização 1ª etapa	90 dias	Ter 13/01/15	Seg 18/05/15
Impermeabilização 2ª etapa	30 dias	Qua 20/01/16	Ter 01/03/16
Aterro	296 dias	Ter 03/02/15	Ter 22/03/16
Aterro 1ª etapa	90 dias	Ter 03/02/15	Seg 08/06/15
Aterro 2ª etapa	30 dias	Qua 10/02/16	Ter 22/03/16
Pavimentação	30 dias	Qua 23/03/16	Ter 03/05/16
Iluminação	30 dias	Qua 04/05/16	Ter 14/06/16
Paisagismo	30 dias	Qua 04/05/16	Ter 14/06/16
Sinalização	30 dias	Qua 04/05/16	Ter 14/06/16
Desmobilização de mão-de-obra	30 dias	Qua 15/06/16	Ter 26/07/16
Desmobilização de canteiro de obra	30 dias	Qua 15/06/16	Ter 26/07/16
Desmobilização de máquinas	30 dias	Qua 15/06/16	Ter 26/07/16

Tabela 39 – Cronograma feito no programa MS Project 2013

Além do cronograma em si, é de usual utilização a definição de marcos de entrega, ou seja, metas a serem atingidas em determinados momentos, sempre relacionados a datas específicas, tendo um aspecto mensurável e relevante ao projeto. No caso da obra em estudo, alguns marcos foram escolhidos, assim como detalhados, objetivando manter o prazo final, explicitados adiante.

A data de início dos serviços utilizada no cronograma acima foi definida como sendo a mesma da obra real, ou seja, início de dezembro de 2013, com intenção de

facilitar uma comparação nos períodos de duração de cada tarefa, assim como de seus prazos totais. Pode-se notar que, de acordo com a programação feita, a obra em questão teria uma duração total de cerca de 2(dois) anos e 8(oito) meses, enquanto a obra real (atualmente em execução) tem prazo de 3 anos. Com isso, nota-se que a escolha de alternativas estruturais, assim como de novos métodos construtivos, gera uma economia de tempo de cerca de 11,1%.

É perceptível que podem ocorrer algumas variações nas durações de serviços, assim como problemas em obra que podem vir a acarretar atrasos, contudo este é um valor satisfatório para uma análise inicial. E buscando manter este ganho de tempo, os marcos definidos são:

- Conclusão da locação de obra. Este marco indica a finalização de todos os serviços preliminares, dando à obra total condição de iniciar os serviços mais intensos, tendo data de término como 18/04/2014.

- Conclusão da parede diafragma. Este marco explicita a conclusão de uma grande etapa de serviço e finalização da utilização de Clamshell na obra. Sua data limite é 15/07/2014.

- Conclusão dos estacões. A partir deste marco, mudam-se os principais equipamentos utilizados na obra, e pode iniciar-se a primeira etapa das escavações da obra, com data em 17/09/2014.

- Finalização da primeira etapa de escavação. Pode-se ser considerado um dos mais importantes marcos da obra, pois a partir deste, inicia-se a montagem da cobertura do reservatório, de crucial importância para manter o prazo final. Data limite 29/10/2014.

- Finalização da primeira etapa de içamento de cascas. Com este marco, a grande maior parte da cobertura já estará concluída, previsto para 20/04/2015.

- Conclusão da segunda etapa de escavação. A partir deste momento, acaba-se a retirada de terra da obra, podendo assim diminuir o fluxo de máquinas na obra. Data final 31/08/2015.

- Finalização da segunda etapa de içamento de cascas. Este marco define o momento em que se completa a execução da estrutura do reservatório, sendo também de grande importância para a obra, com data prevista para 19/01/2016.

- Conclusão da obra. Por fim, este marco representa a entrega final do empreendimento, após todos os serviços complementares e desmobilização de canteiro de obras, tendo data para 26/07/2016.

Logo, ficam claras as principais metas a serem atingidas para conseguir manter a economia de tempo prevista no cronograma. Para isso, foram anteriormente analisadas algumas alternativas de sequências executivas e métodos construtivos, estas que serão esclarecidas a seguir.

7.5.3. Método Construtivo E Plano De Ataque

7.5.3.1. Serviços preliminares

7.5.3.1.1. Demolição

A primeira providência a ser tomada para o início do ciclo de produção da obra é retirar edificações e elementos que não serão utilizados, cedendo área para a implantação do canteiro. Para isso, o terreno já deve estar interditado, com indicações de segurança quanto a adoção de procedimento, utilização de equipamentos, rotas de acesso, entre outros.

Dentre as possibilidades para realizar uma demolição estão: uso de equipamentos mecânicos, processos térmicos, uso controlado de explosivos e processos abrasivos. Nesse caso específico, não há a presença de estruturas elaboradas que exijam um sistema sofisticado para demolição. Como a maior parte do terreno possui apenas pavimentação com asfalto, árvores e demais elementos urbanísticos, acredita-se que somente aparelhos mecânicos sejam suficientes para realizar a tarefa.

