

INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE SERGIPE

CAMPUS ARACAJU

DIRETORIA DE ENSINO

COORDENADORIA DE ENGENHARIA CIVIL

CURSO DE BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL

NATHÁLIA SANTOS CAVALCANTE

ANÁLISE ESTRUTURAL DE RESERVATÓRIOS ELEVADOS:

Estudo de Caso do Colapso da Piscina do Edifício Parador – Vila Velha / ES

MONOGRAFIA

ARACAJU

2022

NATHÁLIA SANTOS CAVALCANTE

ANÁLISE ESTRUTURAL DE RESERVATÓRIOS ELEVADOS:

Estudo de Caso do Colapso da Piscina do Edifício Parador – Vila Velha / ES

Monografia apresentada como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel, da Coordenação do Curso de Engenharia Civil, do Instituto Federal de Sergipe – Campus Aracaju.

Orientador: Prof. Me. Rodolfo Santos da Conceição

Co-Orientador: Prof. Me. Marcílio Fabiano Goivinho da Silva

ARACAJU

2022

Ficha catalográfica elaborada pela Bibliotecária Geocelly Oliveira Gambardella / CRB-5 1815,
com os dados fornecidos pelo(a) autor(a).

Cavalcante, Nathália Santos.

C376a Análise estrutural de reservatórios elevados: estudo de caso do
colapso da piscina do Edifício Parador – Vila Velha/ES. / Nathália Santos
Cavalcante. – Aracaju, 2022.

60 f. : il.

Orientador: Prof. Me. Rodolfo Santos da Conceição

Co-orientador: Prof. Me. Marcílio Fabiano Govinho da Silva.

Monografia (Graduação - Bacharelado em Engenharia Civil) -
Instituto Federal de Sergipe, 2022.

1. Piscina. 2. Reservatório elevado. 3. Concreto armado. 4. Análise
estrutural. I. Conceição, Rodolfo Santos da. II. Silva, Marcílio Fabiano
Govinho da. III. Título.

CDU 624.01(81)

INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE SERGIPE
CAMPUS ARACAJU

CURSO DE BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL

TERMO DE APROVAÇÃO

Título da Monografia N° 219

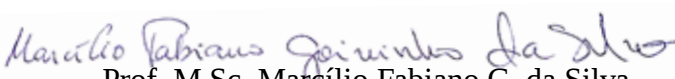
**ANÁLISE ESTRUTURAL DE RESERVATÓRIOS ELEVADOS: ESTUDO DE CASO
DO COLAPSO DA PISCINA DO EDIFÍCIO PARADOR – VILA VELHA / ES**

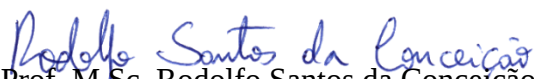
NATHÁLIA SANTOS CAVALCANTE

Esta monografia foi apresentada às 09h00 do dia 16 de fevereiro de 2022 como requisito parcial para a obtenção do título de BACHARELA EM ENGENHARIA CIVIL. A candidata foi arguida pela Banca Examinadora composta pelos professores abaixo assinados. Após deliberação, a Banca Examinadora considerou o trabalho aprovado.


Prof. Dr. Carlos Henrique de Carvalho
(IFS – Campus Aracaju)

ARON SETTON
FILHO:17093430520
Assinado de forma digital por
ARON SETTON
FILHO:17093430520
Eng. Aron Setton Filho
(DESO - Companhia de Saneamento do
Estado de Sergipe)


Prof. M.Sc. Marcílio Fabiano G. da Silva
(IFS – Campus Aracaju)
Coorientador


Prof. M.Sc. Rodolfo Santos da Conceição
(IFS – Campus Aracaju)
Orientador

Prof. Dr. Pablo Gleydson de Sousa
(IFS – Campus Aracaju)
Coordenador da COEC

Dedico este trabalho aos meus avôs,
Jurandi (in memoriam) e Carlos (in memoriam),
que são meus sinônimos de saudade, e de onde estiverem
me olhando, devem estar cheios de orgulho

.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, eu agradeço a Deus, por me dar forças todos os dias, principalmente nesses tempos de pandemia, e por nunca me deixar desistir nos momentos que achei que não conseguiria.

Agradeço aos meus pais, por sempre acreditarem em mim, no meu potencial e por me proporcionar os melhores estudos, com certeza sem o amor e apoio de vocês, essa conquista não seria possível.

Agradeço ao meu namorado por todo amor e por estar sempre ao meu lado, me levantando e dando apoio nos momentos em que tive crises de ansiedade.

Agradeço aos meus 3 gatinhos, por todo carinho nos momentos que mais precisei, pois mesmo sem entenderem me passaram um amor indescritível que só quem tem pet irá entender.

Aos meus amigos, por todo apoio e compreensão, pois abdiquei de passar alguns momentos ao lado deles por me dedicar a este trabalho.

Ao meu orientador Rodolfo, por todos ensinamentos, apoio e sabedoria que nunca faltaram desde que entrei no IFS. Sei que sempre explicitarei minha admiração por você, que cresceu durante este trabalho, eu sou pura gratidão por te ter como orientador.

A minha família por todo carinho de sempre.

Aos meus colegas de curso, por toda ajuda, apoio e acolhimento, sei que passamos por muitos momentos complicados, mas sem vocês seria muito pior.

Aos meus Professores por todo aprendizado e ensinamento durante toda a minha graduação, vocês ajudaram na construção da Nathália de hoje. Eu nunca esquecerei de vocês.

RESUMO

CAVALCANTE, Nathália Santos. **ANÁLISE ESTRUTURAL DE RESERVATÓRIOS ELEVADOS:** Estudo de Caso do Colapso da Piscina do Edifício Parador – Vila Velha / ES. 60 folhas. Monografia (Bacharelado em Engenharia Civil) – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Sergipe – Campus Aracaju. 2022.

Os reservatórios de concreto armado são de grande importância para população, a maioria dessas construções são destinadas ao estoque de água para abastecimento de várias edificações ou mesmo cidades inteiras, podem ser elevados, de superfície ou enterrados. Estruturalmente similares, as piscinas, atualmente bastante comuns nos empreendimentos residenciais, podem ser analisadas tal qual os reservatórios. Por ter se tornado um elemento frequente para o lazer das pessoas, ao elaborar o projeto deve-se considerar os parâmetros de durabilidade dos materiais e prever as possíveis manifestações patológicas, garantindo a segurança necessária aos futuros usuários. O objeto de estudo deste trabalho é a piscina do Edifício Parador, localizada na cidade de Vila Velha no Espírito Santo. Para o dimensionamento da estrutura analisada foram estimadas as características geométricas e as condições de contorno da estrutura para determinação dos esforços atuantes através de um modelo analítico e modelos numéricos utilizando os *softwares* FTOOL e SAP2000. Os resultados foram similares em todos os modelos criados. Os resultados dos esforços atuantes obtidos na análise estrutural foram utilizados para o dimensionamento das armaduras necessárias na estrutura, conforme diretrizes da NBR 6118:2014. Por fim, obtidos todos os resultados, foram analisados os possíveis motivos que levaram a estrutura a colapsar, sendo verificado nas fotografias divulgadas que a piscina não possuía as armaduras necessárias entre a laje do fundo e as paredes laterais da piscina.

Palavras-chave: Piscinas. Reservatório elevado. Concreto armado. Análise estrutural.

ABSTRACT

CAVALCANTE, Nathália Santos. **ANÁLISE ESTRUTURAL DE RESERVATÓRIOS ELEVADOS:** Estudo de Caso do Colapso da Piscina do Edifício Parador – Vila Velha / ES. 60 folhas. Monografia (Bacharelado em Engenharia Civil) – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Sergipe – Campus Aracaju. 2022.

Reinforced concrete reservoirs are of great importance to the population, most of these constructions are intended to store water to supply several buildings or even entire cities. The three major types of reservoirs includes: elevated, surface or buried. Structurally similar, the swimming pools, which are quite common in residential condos, can be analyzed in a similar manner to reservoirs. As it has become a frequent element for people's leisure, when designing the project, the durability parameters of the materials must be considered and also potential pathological incidents must be foreseen, guaranteeing the necessary safety for future users. The Edifício Parador's swimming pool was chosen for the case study conducted in this research, located in the city of Vila Velha in Espírito Santo. For the design of the analyzed structure, the geometric characteristics and boundary conditions of the structure were estimated to determine the acting forces through an analytical model and numerical models using the software FTOOL and SAP2000. The results were similar for all models created. The results of the active efforts obtained in the structural analysis were used for designing the necessary reinforcements in the structure, according to the guidelines of NBR 6118:2014. Finally, after obtaining all the results, the possible reasons that led the structure to collapse were analyzed, and it was verified in the published photographs that the pool did not have the necessary reinforcements between its bottom slab and the side walls.

Keywords: Swimming pools. Reinforced concrete. Sizing. Structural analysis.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Classificação dos reservatórios quanto a posição em relação ao nível do solo	15
Figura 2 – Tipos de reservatórios quanto a forma da cuba.....	16
Figura 3 – Carregamentos nos reservatórios elevados	18
Figura 4 – Tipologia da corrosão do aço. (A) Vista superior, (B) Vista lateral.	21
Figura 5 – Laje maciça	25
Figura 6 – Seção retangular submetida à flexo-tração normal.	27
Figura 7 – Forças atuantes na seção	28
Figura 8 – Domínio de deformação	28
Figura 9 – Situações inicial, intermediária e final que ocorrem no domínio 1.....	29
Figura 10 – Características do domínio 2.....	29
Figura 11 – Características do domínio 3	30
Figura 12 – Características do domínio 4.....	30
Figura 13 – Seção transversal da laje maciça.	31
Figura 14 – Taxas de armadura mínima na flexo-tração	34
Figura 15 – Localização do Edifício Parador.	35
Figura 16 – Piscina elevada do Edifício Parador.....	35
Figura 17 – Planta Baixa Piscina.....	37
Figura 18 – Seção transversal da piscina.....	37
Figura 19 – Vista lateral da piscina ruída	38
Figura 20 – Vista inferior da piscina ruída	38
Figura 21 – Vista inferior da piscina ruída	39
Figura 22 – Vista inferior da piscina ruída	39
Figura 23 – Vista inferior de uma região da parede	40
Figura 24 – Contorno demolido da laje	40
Figura 25 – Contorno demolido da laje	41
Figura 26 – Demolição do contorno da laje	41
Figura 27 – Laje armada em uma direção biengastada com carregamento uniforme	42
Figura 28 – Laje armada em uma direção com carregamento triangular	43
Figura 29 – Correção dos momentos	44
Figura 30 – Modelo de cálculo com os esforços externos (kN/m^2).....	45
Figura 31 – Diagrama de momentos fletores de cálculo para a combinação normal das ações (kNm/m)	46
Figura 32 – Esforço normal encontrado no SAP2000	46
Figura 33 – Gráfico dos momentos fletores nos elementos do reservatório (kNm/m).....	47

Figura 34 – Momento fletor na parede menor (kNm/m)	48
Figura 35 – Momento fletor positivo do reservatório (kNm/m).....	49
Figura 36 – Momento fletor negativo do reservatório (kNm/m).....	49
Figura 37 – Esforço normal encontrado no SAP2000	50
Figura 38 – Detalhamento genérico da armadura de flexão	54
Figura 39 – Detalhamento genérico da armadura de suspensão.....	55

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Classes de agressividade ambiental (CAA).....	19
Tabela 2 – Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto	20
Tabela 3 – Tipos de corrosão.....	21
Tabela 4 – Tabela de Momentos Fletores.....	26
Tabela 5 – Valores de ξ_{lim} e μ_{lim}	32
Tabela 6 – Tensão σ'_{sd} (kN/cm ²) na armadura de compressão.....	33
Tabela 7 – Tabela de comparação dos valores encontrados pelos três métodos.	50
Tabela 8 – Valor de η_1	53
Tabela 9 – Valor de η_2	53
Tabela 10 – Valor de η_3	53

LISTA DE SIMBOLOS

ε – deformação específica

γ – coeficiente de majoração dos esforços

λ – índice de esbeltez

μ – coeficiente adimensional – momento fletor reduzido adimensional

ν – coeficiente de Poisson

ρ – taxa geométrica de armadura longitudinal de tração

$\rho_{\min}$ – taxa geométrica mínima de armadura longitudinal de vigas e pilares

ϕ – diâmetro das barras da armadura

δ – coeficiente de redistribuição

ε_c – deformação específica do concreto

ε_s – deformação específica do aço da armadura passiva

σ_{cd} – tensão de cálculo do concreto

ω – taxa mecânica

A – área da seção cheia

A_c – área da seção transversal de concreto

A_s – área da seção transversal da armadura longitudinal de tração

A_s' – área da seção transversal da armadura longitudinal de compressão

E – módulo de elasticidade

M_k – momento fletor característico

N_k – força normal característica

M_d – momento fletor de cálculo

N_d – força normal de cálculo

R_{sd} – esforço resistente de cálculo

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	13
1.1.1	Objetivos Gerais	14
1.1.2	Objetivos Específicos	14
2	PISCINAS/RESERVATÓRIOS.....	15
2.1	CLASSIFICAÇÕES	15
2.2	AÇÕES	16
2.3	PARÂMETROS DE DURABILIDADE ESTRUTURAL	18
2.3.1	Agressividade do meio	18
2.3.2	Qualidade do concreto	19
2.3.3	Detalhamento do Projeto	20
2.4	MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS	20
2.4.1	Corrosão	20
2.4.2	Falhas de projeto.....	22
2.4.3	Falhas de execução	22
3	ANÁLISE E PROJETO ESTRUTURAL DE PISCINAS / RESERVATÓRIOS ELEVADOS	24
3.1	ANÁLISE ESTRUTURAL - MÉTODOS DE CÁLCULO PARA DETERMINAÇÃO DAS SOLICITAÇÕES	24
3.1.1	Analítico	24
3.1.2	Tabelas de Bares e Pinheiro.....	25
3.1.3	Númérico	26
3.2	FLEXÃO COMPOSTA E FLEXO-TRAÇÃO NORMAL.....	27
3.2.1	Domínios de deformação.....	28
3.2.2	Dimensionamento à flexo-tração com armaduras simétricas	31
4	ESTUDO DE CASO – PISCINA DO EDIFÍCIO PARADOR VILA VILHA – ES	35
4.1	APRESENTAÇÃO.....	35
4.2	METODOLOGIA.....	36
4.2.1	Análise de fotos e vídeos	36
4.2.2	Caracterização geométrica.....	36
4.2.3	Identificação das manifestações patológicas	38
4.2.4	Análise analítica	42
4.2.5	Análises numéricas	45
4.2.6	Resumo dos esforços encontrados nos modelos desenvolvidos.....	50
4.3	DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL.....	51
4.3.1	Ancoragem.....	52
4.4	ANÁLISE DE POSSÍVEIS MECANISMOS DE FALHA.....	55
5	CONCLUSÕES	58

1 INTRODUÇÃO

De acordo com Carvalho e Faria (2008), os reservatórios de água são obras recorrentes na atividade humana, uma vez que há uma necessidade e dependência do homem de possuir grande quantidade de água potável e tratada para sobreviver. Isso se deve ao fato de que para uma região se desenvolver é necessário que nela existam todos os recursos naturais imprescindíveis à vida humana. Com a humanidade em constante evolução aliado ao crescimento populacional exponencial, obras de cisternas e reservatórios começaram a ser realizadas como parte de um sistema de abastecimento de água, devido à preocupação em oferecer este recurso com uma melhor qualidade para a população local.

Um dos primeiros reservatórios e o mais importante de sua época construído no Brasil, se encontra no estado do Rio de Janeiro, construído com alvenaria de pedra foi inaugurado no ano de 1865 e nomeado de Reservatório do Carioca (ou Caixas do Carioca), recebia 4 milhões de litros de água por dia para abastecimento da região e tinha capacidade de armazenar 675 mil litros (ARTECULT, 2019).

