

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
Escola de Engenharia
Curso de Especialização: Produção e Gestão do
Ambiente Construído

Pedro Lucas Jorge Figueiredo

PROJETO ESTRUTURAL: ANÁLISE DO
PROCEDIMENTO EXECUTIVO DE ESTRUTURAS DE
CONCRETO ARMADO DE ACORDO COM AS
NORMAS DESCRITIVAS E DIAGNÓSTICO DE
FALHAS QUE SURGEM EM PROJETOS

Belo Horizonte,
2018

PEDRO LUCAS JORGE FIGUEIREDO

**PROJETO ESTRUTURAL: ANÁLISE DO
PROCEDIMENTO EXECUTIVO DE ESTRUTURAS DE
CONCRETO ARMADO DE ACORDO COM AS
NORMAS DESCRITIVAS E DIAGNÓSTICO DE
FALHAS QUE SURGEM EM PROJETOS**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Especialização: Produção e Gestão do Ambiente Construído do Departamento de Engenharia de Materiais e Construção, da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como requisito parcial para obtenção do título de Especialista.

Orientador(a): Danielle Meirelles de Oliveira

**Belo Horizonte
2018**

F475a

Figueiredo, Pedro Lucas Jorge.

Análise do procedimento executivo de estruturas de concreto armado de acordo com as normas descritivas e diagnóstico de falhas que surgem em projetos [recurso eletrônico] / Pedro Lucas Jorge Figueiredo. – 2019. 1 recurso online (53 f. : il., color.) : pdf.

Orientadora: Danielle Meireles de Oliveira.

“Monografia apresentada ao Curso de Especialização em Produção e Gestão do Ambiente Construído da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais”

Bibliografia: f. 50-53.

Exigências do sistema: Adobe Acrobat Reader.

1. Construção civil. 2. Normas técnicas (Engenharia). 3. Projeto Estrutural. 4. Concreto Armado. 5. Localização de falhas (Engenharia).
I. Oliveira, Danielle Meireles de. II. Universidade Federal de Minas Gerais. Escola de Engenharia. III. Título.

CDU: 691



ATA DE DEFESA DE MONOGRAFIA

ALUNO: PEDRO LUCAS JORGE FIGUEIREDO

MATRÍCULA: 2018694353

RESULTADO

Aos 13 dias do mês de fevereiro de 2019 realizou-se a defesa da MONOGRAFIA de autoria do aluno acima mencionado sob o título:

“ANÁLISE DO PROCEDIMENTO EXECUTIVO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO DE ACORDO COM AS NORMAS DESCRITIVAS E DIAGNÓSTICO DE FALHAS QUE SURGEM EM PROJETOS”

Após análise, concluiu-se pela alternativa assinalada abaixo:

APROVADO

APROVADO COM CORREÇÕES

REPROVADO

NOTA: 85

CONCEITO: B

BANCA EXAMINADORA:

Nome

Assinatura

Profª. Drª. Danielle Meireles de Oliveira

Dmeireles

Nome

Assinatura

Profª. Drª. Paula Bamberg

Paula Bamberg

O candidato faz jus ao grau de "ESPECIALISTA NA ÁREA DE "TECNOLOGIA E GESTÃO DO AMBIENTE CONSTRUÍDO"

Belo Horizonte, 13 de fevereiro de 2019

Antonio Neves de Carvalho Júnior
Coordenador do Curso

Prof. Antonio Neves
de Carvalho Júnior
Coordenador do Curso

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho à minha mãe Iris (*in memoriam*), ela é e sempre será minha motivação para tudo. Quero sempre ser aquilo que ela desejou que eu fosse. Então todo o meu esforço eu dedico a ela.

Dedico também, aos meus tios Jorge e Ângela, por me incentivarem em tudo que eu me proponho a fazer. Eles têm sido a base para tantos sonhos que venho construindo, vibram pelas minhas conquistas e acreditam no meu potencial.

AGRADECIMENTOS

Por esse trabalho, eu gostaria de agradecer, primeiramente a Deus, por sempre me acompanhar e me conduzir pelos melhores caminhos. Se estou finalizando esse estudo, tudo isso eu devo a Ele.

Um agradecimento especial à minha orientadora Danielle, por ter aceitado embarcar comigo nesse trabalho, por todos os toques e incentivos que me foram dados para a construção dessa monografia.

EPÍGRAFE

"Nós não precisamos de magia para transformar nosso mundo. Já temos o poder que precisamos dentro de nós mesmos. Nós temos o poder de imaginar o melhor."

(J. K. Rowling)

RESUMO

O crescente número de falhas em projetos de estruturas de concreto armado vem se tornando cada vez mais preocupante, uma vez que geram inúmeros acidentes que podem vir a ser fatais. Este estudo tem por objetivo identificar as principais falhas em execução das estruturas de concreto armado decorrentes do não uso correto das normas descritivas. Para isto será feita uma análise dos erros que ocorreram na obra do Viaduto Guararapes em Belo Horizonte que veio a desabar e no projeto da Ciclovia Tim Maia na cidade do Rio de Janeiro, que ruiu após ser atingida por uma ressaca marítima. Problemas como estes mostram a necessidade em analisar qual o motivo de tantos erros que vêm acontecendo na execução de estruturas de concreto armado. Estas falhas podem ser derivadas da negligência quanto ao uso das normas vigentes que regulamentam os procedimentos para calcular e executar projetos estruturais. Também serão explorados os requisitos mínimos necessários para execução de estruturas de concreto armado de acordo com as normas, e desta forma mostrar o que deveria ter sido feito para evitar o acidente da queda do viaduto e da ciclovia. Portanto, recorreu-se à uma pesquisa explicativa uma vez que é necessário explorar a razão de tais acontecimentos...