7.5.3.1.2. Limpeza

Após a demolição, outros equipamentos devem ser utilizados para retirar os resíduos decorrentes desse processo, como retroescavadeiras, por exemplo. Deve-se também prever o acesso de caminhões para a retirada do material, assim como especificar um local adequado para seu depósito. Além disso, ocorre nessa etapa

uma regularização do terreno para que se iniciem as atividades necessárias para o andamento da obra, como demarcações da topografia e a instalação do canteiro.

7.5.3.1.3. Topografia

Com a desobstrução do terreno, a equipe de topografia deve entrar e localizar pontos de referência, ou seja, materializar em campo os níveis utilizados no projeto. Em geral, utiliza-se postes de concreto ou muros vizinhos para fixar uma referência de nível vertical que servirá para guiar e delimitar a movimentação de terra.

7.5.3.1.4. Canteiro de obras

A implantação do canteiro envolve prover para o ambiente da obra todos os recursos para seu andamento, sua administração e para manutenção das necessidades básicas dos trabalhadores de campo. Sendo assim, estruturas provisórias de administração, engenharia e controle devem ser previstas, bem como portaria, almoxarifado, refeitórios, vestiários, cozinha, banheiros, etc.

Além disso, são necessárias áreas para execução de procedimentos auxiliares à execução da obra e áreas de estoque de material. Por isso, o canteiro deve possuir espaços, por exemplo, para silos de armazenamento de lama bentonítica, bancadas de corte e dobra de armação, usina de concreto, entre outros.

No caso em estudo, foi esquematizado um modelo de canteiro de obras de modo a não prejudicar o andamento dos serviços, buscando manter os insumos necessários para as atividades o mais acessível possível sem causar interferências desnecessárias.



Figura 101 – Canteiro de obras

7.5.3.1.5. Canteiro de pré-moldados

Por se tratarem de elementos de grande porte e que exigem cuidado redobrado em sua montagem devido à difícil execução, deve haver uma área especial para execução e armazenamento dos pré-moldados. A casca é o exemplo mais claro da necessidade extra de cuidados e controle, que são consequência da complexidade da peça.

No canteiro de pré-moldados deve haver setores para montagem de formas, instalação das armações, concretagem e cura. Novamente, um bom planejamento da localização do mesmo, assim como a disponibilidade dos setores, tem grande influência no andamento da obra, buscando-se uma ordem de serviços próxima a uma linha de montagem, estrutura extremamente funcional.

Execução de Vigas e Cascas pré-moldadas

A execução das vigas pré-moldadas deve ocorrer no canteiro de pré-moldados. Convencionalmente, monta-se a forma, então as armações são inseridas e é feita a concretagem. As peças devem aguardar o tempo para serem desenformadas e então devem ser armazenadas.

Para a realização das cascas pré-moldadas, o cuidado deve ser redobrado, pois, por ser um elemento de geometria complexa, a disposição construtiva das formas e o alojamento das armações demanda maior precisão e atenção.

A forma deve ser produzida com o boleamento de chapas de madeira, seguindo o raio determinado no projeto, e prevendo os detalhes de diafragma e vigas de bordo para que a concretagem seja feita em uma só etapa, sem emendas. Com o uso de espaçadores, as armações devem ser posicionadas conforme estipuladas no projeto e o concreto utilizado deve possuir *slump* baixo, de forma que seja possível trabalhá-lo na superfície cilíndrica, garantindo a curvatura e espessura desejadas.

Deve-se prever a existência de ganchos nas peças, onde são feitos reforços de armação. Esses ganchos devem ser utilizados para permitir a movimentação das cascas pré-moldadas por guindastes, seja no canteiro de pré-moldados ou durante o posicionamento sobre o reservatório.

7.5.3.1.6. Mobilização de mão de obra

Também dentro dos serviços preliminares, está a contratação da mão de obra. Previamente, é desejável que haja um planejamento que envolva cronograma com as atividades necessárias, dados de produtividade e plano de ataque de frentes de trabalho. Com essas informações, é possível ter dimensão da quantidade de trabalhadores a serem contratados, dos gastos que serão despendidos com recursos humanos e dos gastos complementares. Além disso, é possível realizar as contratações e todos os ajustes para início de operação a tempo de não atrasar os calendários nem pagar funcionários ociosos.

7.5.3.1.7. Mobilização de máquinas

Semelhantemente ao processo de mobilização de mão de obra, ocorre a mobilização de maquinário. Devido ao fato de os alugueis dos aparelhos possuírem altos valores, e existência de um planejamento segundo um cronograma é essencial para evitar o pagamento de taxas sem que haja de fato a utilização ou a

necessidade da máquina. Outro fator importante é que as empresas que fornecem esses produtos para o mercado são raras e com disponibilidade restrita. Por este motivo, a verificação com antecedência da necessidade de mobilização e a determinação de informações de quantidade, datas e modelo é um serviço essencial para dar início à obra.