Ao se falar de reservatórios, de imediato vem à mente grandes construções de concreto destinadas ao estoque de água para abastecer uma casa, um empreendimento ou toda a população de uma grande região, sejam eles elevados, de superfície ou enterrados. Todavia, uma das utilizações dos reservatórios de concreto armado mais comuns e que foge dessa linha de pensamento, são as piscinas. Para analisar e dimensionar estruturalmente uma piscina faz-se necessário a compreensão de todas as ações que nela atuam e suas condições de contorno para que os resultados obtidos sejam os mais representativos da realidade.

Através da utilização de métodos de cálculo é possível a aproximação do projeto para o modelo real, seu correto dimensionamento é imprescindível para evitar que os reservatórios sofram qualquer tipo de manifestação patológica durante a execução, ou durante sua utilização que possa levá-la a um Estado Limite de Serviço - ELS (deslocamento e abertura de fissuras, por exemplo) ou a um Estado Limite Último - ELU (ruptura ou instabilidade, por exemplo), tal qual a piscina elevada do Edifício Parador localizada na cidade de Vila Velha – Espírito Santo que ruiu em abril de 2021 (ISTO É, 2021).

Dado o ocorrido nesta piscina, o presente trabalho teve como principal motivação analisar as razões que podem levar reservatórios elevados como este ao Estado Limite Último, verificando as situações mais prováveis que propiciariam o colapso ocorrido.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo Geral

Analisar analítica e numericamente uma piscina elevada de concreto armado com características similares a piscina do edifício Parador conforme prescrições normativas, visando identificar as prováveis causas do colapso.

1.1.2 Objetivos Específicos

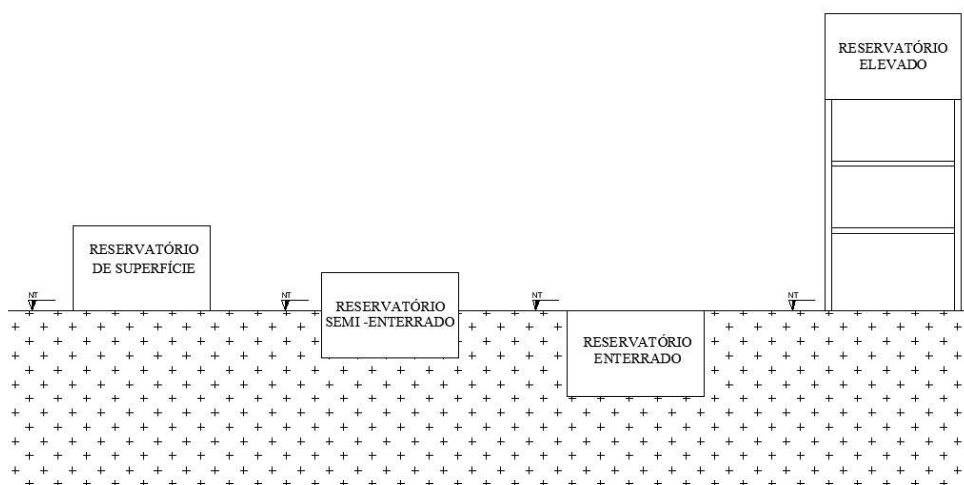
- a) Modelar um reservatório com características similares a da piscina do Edifício parador em relação às dimensões geométricas e ações atuantes;
- b) Analisar os esforços solicitantes através de métodos analíticos (Tabelas de Bares) e numéricos (Ftool e SAP2000);
- c) Dimensionar as armaduras necessárias na região crítica do colapso de acordo com as prescrições da norma NBR 6118:2014.

2 PISCINAS/RESERVATÓRIOS

2.1 CLASSIFICAÇÕES

Os reservatórios podem ser classificados quanto a posição em relação ao nível do solo, quanto ao volume e quanto a forma da cuba. Quanto a posição em relação ao nível do solo, os reservatórios podem ser classificados em elevados, de superfície, semi-enterrados ou enterrados (figura 1).

Figura 1 – Classificação dos reservatórios quanto a posição em relação ao nível do solo



Fonte: Autora (2022)

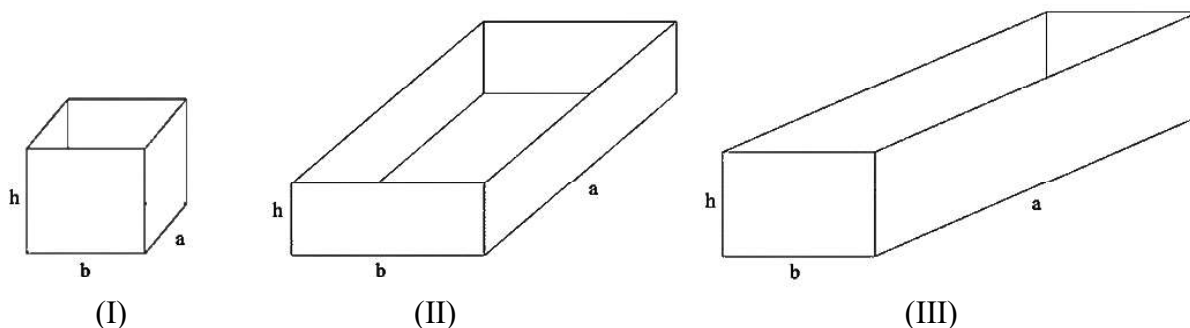
Segundo Costa (1998), quanto ao volume, os reservatórios podem ser classificados em pequeno, médio ou grande conforme indicação abaixo.

- a) Em relação aos reservatórios elevados:
 - I) Pequeno: Volume inferior a 50 m³;
 - II) Médio: Volume entre 50 m³ e 500 m³;
 - III) Grande: Volume superior a 500 m³.
- b) Em relação aos reservatórios enterrados:
 - I) Pequeno: Volume inferior a 500 m³;
 - II) Médio: Volume entre 500 m³ e 5000 m³;
 - III) Grande: Volume superior a 5000 m³.

Ainda de acordo com Costa (1998), em relação a proporção das dimensões da cuba altura (h), comprimento (b) e largura (a), os reservatórios podem ser classificados em cúbicos, achatados ou alongados.

- a) Cúbicos (figura 2.I): são aquelas onde os dois lados e a altura possuem a mesma ordem de grandeza, ou seja, $a \sim b \sim h$;
- b) Achatados (figura 2.II): são aqueles onde a altura é muito menor do que os outros dois lados, ou seja, $h \ll a$ e b ;
- c) Alongados (figura 2.III): onde o comprimento é bem maior do que a largura e altura, ou seja, $a \gg b$ e h

Figura 2 – Tipos de reservatórios quanto a forma da cuba



Fonte: Autora (2022)

2.2 AÇÕES

De acordo com a NBR 8681 – Ações e segurança nas estruturas – procedimento (ABNT, 2003), as ações são classificadas em permanentes, variáveis e excepcionais.

As ações permanentes podem ser classificadas como:

- a) Diretas: os pesos próprios dos elementos da construção, incluindo-se o peso próprio da estrutura e de todos os elementos construtivos permanentes, os pesos dos equipamentos fixos e os empuxos terras não removíveis e de outras ações permanentes sobre elas aplicadas;
- b) Indiretas: A protensão, os recalques de apoio e a retração dos materiais.

De forma geral, consideram-se como ações variáveis as cargas acidentais das construções. Bem como efeitos tais como forças de frenagem de impacto e centrífugas, os efeitos do vento, das variações de temperatura, de amortecimento nos aparelhos de apoio e, em geral, as pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas.

As ações excepcionais são as que têm duração extremamente curta e muito baixa probabilidade de ocorrência durante a vida da construção, mas que devem ser consideradas nos projetos de determinadas estruturas.

As lajes que compõem o reservatório estão submetidas a ações perpendiculares ao seu plano médio, bem como a ações atuando no próprio plano da laje (ARAÚJO, 2014). As principais ações são o peso próprio dos elementos estruturais, revestimentos e a pressão hidrostática.

Como dito anteriormente, na NBR 8681 (ABNT, 2003) o peso próprio da estrutura se classifica como uma ação permanente direta. De acordo com a mesma norma, considera-se para fins de cálculo o peso específico do concreto armado igual a 25 kN/m^3 , o qual será multiplicado pelo valor da espessura do elemento estrutural, resultando em uma força distribuída por unidade nos elementos dispostos na horizontal. Ainda em relação as cargas permanentes, Araújo (2014) sugere o valor de $1,0 \text{ kN/m}^2$ para o revestimento.

A pressão hidrostática atua nas paredes e no fundo do reservatório. Nas paredes apresenta-se como uma ação distribuída uniformemente variada e no fundo como uma carga uniformemente distribuída.

O valor da pressão hidrostática varia de acordo com a profundidade, atingindo sua maior intensidade nos pontos mais profundos. Logo, a sua ação pode ser calculada multiplicando a altura (H) do líquido armazenado pelo seu peso específico. Usualmente adota-se o valor de 10 kN/m^3 se o fluido for água.

As ações perpendiculares ao plano médio que devem ser consideradas nos cálculos das placas dos reservatórios (laje da tampa, laje do fundo e paredes) são mostradas na figura 3.

I. Tampa (carga uniforme p_1)

- Peso próprio: $25.h_1 \text{ kN/m}^2$, sendo h_1 a espessura da tampa em metros;
- Revestimento: $1,0 \text{ kN/m}^2$;
- Carga acidental: $0,5 \text{ kN/m}^2$.

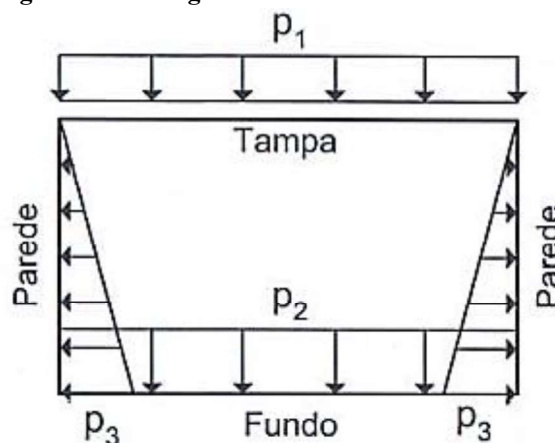
II. Fundo (carga uniforme p_2)

- Peso próprio: $25.h_2 \text{ kN/m}^2$, sendo h_2 a espessura da laje de fundo em metros;
- Revestimento: $1,0 \text{ kN/m}^2$;
- Pressão hidrostática: $10.H \text{ kN/m}^2$, sendo H a profundidade do reservatório em metros.

III. Paredes (carga triangular p_3)

- Carga referente a pressão hidrostática: $10.H \text{ kN/m}^2$.

Figura 3 – Carregamentos nos reservatórios elevados



Fonte: ARAÚJO (2014)

Além dos carregamentos apresentados no esquema da figura 3, os reservatórios classificados como de superfície e enterrados sofrem também com as cargas devido ao empuxo do solo. E para os reservatórios elevados deve-se considerar também a ação do vento. Ressalta-se que no caso a ser estudado (piscinas), a tampa é inexistente e conseqüentemente o carregamento correspondente também o será.

2.3 PARÂMETROS DE DURABILIDADE ESTRUTURAL

A durabilidade das estruturas de concreto está ligada a diferentes fatores que vão desde a fase de projeto e execução até ao impacto da ação do meio ambiente durante sua vida útil. Essas diretrizes estão listadas na NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento (ABNT, 2014).

2.3.1 Agressividade do meio

As estruturas de concreto devem ser projetadas e construídas de modo que garanta a segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante o período correspondente à sua vida útil. A Tabela 1 apresenta as classes de agressividade ambiental indicadas na NBR 6118 (ABNT, 2014).

Tabela 1 – Classes de agressividade ambiental (CAA)

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{a, b}	Pequeno
III	Forte	Marinha ^a	Grande
		Industrial ^{a, b}	
IV	Muito forte	Industrial ^{a, c}	Elevado
		Respingo de maré	

a) Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe 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).

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

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

Fonte: NBR 6118:2014 (TABELA 6.1)

Cada classe de agressividade está relacionada às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto, independentemente das ações mecânicas, das variações volumétricas de origem térmica, da retração hidráulica e outras previstas no dimensionamento das estruturas.

2.3.2 Qualidade do concreto

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), a durabilidade das estruturas também está diretamente ligada as características do concreto como espessura e qualidade do concreto do cobrimento da armadura.

Os resultados dos ensaios e da durabilidade da estrutura estão de acordo com cada tipo de classe de agressividade previsto no projeto, que deve seguir os parâmetros mínimos a serem atendidos. Na falta destes e devido à existência de uma forte correspondência entre a relação água/cimento e a resistência à compressão do concreto e sua durabilidade, permite-se que sejam adotados os requisitos mínimos expressos na Tabela 2.

Tabela 2 – Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto

Concreto ^a	Tipo ^{b, c}	Classe de agressividade (Tabela 1)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	> C25	> C30	> C35	> C40
^a O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655. ^b CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado. ^c CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.					

Fonte: NBR 6118:2014 (TABELA 7.1)

2.3.3 Detalhamento do Projeto

Além de seguir os parâmetros exigidos pela norma, outro ponto importante em um projeto estrutural são os detalhamentos executivos. Esses devem ser claros para que não causem interpretações dúbias quanto ao que deve ser executado, uma vez que detalhamentos mal feitos e imprecisos podem causar gastos não previstos e atrasos na obra, além de erros de execução que podem levar danos catastróficos à estrutura.

2.4 MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS

Souza e Ripper (1998) definem Patologia das Estruturas como um campo da Engenharia das Construções que se ocupa do estudo das origens, formas de manifestação, consequências e mecanismos de ocorrência das falhas e dos sistemas de degradação das estruturas. Vale ressaltar que as manifestações patológicas podem vir a acontecer por erros na etapa de concepção, na etapa de execução e por falta de manutenção em diversas partes da edificação.

2.4.1 Corrosão

A corrosão é vista por muitos como o fenômeno mais frequente dentre as manifestações patológicas em estruturas de concreto armado. Ela pode ocorrer em pilares, vigas e lajes, quando são expostos ao meio e a agentes físicos, como soluções aquosas. Desse modo, quando a corrosão está presente no elemento estrutural, podem haver implicações tanto na estética da peça quanto da segurança estrutural, uma vez que reduz a seção resistente dos elementos de suporte ou dos elementos de junção.

Souza e Murta (2012) pesquisaram sobre as manifestações patológicas nos reservatórios de concreto armado. Conforme Tabela 3 e Figura 4, os autores listaram sucintamente cinco

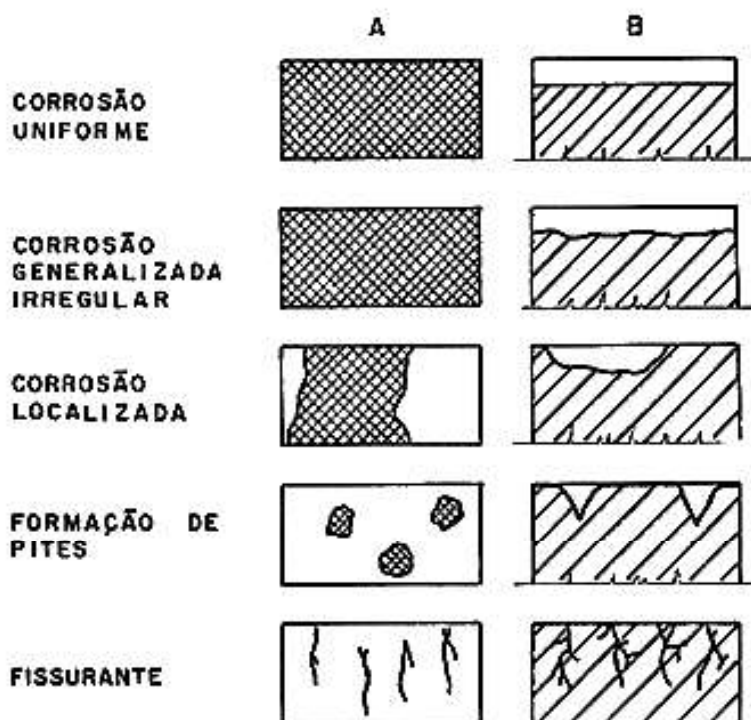
formas distintas de corrosão: corrosão uniforme, corrosão localizada, corrosão por pites, dissolução seletiva e ação conjunta da corrosão e de um fator mecânico.