Palavras-chave: normas, falhas, projeto estrutural, concreto armado.

LISTA DE FIGURAS

Figura 01 – Mapa de Isopletas da V_0	27
Figura 02 – Concepção do Viaduto Batalha dos Guararapes	42
Figura 03 – Cabos e cordoalhas sem indícios de nata de cimento	44
Figura 04 – Trecho da Ciclovía Tim Maia que veio a cair	45

LISTA DE TABELAS

Tabela 01 – Classes de Agressividade Ambiental (CAA)	21
Tabela 02 – Fator S_2	30
Tabela 03 – Fator S_2 de acordo com Parâmetros Meteorológicos	31
Tabela 04 – Fator S_3	32
Tabela 05 – Coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$	36
Tabela 06 – Coeficiente γ_{f2}	36

SIMBOLOGIA E ABREVIATURAS

b	Lado menor: a menor dimensão horizontal de uma edificação
CA – 25	Aço destinado a barras longitudinais com resistência de 250 MPa
CA – 50	Aço destinado a barras longitudinais com resistência de 500 MPa
CA – 60	Aço destinado para fios de aço com resistência de 600 MPa
ELS	Estado Limite de Serviço
ELU	Estado Limite Último
F_d	Valor de cálculo para uma ação na estrutura
F_k	Valor característico para uma ação na estrutura
F_r	Fator de rajada
γ_f	Coefficiente de ponderação das ações
p	Expoente da lei potencial de variação de S2
q	Pressão dinâmica do vento
R_d	Esforço resistente de cálculo
S_1	Fator topográfico
S_2	Fator da rugosidade do terreno, dimensão da edificação e altura sobre o terreno
S_3	Fator baseado em conceitos probabilísticos
S_d	Esforço solicitante de cálculo
V_0	Velocidade básica do vento
V_k	Velocidade característica do vento
z	Cota acima do terreno
z _g	Altura gradiente: altura da camada limite atmosférica
Δ_p	Pressão efetiva em um ponto na superfície da edificação

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO	13
CAPÍTULO 1: PROJETO ESTRUTURAL	15
1.1 Concepção da Estrutura	15
1.2 Análise Estrutural	16
1.3 Dimensionamento, Verificação e Detalhamento da Estrutura	18
1.4 Qualidade das Estruturas	18
1.4.1 Capacidade Resistente	19
1.4.2 Desempenho em serviço	20
1.4.3 Durabilidade	20
CAPÍTULO 2: AÇÕES E COMBINAÇÕES NA ESTRUTURA	22
2.1 Estados Limites	22
2.1.1 Estados Limites Último	22
2.1.2 Estados Limites de Serviço	23
2.1.3 Importância dos Estados Limites para Estrutura	24
2.2 Ações Incidentes na Estrutura	24
2.2.1 Ações Permanentes	25
2.2.2 Ações Variáveis	25
2.2.3 Ações de Vento	26
2.3 Combinações na Estrutura	33
2.3.1 Classificação das Combinações	33
2.4 Coeficiente γ_f	35
CAPÍTULO 3: ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO	37
3.1 Concreto Armado	37
3.1.1 Composição e Materiais	37
3.1.2 Durabilidade e Vida Útil de Concreto	38
CAPÍTULO 4: FALHAS EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO	40
4.1 Queda do Viaduto Batalha dos Guararapes	42
4.1 Queda da Ciclovía Tim Maia	45
CAPÍTULO 5: METODOLOGIA E RESULTADOS	47
5.1 Metodologia e obtenção de dados	47

5.2 Resultados e discussões	48
5.2.1 Viaduto Batalha dos Guararapes	48
5.2.2 Ciclovía Tim Maia	49
CONSIDERAÇÕES FINAIS	51
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	52

INTRODUÇÃO

Este trabalho baseia-se no estudo de falhas em projetos de estruturas de concreto armado que surgem durante a execução das mesmas. Este estudo será embasado pelas normas descritivas que regulamentam os procedimentos executivos das estruturas e também pela forma em que deve ser feita a concepção de um projeto estrutural. Sendo assim, serão analisados alguns casos em que houveram erros fatais que levaram à queda de estruturas apontando o que deveria ter sido feito para evitar tal acidente.

Diante de tal análise surgem as seguintes questões, seria a negligência no uso da normatização em projetos de estruturas de concreto armados um dos principais fatores para o surgimento de tantas falhas nas obras depois de prontas e quais fatores regulamentados pelas normas devem ser sempre considerados em um projeto estrutural.

Para cada questão foi criada duas hipóteses acerca do que pode ser a razão dos problemas, uma vez que se acredita que o surgimento de falhas em projetos de estruturas de concreto armado é decorrente de não se considerar os fatores expostos por normas descritivas para a execução dos elementos estruturais e também que é importante se considerar todos os requisitos expostos pelas normas para a concepção de um projeto estrutural.