7.5.3.1.8. Mobilização de material (Lama bentonítica)

Outro processo de mobilização fundamental para o seguimento das atividades é a mobilização de materiais, sobretudo materiais específicos e de uso extremamente necessário, como é o caso de lama bentonítica. Esse produto é utilizado para estabilizar furos na execução de contenções e fundações em condições instáveis. No caso dessa obra especificamente, a lama deve ser usada para auxiliar na escavação das paredes diafragma, bem como na escavação dos estacões.

7.5.3.1.9. Locação de obra

A locação da obra, neste caso, representa principalmente determinar fisicamente os pontos que serão base para o início dos trabalhos, ou seja, os estacões e a linha de execução das paredes diafragma, utilizando-se principalmente de gabaritos. Através destes, crava-se estacas onde os empreiteiros específicos devem realizar os procedimentos de execução das estruturas. A partir da finalização da execução de ambos os componentes, os demais sistemas serão construídos utilizando-os como referência. Por este motivo, as precauções no procedimento de locação têm de ser reforçadas, pois erros nessa etapa podem acarretar inconformidades gravíssimas nas etapas futuras.

7.5.3.2. Contenção

Parede diafragma

Com todos serviços preliminares concluídos, pode-se então dar início às atividades da obra, sendo o primeiro a realização das paredes diafragmas, que servirão tanto como contenção como quanto paredes do reservatório.

A execução das paredes diafragma necessita da locação correta dos pontos e do nivelamento do terreno. Para esta tarefa, o equipamento utilizado é o *clamshell* e deve-se verificar, antes do início da escavação, se sua haste está aprumada e bem alinhada com o ponto guia.

A escavação da parede diafragma depende da utilização de um estabilizante, que neste caso trata-se da lama bentonítica. Após o início do procedimento de perfuração com a *clamshell*, após certa profundidade de escavação que geralmente vai de 1 m a 1,5 m, é irrigada lama bentonítica. Assim, quando o material escavado é retirado para ser depositado em local destinado previamente para recebê-lo, a lama já escoou de forma a preencher o furo e garantir sua estabilidade.

Por possuir um comportamento tixotrópico, a lama apresenta características fluidas em movimento (o que permite que escoe por uma espécie de mangueira), e característica de um gel em repouso, (estado em que se encontra dentro do furo). Devido a essa característica, ao permanecer parada em contato com uma escavação, a lama impede o escoamento de água e o desmoronamento decorrente de áreas com instabilidade. Após a finalização da escavação até a cota de fundo, é então inserida a armação e é realizada a concretagem, podendo-se então continuar a execução da parede diafragma.

Esta etapa é de grande duração devido ao tamanho do reservatório, e deve ser completamente concluída para a sequência dos serviços.

7.5.3.3. Fundação e estrutura

7.5.3.3.1. Execução de estacões

Com a finalização da parede diafragma, pode-se então iniciar a execução dos estacões. Estes são elementos essenciais nesse projeto, pois, além de funcionarem como fundação, atuam como pilares, dando sustentação para a estrutura de cobertura. O procedimento de escavação desses elementos é semelhante ao procedimento adotado para as contenções de parede diafragma, e, portanto os cuidados devem ser os mesmos.

A armação dos estacões deve estar previamente montada na ocasião da escavação. Logo após a finalização da perfuração, um guindaste deve içar a armação e posicioná-la dentro do furo na cota de projeto para aguardar a concretagem. Devido aos comprimentos de grande ordem característicos dos estacões, pode ser necessário o uso de cordões-guia para inserção precisa no local necessário.

Após a verificação de ausência de detritos no furo e posicionamento correto da armadura segundo o projeto, é realizado o bombeamento do concreto autoadensável de baixo para cima com o uso de tremonha no estacão.

Este procedimento apresenta enorme vantagem construtiva, como também um grande ganho de tempo, uma vez que apenas uma estrutura terá duas funções estruturais, servindo como fundação e como pilares. Estas vantagens não se limitam a isto, mas também o fato de utilizar o próprio solo como fôrma facilita sua execução, quando comparado ao método tradicional de fôrmas de madeira, ainda mais considerando que o pilar apresenta quase 18 metros de altura.

7.5.3.3.2. Desmobilização de material (Lama bentonítica)

Após a finalização das paredes diafragma e dos estacões, não será mais necessária a utilização de lama bentonítica. Por isso e para liberar área para execução de outros subsistemas, deve ser feita a desmobilização de equipamentos e centrais de armazenamento deste material.

7.5.3.3. Regularização de estações

Na produção das estações não são utilizadas formas, ou seja, a solidificação do material é conformada pelas condições do solo com o qual o concreto está em contato no momento da concretagem. Por esse motivo, sua superfície fica irregular, e, conseqüentemente, para que esse elemento funcione como pilar, deve ser feita uma regularização. Esta deve ser executada sempre conforme o terreno é escavado, para que não seja necessária a utilização futura de andaimes apenas para este propósito.