Tabela 3 – Tipos de corrosão

Tipo de Corrosão	Características
Uniforme (ou quase uniforme)	Toda a superfície do metal se corrói a mesma velocidade (ou com velocidade parecida).
Localizada	Certas áreas da superfície do metal se corroem a velocidade mais elevada do que as outras por causa da “heterogeneidade” do metal, do ambiente ou da geometria da estrutura como um todo. O ataque pode variar de pouco localizado até a formação de pites (concauidades).
Pites	Ataque fortemente localizado em áreas específicas, que leva à formação de pequenos pites (cavidades) que penetram no metal e podem levar à perfuração da parede metálica.
Dissolução seletiva	Um dos componentes de uma liga (em geral, o mais reativo) é consumido seletivamente.
Ação conjunta da corrosão e de um fator mecânico.	Ataque localizado ou fratura devida à ação sinérgica de um fator mecânico e da corrosão. Pode manifestar-se, por exemplo, na forma de corrosão-erosão, corrosão sob tensão, corrosão-fadiga.

Fonte: SOUZA e MURTA (2012)

Figura 4 – Tipologia da corrosão do aço. (A) Vista superior, (B) Vista lateral.



Fonte: Pedrix (1992).

De acordo com Souza e Ripper (1998), a deterioração das barras de aço envoltas pelo concreto, que pode ser tanto por ação química ou eletroquímica, é caracterizada pela destruição

da película passivadora existente ao redor de toda a superfície exterior das barras. Esta película é formada como resultado do impedimento da dissolução do ferro pela elevada alcalinidade da solução aquosa que existe no concreto.

2.4.2 Falhas de projeto

Na concepção dos projetos da estrutura é possível a ocorrência de um grande número de falhas que podem propiciar a estrutura sérias manifestações patológicas, além do fato de encarecer o processo de construção da obra.

De acordo com Couto e Couto (2007), os problemas originados na etapa de elaboração do projeto podem ser listados em:

- a) Má definição das ações atuantes ou combinação mais desfavorável para a estrutura;
- b) Deficiência na avaliação de resistências do solo, podendo levar, por exemplo, a recalques inesperados ao longo da construção e nos primeiros anos de vida da edificação;
- c) Adoção de peças com espessura de cobrimento e relação água/cimento incompatíveis com tempo e as condições de exposição da estrutura;
- d) Especificação inadequada de materiais;
- e) Dimensionamento que leva a grandes deformações na estrutura, levando ao surgimento de fissuras (peças esbeltas e utilização de grandes vãos);
- f) Utilização de juntas estruturais sujeitas à infiltração de água, próximas aos elementos estruturais;
- g) Falta de compatibilização entre os projetos (arquitetônico, estrutural, hidrossanitário, elétrico, etc.);
- h) Detalhes construtivos impossíveis de serem executados.

2.4.3 Falhas de execução

De acordo com a NBR 14931 – Execução de estruturas de concreto - Procedimento (ABNT, 2004), a execução da estrutura de concreto define-se por todas as atividades desenvolvidas na execução das estruturas de concreto, ou seja, sistema de fôrmas, armaduras, concretagem, cura e outras, bem como as relativas à inspeção e documentação de como construído, incluindo a análise do controle de resistência do concreto. Desse modo, durante a etapa de execução podem haver alguns erros grosseiros que saltam a vista do fiscal da obra e são corrigidos no momento, assim como também há alguns que são de difícil verificação e só serão percebidos após algum tempo de uso.

Segundo Souza e Ripper (1998), no caso das estruturas, várias manifestações patológicas podem surgir em virtude do que já foi comentado. Uma fiscalização deficiente e um fraco comando de equipes, normalmente relacionados a uma baixa capacitação profissional do engenheiro e do mestre de obras, podem, com facilidade, levar a graves erros em determinadas atividades, como a implantação da obra, escoramento, fôrmas, posicionamento e quantidade de armaduras e a qualidade do concreto, desde sua fabricação até a cura.

3 ANÁLISE E PROJETO ESTRUTURAL DE PISCINAS / RESERVATÓRIOS ELEVADOS

3.1 ANÁLISE ESTRUTURAL - MÉTODOS DE CÁLCULO PARA DETERMINAÇÃO DAS SOLICITAÇÕES

Os reservatórios de concreto armado de modo geral são compostos por uma laje de tampa, uma laje de fundo e pelas paredes laterais. Dessa forma, no dimensionamento, as lajes são consideradas como placas para que assim se possa determinar as solicitações, as deformações e se a mesma será armada em uma ou duas direções. Logo, por mais que haja vários métodos de cálculos, no presente estudo será apresentado os seguintes métodos: Método analítico, através da rigidez direta e/ou teoria das placas, ou ainda através das tabelas de Bares; e o Método numérico através dos elementos finitos.

3.1.1 Analítico

Um dos métodos analíticos mais importantes é embasado na teoria das placas, o qual viabiliza a determinação dos esforços e das flechas em qualquer ponto da laje. Essa teoria foi desenvolvida com critérios baseados na Teoria da Elasticidade e considera que as placas são constituídas de um material estático linear, homogêneo e isótropo. Dessa forma, será proporcionada a equação de Lagrange nas equações diferenciais ou como também é conhecida por equação geral das placas nas coordenadas cartesianas retangulares. Ambas resultam na definição do deslocamento da placa w , em função das coordenadas x , y , da carga unitária p e da rigidez da placa de flexão D . Por fim, os valores dos deslocamentos das placas obtidos estão relacionados à espessura da laje h , ao carregamento uniformemente distribuído na área da placa, ao módulo de elasticidade do material E e ao coeficiente de Poisson ν . (COLAÇO, 2017; CARVALHO e FIGUEIREDO, 2014)

Segundo Carvalho e Figueiredo (2014), a equação fundamental das placas delgadas obtida por equilíbrio e compatibilidade de deslocamentos de um elemento infinitesimal, relacionando momentos fletores com curvatura, submetidas a uma carga $p(x, y)$ é dada por:

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = -\frac{p}{D} \quad (1)$$

Em que w é o deslocamento vertical e D é a rigidez da laje, definida por:

$$D = \frac{E \cdot h^3}{12(1 - \nu^2)} \quad (2)$$

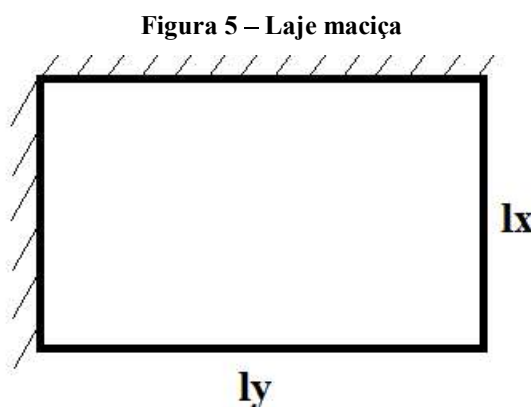
Utilizando essa equação diferencial e variando-se as condições de contorno e dimensões pode-se obter coeficientes adimensionais. Esses coeficientes geralmente são organizados em tabelas conforme será descrito no item seguinte.

3.1.2 Tabelas de Bares e Pinheiro

As tabelas com coeficientes, facilitam a obtenção dos valores dos momentos fletores e das flechas máximas para casos específicos de apoios e carregamentos. As mais comuns são as tabelas de Bares (1972) adaptadas por Pinheiro (1994), as quais são utilizadas para placas de estruturas em geral.

Como exemplo, considere-se uma laje de dimensões $l_y = 4,20$ m, $l_x = 3,0$ m e espessura $h = 10$ cm (figura 5). A relação entre os vãos λ (l_y / l_x) resulta em 1,4.

Valores de λ maiores que 2 indicam que a laje é armada em uma direção e valores menores ou igual a 2 indicam que a laje é armada em duas direções.



Fonte: Autora (2022)

Sabendo o valor do λ , e os tipos de apoio em cada bordo da laje, utiliza-se das tabelas de Bares (1972) adaptadas por Pinheiro (2007) para encontrar os coeficientes adimensionais de momento e de reação para aplicação da fórmula.

Logo de acordo com a tabela 2.3b de Bares e Pinheiro (2007) (Tabela 4), o modelo da laje em questão será o Tipo 3 com $\lambda = 1,4$.

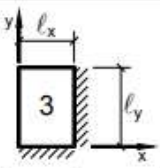
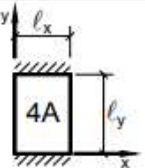
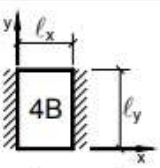
Assim, os valores encontrados dos coeficientes de momento são:

$$\mu_x = 4,42; \mu'_x = 9,93; \mu_y = 2,39; \mu'_y = 7,97.$$

Esses coeficientes são utilizados para cálculo dos momentos solicitantes:

$$m = \mu \frac{p l_x^2}{100} \quad (3)$$

Tabela 4 – Tabela de Momentos Fletores

Tabela 2.3b											
MOMENTOS FLETORES EM LAJES COM CARGA UNIFORME											
Tipo											Tipo
$\lambda = \frac{\ell_y}{\ell_x}$	μ_x	μ'_x	μ_y	μ'_y	μ_x	μ_y	μ'_y	μ_x	μ'_x	μ_y	$\lambda = \frac{\ell_y}{\ell_x}$
1,00	2,69	6,99	2,69	6,99	2,01	3,09	6,99	3,09	6,99	2,01	1,00
1,05	2,94	7,43	2,68	7,18	2,32	3,23	7,43	3,22	7,20	1,92	1,05
1,10	3,19	7,87	2,67	7,36	2,63	3,36	7,87	3,35	7,41	1,83	1,10
1,15	3,42	8,28	2,65	7,50	2,93	3,46	8,26	3,46	7,56	1,73	1,15
1,20	3,65	8,69	2,62	7,63	3,22	3,56	8,65	3,57	7,70	1,63	1,20
1,25	3,86	9,03	2,56	7,72	3,63	3,64	9,03	3,66	7,82	1,56	1,25
1,30	4,06	9,37	2,50	7,81	3,99	3,72	9,33	3,74	7,93	1,49	1,30
1,35	4,24	9,65	2,45	7,88	4,34	3,77	9,69	3,80	8,02	1,41	1,35
1,40	4,42	9,93	2,39	7,94	4,69	3,82	10,00	3,86	8,11	1,33	1,40
1,45	4,58	10,17	2,32	8,00	5,03	3,86	10,25	3,91	8,13	1,26	1,45
1,50	4,73	10,41	2,25	8,06	5,37	3,90	10,49	3,96	8,15	1,19	1,50
1,55	4,86	10,62	2,16	8,09	5,70	3,90	10,70	4,00	8,20	1,14	1,55
1,60	4,99	10,82	2,07	8,12	6,03	3,89	10,91	4,04	8,25	1,08	1,60
1,65	5,10	10,99	1,99	8,14	6,35	3,85	11,08	4,07	8,28	1,03	1,65
1,70	5,21	11,16	1,91	8,15	6,67	3,81	11,24	4,10	8,30	0,98	1,70
1,75	5,31	11,30	1,85	8,16	6,97	3,79	11,39	4,12	8,31	0,95	1,75
1,80	5,40	11,43	1,78	8,17	7,27	3,76	11,53	4,14	8,32	0,91	1,80
1,85	5,48	11,55	1,72	8,17	7,55	3,72	11,65	4,15	8,33	0,87	1,85
1,90	5,56	11,67	1,66	8,18	7,82	3,67	11,77	4,16	8,33	0,83	1,90
1,95	5,63	11,78	1,63	8,19	8,09	3,60	11,83	4,16	8,33	0,80	1,95
2,00	5,70	11,89	1,60	8,20	8,35	3,52	11,88	4,17	8,33	0,76	2,00
> 2,00	7,03	12,50	1,60	8,20	12,50	3,52	11,88	4,17	8,33	0,76	> 2,00
Valores extraídos de BARES (1972) e adaptados por L.M. Pinheiro.											
$m = \mu \frac{p \ell_x^2}{100}$ p = carga uniforme ℓ_x = menor vão											

Fonte: Pinheiro (2007)

3.1.3 Numérico

Com o avanço das tecnologias nos últimos anos e com o aumento da capacidade de processamento dos computadores junto ao desenvolvimento contínuo de recursos gráficos e da velocidade de respostas dos sistemas, pode-se notar que os programas computacionais

direcionados a engenharia estrutural se tornaram cada vez mais rápidos, completos e eficientes, assim tornando-os mais populares em projetos estruturais de diferentes tipos de estruturas. (KUEHN, 2002)

De acordo com Santos e Pellegrino Neto (2016), o método dos elementos finitos (MEF) é um método numérico para a solução destas equações diferenciais parciais de forma aproximada. A ideia principal do MEF é dividir um corpo em elementos finitos, conectados por nós, e obter uma solução aproximada para o problema analisado. Ao se dividir o corpo em elementos, estes são estudados um a um na intersecção dos nós, tornando a análise mais precisa e específica para pontos críticos ou com formatos e características diferentes do corpo em estudo.

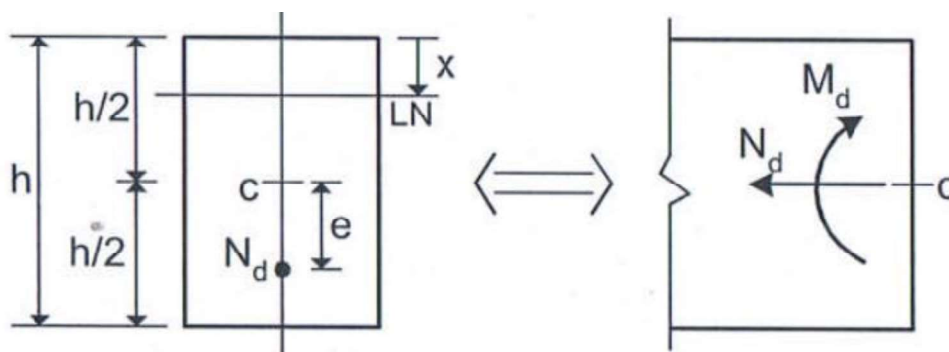
Desse modo, Cifú *et al.* (2000) alerta também que na análise de uma estrutura pelo método dos elementos finitos, certos cuidados devem ser tomados quanto à modelagem, tais como: o grau de discretização a ser utilizado; o tipo de elemento a ser adotado; definições dos graus de liberdade ativos da análise; regiões de descontinuidade geométrica e de introdução de esforços; sistemas de referência para esforços internos e externos.

3.2 FLEXÃO COMPOSTA E FLEXO-TRAÇÃO NORMAL

Na flexão composta ocorre a atuação conjunta de força normal (N_d) e momento fletor (M_d), conforme figura 6. Se essa força for de tração tem-se a flexo-tração. Podendo ser ou não acompanhada do esforço cortante.

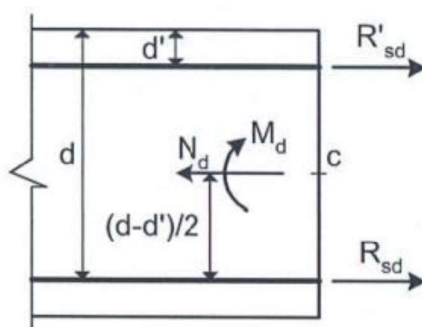
As equações utilizadas no cálculo da flexo-tração são resultado do equilíbrio das forças atuantes na seção da peça (figura 7).

Figura 6 – Seção retangular submetida à flexo-tração normal.



Fonte: Araújo (2014)

Figura 7 – Forças atuantes na seção

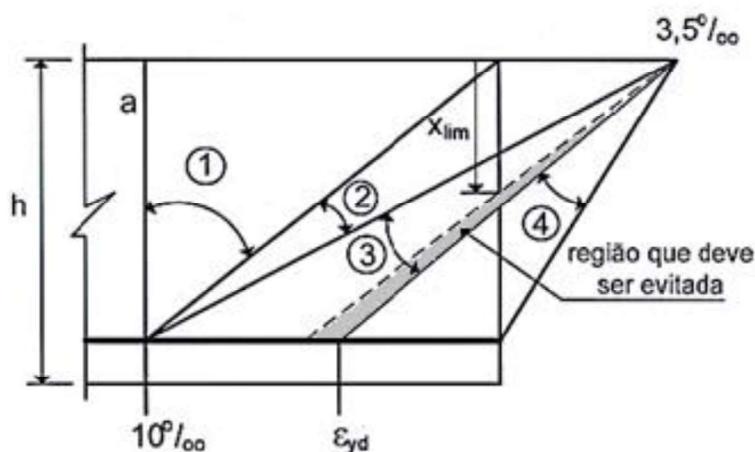


Fonte: Araújo (2014)

3.2.1 Domínios de deformação

Os domínios de deformação (figura 8) caracterizam o estado de limite último através dos valores das deformações específicas do concreto e do aço (ϵ_c e ϵ_s), na fibra mais encurtada da seção bruta e no centro gravidade das armaduras tracionadas, respectivamente. A flexo-tração refere-se aos domínios 1, 2, 3 e 4 dos 6 existentes.