Este trabalho tem por objetivo analisar como é o procedimento de execução de um projeto estrutural de estruturas de concreto armado de acordo com a normatização vigente, a fim de falhas que ocorrem em estruturas de concreto armado. Sendo assim, o trabalho se dará através de uma análise dos requisitos necessários para a execução de estruturas de conforme a NBR 6118 e normas complementares, passando por uma investigação das falhas de projeto que ocorreram na obra do viaduto Guararapes em Belo Horizonte que veio a cair em 2014 e diagnosticando o que deveria ter sido feito de acordo com a normatização, bem como a queda da Ciclovia “Tim Maia” que veio a cair no Rio de Janeiro após ser atingida por uma ressaca marítima.

Este estudo justifica-se pela necessidade de evidenciar que o não uso da normatização para a execução de estruturas de concreto armado pode causar falhas inúmeras nas construções, uma vez que os acidentes que acontecem nas estruturas podem ser fatais.

A primeira seção do artigo se trata de uma revisão bibliográfica aprofundando em projeto estrutural e todas as suas etapas: concepção, análise, dimensionamento e detalhamento. Após isso, será mostrado os requisitos para atestar a qualidade do projeto, abordando a capacidade em resistir aos esforços, o desempenho em serviço e a durabilidade, explorando também algumas dificuldades que surgem durante a execução da estrutura. Dentro desta revisão bibliográfica também serão tratados as ações e combinações em estruturas, mostrando quais são os estados limites da estrutura e como eles são importantes para a concepção de um projeto.

Na segunda seção pode ser observado a metodologia do trabalho, como foi feito todo o estudo e as análises das obras em que ocorreram falhas nos projetos. E por último, na terceira seção, serão mostradas as obras em que se observaram falhas de execução, e será feito um diagnóstico do que deveria ter sido feito para evitar os acidentes.

CAPÍTULO 1

PROJETO ESTRUTURAL

Delesderrier (2015) vê o projeto estrutural como uma etapa importante da construção, pois é nesse momento que é definido todo o sistema construtivo da obra. Se será em estruturas metálicas, ou de madeira, paredes de concreto, alvenaria estrutural, ou mais utilizado atualmente, as estruturas de concreto armado.

1.1. Concepção da Estrutura

Para Pinheiro, Muzardo e Santos (2007), a concepção estrutural, ou também denominada estruturação, é o processo de escolha do sistema de estruturas que irão compor a parte resistente do edifício. Etapa que consiste na determinação dos elementos estruturais e a posição dos mesmos no sistema de modo a se obter eficiência. O sistema deve ser capaz de absorver os esforços oriundos das ações incidentes, transmitindo para o solo por meio das fundações.

Os autores ainda afirmam a importância de a solução estrutural atender os requisitos estabelecidos pelas normas técnicas, sendo esses requisitos a capacidade de resistir, o desempenho durante o uso e a durabilidade.

O processo de concepção da estrutura, de acordo com Albuquerque (1999), se inicia após finalização do projeto arquitetônico, onde se faz um estudo de uma estruturação para a edificação. O arquiteto responsável emite seu parecer sobre a funcionalidade e estética do projeto, e outros profissionais apontam alguns aspectos a serem considerados antes da concepção de todo o sistema estrutural. O engenheiro de instalações define o posicionamento das tubulações, o construtor disponibiliza os recursos técnicos e por último o incorporador apresenta a viabilidade financeira do empreendimento.

Diante de todos os fatores demonstrados, o engenheiro de estruturas inicia seu trabalho, concebendo o posicionamento dos elementos estruturais da construção, tendo como resultado o projeto estrutural definitivo (ALBUQUERQUE, 1999).

O autor ainda fomenta a importância de que durante o processo de concepção da estrutura, existam reuniões entre os profissionais responsáveis (arquiteto e engenheiro calculista) para que haja a solução de qualquer dificuldade encontrada entre a arquitetura e a estrutura.

Conforme Araújo (2014), é nesta fase do projeto estrutural que se define onde ficarão as vigas, a posição dos pilares, o número de lajes e o dimensionamento preliminar dos elementos estruturais.

Todo esse dimensionamento é escolhido considerando alguns fatores, como os vãos das lajes e vigas, altimetria do edifício, quantidade de pilares, dentre outros. As dimensões estipuladas têm a finalidade de dar início ao cálculo estrutural e, caso necessário, podem ser prontamente alteradas de acordo com o andamento o projeto. A concepção da estrutura de uma edificação também leva em conta o projeto de fundações, neste caso são observados a locação dos pilares que carregarão a fundação. Também é escolhido o tipo de fundação que melhor se encaixa no tipo da construção, podendo ser sapatas, blocos, estacas ou tubulões (ARAÚJO, 2014).

1.2. Análise Estrutural

A análise estrutural é considerada por Kimura (2007) como sendo a etapa mais importante do projeto estrutural, porque é nesta fase em que se calculam os efeitos das ações e das cargas que incidem sobre a estrutura. Sobre isto, o autor destaca “A análise estrutural é uma etapa muito importante. De nada adianta dimensionar as armaduras de uma maneira refinada se os esforços calculados não traduzirem a realidade que a estrutura estará sujeita” (KIMURA, 2007, p. 38).