7.5.3.4. Movimentação de terra e Cobertura

7.5.3.4.1. Primeira Etapa de Escavação e Execução de tirantes

Uma vez que a parede diafragma ao redor do reservatório, assim como todas as estações em seu interior, estão prontas, pode-se dar início à primeira etapa de escavações. Este é um serviço de extrema importância nas obras em geral, ainda mais na obra em estudo, a qual terá capacidade para cerca de 220 mil metros cúbicos de água, ou seja, uma enorme quantidade de terra deve ser retirada, aumentando ainda mais quando considerados os efeitos de empolamento.

Aqui, a escavação foi dividida em duas etapas buscando maior eficiência construtiva, devidamente explicada ao longo do texto. Nesta primeira etapa, é feita inicialmente a escavação de 3 metros de profundidade de toda a área interna às paredes diafragmas. Esta é feita com a utilização de retroescavadeiras, depositando a terra retirada em caminhões que acessam a área de escavação através de uma rampa com inclinação adequada. Neste momento, deve ser realizado o arrasamento das estações até a cota de projeto, aproveitando o fato da escavação ainda não estar muito profunda.

Neste momento, é feita uma linha de tirantes em todo o perímetro da contenção. Os tirantes são executados com a perfuração do solo e seguida da introdução de elementos resistentes à tração, como barras de aço, no terreno. Então

é feita a protensão dos elementos para que estes hajam de forma ativa sobre o solo, e em seguida realiza-se a injeção de calda de cimento no local, criando bulbos de ancoragem. Para manter a tensão no tirante, a cabeça do mesmo deve ser ligada à parede diafragma.

Novamente escavam-se mais 3 metros de profundidade em toda a área, tomando cuidado para não danificar os estações presentes, pois isto poderia comprometer a segurança estrutural dos mesmos. Uma segunda linha de tirantes é então realizada, finalizando esta primeira etapa de escavação.

7.5.3.4.2. Execução de bloco de coroamento

Após essa primeira etapa de escavação, deverão ser feitos os blocos que ficarão sobre os estações, servindo de apoio às vigas da cobertura, que por sua vez servem de apoio para as cascas pré-moldadas. Além disso, esses blocos devem possuir arranques que serão solidarizados às estruturas pré-moldadas posteriormente com uma concretagem in loco.

A sua execução deverá ocorrer de forma convencional, ou seja, através de formas. Contudo, como serão realizados a quase 6 metros de altura, foi proposto um método alternativo de apoio das formas, sendo este utilizado em blocos de fundação de estruturas sobre a água. O ponto principal do método é a utilização de mãos francesas apoiadas no próprio estação para suportar a forma do bloco. Após a montagem dos suportes, são posicionadas as formas e é inserida a armação prevista, previamente montada, e então os blocos são concretados in loco. Por fim, após o tempo determinado em projeto, podem ser retiradas as escoras e formas dos elementos.

A execução dos blocos de coroamento pode se iniciar antes mesmo da finalização da primeira etapa de escavação, uma vez que já exista campo de trabalho, ganhando assim tempo.

7.5.3.4.3. Primeira etapa de içamento de vigas e cascas da cobertura

Com todos estações já preparados para receber a cobertura, pode-se dar início ao içamento das peças pré-moldadas. Este é feito por um guindaste que poderá andar por entre os estações, dentro da área escavada, e de lá posicionar as vigas e cascas.

A escavação de apenas 6 metros na primeira etapa foi considerada, não só pela facilidade de executar os blocos, também pela menor exigência do guindaste, o qual deveria ser bem maior caso a altura de içamento fosse a profundidade total prevista do reservatório, quase 20 metros.

A estrutura da cobertura será montada partindo-se de uma das bordas em direção à borda oposta, sendo feita linha a linha. No entanto, o fato das cascas pré-moldadas terem formato cilíndrico faz com que estas necessitem de apoio apenas em uma direção, deixando livre a outra, seja para passagem de máquinas quanto para diminuir a retenção de sujeira e detritos quando em uso.

Em seguida é feito o posicionamento das cascas nesta mesma linha, apoiando-as sobre as vigas previamente colocadas, de modo que as cascas fiquem encostadas lateralmente umas nas outras. Após esta primeira sequência de montagem, pode-se preparar mais uma linha de vigas pré-moldadas, e continuar a execução da cobertura.

Nota-se na imagem que a última casca de cada linha executada é deixada para ser colocada posteriormente. Com isso, procura-se deixar uma fonte de iluminação, embora talvez não suficiente para todo o reservatório, mas principalmente busca-se evitar circunstâncias insalubres dentro do mesmo, servindo este vão para ventilação e troca de ar. As vigas, contudo, são colocadas até o fim, para travar a estrutura e evitar riscos desnecessários.