Figura 8 – Domínio de deformação



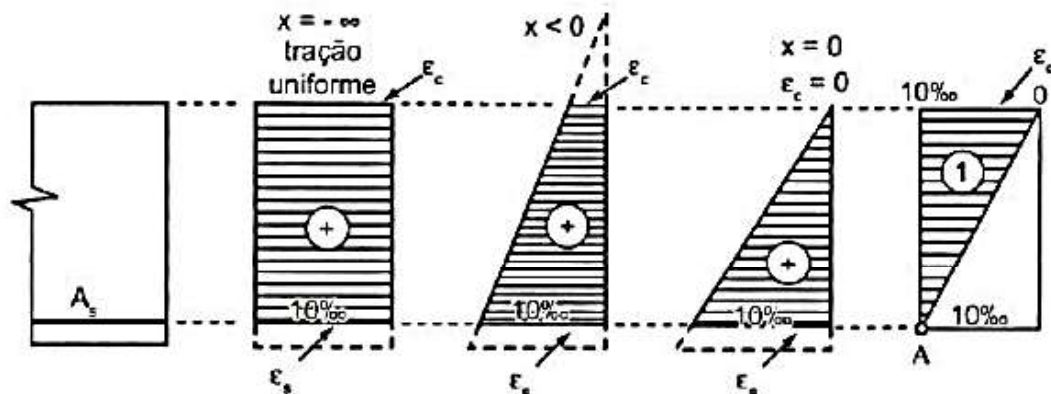
Fonte: Araújo (2014)

O domínio 1 corresponde a região de tração não uniforme sem compressão (figura 9). A seção resistente é composta somente por aço tracionado, não tendo a participação do concreto, a peça encontra-se totalmente tracionada e, portanto, fissurada. A tração pode ser simples, com a resultante das tensões no centro de gravidade e todas as fibras têm a mesma deformação (apenas na reta a – início do domínio 1), ou pode ser tração composta com deformações diferentes ao longo da seção transversal.

O início do domínio é caracterizado pelas deformações $\epsilon_s = 10‰$ e $\epsilon_c = 10‰$ e a linha neutra tem profundidade infinita ($x = -\infty \rightarrow$ reta a $\rightarrow$ tração uniforme). O término do domínio

é caracterizado pelas deformações $\varepsilon_s = 10\text{‰}$ e $\varepsilon_c = 0$ e a profundidade da linha neutra é igual a zero ($x = 0$).

Figura 9 – Situações inicial, intermediária e final que ocorrem no domínio 1.

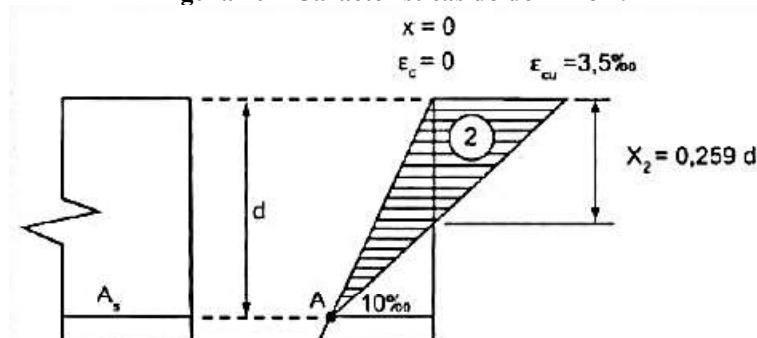


Fonte: Carvalho e Figueiredo (2014)

O domínio 2 corresponde a região de flexão simples ou composta (figura 10). A seção resistente é composta por aço tracionado e concreto comprimido. O concreto não atinge a ruptura, pois $\varepsilon_c < 3,5\text{‰}$.

O início do domínio é caracterizado pelas deformações $\varepsilon_s = 10\text{‰}$ e $\varepsilon_c = 0$ e a linha neutra tem profundidade igual a zero ($x_1 = 0$). O término do domínio é caracterizado pelas deformações $\varepsilon_s = 10\text{‰}$ e $\varepsilon_c = 3,5\text{‰}$ e a profundidade da linha neutra é igual a $0,259d$ ($x = x_2$), obtida facilmente por semelhança de triângulos.

Figura 10 – Características do domínio 2.



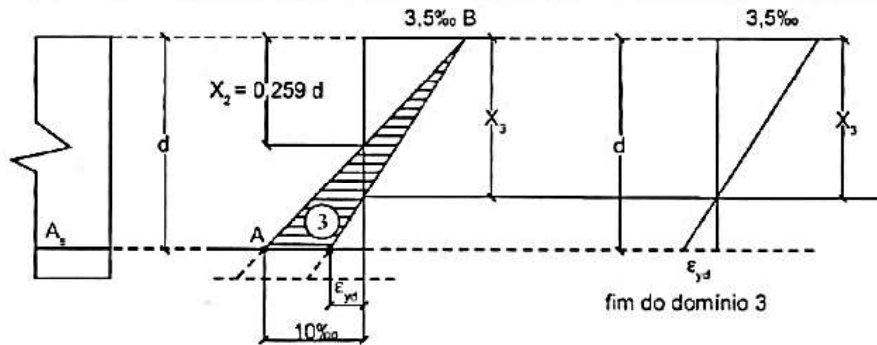
Fonte: Carvalho e Figueiredo (2014)

O domínio 3 corresponde a região de flexão simples (seção subarmada) ou composta (figura 11). A seção resistente é composta por aço tracionado e concreto comprimido. No estado limite último a ruína da peça ocorre com aviso devido às grandes deformações e fissuras aparentes. A ruptura do concreto ocorre simultaneamente ao escoamento da armadura.

O início do domínio é caracterizado pelas deformações $\varepsilon_s = 10\text{‰}$ e $\varepsilon_c = 3,5\text{‰}$ e a linha neutra tem profundidade igual a $0,259d$ ($x = x_2$). O término do domínio é caracterizado pelas

deformações $\varepsilon_s = \varepsilon_{yd}$ (deformação específica de escoamento do aço) e $\varepsilon_c = 3,5\text{‰}$ e a profundidade da linha neutra é igual a x_3 . A profundidade da linha neutra, neste caso, dependerá do tipo de aço utilizado conforme equação 4.

Figura 11 – Características do domínio 3



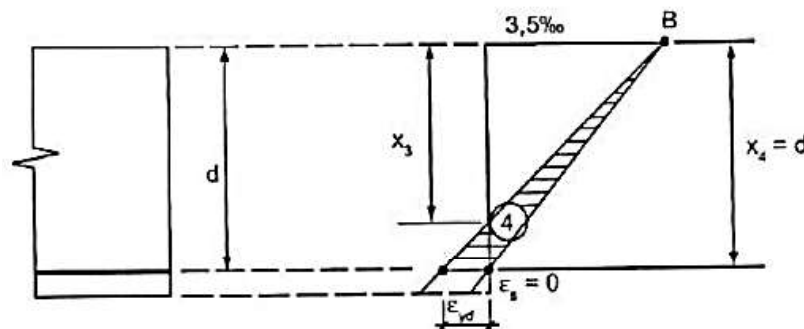
Fonte: Carvalho e Figueiredo (2014)

$$\frac{0,0035}{x_3} = \frac{\varepsilon_{yd}}{d - x_3} \quad \therefore \quad x_3 = \frac{0,0035d}{\varepsilon_{yd} + 0,0035} \quad (4)$$

O domínio 4 corresponde a região de flexão simples (seção supermada) ou composta (figura 12). No estado de limite último a deformação da armadura não atinge a deformação de escoamento. Assim, como a seção resistente é composta por aço tracionado e concreto comprimido a ruína da peça ocorre sem aviso, por esmagamento do concreto sem haver o escoamento do aço. Sendo dessa forma, uma ruptura frágil e denominada superarmada.

O início do domínio é caracterizado pelas deformações $\varepsilon_s = \varepsilon_{yd}$ e $\varepsilon_c = 3,5\text{‰}$ e a linha neutra tem profundidade igual a x_3 (Equação 01). O término do domínio é caracterizado pelas deformações $\varepsilon_s = 0$ e $\varepsilon_c = 3,5\text{‰}$ e a profundidade da linha neutra é igual a altura útil da seção ($x = x_4 = d$).

Figura 12 – Características do domínio 4.



Fonte: Carvalho e Figueiredo (2014)

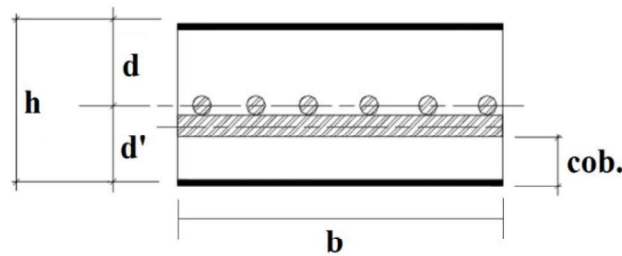
3.2.2 Dimensionamento à flexo-tração com armaduras simétricas

De acordo com Araújo (2014), para dimensionar as áreas de aço tracionada (A_s) e comprimida (A_s') à flexo-tração no elemento estrutural são necessários os esforços internos sollicitantes, as propriedades do material e as dimensões da seção transversal.

Os esforços internos necessários são o momento fletor de serviço (M_k) e o esforço normal de serviço (N_k). As propriedades dos materiais necessárias são a resistência característica do aço ao escoamento na tração (f_{yk}) e a resistência característica do concreto à compressão (f_{ck}).

As dimensões da seção transversal (figura 13) necessárias são a altura total (h), a largura (b), a altura útil (d) referente a distância do centro de gravidade da armadura longitudinal tracionada até a fibra mais tracionada de concreto e a distância (d') entre o centro de gravidade da armadura transversal comprimida e a face mais próxima do elemento estrutural.

Figura 13 – Seção transversal da laje maciça.



Fonte: Autora (2022)

Ainda de acordo com Araújo (2014), definidas as variáveis, são calculados os esforços reduzidos (v ; μ) e o parâmetro geométrico (δ).

$$v = \frac{N_d}{b \cdot d \cdot \sigma_{cd}} \quad (5)$$

$$\mu = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{cd}} \quad (6)$$

$$\delta = \frac{d'}{d} \quad (7)$$

Em que N_d e M_d são, respectivamente, o esforço normal de cálculo e o momento fletor de cálculo correspondentes aos esforços característicos majorados pelo coeficiente $\gamma = 1,4$, conforme NBR 6118 (ABNT, 2014). E σ_{cd} é a tensão de cálculo do concreto dada pela equação 8.

$$\sigma_{cd} = 0,85 f_{cd} \quad (8)$$

Calculados os esforços reduzidos verifica-se o domínio de deformação no qual o elemento está situado através das inequações 9 e 10.

$$\mu \leq 0,5(1 - \delta).v \rightarrow \text{implica em domínio 1} \quad (9)$$

$$\mu > 0,5(1 - \delta).v \rightarrow \text{implica em domínio 2 ou 3} \quad (10)$$

Para o domínio 1 as taxas mecânicas ω e ω' são dadas pelas equações 11 e 12.

$$\omega = \frac{0,5(1 - \delta).v + \mu}{(1 - \delta)} \quad (11)$$

$$\omega' = \frac{0,5(1 - \delta).v - \mu}{(1 - \delta)} \quad (12)$$

Para os domínios 2 e 3, inicialmente deve-se encontrar o valor do momento reduzido equivalente dado pela equação 13.

$$\mu_{sd} = \mu - 0,5(1 - \delta).v \quad (13)$$

Caso o momento reduzido equivalente seja menor ou igual ao momento reduzido limite μ_{lim} (Tabela 4) o dimensionamento será com armadura simples, do contrário será dupla ($\mu_{sd} > \mu_{lim}$).

Tabela 5 – Valores de ξ_{lim} e μ_{lim}

f_{ck} do concreto	ξ_{lim}	μ_{lim}
≤ 50 MPa	0,45	0,2952
$50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa}$	0,35	0,2408

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014)

Para o dimensionamento com armadura simples ($\mu_{sd} \leq \mu_{lim}$) tem-se:

$$\xi = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{sd}} \right) \quad (14)$$

$$\omega = 0,8 \xi + v \quad (15)$$

$$\omega' = 0 \quad (16)$$

E para o dimensionamento com armadura dupla ($\mu_{sd} > \mu_{lim}$) tem-se:

$$\omega = \frac{(\mu_{sd} - \mu_{lim}) \cdot f_{yd}}{(1 - \delta) \cdot \sigma'_{sd}} \quad (17)$$

$$\omega' = 0,8 \xi_{lim} + \frac{(\mu_{sd} - \mu_{lim})}{(1 - \delta)} + \nu \quad (18)$$

A tensão σ'_{sd} na armadura comprimida é dada na Tabela 5.

Tabela 6 – Tensão σ'_{sd} (kN/cm²) na armadura de compressão

Concreto	$f_{ck} \leq 35$ MPa		$f_{ck} > 35$ MPa	
δ	CA-50	CA-60	CA-50	CA-60
0,01	43,48	52,17	43,48	52,17
0,02	43,48	52,17	43,48	52,17
0,03	43,48	52,17	43,48	52,17
0,04	43,48	52,17	43,48	52,17
0,05	43,48	52,17	43,48	52,17
0,06	43,48	52,17	43,48	52,17
0,07	43,48	52,17	43,48	52,17
0,08	43,48	52,17	43,48	52,17
0,09	43,48	52,17	43,48	52,00
0,10	43,48	52,17	43,48	50,00
0,11	43,48	52,17	43,48	48,00
0,12	43,48	51,33	43,48	46,00
0,13	43,48	49,78	43,48	44,00
0,14	43,48	48,22	42,00	42,00
0,15	43,48	46,67	40,00	40,00
0,16	43,48	45,11	38,00	38,00
0,17	43,48	43,56	36,00	36,00
0,18	42,00	42,00	34,00	34,00
0,19	40,44	40,44	32,00	32,00
0,20	38,99	28,89	30,00	30,00

Fonte: Araújo (2014)

Para quaisquer dos casos, as áreas de aço tracionada e comprimida são dadas, respectivamente, pelas equações 19 e 20.

$$A_s = \omega \cdot b \cdot d \cdot \frac{\sigma_{cd}}{f_{yd}} \quad (19)$$

$$A'_s = \omega' \cdot b \cdot d \cdot \frac{\sigma_{cd}}{f_{yd}} \quad (20)$$

Quanto às armaduras mínimas, tem-se:

- Se o caso for tração simples, deve-se impor a seguinte condição:

$$(A_s + A'_s) \cdot f_{yd} \geq A_c \cdot f_{ctk,sup} \quad (21)$$

Onde:

$$f_{ctk,sup} = 1,3 \cdot f_{ctm}$$

Sendo:

- $f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}$ Para concretos de classes até C50;

- f_{ctm} e f_{ck} são expressos em megapascal (MPa).