Uma definição bem completa sobre a análise estrutural é feita por Clímaco (2008, p. 68):

Conjunto de simplificações adicionais, após a análise inicial da edificação, que visam tornar o projeto estrutural exequível, por meio de novas decomposições virtuais, subdividindo a estrutura em grupos de elementos estruturais mais simples, que possam ser tratados separadamente por modelos esquemáticos da Teoria das Estruturas.

A norma que regulamenta procedimentos para análise estrutural é a ABNT NBR 6118 (2014), segundo a qual, o objetivo desta fase do projeto é a determinação dos efeitos dos esforços submetidos em uma estrutura, a fim de verificar os estados-limites últimos e de serviços. Por meio da análise é possível determinar os esforços internos, tensões, deformações e deslocamentos de parte da estrutura ou dela como um todo.

A norma supracitada, ainda define as premissas necessárias para se elaborar a análise estrutural.

A análise estrutural deve ser feita a partir de um modelo estrutural adequado ao objetivo da análise. Em um projeto pode ser necessário mais de um modelo para realizar as verificações previstas nesta Norma. O modelo estrutural pode ser idealizado como a composição de elementos estruturais básicos [...] formando sistemas estruturais resistentes que permitam representar de maneira clara todos os caminhos percorridos pelas ações até os apoios da estrutura. No caso de modelos baseados no método dos elementos finitos, diferenças finitas ou analogia de grelha, entre outros, a discretização da estrutura deve ser suficiente para não trazer erros significativos para a análise. O modelo deve representar a geometria dos elementos estruturais, os carregamentos atuantes, as condições de contorno, as características e respostas dos materiais, sempre em função do objetivo específico da análise. A resposta dos materiais pode ser representada por um dos tipos de análise [...] Análises locais complementares também devem ser efetuadas quando a não linearidade introduzida pela fissuração for importante, como, por exemplo, na avaliação das flechas. (ABNT NBR 6118, 2014, p. 82).

Existem cinco formas de se fazer a análise estrutural em um projeto regulamentadas pela norma, sendo: análise linear, linear com redistribuição, plástica, não linear e análise através de modelos físicos.

Na análise linear é admitido o comportamento elástico-linear dos materiais, cujas características geométricas são definidas pela seção bruta do concreto dos elementos estruturais. Este método gera resultados para verificar os estados-limites de serviço. Em uma análise linear com redistribuição, os efeitos das ações são redistribuídos pela estrutura e considerados em todos os aspectos do projeto, para atender combinações de carregamento do estado-limite último. Já a análise plástica, é utilizada em casos nos quais as não linearidades podem ser consideradas cujos materiais têm comportamento rígido-plástico perfeito ou elastoplástico perfeito, e usada para verificar estados-limites últimos. Para considerar o comportamento de não

linearidade dos materiais, é adotada a análise não linear, neste caso toda a geometria da estrutura deve ser conhecida. Por fim, a análise através de modelos físicos é feita determinando o comportamento estrutural a partir dos ensaios realizados com modelos físicos de concreto, levando em conta os critérios de igualdade mecânica (ABNT NBR 6118, 2014).

1.3. Dimensionamento, Verificação e Detalhamento da Estrutura

Para Pinheiro, Muzardo e Santos (2004), é necessário fazer um pré-dimensionamento de todos os elementos estruturais (vigas, pilares, tirantes, lajes, etc.) de modo a se obter o peso próprio da estrutura, que é o primeiro esforço a ser considerado para o cálculo das ações. É por meio das dimensões que se determina os vãos da estrutura as rigidezes para calcular a ligação entre os elementos.

Esta etapa do projeto estrutural, regulamentada pela ABNT NBR 6118 (2014), visa garantir a segurança com relação aos estados-limites últimos e de serviço, bem como de partes da estrutura e dela como um todo. De acordo com a norma, nesta etapa deve ser verificado se as solicitações de cálculo são menores que as resistências de cálculo, e estabelecidas através a equação 1:

$$S_d \leq R_d \tag{1}$$

O atendimento aos requisitos da equação, demonstra que a segurança mínima da estrutura foi respeitada. Na fase do dimensionamento, verificação e detalhamento é feito um arranjo estrutural para garantir a segurança do conjunto, e também dimensões mínimas para determinar o tamanho das fôrmas e disposição das armaduras (ABNT NBR 6118, 2014).

1.4. Qualidade das Estruturas

Carvalho e Figueiredo (2014) afirmam que a ABNT NBR 6118:2014 está sempre trabalhando para atingir a qualidade e a durabilidade das edificações em concreto armado, destacando sempre que é muito importante que a estrutura atenda

aos requisitos mínimos de qualidade, tanto durante a construção como também na fase de utilização e operação.

Os requisitos mínimos para atingir a qualidade são divididos pela norma nos seguintes grupos:

Grupo 1: requisitos relativos à capacidade resistente da estrutura ou de seus componentes;

Grupo 2: requisitos relativos ao desempenho em serviço, que consiste na capacidade de a estrutura se manter em condições plenas de utilização, não devendo apresentar danos que comprometam, em parte ou totalmente, o uso para o qual foi projetada; e

Grupo 3: requisitos relativos à sua durabilidade, que consiste na capacidade de a estrutura resistir às influências ambientais previstas e definidas em conjuntos pelo autor do projeto estrutural e o contratante. (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2014, p. 64).