O mesmo processo anteriormente descrito é seguido até que toda área escavada esteja coberta, excetuando-se a última linha lateral junto à parede diafragma.

7.5.3.4.4. Solidarização da estrutura 1ª etapa

Com o posicionamento da maior parte da cobertura concluída, pode-se dar início à solidarização das estruturas envolvidas, as vigas, as cascas e os blocos dos pilares. Este procedimento é de grande importância para garantir maior rigidez estrutural da cobertura assim como evitar problemas de instabilidade caso o reservatório venha a transbordar, quando em uso.

Este processo é feito nas junções e encontros entre diferentes estruturas, todas as quais já apresentam arranques de aço previamente planejados, facilitando sua execução, embora uma armação adicional deva ser colocada. Também, o fato das peças estarem todas em contato faz com que não sejam necessárias fôrmas para conter o concreto, agilizando o serviço e economizando material.

7.5.3.4.5. Segunda Etapa de Escavação e Execução de tirantes

Neste momento é iniciada a segunda e final etapa de escavação da obra. Esta se dá a partir dos 6 metros de profundidade previamente escavados, os quais, além das considerações anteriormente feitas, possibilitam também a passagem de máquinas e caminhões menores, mas ainda assim maiores do que bobcats. Vale lembrar também que o fato das vigas pré-moldadas só serem colocadas em uma direção aumenta a altura útil do reservatório para facilitar a retirada de terra.

Indo desta cota inicial até a cota do fundo do reservatório, toda a área é escavada, sendo executada de 3 em 3 metros, e a cada desnível, uma linha de tirantes é feita em todo perímetro de parede diafragma para garantir a estabilidade da mesma.

Ao final deste procedimento, retira-se a rampa de acesso ao fundo do reservatório, por onde trafegavam os caminhões que retiravam terra.

7.5.3.4.6. Execução da Laje de fundo

Após a escavação da terra que envolve as estações até a cota de fundo determinada em projeto, deve ser prevista a execução de uma laje de base para o reservatório. Para isso, o solo é preparado e regularizado, e então é despejada uma camada de brita em toda a área. Sobre esta camada, é inserida toda a malha da armação e então concretada, lembrando que devem ser deixados drenos para evitar problemas futuros com pressão hidrostática, uma vez que o fundo do reservatório está abaixo do nível d'água.

7.5.3.4.7. Segunda etapa de içamento de vigas e cascas da cobertura

Uma vez que os principais serviços internos ao reservatório já estão concluídos, pode-se dar continuidade à montagem da cobertura, posicionando as peças faltantes ao longo da lateral da escavação.

Esta etapa é feita por fora do reservatório, facilitando assim sua execução. Devem-se tomar precauções para que não tenham funcionários trabalhando abaixo desta área, podendo trazer riscos de acidentes.

Novamente, depois de colocadas no local, as peças pré-moldadas devem ser solidarizadas, tornando toda a cobertura uma estrutura unificada, seguindo os mesmos procedimentos anteriormente citados.

7.5.3.5. Serviços complementares

Finalizadas as etapas de execução de estruturas, deve-se então realizar um procedimento de impermeabilização nas superfícies das cascas e principalmente onde foram feitas solidarizações, ou seja, onde há maiores chances de existirem fissuras. Essa impermeabilização deve seguir a ordem de trabalho que orientou todo o método construtivo, ou seja, em 2 etapas, sendo uma delas grande parte da cobertura e a outra, a faixa que havia sobrado.

Da mesma forma, o aterro será feito em duas etapas, seguindo a mesma lógica da impermeabilização. O aterro deve ser realizado com a deposição de terra e a posterior compactação até chegar à espessura e cota prevista no projeto.

Com esta etapa concluída, já podem ser iniciados os serviços de pavimentação do local, instalações de iluminação, paisagismo e sinalização. Por fim, desmobiliza-se o maquinário, mão de obra e canteiro de obras.

8. CONCLUSÃO

O trabalho em questão foi motivado pelas seríssimas consequências das enchentes no Brasil e no mundo. Com base num estudo de dados relativos a perdas materiais e mortes ao longo do tempo, verificou-se que a maioria dos desastres ocorridos no país é relacionada às inundações, o que evidencia a necessidade alarmante de medidas e soluções direcionadas a esses problemas.

Através de uma análise de possíveis causas, o grupo concluiu que, em perímetro urbano, a maior parte dos locais de incidência de enchentes é resultado de mau planejamento e crescimento populacional desgovernado. Ou seja, o aumento expressivo da impermeabilização do solo e obras pontuais de canalização em muito contribuíram para alterar de forma catastrófica o curso natural das águas pluviais e dos rios.