A expressão da resistência característica superior do concreto à tração ($f_{ctk,sup}$) dada na NBR 6118:2014 resulta em:

$$A_s + A'_s \geq \rho_{1,min} A_c \quad (22)$$

Em que A_c é a área de concreto e $\rho_{1,min}$ é dado pela equação 20, na qual o f_{ck} e f_{yd} são dados em MPa.

$$\rho_{1,min} = \frac{0,39 \cdot f_{ck}^{2/3}}{f_{yd}} \quad (23)$$

- Se o caso for no domínio 2 e 3, deve-se impor a seguinte condição:

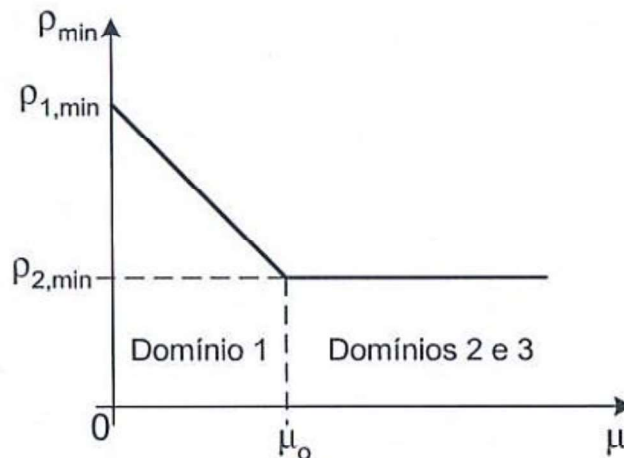
$$A_s \geq \rho_{2,min} A_c \quad (24)$$

Em que $\rho_{2,min}$ é dado pela equação 22, na qual o f_{ck} e f_{yd} são dados em MPa.

$$\rho_{2,min} = 0,312 w_o f_{ck}^{2/3} \geq 0,15\% \quad (22)$$

Por fim, Araújo (2014) ressalta que a expressão de $\rho_{1,min}$ é válida para tração simples e $\rho_{2,min}$ é válida para a flexo-tração nos domínios 2 e 3. Assim, para determinar a taxa de armadura mínima no domínio 1, pode-se fazer uma interpolação linear conforme figura 14.

Figura 14 – Taxas de armadura mínima na flexo-tração



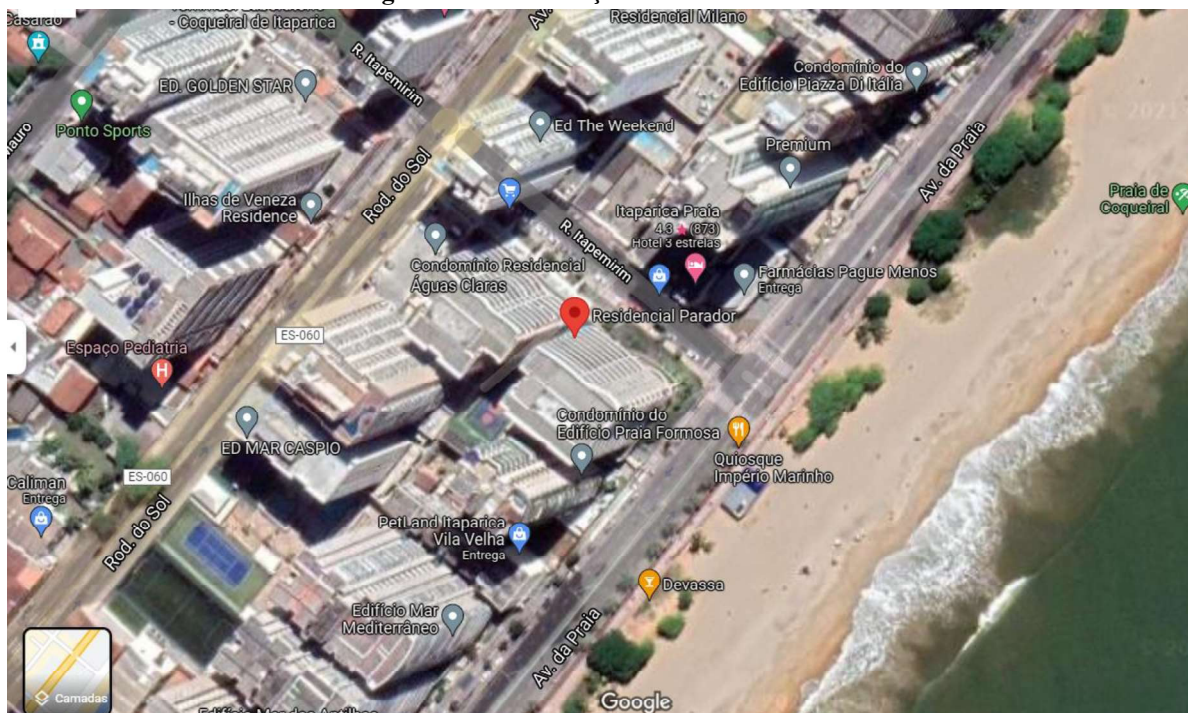
Fonte: Araújo (2014)

4 ESTUDO DE CASO – PISCINA DO EDIFÍCIO PARADOR VILA VILHA – ES

4.1 APRESENTAÇÃO

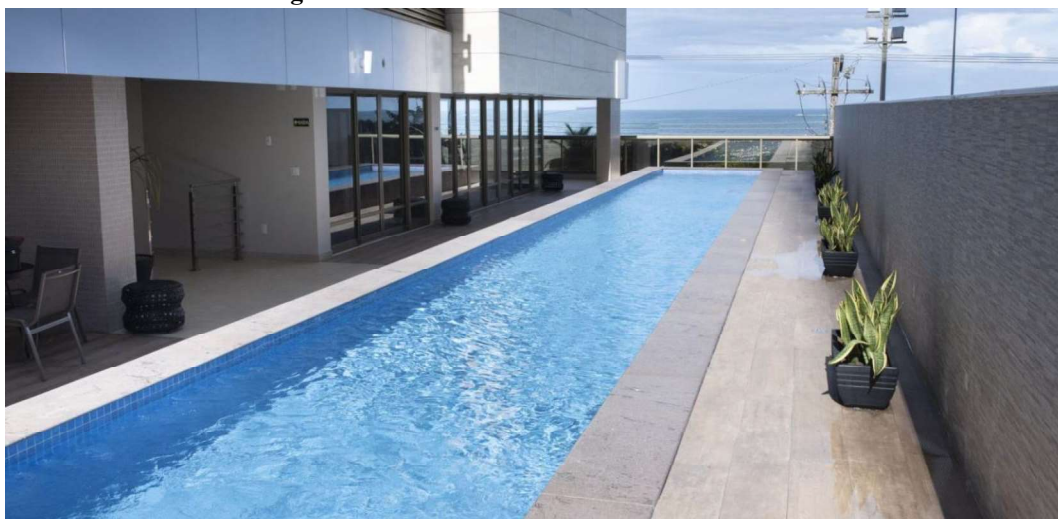
O objeto de estudo deste trabalho é a piscina elevada do Edifício Parador, localizado na Praia de Itaparica, na cidade de Vila Velha, no estado do Espírito Santo (figura 15). A piscina (figura 16) possui dimensões aproximadas de 3,0 m de largura, 25,0 m de comprimento e 1,6 m de profundidade, situada na área de lazer do edifício era destinada para o uso comum dos condôminos.

Figura 15 – Localização do Edifício Parador.



Fonte: Autor (2021)

Figura 16 – Piscina elevada do Edifício Parador



Fonte: Argo Construtora (2018)

4.2 METODOLOGIA

A metodologia empregada para a análise estrutural da piscina em questão consistiu na realização de uma análise detalhada das fotos e vídeos que foram divulgados após o colapso através do conhecimento prévio do assunto para a indicação do que seriam as possíveis causas do acidente e das manifestações patológicas existentes na estrutura.

Através de pesquisas foram obtidas as informações geométricas da estrutura para realização das análises analíticas através da teoria da elasticidade e análises numéricas nos *softwares* Ftool e SAP2000. Com os valores dos esforços obtidos foram feitas algumas simulações modificando-se determinadas características para análise das condições que levariam a estrutura ao colapso.

4.2.1 Análise de fotos e vídeos

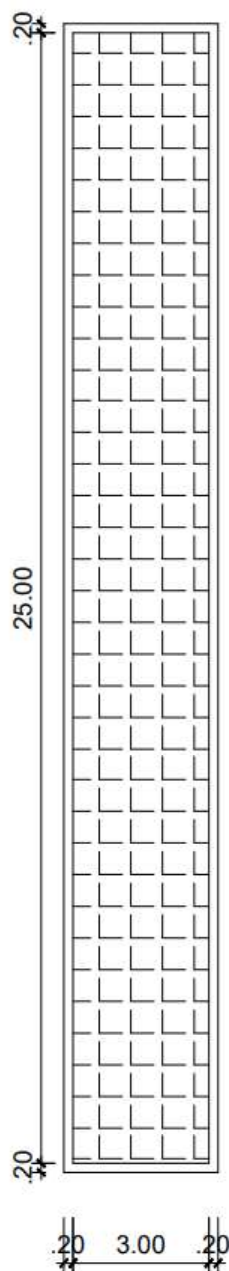
A análise de fotos e vídeos do acidente estrutural foi iniciada em julho de 2021 com a elaboração do estudo, o intuito inicial foi levantar as dimensões e identificar eventuais manifestações patológicas existentes que podem ter levado a estrutura à ruína.

4.2.2 Caracterização geométrica

Para determinar as características geométricas da piscina foi realizada pesquisa sobre sua construção no site da construtora, assim como em reportagens diversas sobre o acidente. Porém, não foi possível obter o valor da profundidade e espessura da laje e paredes. Face a inviabilidade de realizar uma visita técnica ao local, os valores foram estimados através das demais dimensões utilizando-se as fotos disponíveis e o *software* Autocad.

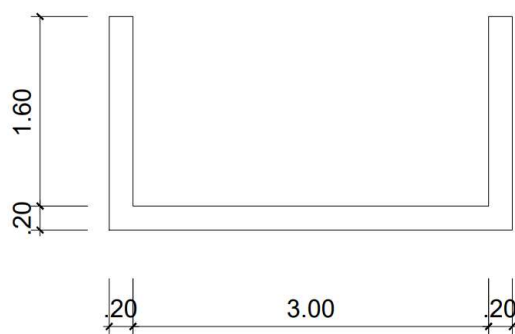
Dessa forma, foram criados os modelos de análise a partir de todas as medidas identificadas (largura de 3 metros, altura de 1,60 metros e comprimento de 25 metros, laje do fundo e todas as paredes possuem espessura de 0,20 metros), conforme figuras 17 e 18.

Figura 17 – Planta Baixa Piscina



Fonte: Autora (2022)

Figura 18 – Seção transversal da piscina



Fonte: Autora (2022)

4.2.3 Identificação das manifestações patológicas

A identificação das manifestações patológicas na estrutura foi feita a partir da análise das fotos retiradas após a ruína da piscina combinado com estudos sobre o assunto, assim como a análise de engenheiros que visitaram o local e relataram as condições em que se encontrava o que sobrou da laje do fundo da estrutura.

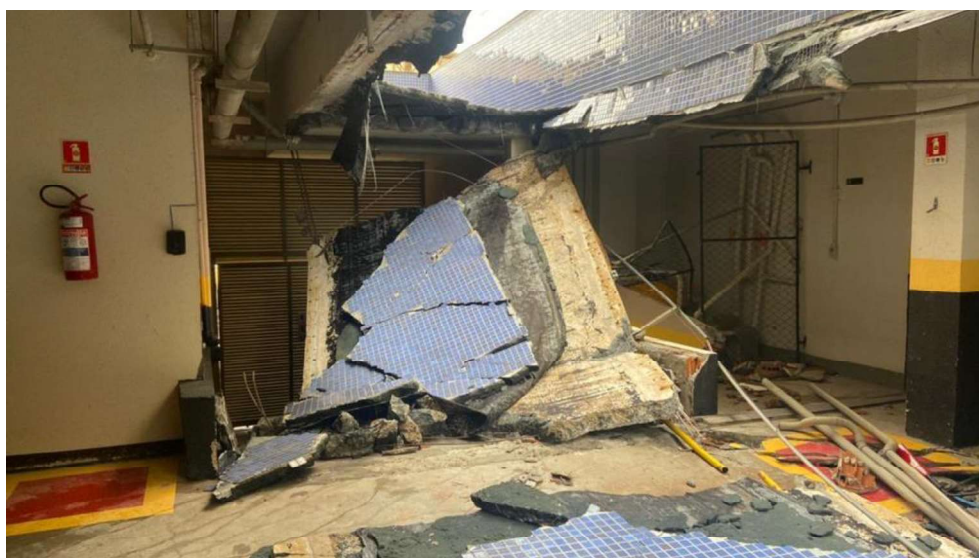
Como pode ser visto nas figuras 19 a 21, a laje colapsou soltando-se das paredes como se fossem já elementos independentes. Aparentemente os elementos estavam ligados por juntas secas, o que reduz significativamente a resistência de ligação entre os elementos.

Figura 19 – Vista lateral da piscina ruída



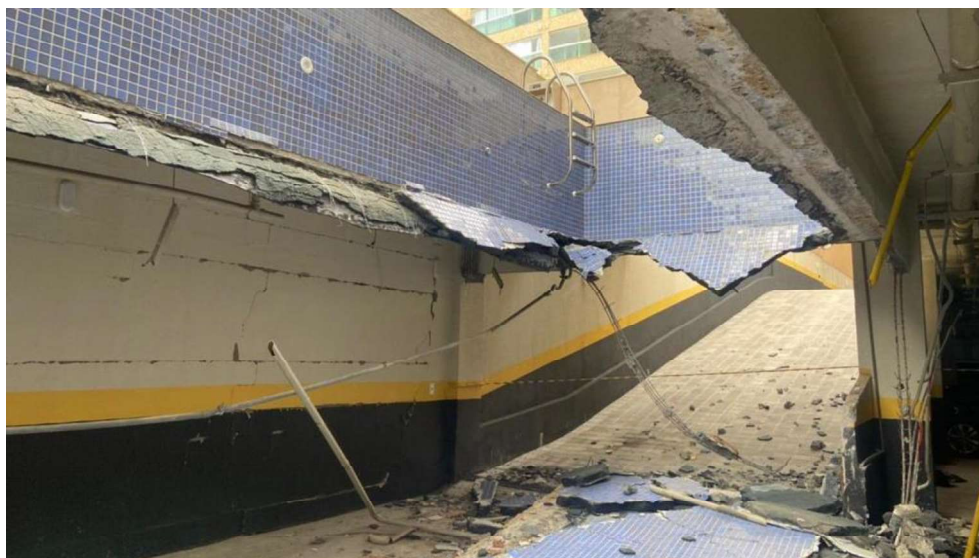
Fonte: Imagens da internet

Figura 20 – Vista inferior da piscina ruída



Fonte: Imagens da internet

Figura 21 – Vista inferior da piscina ruída



Fonte: Imagens da internet

Nas estruturas de concreto armado existem diversas armaduras de aço nos elementos, cada uma com uma função específica, e quando estas estruturas atingem o estado limite último, espera-se ver nas regiões de ruptura sempre as barras de aço rompidas, ora em um dos lados da seção rompida, ora no outro, conforme mostra a figura 22 que apresenta uma pequena região com barras mais finas na ligação entre a laje de fundo e as paredes. No entanto, em quase toda a extensão da conexão entre a laje e as paredes, entretanto, essa condição não foi visualizada. Conforme figura 23, o que se vê são manchas de corrosão na face inferior das paredes como se as armaduras das lajes não estivessem engastadas nas paredes, apenas encostadas.

Figura 22 – Vista inferior da piscina ruída



Fonte: Imagens da internet

Figura 23 – Vista inferior de uma região da parede



Fonte: Imagens da internet

Após o colapso, os profissionais responsáveis pela análise do colapso solicitaram a demolição dos contornos da laje (figuras 24 e 25). Corroborando com a ideia apresentada no parágrafo anterior, verifica-se que as barras que deveriam estar engastadas nas paredes não apresentam nenhum sinal de escoamento, mais parecem que foram cortadas antes da concretagem (erro de execução) ou já possuíam o comprimento apresentado (erro de projeto).

Figura 24 – Contorno demolido da laje



Fonte: Imagens da internet

Figura 25 – Contorno demolido da laje



Fonte: Imagens da internet

A figura 26 apresenta o momento da demolição de um dos trechos da laje, neste trecho é evidente um longo comprimento sem nenhuma barra de aço saindo da laje.