Kimura (2007) diz, por fim, que um projeto estrutural de qualidade deve apresentar como resultado uma estrutura que seja segura, funcional e durável.

1.4.1. Capacidade Resistente

A capacidade resistente entra como um dos requisitos para se garantir a qualidade da estrutura, sendo uns dos principais por estar ligada à segurança dos elementos estruturais. A capacidade resistente atinge seu esgotamento quando se é verificado o estado limite último na estrutura ao todo ou em parte dela. (ABNT NBR 6118, 2014).

Lacerda *et al.* (2014) salienta que a capacidade resistente é um dos parâmetros de estabilidade global de um elemento ou conjunto de elementos estruturais. O autor diz que a grande importância da avaliação da estabilidade global está em garantir a segurança da estrutura de acordo com a perda da capacidade resistente da mesma. Essa perda é provocada pelo aumento das deformações derivadas de ações verticais e horizontais que incidem na estrutura.

1.4.2. Desempenho em serviço

De acordo com a ABNT NBR 6118 (2014), o desempenho em serviço é um parâmetro que representa a competência da estrutura em manter suas condições de utilização durante toda a sua vida útil, ressaltando que ela não pode, ao longo desse tempo, apresentar danos que afetem o seu uso, em parte ou totalmente.

Ainda segundo a norma supracitada esse desempenho está ligado aos estados limites de serviço (ELS). Nesse caso, a verificação se dá de forma diferente ao que é feito nos estados limites últimos (ELU), uma vez que as cargas de serviço são menores, bem como diferenças na rigidez, que é usualmente maior. É regulamentado também que, de modo a garantir o bom desempenho da estrutura durante o uso, é necessário respeitar as limitações de flechas, abertura de fissuras e vibrações, bem como projetar de forma adequada a estanqueidade e conforto térmico e acústico das edificações.

1.4.3. Durabilidade

A durabilidade por definição da ABNT NBR 6118 (2014, p.13) “Consiste na capacidade de a estrutura resistir às influências ambientais previstas e definidas em conjunto pelo autor do projeto estrutural e pelo contratante, no início dos trabalhos de elaboração do projeto. ”.

Para Vitório (2013), para que uma estrutura atinja boa durabilidade é essencial que ela seja projetada de uma forma que a sua deterioração não comprometa o seu desempenho durante o tempo de vida útil, levando em conta as condições do ambiente em que ela está inserida e o nível de manutenção previsto para a construção.

O autor salienta sobre alguns aspectos que devem ser levados em conta, de modo a obter uma estrutura com durabilidade adequada:

- a utilização prevista ou futura da estrutura;
- os critérios requeridos para o projeto;
- as condições ambientais previstas;
- a composição, as propriedades e o desempenho dos materiais e dos produtos;
- as propriedades do solo;
- a escolha do sistema estrutural;

- a forma dos seus elementos e as disposições construtivas;
 - a qualidade da execução e o seu nível de controle;
 - as medidas específicas de proteção;
 - a manutenção prevista durante o tempo de vida útil de projeto.
- (VITÓRIO, 2013, p. 37).

As condições ambientais do entorno da construção devem ser definidas e identificadas durante a fase do projeto, para que seja possível ter uma estimativa de sua importância para a durabilidade, e dessa forma, possibilite a tomada de medidas adequadas para proteger os materiais utilizados nos elementos estruturais. (VITÓRIO, 2013).

Como forma de avaliar as condições de exposição da estrutura que podem afetar tanto a sua durabilidade, como o seu desempenho em serviço e sua vida útil, a ABNT NBR 6118 (2014) classifica a agressividade ambiental de acordo com o ambiente em que a estrutura estará inserida. E a partir disso, o responsável do projeto poderá ter acesso aos dados relativos a esse local e fazer o projeto estrutural de maneira adequada. Essa classificação pode ser vista na Tabela 01, que foi retirada da norma supracitada.

Tabela 01 – 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
		Respingos 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: ABNT NBR 6118 (2014, p. 17)

CAPÍTULO 2

AÇÕES E COMBINAÇÕES NA ESTRUTURA

As normas brasileiras para concreto armado baseiam-se nos estados limites para garantir a segurança, qualidade e confiabilidade das estruturas de concreto armado. Com relação às ações que incidem em uma estrutura, elas podem ser: permanentes, variáveis ou excepcionais, quando surgem de efeitos da variação do tempo; direta ou indireta, de acordo com sua origem; fixa ou móvel, por conta das variações no espaço; e por fim, estática ou dinâmica, considerando a natureza e a resposta estrutural (SANTOS; STUCCHI; BECK, 2014).

2.1. Estados Limites

Os estados limites de uma estrutura ocorrem quando a mesma se torna inutilizável, sendo convencionalmente ou efetivamente, por não satisfazer mais às condições previstas que permitem o uso da edificação. Se a estrutura deixa de atender aos requisitos mínimos esperados, sendo segurança, funcionalidade e durabilidade, isso significa que ela atingiu um Estado Limite. Os estados limites podem ser de ordem estrutural ou funcional, divididos em estados limites últimos (ruína) e estados limites de utilização (serviço). (Camacho, 2005).