Dentro deste contexto desfavorável, acredita-se que atualmente obras de intervenções em regiões densamente povoadas tornam-se essenciais para evitar que esses desastres afetem a saúde e qualidade de vida das pessoas. No entanto, essas intervenções exigem um planejamento adequado, para assegurar que interfiram o mínimo possível no local em questão.

Buscando compreender o processo de otimização de uma obra num grande centro urbano, baseado num caso real, o grupo pôde avaliar sistemas estruturais e métodos construtivos, levando em consideração principalmente facilidade de execução e economia de tempo e material. Concluiu-se que a proposição de métodos alternativos aos convencionais podem agregar melhorias para obra, no entanto podem apresentar ainda mais empecilhos quando ocorre algo não previsto no planejamento. Além disso, julga-se que cada subsistema possui vantagens e desvantagens e que, portanto, a adoção de um caso específico depende fortemente do conjunto de circunstâncias de cada situação específica.

Por fim, considera-se que o objetivo principal de avaliação dos diversos processos de concepção de uma obra, passando pelo projeto e planejamento de execução dos diversos subsistemas, especificamente de intervenção para solução de problemas de drenagem, foi alcançado, pois o trabalho contempla os itens básicos de diversas áreas, contribuindo para o aprendizado e formação dos autores.

9. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT. NBR6118 (2014). *Projeto de estruturas de concreto – Procedimento*. SVVIE. Rio de Janeiro.

ABNT. NBR6122 (1996). *Projeto e execução de fundações*. SVVIE. Rio de Janeiro.

Alva, G. M. S., El Debs. A. L. H. C., Giongo, S. J. (2008). *Concreto armado: projeto de pilares de acordo com a NBR 6118:2003*. In: Alva, G. M. S., El Debs. A. L. H. C., Giongo, S. J. *Disciplina: SET 410 Estruturas de concreto armado II – Notas de Aula*. Escola de Engenharia de São Carlo, USP. São Carlos.

Alonso, U. R. (1989). *Dimensionamento de fundações profunda*. 3ª edição. Blucher. São Paulo, 2003.

Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP), Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica (FCTH) (2005). *Programa Soluções para Cidades. Projeto Técnico: Reservatórios de detenção*. 2005.

Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP) (1967), *Vocabulário de Teoria das Estruturas*, São Paulo, 1967.

Barros, E. (2014). *Reforço contra enchentes*. Revista Planejamento Urbano, nº 38, p.42-46, maio/2014.

Bastos, P. S. S. (2005). *Pilares de concreto armado*. In: Bastos, P. S. S. *Disciplina: 1309 – Estruturas de Concreto II – Notas de Aula*. Departamento de Engenharia Civil – Universidade Estadual Paulista, Bauru.

Billington, D. P. (1982), *Thin Shell Concrete Structures*. 2.ª edição. McGraw-Hill. 1982.

Bittencourt et al. *Comportamento Estrutural*. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo, Universidade de São Paulo. Disponível em <<http://www.cascabanana.xpg.com.br/tendencias.html>>, acessado em 20 de abril de 2014.

Campos filho, A. (2014). *Projeto de pilares de concreto armado*, in: Departamento de Engenharia Civil. Notas de aula - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Porto Alegre.

Candela, F., *Structural Applications of Hyperbolic Paraboloidal Shells*, J.ACI, 1955.

Canholi, A. P.(2005) *Drenagem urbana e controle de enchentes*. Editora Oficina de textos, 302 p, São Paulo, 2005.

Carvalho, R. C. (2009). *Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado*. 3 ed. 376 p. Editora Edfuscar, 2009, São Carlos.

Cintra, J. C. A., Aoki, N. (1999). *Fundações por Estacas: Projeto Geotécnico*. Editora Oficina de Textos, São Paulo, 2010, 96 p.

Comitê da Bacia Hidrográfica do Alto Tietê (2002). *Plano da Bacia do Alto Tietê: Sumário Executivo*. São Paulo, 2002.

DAEE. *Banco de Dados Pluviométricos de Estado de São Paulo. Apresentação, Conclusão e Recomendações* <http://www.sigrh.sp.gov.br/sigrh/basecon/macrodrenagem/meninos/Arquivos_Men/Cap1_Men_Frame.html>, acessado em 30/05/2014.

DAEE. *Banco de Dados Pluviométricos de Estado de São Paulo. Características Gerais da Bacia do Ribeirão dos Meninos* <http://www.sigrh.sp.gov.br/sigrh/basecon/macrodrenagem/meninos/Arquivos_Men/Cap3_Men.html>, acessado em 01/06/2014.

DAEE. *Banco de Dados Pluviométricos de Estado de São Paulo. Introdução* <http://www.sigrh.sp.gov.br/sigrh/basecon/macrodrenagem/meninos/Arquivos_Men/Cap2_Men.html>, acessado em 30/05/2014.

DAEE. (2000) *O plano diretor de macrodrenagem da bacia do Alto Tietê: formulação, diretrizes e resultados iniciais*, 2000.