Figura 26 – Demolição do contorno da laje



Fonte: Imagens da internet

4.2.4 Análise analítica

A determinação dos esforços atuantes de forma analítica foi feita a partir das tabelas de lajes e equações de equilíbrio da estática. Foram consideradas as dimensões e as ações atuantes nas paredes e laje da piscina indicadas anteriormente no item 4.2.2.

Neste caso, os elementos são calculados de forma isolada e conectados posteriormente, etapa na qual são realizadas eventuais correções necessárias. Dadas as dimensões da piscina, tem-se que a laje do fundo e duas das paredes são classificadas como armadas em uma direção e, neste caso, os momentos fletores podem ser determinados através dos momentos de engastamento perfeito de um elemento de barra com altura igual a espessura do elemento, comprimento igual ao menor vão e largura unitária.

Para a laje do fundo tem-se a condição de contorno biengastada e o carregamento é do tipo uniformemente distribuído. A figura 27 apresenta os momentos de engastamento perfeito para o caso em questão.

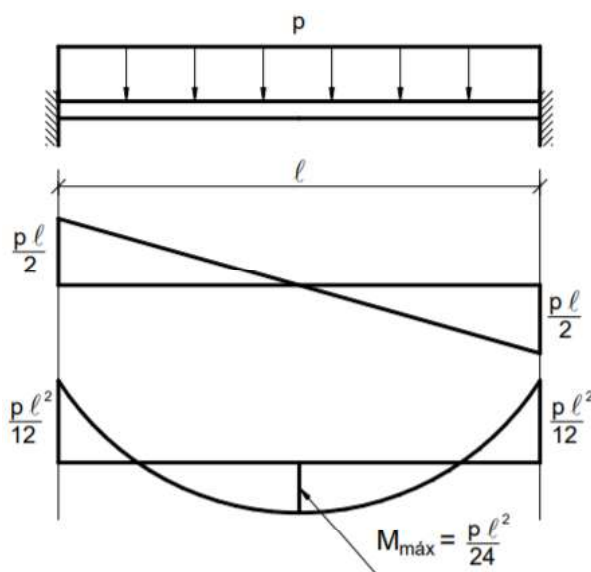
O carregamento e correspondentes momentos fletores atuantes são dadas por:

$$p = p_{\text{peso próprio}} + p_{\text{ revesti mento}} + p_{\text{hidrostático}} = 25 \times 0,2 + 1,0 + 10 \times 1,7 = 23 \text{ kN/m}^2$$

$$M^+ = 1,4 \frac{p \cdot \ell^2}{24} = 1,4 \frac{23 \cdot 3,2^2}{24} = 13,74 \text{ kNm/m}$$

$$M^- = 1,4 \frac{p \cdot \ell^2}{12} = 1,4 \frac{23 \cdot 3,2^2}{12} = 27,48 \text{ kNm/m}$$

Figura 27 – Laje armada em uma direção biengastada com carregamento uniforme

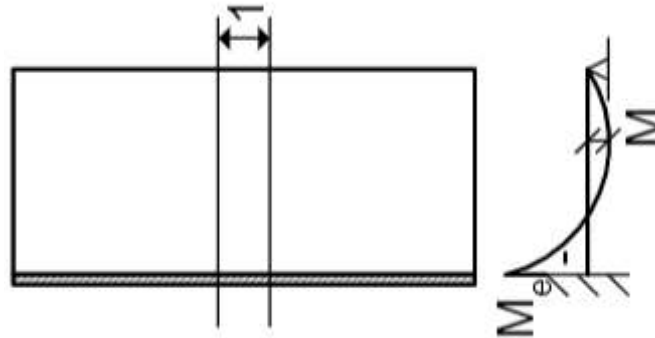


Fonte: Bastos (2005)

Conforme figura 27, o esforço normal na parede pode-se ser calculado através das reações verticais da laje ($pl^2/2$), resultando no valor de 51,52 kN/m.

Para as paredes tem-se a condição de contorno apoiada-engastada e o carregamento é do tipo uniformemente variado dado pela pressão hidrostática. A figura 28 apresenta o caso em questão.

Figura 28 – Laje armada em uma direção com carregamento triangular



Fonte: Bastos (2005)

O carregamento e correspondente momento fletor atuantes são dados por:

$$p = p_{\text{hidrostática}} = 10 \times 1,7 = 17 \text{ kN/m}^2$$

$$M^- = 1,4 \frac{p \cdot l^2}{15} = 1,4 \frac{17 \cdot 3,2^2}{15} = 16,25 \text{ kNm/m}$$

$$M^+ = 1,4 \frac{p \cdot l^2}{15\sqrt{5}} = 1,4 \frac{17 \cdot 3,2^2}{15\sqrt{5}} = 7,27 \text{ kNm/m}$$

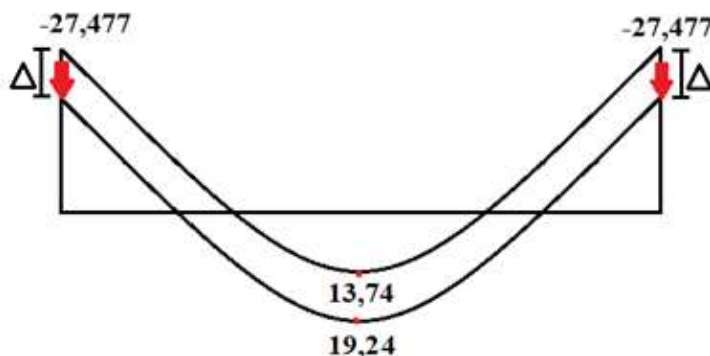
Uma vez que os momentos nos encontros dos elementos foram distintos se faz necessário realizar a correção. O momento corrigido é dado por:

$$M_{\text{cor}}^- \geq \begin{cases} \frac{16,25 + 27,48}{2} = 21,86 \text{ kNm/m} \\ 0,8 \cdot 27,48 = \mathbf{21,98 \text{ kNm/m}} \end{cases}$$

O valor a ser considerado entre as três condições é o de 21,98 kNm/m. Conforme figura 29 o momento fletor positivo também será corrigido, seguindo o critério de Pinheiro (2003), que resulta em:

$$M_{\text{cor}}^+ = 13,74 + (27,48 - 21,98) = \mathbf{19,24 \text{ kNm/m}}$$

Figura 29 – Correção dos momentos



Fonte: Autora (2022)

Quanto as paredes menores, cujas dimensões as classificam como armadas nas duas direções, para calcular os momentos positivos e negativos é necessário o uso das tabelas para encontrar os coeficientes dos momentos.

Sendo $l_x = 1,70$ m e $l_y = 3,20$ m, tem-se a condição de laje armada em duas direções.

$$\lambda = \frac{l_y}{l_x} = \frac{3,20}{1,70} = 1,88$$

Utilizando a tabela 2.4b modelo 16 pode-se encontrar através de interpolações os valores dos coeficientes μ_x , μ_y , μ'_x e μ'_y . Com os quais são calculados os momentos atuantes.

- Momentos positivos

$$\mu_x = 1,26; \mu_y = 2,31$$

$$M_x = 1,4 \cdot \mu_x \cdot \frac{p \cdot l^2}{100} = 1,4 \cdot 1,26 \cdot \frac{17,1,7^2}{100} = 0,87 \text{ kNm/m}$$

$$M_y = 1,4 \cdot \mu_y \cdot \frac{p \cdot l^2}{100} = 1,4 \cdot 2,31 \cdot \frac{17,1,7^2}{100} = 1,59 \text{ kNm/m}$$

- Momentos negativos

$$\mu'_x = 4,498; \mu'_y = 4,84$$

$$M'_x = 1,4 \cdot \mu'_x \cdot \frac{p \cdot l^2}{100} = 1,4 \cdot 4,498 \cdot \frac{17,1,7^2}{100} = 3,09 \text{ kNm/m}$$

$$M'_y = 1,4 \cdot \mu'_y \cdot \frac{p \cdot l^2}{100} = 1,4 \cdot 4,84 \cdot \frac{17,1,7^2}{100} = 3,33 \text{ kNm/m}$$

4.2.5 Análises numéricas

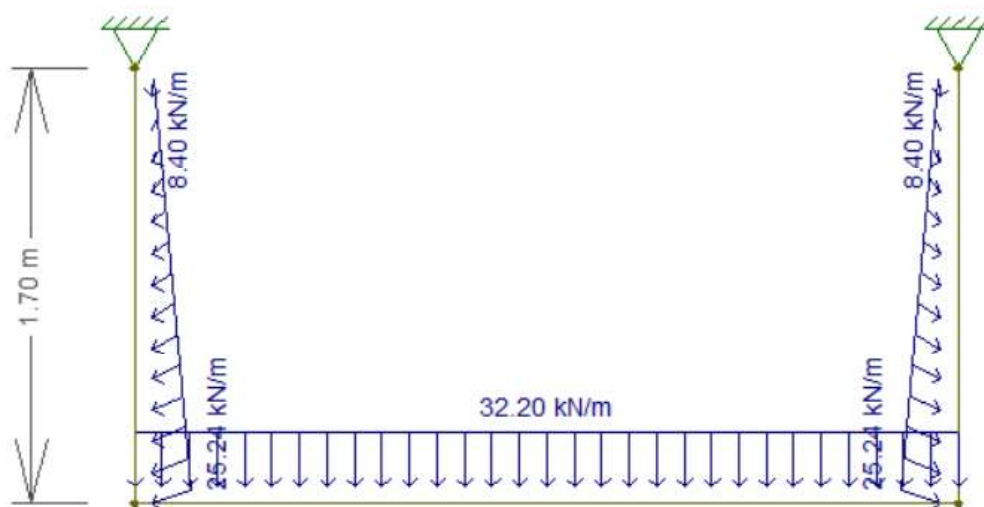
Uma vez que a piscina é classificada como um reservatório alongado, os esforços ao longo do comprimento certamente são constantes em um trecho longo. Assim, como análise prévia, para obtenção da ordem de grandeza dos esforços atuantes na laje inferior e paredes, foi criado um modelo simplificado da piscina no *software* Ftool. O programa realiza análise de pórticos planos, assim pode-se realizar a análise de um pórtico representativo de uma seção da piscina com comprimento unitário.

O modelo consiste em um pórtico suspenso, simplesmente apoiado. Neste é possível obter os valores dos esforços resultantes nos encontros da laje de fundo com as paredes maiores devido aos carregamentos aplicados. Apesar de não ser possível analisar o que acontece nas paredes de menor dimensão, estas provavelmente terão deformações e consequentemente esforços inferiores.

A figura 30 apresenta o modelo de cálculo com os esforços atuantes na estrutura, já a figura 31 apresenta o diagrama de momentos fletores de cálculo para a combinação normal das ações.

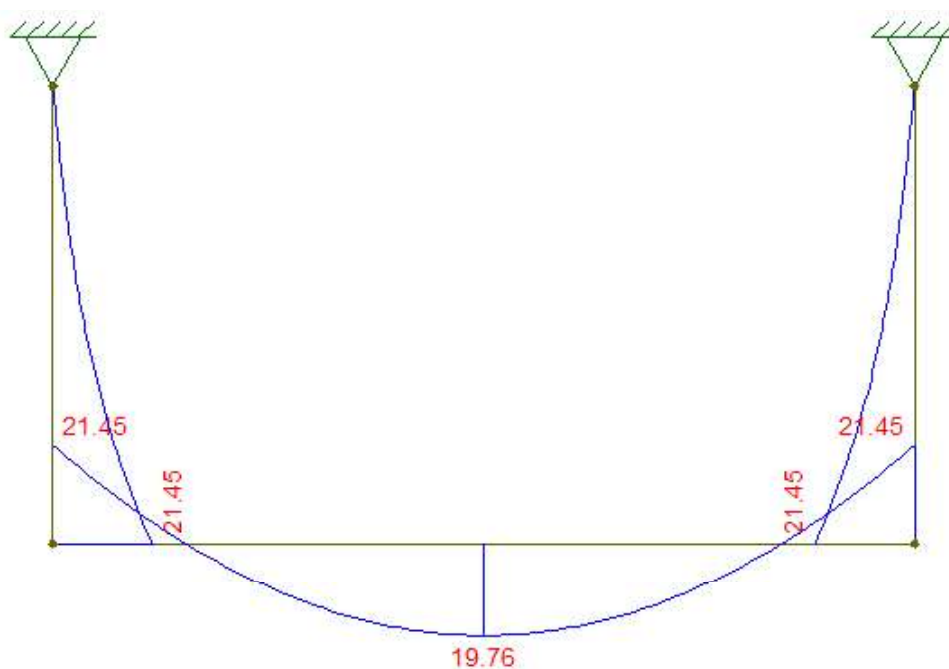
Os resultados do Ftool além de apresentar a ordem de grandeza dos esforços (a ser verificada posteriormente) também fornecem de forma aproximada a variação dos esforços ao longo da seção transversal da piscina. Pode-se facilmente visualizar as faces nas quais esperam-se as tensões de tração e, consequentemente as de compressão.

Figura 30 – Modelo de cálculo com os ações atuantes (kN/m²)



Fonte: Autora (2022)

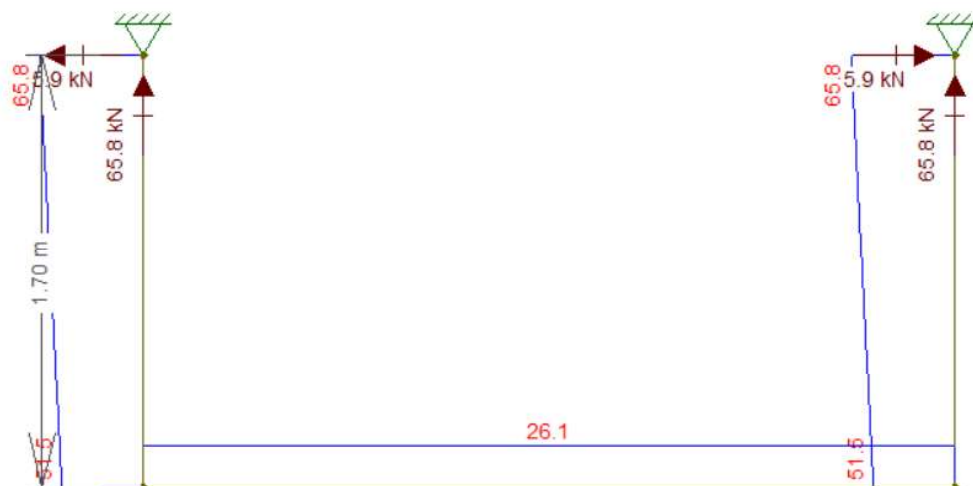
Figura 31 – Diagrama de momentos fletores de cálculo para a combinação normal das ações (kNm/m)



Fonte: Autora (2022)

A figura 32 apresenta o diagrama de esforços normais.

Figura 32 – Esforço normal encontrado no SAP2000



Fonte: Autora (2022)

O *software* SAP2000 é um programa do método dos elementos finitos com interface gráfica 3D orientado a objetos, preparado para realizar, de forma totalmente integrada, a modelação, análise e dimensionamento do mais vasto conjunto de problemas de engenharia de

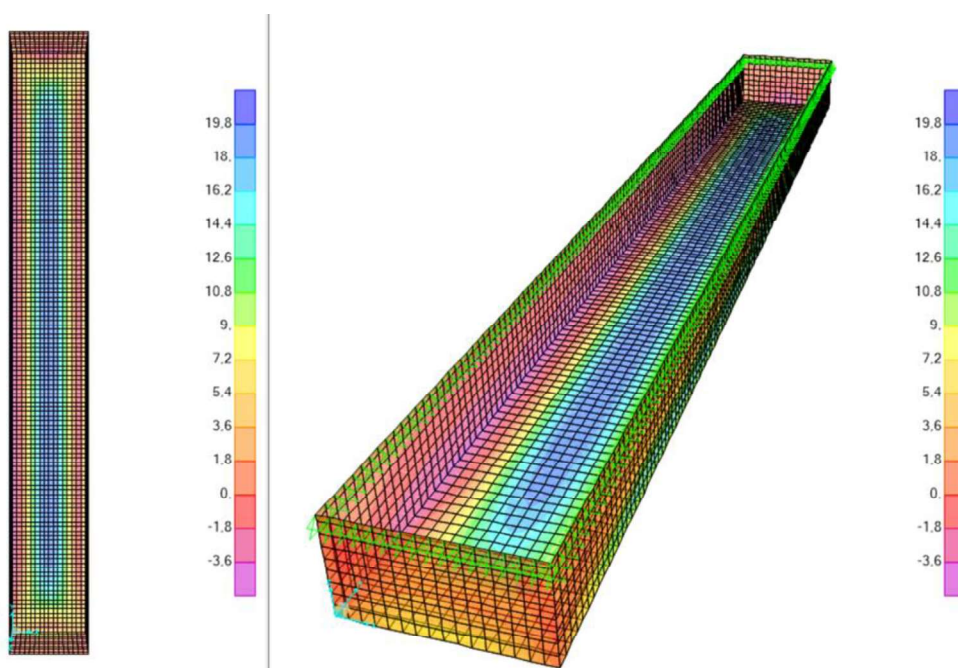
estruturas, que foi desenvolvido pela empresa de software de engenharia estrutural e terremotos fundada em 1975 a *Computers and Structures, Inc. (CSI)* (CSIPORTUGAL, 2022).