De acordo com Almeida (2008), os estados limites estão ligados à confiabilidade das estruturas, sendo assim definidos como o limite entre um desempenho aceitável e um desempenho não aceitável dos elementos estruturais.

2.1.1. Estados Limites Último

Os estados limites últimos são vistos por Bastos (2006), como sendo aqueles que estão relacionados ao colapso ou à ruína estrutural e que resulta na paralisação do uso da estrutura. Ou seja, uma estrutura quando em serviço não pode de forma alguma atingir o seu estado limite último.

O autor ainda salienta que a norma lista todos os estados limites que devem ser verificados de forma a garantir a segurança das estruturas de concreto armado:

- a) estado limite último da perda do equilíbrio da estrutura, admitida como corpo rígido;
- b) estado limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, devido às solicitações normais e tangenciais, admitindo-se a redistribuição de esforços internos, desde que seja respeitada a capacidade de adaptação plástica, e admitindo-se, em geral, as verificações separadas das solicitações normais e tangenciais; considerando-se, porém, a interação entre elas quando for importante;
- c) estado limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando os efeitos de segunda ordem;
- d) estado limite último provocado por solicitações dinâmicas;
- e) estado limite último de colapso progressivo;
- f) outros estados limites últimos que eventualmente possam ocorrer em casos especiais (BASTOS, 2006, p. 50).

2.1.2. Estados Limites de Serviço

Segundo os autores Carvalho e Figueiredo (2014), os estados limites de serviço são aqueles que estão ligados à durabilidade da estrutura, bem como a aparência dos elementos estruturais e também com o conforto do usuário durante a utilização da construção. É esse estado que mete a funcionalidade estrutural.

Ainda de acordo com os autores supracitados, a análise da segurança das estruturas de concreto armado, faz-se necessário a verificação de alguns estados limites de serviço já determinados pela NBR 6118 (2014). Esses estados podem ser definidos como:

- a) Formação de fissuras (ELS-F): estado em que se inicia a formação de fissuras [...];
- b) Abertura de fissuras (ELS-W): estado limite em que as fissuras se apresentam com aberturas iguais aos valores máximos [...];
- c) Deformação excessiva (ELS-DEF); estado em que as deformações atingem os limites estabelecidos pela utilização normal da estrutura [...];
- d) Vibrações excessivas (ELS-VE): estado em que as vibrações atingem os limites estabelecidos para utilização normal da construção (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2014, p. 53).

Já Chong (2017) define os estados limites de serviço, que também podem ser chamados de estados limites de utilização, como sendo aqueles estados que satisfazem os requisitos de utilização especificados para os quais uma estrutura está

condicionada. Para verificar a segurança é necessário realizar um controle de deformações e dos danos da estrutura.

2.1.3. Importância dos Estados Limites para Estrutura

Todo projeto de uma estrutura deve ter um dimensionamento que atenda as prescrições de qualidade. Elas são: a segurança, que deve ser verificada desde a fase da construção até todo o período de vida útil, suportando todas as cargas previstas sem que haja ruptura ou perda do equilíbrio estático; o bom desempenho em serviço, que é baseado na funcionalidade da estrutura durante o uso, admitindo pequenas deformações em condições normais de utilização, bem como o grau de fissuração, porém a armadura e o uso dos elementos estruturais não podem ser prejudicados; e por fim, a durabilidade, que é uma condição a estrutura deve-se manter em bom estado de conservação durante todo o seu tempo de vida útil, mesmo nas condições ambientais já definidas em projeto. Essas prescrições só serão atingidas quando definidos os estados limites de uma estrutura, por isso eles são tão importantes em um projeto (KAUFMANN, 2016).

2.2. Ações incidentes na Estrutura

As ações em uma estrutura de concreto armado são definidas como causas ou efeitos que provocam esforços ou deformações nas estruturas, sendo consideradas, em um ponto de vista prático, como as deformações impostas (ações indiretas) e as forças (ações diretas). (ABNT NBR 8681, 2003).

Estas ações estarão sempre presentes durante a vida útil da construção. Elas podem ser verticais ou horizontais. As ações horizontais consideradas em um projeto são derivadas dos ventos, já as ações verticais são derivadas do peso próprio do material e também das cargas que incidem na estrutura durante o uso e operação. Elas podem ser classificadas em ações permanentes, variáveis ou excepcionais, este último caso é proveniente das movimentações sísmicas (PRADO, 1999).

2.2.1. Ações Permanentes

As ações permanentes são bem definidas por Camacho (2005) como sendo aquelas cujos valores são constantes e que podem variar pouco ao longo da vida útil da estrutura. Estas ações são divididas em permanentes diretas ou indiretas. No primeiro caso, estão as cargas do peso próprio da estrutura e todos os elementos da construção que são fixos, peso das instalações e o empuxo devido ao peso próprio de terras não removíveis. Já no caso das indiretas estão presentes as deformações produzidas pela retração do concreto, recalques de apoio, fluência, protensão e algumas imperfeições geométricas.

A norma que determina e define as ações em uma estrutura é a NBR 8681:2003 que estabelece que as ações permanentes são “ações que ocorrem com valores constantes ou com pequena variação em torno de sua média, durante praticamente toda a vida da construção. A variabilidade das ações permanentes é medida num conjunto de construções análogas” (ABNT NBR 8681, 2003, p. 2).