DER (Departamento de estradas de rodagem) (2006). *Estacas escavas de grande diâmetro*. Especificação técnica, 2006, São Paulo.

Dischinger, F., Finsterwalder U. (1926), *Die Dywidag-Halle auf der Gesolei*, Der Bauingenieur, no.48, 1926.

Diário Regional. *Projeto Drenar inicia duas obras no Centro de São Bernardo*. Disponível em <<http://www.diarioregional.com.br/2014/02/22/sua-regiao/minha-cidade/projeto-drenar-inicia-duas-obras-no-centro-de-sao-bernardo/>>, acessado em 28/05/2014.

Dorman, T., M. Frey, J. Wright, B. Wardynski, J. Smith, B. Tucker, J. Riverson, A. Teague, and K. Bishop (2013). *San Antonio River Basin Low Impact Development Technical Design Guidance Manual*, v1. San Antonio River Authority. San Antonio, TX.

Finsterwalder, U. (1933) *Die Querversteiften Zylindrischen Schalengewölbe mit kreissegmentformigem Querschnitt*, Ing-Arch., vol.6, 1933.

Fundesp (2014). *Vantagens das estacas escavadas de grande diâmetro*. Disponível em <http://www.fundesp.com.br/2009/estacasgrande_vantagens.html>, acessado em 12 de maio de 2014.

Fundesp (2014b). *Características da lama bentonítica*. Disponível em <http://www.fundesp.com.br/port/pt_04_m2.htm>, acessado em 12 de maio de 2014.

Geckler, J.W. (1926) *Elastostatik*, Handb. Der Phys., vol.6, 1928

Geckeler, J. (1926) *Über die Festigkeit achsensymmetrischer Schalen, insbesondere von Dampfkesseln*, Z. Des Vereines dtsch. Ing., vol 70, 1926.

Geosonda (2014). *Manual executivo: Estacas escavas de grande diâmetro*. Disponível em <<http://www.geosonda.com.br/escavada.php>>, acessado em 11 de maio de 2014.

Isler, H. (1955) Discussion in Sess. IIIB, *Second Congress of the Fédération Internationale de la Précontrainte*, Amsterdam, 1955.

Isler, H. (1960) *New Shapes for Shells*, Bull. IASS, no.8, paper C-3, 1960.

Kohnke, R. (1909) *Die Kuppelgewölbe* In: F. Von Emperger, *Handb. Für Eisenbetonbau*, vol.4, Berlin, 1909.

Melhado, S. B. et al. (2002). *Fundações*. In: Departamento de Engenharia de Construção Civil. *Notas de aula PCC-2435: Tecnologia da Construção de Edifícios I* - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

Miranda, L. R. (2008). *Cálculo e detalhamento prático de pilares para edificações de pequeno e médio porte*. 198 f. Dissertação (Mestrado) – Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos.

Montoya, J. P. (1981) *Hormigon Armado*. Editorial Gustavo Gili SA. 14^a Edição, 2009.

Nero, J. A. *Notas de aula PEF604 - SISTEMAS ESTRUTURAIS II* - Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo. Disponível em <http://dc128.4shared.com/doc/nLHPw_GG/preview.html>, acessado em 20 de abril de 2014.

Orsini, L. F. (2012) *Planejamento de Sistemas Municipais de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais. Soluções para cidades 2012* –, São Paulo, 2012.

Parme, A.L. (1958) *Shells of Double Curvature*, Trans. ASCE, vol.123, 1958.

Petry, W. (1932) *Plates and Shells in Reinforced Concrete*, Proceedings, First Congr. Int. Assoc. Bridge and Struct. Eng., held at Paris, 1932, published in Zurich, 1932.

Phase I *Report of the Task Committee on Folded Plate Construction*, J. Struct. Div., ASCE, vol.89, 1963.

Prevention Web (2014). *Brazil Disaster Statistics*. Disponível em <<http://www.preventionweb.net/english/countries/statistics/?cid=24>>, acessado em 8 de dezembro de 2014.

Reissner, H. (1908) *Ueber die Spannungsverteilung*. In: *Zylindrischen Behälterwanden, Beton und Eisen*. Vol.7, no.6, 22 de abril de 1908.

Secretaria de Serviços Urbanos da Prefeitura de São Bernardo. *Programa Drenar*. <<http://www.saobernardo.sp.gov.br/dados2/MacroProjetos/DRENAR.pdf>>, acessado em 28/05/2014.

Tucci, C. E. M. (2005) *Gestão de Águas Pluviais Urbanas*. Ministério das Cidades – Global Water Partnership - World Bank – Unesco 2005.

Silva, L. C. (2004) *Sistemas de drenagem urbana não convencionais*. 59p. Trabalho de conclusão de curso – Universidade Anhembi Morumbi, São Paulo 2004.

Wuezkowski, R. (1910). *Flüssigkeitsbehälter*. In: F. Von Emperger, *Handb. Für Eisenbetonbau*, vol.5, Berlin. 1910.