Uma vez que o Instituto Federal de Sergipe não possui licença do *software SAP2000*, foi utilizada a versão de avaliação para a modelagem e análise comparativa dos esforços que compõem as lajes das paredes do reservatório elevado. Mesmo na versão de avaliação é possível modelar e analisar a estrutura completa da piscina sem restrições de uso.

Após obter todas as medidas (largura 3,20 m, comprimento de 25,20 m e profundidade de 1,70 m) e realizar a modelagem estrutural completa, entende-se que por ser uma estrutura grandiosa demandará um número muito alto de elementos e consequentemente irá necessitar de um tempo maior para que o sistema possa processar toda a estrutura. Vale ressaltar que o modelo feito no SAP2000 analisou uma estrutura compostas por placas e o modelo lançado no *software Ftool* analisa quadros planos, mas em ambos foram verificados novamente os esforços atuantes nos elementos.

Tendo em vista que é uma estrutura retangular, simétrica e de grande vão, conforme esperado verificou-se nos resultados da análise que os esforços são praticamente constantes em quase toda a laje na direção da maior dimensão (figura 33). Assim, para uma análise similar à que foi feita no Ftool, foi realizado um corte na seção transversal no meio do vão longitudinal da piscina.

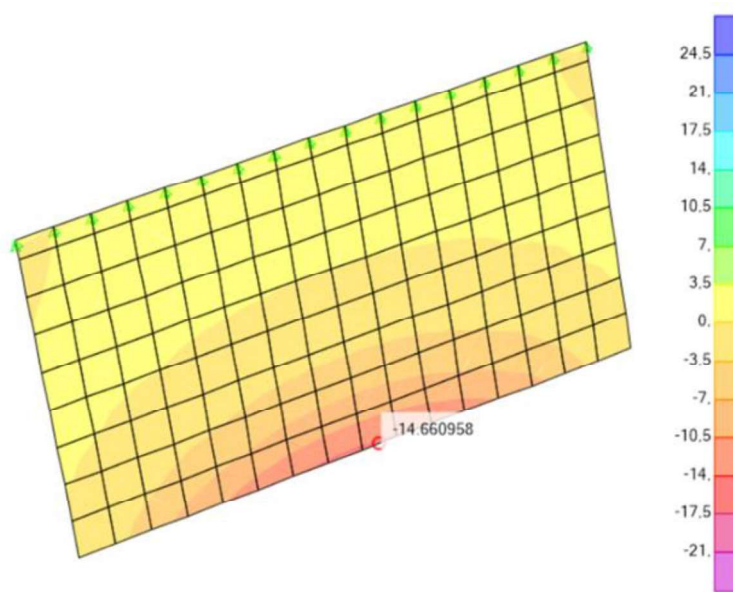
Figura 33 – Gráfico dos momentos fletores nos elementos do reservatório (kNm/m)



Fonte: Autora (2022)

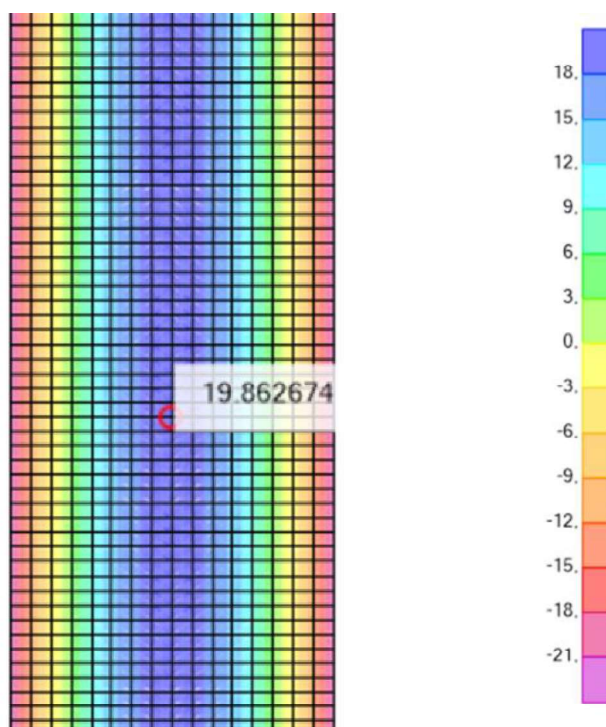
Os valores dos esforços nas paredes menores, que são as localizadas nas extremidades do reservatório foram calculados e analisados por dois dos métodos citados no trabalho (Tabelas e SAP2000), vale ressaltar que o valor do momento encontrado no SAP2000 nessas paredes foi de 14,66 kNm/m como mostra na figura 34, logo apresentou-se uma situação menos crítica comparada a encontrada na junção entre a laje do fundo e as paredes maiores do reservatório, por esse motivo não foram levados em consideração. Desse modo, verificou-se que para obtenção dos momentos fletores máximos atuantes na laje se faz necessário apenas a consideração de parte da estrutura, pois por se tratar de uma análise comparativa, a observação de apenas uma parte da estrutura é suficiente para a obtenção dos resultados desejados. Assim, a seção da estrutura selecionada para verificar os valores 19,86 kNm/m (Figura 35) e 21,35 kNm/m (Figura 36) que são os valores dos momentos positivo e negativo respectivamente, se localiza na região central do reservatório.

Figura 34 – Momento fletor na parede menor (kNm/m)



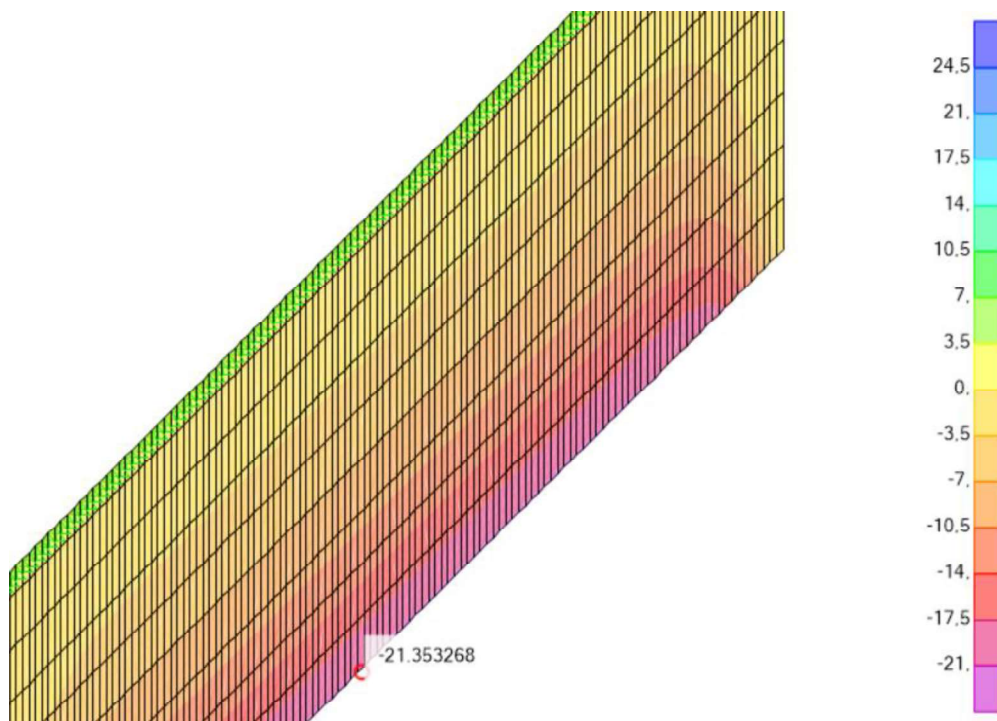
Fonte: Autora (2022)

Figura 35 – Momento fletor positivo do reservatório (kNm/m)



Fonte: Autora (2022)

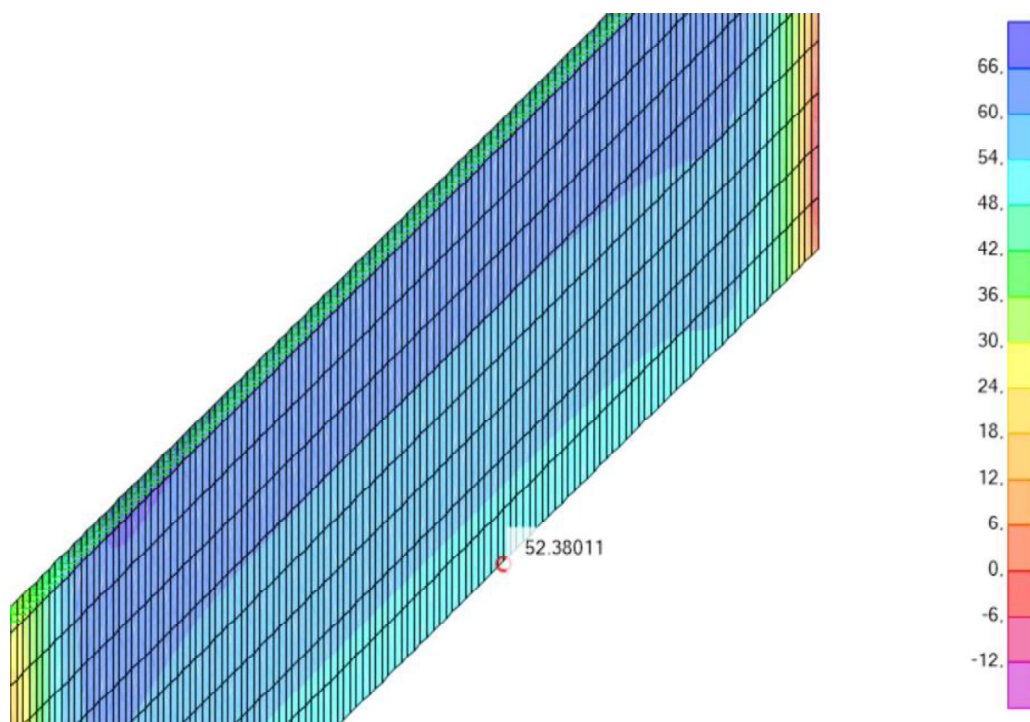
Figura 36 – Momento fletor negativo do reservatório (kNm/m)



Fonte: Autora (2022)

A figura 37 apresenta o valor do esforço normal na parede.

Figura 37 – Esforço normal encontrado no SAP2000



Fonte: Autora (2022)

4.2.6 Resumo dos esforços encontrados nos modelos desenvolvidos

Dos três métodos utilizados para encontrar os esforços na estrutura, o escolhido e mais confiável para realizar o dimensionamento foi o *software* SAP2000 que é baseado no método dos elementos finitos. Vale ressaltar que os valores encontrados pelos métodos da tabela e FTOOL (Tabela 7), foram praticamente os mesmos, com diferença de aproximadamente 0,5%.

Tabela 7 – Tabela de comparação dos valores encontrados pelos três métodos.

Método	Esforço atuante		
	M ⁺ (kNm/m)	M ⁻ (kNm/m)	N (kN/m)
Analítico	19,23	21,98	51,52
Numérico Ftool	19,76	21,45	51,52
Numérico SAP2000	19,86	21,35	52,38

Fonte: Autora (2022)

Desse modo, o dimensionamento seguirá com os seguintes valores encontrados pelo SAP2000: 19,86 kNm/m; 21,350 kNm/m; 52,38 kN/m.

4.3 DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

Utilizando o cálculo do dimensionamento à Flexo-Tração com as seguintes características:

- $f_{ck} = 30\text{MPa}$,
- Bitola da barra de aço = 8mm
- Cobrimento de 3,5 cm que corresponde a classe de agressividade III, pois se encontra em ambiente marítimo.
- E Aço CA-50.

Ao utilizar as equações (5), (6) e (7) do sub-item 3.2.2, tem-se:

$$v = \frac{Nd}{b \cdot d \cdot \sigma_{cd}} = 0,01889$$

$$\mu = \frac{Md}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{cd}} = 0,04875$$

$$\delta = \frac{d'}{d} = 0,293$$

$$0,5(1 - \delta) \cdot v = 0,0067$$

Assim, como $\mu > 0,5(1 - \delta) \cdot v \rightarrow$ pertence ao domínio 2 ou domínio 3.

Desse modo, o valor do momento reduzido equivalente é:

$$\mu_{sd} = \mu - 0,5(1 - \delta) \cdot v = 0,0421$$

O valor do $\mu_{lim} = 0,2952$ (encontrado na tabela 4).

Como $\mu_{sd} \leq \mu_{lim} \rightarrow$ será armadura simples.

Logo, com as formulas (11), (12) e (13) do sub-item 3.2.2 Dimensionamento a flexo-tração, tem-se:

$$\xi = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{sd}}) = 0,0537$$

$$\omega = 0,8 \cdot \xi + v = 0,0619$$

$$\omega' = 0$$

Por fim, é possível encontrar os valores resultantes das áreas de aço através das fórmulas (16) e (17) do sub-item 3.2.2:

$$A_s = \omega \cdot b \cdot d \cdot \frac{\sigma_{cd}}{f_{yd}} = 4,01 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A'_s = \omega' \cdot b \cdot d \cdot \frac{\sigma_{cd}}{f_{yd}} = 0$$

Logo, o resultado do dimensionamento foi uma área de Aço de 4,01 cm²/m, distribuída em 202 barras de 8.0 mm com 12,5 cm de espaçamento entre elas, ou seja, 8 barras por metro.

Além do dimensionamento anterior das armaduras de flexão, fez necessário também o dimensionamento das armaduras de suspensão, que é encontrada a partir do seguinte cálculo:

$$A_{susp} = \frac{V_{sd}}{F_{yd}}$$

Em que V_{sd} é o esforço cortante na laje do fundo, que corresponde ao esforço normal da laje das paredes laterais.

Logo,

$$A_{susp} = \frac{52,38}{\frac{50}{1,15}} = 1,21 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Ao buscar a bitola da barra e o espaçamento adequado para uma área de aço de 1,21 cm²/m na tabela de estribos que relaciona esses três parâmetros, foi encontrado que seriam necessárias barras de 5 mm com espaçamento de 30 cm entre elas. Porém, como o espaçamento máximo permitido é de 20 cm, foi adotado então, barras de 5 mm a cada 20 cm para a amadura de suspensão.

Destaca-se que para o dimensionamento do reservatório levou em questão realizar o cálculo na zona que se apresenta mais crítica a partir da análise obtida no *software* SAP2000.

4.3.1 Ancoragem

De acordo com a NBR 6118:2014, a ancoragem das barras das armaduras deve ser feita de forma que as forças a que estejam submetidas sejam integralmente transmitidas ao concreto, seja por meio de aderência ou de dispositivos mecânicos ou por combinação de ambos. Desse modo, o cálculo da ancoragem do reservatório em questão será feito com ancoragem por aderência, assim como também será calculado os valores dos comprimentos de aderência básico e necessário.

A NBR 6118:2014 define o comprimento de ancoragem básico como sendo o comprimento reto de uma barra de armadura passiva necessário para ancorar a força-limite ($A_s \cdot f_{yd}$) nessa barra, admitindo-se, ao longo desse comprimento, resistência de aderência uniforme e igual a f_{bd} .

O cálculo do comprimento básico de ancoragem pode ser feito através da formula:

$$l_b = \frac{\phi f_{yd}}{4 \cdot f_{bd}} \geq 25\phi$$

Onde:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15}$$

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd}$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c}$$

$$\gamma_c = 1,4$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ctm}$$

➤ $f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}$ Para concretos de classes até C50;

Os valores dos coeficientes de aderência η_1 , η_2 , e η_3 são apresentados, respectivamente, nas tabelas 8 a 10.

Tabela 8 – Valor de η_1

Barras lisas	1,0
Barras entalhadas	1,4
Barras nervuradas	2,25

Fonte: NBR 6118:2014

Tabela 9 – Valor de η_2

Boa aderência	1,0
Má aderência	1,4

Fonte: NBR 6118:2014

Tabela 10 – Valor de η_3

Para $\phi \leq 32\text{mm}$	1,0
Para $\phi > 32$	$(132 - \phi)/100$

Fonte: NBR 6118:2014

Logo, o cálculo do l_b de acordo com as condições acima, resulta em 28,3 cm tanto para a armadura positiva, quanto para a negativa.

Já o comprimento de ancoragem necessário pode ser calculado por:

$$l_{b, nec} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b, min}$$

onde:

$\alpha = 1,0$ para barras sem gancho;

$\alpha = 0,7$ para barras tracionadas com gancho, com cobrimento no plano normal ao do gancho $\geq 3\phi$.

$l_{b,min}$ é o maior valor entre $0,3.l_b$; 10ϕ e 10 cm.

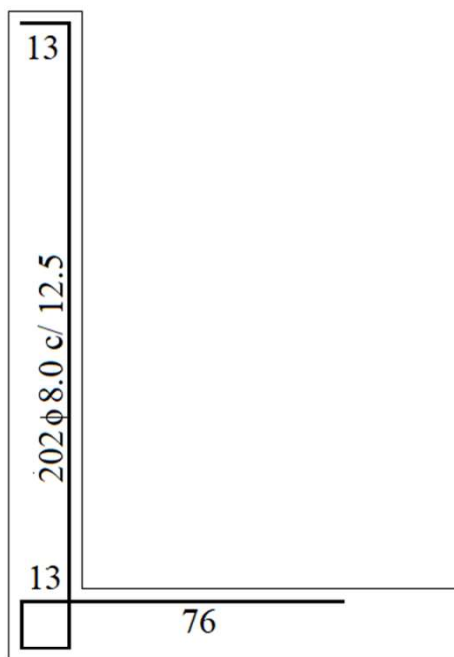
Logo, o valor do $l_{b,nec}$ foi de 25,4 cm, com $l_{b,min}$ de 10 cm para a armadura negativa, e de 27,7 cm para a armadura positiva.

Nesse caso, além da ancoragem também pode ser prevista o uso da armadura de suspensão, que de acordo com a NBR 6118:2014 devem ser colocadas nas proximidades de cargas concentradas transmitidas à viga por outras vigas ou elementos discretos que nela se apoiem ao longo ou em parte de sua altura, ou fiquem nela pendurados, que é o caso da piscina elevada em questão.

Ressalta-se que o comprimento de ancoragem necessário foi utilizado para calcular o comprimento da armadura negativa. Este, foi somado ao comprimento do trecho do momento negativo, resultando em 76 cm, conforme figura 37. Notadamente para a face superior da laje seria ainda necessário prever uma armadura construtiva.

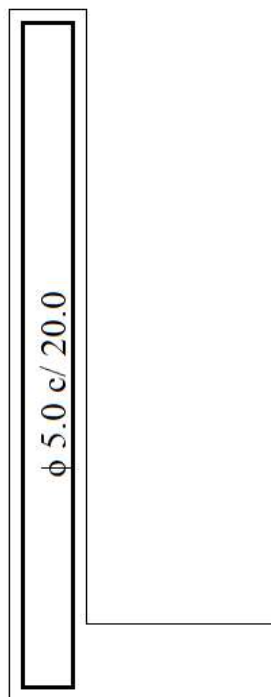
As figuras 38 e 39 apresentam, respectivamente, detalhamentos genéricos da armadura de flexão e da armadura de suspensão.

Figura 38 – Detalhamento genérico da armadura de flexão



Fonte: Autora (2022)

Figura 39 – Detalhamento genérico da armadura de suspensão



Fonte: Autora (2022)

4.4 ANÁLISE DE POSSÍVEIS MECANISMOS DE FALHA

A partir das análises realizadas e conforme verificado na figura 19, a laje e paredes não apresentam grandes variações de espessura, assim como o contrapiso da laje de fundo e o reboco das paredes apresentam espessuras coerentes com os valores esperados e considerados nos cálculos. Logo, a hipótese de sobrecarga das cargas permanentes como causa do colapso foi descartada.

Em relação aos esforços atuantes na piscina, tem-se que devem ser obtidos através de uma correta análise estrutural para que o dimensionamento seja também correto. Os esforços atuantes na estrutura foram obtidos por diferentes métodos com condições de contorno similares às da piscina do Edifício Parador. Mesmo que as condições de contorno fossem alteradas de rotulas na parte superior para engastes, a diferença entre os valores dos esforços atuantes teria variação na ordem de apenas 5%, o que leva a concluir que pequenas alterações nos modelos não seriam o motivo para estrutura colapsar.

Em relação as manifestações patológicas nas estruturas de concreto armado, em específico nos casos ocorridos em reservatórios, as mais frequentes são infiltrações, armadura exposta e corrosão do aço devido aos agentes químicos. Verifica-se pontos de corrosão na figura 23, é coerente com o histórico de infiltrações relatado nas reportagens veiculadas, porém ao

avaliar o contexto geral, essas manifestações podem ter sido consequências da principal causa e não o real motivo do colapso.

O básico das estruturas de concreto armado é a necessidade das armaduras, e para dimensioná-las corretamente é necessário a identificação de todos os esforços que atuam nos elementos e eventuais variações que podem ocorrer dadas as ações que podem ser aplicadas. Analisando as imagens de um dos vídeos dos escombros da piscina (figura 24) pode ser visto que a superfície está lisa, sem nenhum sinal das armaduras necessárias para resistir aos esforços de tração na região entre a laje do fundo e a parede, ou seja a armadura não estava de acordo com o esperado para o reservatório. Nas figuras 25 e 26 verifica-se a presença de algumas barras de aço mais finas, com diâmetro e espaçamento compatíveis com a armadura de suspensão (calculado no item 4.3), porém aparentemente estavam cortadas, ficando sem nenhuma função para a estrutura.

Logo, a estrutura da piscina analisada encontrava-se sem uma ligação adequada entre a laje do fundo e as paredes, e por estar sem os elementos estruturais necessários para resistir aos esforços ao longo do tempo, encontrava-se fora dos padrões de segurança. Assim, conclui-se que essa foi possivelmente a principal causa para o colapso.

Dessa forma, surge o questionamento de como a estrutura não colapsou anteriormente, possivelmente o motivo para que a estrutura se mantivesse íntegra por cerca de três anos até o momento do colapso se dá pelas tensões nominais atuantes na ligação entre a laje e a paredes, as quais podem ser calculadas simplificadamente pelas equações da resistência dos materiais e admitindo um comportamento elástico linear para o concreto:

$$\sigma = \frac{M.y}{I} + \frac{N}{A}$$

$$\sigma = + \frac{15,29 \cdot 0,1}{\frac{1,0 \cdot 0,2^3}{12}} + \frac{36,80}{1,0 \cdot 0,2} = 2,48 \text{ MPa}$$

$$\sigma = - \frac{15,29 \cdot 0,1}{\frac{1,0 \cdot 0,2^3}{12}} + \frac{36,80}{1,0 \cdot 0,2} = -2,11 \text{ MPa}$$

Essas tensões são inferiores aos valores característicos das resistências de compressão e tração para um concreto de resistência igual a 30 MPa:

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 2,9 \text{ MPa}$$

Através dos cálculos anteriores verifica-se que por uma pequena margem entre as tensões atuantes na estrutura e a resistência do concreto a tração, a estrutura possivelmente teria conseguido resistir às tensões atuantes até o momento do colapso. Ressalta-se, entretanto, que os valores considerados nos cálculos para encontrar as tensões são os nominais, assim como considerou-se a resistência do concreto a tração e, como é de conhecimento geral, nos projetos de concreto armado, essa resistência é considerada nula e não deve ser utilizada nos cálculos das armaduras necessárias, e ainda os coeficientes de segurança nas solicitações e resistências também deveriam ser aplicados, o que também não foi considerado nesta simulação.

Conforme a NBR 6118:2014, para verificação da abertura e propagação de fissuras na piscina considera-se o estado-limite de abertura das fissuras (ELS-W) com a combinação frequente de ações.

Para combinação frequente, as tensões solicitantes na estrutura correspondem ao somatório das ações não majoradas, correspondendo ao valor de 2,48 MPa já calculado anteriormente. Para o valor das tensões de fissuração no concreto a NBR6118 indica o $f_{ctk,inf}$ no estado-limite de formação de fissuras, dado por:

$$\sigma_{fiss} = f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ct,m} = 0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 2,03 \text{ MPa}$$

Ou seja, para o ELS-W no concreto não armado da parede da piscina, as tensões solicitantes são maiores que a tensão resistente quanto a formação de fissuras. Dada a provável abertura de fissuras no concreto, e ao passo que essas fissuras aumentam, ocorre a redução da seção transversal de concreto, e, por conseguinte, provocando aumento das tensões até o ponto em que ocorre a ruptura da seção.

Acrescenta-se ainda que, dada a concepção utilizada na piscina (suspensa), a previsão de mísulas na ligação laje-parede forneceria certa atenuação nas tensões atuantes.

5 CONCLUSÕES

Este trabalho procurou mostrar que a piscina suspensa de concreto armado, independente do modelo e método de dimensionamento escolhido para a elaboração do projeto, cada uma das etapas dos cálculos para dimensionar e executar devem estar de acordo com todas as diretrizes normativas.

A previsão dos possíveis mecanismos de falha é de extrema importância e devem ser levados em consideração na elaboração do projeto para que a segurança da estrutura seja garantida durante sua vida útil. A forma em que os elementos estruturais foram dispostos na piscina estudada, na qual os apoios se encontram na parte superior, e não como os modelos de reservatórios tradicionais, apoiados sobre pilares, trouxeram a priori algumas dificuldades para compreender como se comportava cada um dos esforços, e quais seriam as condições de contorno a serem consideradas que mais se aproximassem da estrutura real.

Após coletar as informações sobre a piscina foram determinadas através de três maneiras distintas os esforços solicitantes (momentos fletores e esforços normais) na estrutura. Verificou-se que os esforços obtidos pelos diferentes modelos foram semelhantes, sejam os momentos fletores (positivos ou negativos), sejam os esforços normais.

Para o dimensionamento das armaduras considerou-se como valores de referência para os esforços aqueles obtidos no *software* SAP2000 por tratar-se do modelo mais completo e próximo da estrutura real. Com os resultados obtidos é possível supor quais motivos podem ter levado a estrutura a ruína. Conforme imagens do colapso divulgados tem-se a forma com que a laje do fundo se desprende das laterais bem como a forma de conexão entre os elementos a partir dos escombros. Hipóteses como excesso de carga ou manifestações patológicas variadas puderam ser descartadas, possivelmente a principal causa do colapso foram erros nas armaduras da estrutura.

Dados os cálculos das tensões atuantes e tensões de fissuração conforme as exigências da NBR 6118:2014, o concreto que estava presente na ligação entre a laje do fundo com as paredes laterais do reservatório, possuía a abertura de fissuras.

Verificou-se que a piscina do Edifício Parador se encontrava sem nenhuma armadura de ligação entre as lajes do fundo e as paredes laterais, ou seja, a laje estava fragilmente ligada as paredes, pois somente o concreto estava resistindo aos esforços atuantes na estrutura. Nos elementos sujeitos à flexão, a resistência à tração do concreto é desprezada para fins de cálculo, cabendo ao aço resistir aos eventuais esforços de tração. Neste caso, devido à ausência do aço, possivelmente o concreto não armado, nas regiões de encontro entre paredes e fundo, rompeu

bruscamente. Ou seja, provavelmente não houve uma evolução perceptível das fissuras. Ressalta-se, entretanto, que a autora deste trabalho não teve acesso aos projetos ou mesmo do laudo do colapso de modo que não se pode afirmar se a origem do erro se deu no projeto ou na execução.

REFERÊNCIAS

ARAÚJO, José Milton de. **Curso de Concreto Armado**. v. Rio Grande: Dunas, 2014.

ARGO CONSTRUTORA, Ed. Parador, Praia de Itaparica, 2018. Disponível em: <https://www.argoconstrutora.com.br/parador/>, Acesso em 01 de Set de 2021.

ARTECULT. **Rio Carioca: Um patrimônio da Cidade Maravilhosa, 2019**. Disponível em: <http://artecult.com/rio-carioca/>. Acesso em 11 de Set de 2021

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

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14931**: Execução de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

CARVALHO, Roberto Chust; FARIA, Antônio de. **Reservatórios paralelepípedicos e piscinas**. (Apostila). Universidade de Federal de São Carlos. São Carlos/SP, 2008.

CARVALHO, Roberto Chust; FIGUEIREDO FILHO, Jasson Rodrigues de. Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: segundo a NBR 6118:2014. 4. ed. São Carlos/SP: Edufscar, 2014.

CIFÚ, S.; GODOY, M. A. P. de; BELLA, J. C. D; SERRANO, G. de O. **Recomendações e Cuidados na Modelagem e Interpretação de Resultados de Estruturas Analisadas a partir de Modelos Matemáticos com base no M. E. F**. In: 42º Congresso Brasileiro do Concreto, Fortaleza, Ceará, 2000.

COLAÇO, Talita R. **Análise do dimensionamento estrutural de reservatórios retangulares em concreto armado**. 2017. Dissertação (Trabalho de conclusão de curso) – Curso de engenharia civil, Universidade de Santa Cruz do Sul – UNISC. Santa Cruz do Sul, 2017.

COSTA, Flávio de Oliveira. **Projetos Estruturais de reservatórios paralelepípedicos de concreto armado moldados In loco**. 1998. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos/SP, 1998.

COUTO, J. P.; COUTO, A. M. **Importância da revisão dos projectos na redução dos custos de manutenção das construções**. In: CONGRESSO CONSTRUÇÃO 2007, 3, 2007, Coimbra, Portugal. Universidade de Coimbra, 2007.

CSI PORTUGAL. **Informação Geral**. Disponível em: <https://www.csiportugal.com/software/2/sap2000#submenu-top> Acesso em 01 de Jan de 2022

ISTO É. **ES: Piscina desaba sobre garagem de edifício em condomínio de Luxo**. Disponível em: <https://istoe.com.br/sc-piscina-desaba-sobre-garagem-de-edificio-em-condominio-de-luxo/> Acesso em 24 de abril de 2021

KUEHN, Adriana. **Comparação entre métodos de análise estrutural para reservatórios retangulares de concreto armado**. 2002. Dissertação (Mestrado) – Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, 2002.

PEDRIX, C.A. Manual para Diagnóstico de Obras Deterioradas por Corrosão de Armaduras. Trad. Carmona, Antonio; Helene, Paulo R. São Paulo: Pini, 1992.

PINHEIRO, Libânio M. **Fundamentos do concreto e projeto de edifícios**. (Apostila). Universidade de São Paulo. São Carlos/SP, 2007.

PINHEIRO, Libânio M.; MUZARDO, Cassiane D.; SANTOS, Sandro P. **Laje Maciças - Capítulo 11**, 2003.

SANTOS, Matheus S. dos. NETO, Januário P. **Análise de estruturas pelo método dos elementos finitos**. (Apostila). Instituto Mauá de Engenharia. São Paulo, 2016.

SOUZA, Vicente C. M.; RIPPER, Thomaz. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto**. São Paulo: PINI, 1998.

SOUZA, Marilsa Inês de; MURTA, Mirna M. **Patologias, recuperação e reforço estrutural em concreto armado**. 2012. Dissertação (Trabalho de conclusão de curso) – Curso de Engenharia Civil do Instituto Doctum de Educação e Tecnologia. Caratinga, 2012.