Zaid filho, K. et al. (2012) *Fascículo 5: Medidas de Armazenamento Artificial e Facilitadores de Infiltração para Controle de Inundações Urbanas*. In: Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental. *PHA 2537: Água em Ambientes Urbanos. Coleção Águas Urbanas*. - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

Anexo I – Caracterização geológico/geotécnica do local de implantação

1. Generalidades

Na área onde será implantado o reservatório RM-16, há basicamente 3 macrorregiões de solo bem definidas e subsequentes: depósitos tecnogênicos, sedimentos aluviais e solos residuais. Além disso, o nível d'água está situado a aproximadamente 3 metros de profundidade.

Depósito tecnogênico é o termo técnico para aterro lançado artificialmente para fins de regularização topográfica da superfície e que geralmente compreende solos de grande heterogeneidade, incluindo entulho e muitas vezes lixo. Avaliando-se os perfis individuais de sondagem, percebe-se que essa faixa varia geralmente da superfície até aproximadamente uns 2 metros de profundidade, podendo chegar a 4 metros. O aterro mistura-se a argilas arenosas, variegadas e muito moles. O SPT dessa faixa é muito baixo, variando de 0 a 4. Vale ressaltar que em algumas regiões há uma camada de argila muito mole preta (turfa), chegando a profundidade de 4 metros em algumas ocasiões (furos SP1,SP3,SP,SP9).

Camada de aterro	
Furo	Profundidade da camada(m)
SP1	1,6
SP2	1,8
SP3	2,2
SP4	2
SP5	3,2
SP6	2,1
SP7	1,9
SP8	3,7
SP9	2,6

Tabela 40 – Profundidade argila orgânica

A seguir, segue a faixa dos sedimentos aluviais, que são solos recentes de idade quaternária e que são compostos por intercalações de argila, areias finas e areias grossas (ocasionalmente com cascalho). As argilas apresentam teores variáveis de matéria orgânica e consistência de muito mole à média. Já as areias são fofas a medianamente compactas, localmente muito compactadas. Essa camada está situada aproximadamente entre os 2 e 7 metros de profundidade. Seu SPT varia de 0 a 9 e em alguns pontos localizados chega a 16 (areia muito compacta), como se verifica nos furos SP1, SP7 e SP4.

Camada dos sedimentos aluviais		
Furo	Extensão	Variação do SPT
SP1	1,6 – 7,9	0 a 7
SP2	2,6 – 8	0 a 8
SP3	2,2 – 6,9	0 a 6
SP4	2 – 8	3 a 9
SP5	3,2 – 8,2	0 a 8
SP6	2,1 – 7,8	0 a 9
SP7	1,9 – 7,9	0 a 16
SP8	3,75 – 6,8	2 a 3
SP9	2,5 – 7,9	0 a 8

Tabela 41 – Dados das sondagens das camadas de sedimentos aluviais

Por fim, há a camada dos solos residuais que são compostos basicamente de silte argiloso, silte arenoso e alteração de rocha. O silte argiloso, que é de cor amarelada, por vezes apresenta-se pouco arenoso e o silte arenoso, que é de cor acinzentada, apresenta-se por vezes pouco argiloso. Na região do reservatório a predominância é do silte arenoso e das alterações de rocha, sendo praticamente unânime em todos os furos a partir de 15 metros de profundidade. Essa camada de solos residuais vai aproximadamente dos 8 aos 20 metros de profundidade, onde terminam as sondagens. Já o seu SPT varia crescentemente de 8 ao impenetrável,

sendo que em alguns furos, por exemplo, o SP3, o SPT chega a 20 no início da camada.

2. Determinação do SPT

A determinação do SPT de projeto para o cálculo das estacas foi feita a partir dos furos considerados notáveis, ou seja, os furos que certamente representam a região do reservatório RM-16. Como se pode notar na figura 1, os furos considerados são SP5, SP6, SP7 e SP8 (circulados em vermelho).



Figura 102 – Mapa de locação das sondagens

Ao se verificar as sondagens fornecidas, alguns obstáculos foram encontrados. Primeiramente, a presença de rocha em profundidades muito rasas inviabilizaria a solução proposta no seguinte trabalho. Em segundo lugar, as profundidades máximas a que o ensaio alcançou não eram suficientes para se verificar com exatidão o NSPT ao longo da estaca. Assim, o grupo decidiu que, para fins didáticos, iria simplificar a situação. Nas regiões onde há rocha, será considerado um solo muito rijo, com NSPT igual ao maior encontrado no perfil

individual da sondagem e a seguir se fará a média dos NSPTs dos quatro furos notáveis.

Furo	SPT
SP5	54
SP6	48
SP7	53
SP8	53
SPTprojeto	52

Tabela 42 – Obtenção do NSPT utilizado

Assim, considera-se o NSPT de projeto como sendo 52.