2.2.2. Ações Variáveis

Já as ações variáveis são aquelas que ao longo da vida útil da estrutura têm variações bem significativas. As ações variáveis abrangem tanto as cargas acidentais da edificação e seus efeitos, as forças de frenação, de impacto e centrífugas, como também os efeitos do clima, das pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas, e do atrito de aparelhos de apoio. A classificação das ações variáveis se dá como normais ou especiais, dependendo da sua probabilidade de ocorrência durante o tempo de vida da construção (ABNT NBR 8681, 2003).

As ações variáveis normais são aquelas cuja ocorrência é grande o bastante para serem consideradas no projeto estrutural, ou seja, têm alta probabilidade de acontecer. Já as ações variáveis especiais abrangem efeitos sísmicos, cargas acidentais da natureza com intensidades especiais, dentre outras. Para serem consideradas em um projeto, as ações devem ser combinadas de acordo com as situações em que podem ocorrer. Ou seja, cargas de ações sísmicas devem constar em um projeto se a região onde a edificação for construída tiver ocorrência de tal fato.

As cargas de ações marítimas só serão consideradas em regiões próximas ao mar, e assim sendo aplicado para cada situação (ABNT NBR 8681, 2003).

Ainda existem as ações de tipo excepcionais, que de acordo com a norma supracitada, são as decorrentes de explosões, choques de veículos, incêndios, enchentes, dentre outros.

2.2.3. Ações do Vento

A incidência dos ventos nas edificações está ligada a diversos fatores, podendo ser aspectos geográficos, como também o formato da edificação, sua altura sobre o terreno e as condições de entorno da edificação (ISAIA, 2011).

A metodologia de cálculo dos ventos é baseada nos aspectos meteorológicos e aerodinâmicos, citados anteriormente. Os métodos de cálculo são determinados pela ABNT NBR 6123 (1998), Forças Devido ao Vento em Edificações.

De acordo com Pasqual (2011), a norma permite que as ações dinâmicas do vento que atuam nas edificações sejam consideradas como ações estáticas, bastando determinar a frequência e, conseqüentemente, o período fundamental da edificação. Esta análise estática é determinada através de coeficientes aerodinâmicos específicos para edifícios com formas geométricas variadas. A resposta dada pela edificação ao ataque do vento depende não somente da forma, como também dos materiais empregados do amortecimento e rigidez da estrutura. A velocidade característica do vento (V_k), segundo a ABNT NBR 6123 (1988), é determinada pelo produto da velocidade básica do vento (V_0) pelos fatores S_1 , S_2 e S_3 .

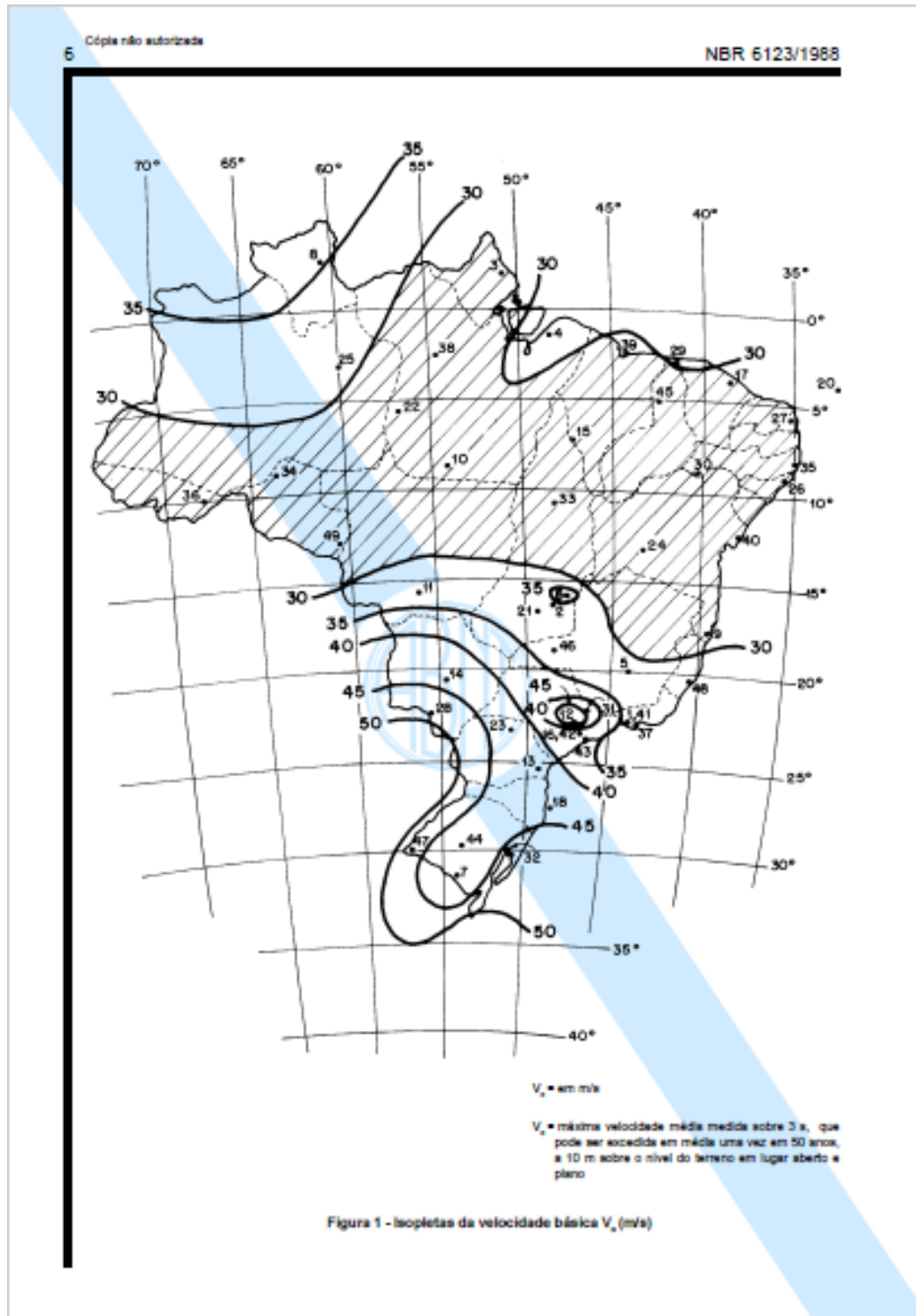
A velocidade característica do vento então, é dada pela Equação 2:

$$V_k = V_0.S_1.S_2.S_3 \quad (2)$$

A velocidade básica do vento de acordo com a ABNT NBR 6123 (1988) é uma velocidade de rajada com duração de 3 segundos, excedida em média uma vez em 50 anos, em campo aberto e plano, 10 m acima do terreno. Na Figura 01, pode ser

visto um mapa de isopletas da velocidade básica nas regiões do Brasil. A velocidade pode variar de 30 a 45 m/s dentro do território brasileiro.

Figura 01 – Mapa de Isopletas da V_0



Fonte: ABNT NBR 6123 (1988, p. 6)

O fator topográfico, S_1 , considera as variações existentes no relevo do terreno. Caso seja um terreno plano ou fracamente acidentado, o valor de S_1 será 1,0 (adimensional). Se forem taludes e morros, o valor topográfico pode ser admitido um fluxo de ar bidimensional assumindo também o valor de 1,0. E por último, se os terrenos forem vales profundos, protegidos de ventos de qualquer direção, o S_1 terá valor de 0,9 (ABNT NBR 6123, 1988).

O fator S_2 é definido pela rugosidade do terreno, as dimensões da edificação e a altura sobre o terreno, pois segundo a ABNT NBR 6123 (1988), o fator S_2 é uma combinação entre a rugosidade do terreno e a variação da velocidade do vento na altura acima do terreno com as dimensões da edificação ou parte da edificação considerada. O item 5.3 da ABNT NBR 6123 (1988) explica que a velocidade do vento, quando fortes em estabilidade neutra, aumenta proporcionalmente com a altura acima do terreno sendo dependente da rugosidade do mesmo e do intervalo de tempo. O intervalo de tempo é influenciado diretamente pelas dimensões da edificação, por exemplo, grandes edificações são menos afetadas por rajadas de curta duração quando comparadas com pequenas edificações.

A rugosidade do terreno é definida em cinco categorias, descritas pela norma a seguir:

Categoria I: Superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente. Exemplos: mar calmo; lagos e rios; pântanos sem vegetação.

Categoria II: Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas. Exemplos: zonas costeiras planas; pântanos com vegetação rala; campos de aviação; pradarias e charnecas; fazendas sem sebes ou muros.

A cota média do topo dos obstáculos é considerada inferior ou igual a 1,0 m.

Categoria III: Terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas. Exemplos: granjas e casas de campo, com exceção das partes com matos; fazendas com sebes e/ou muros; subúrbios a considerável distância do centro, com casas baixas e esparsas.

A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a 3,0 m.

Categoria IV: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada. Exemplos: zonas de parques e bosques com muitas árvores; cidades pequenas e seus arredores; subúrbios densamente construídos de grandes cidades; áreas industriais plena ou parcialmente desenvolvidas.

A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a 10 m.

Esta categoria também inclui zonas com obstáculos maiores e que ainda não possam ser consideradas na categoria V.

Categoria V: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados. Exemplos: florestas com árvores altas, de copas isoladas; centros de grandes cidades; complexos industriais bem desenvolvidos.

A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual ou superior a 25 m. (ABNT NBR 6123,1988. p. 8)

A ABNT NBR 6123 (1988) também salienta sobre as dimensões do terreno quando for definido o valor do fator S_2 , pois a velocidade do vento pode variar de acordo com a distância abrangida. Sendo assim, quanto maior o intervalo de tempo na velocidade média, maior a distância afetada pela incidência de vento.

Para definir as dimensões da estrutura, foram determinadas três classes de edificações com intervalos de 3 s, 5 s e 10 s para o cálculo da velocidade média. Estas classes podem ser verificadas no item 5.3.2 da ABNT NBR 6123 (1988, p. 8):

Classe A: Todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estruturas sem vedação. Toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20 m.

Classe B: Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 m e 50 m.

Classe C: Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 m.

Unindo as categorias sobre rugosidade do terreno e as classes das dimensões das edificações, podem ser definidos os valores do fator S_2 que podem ser verificados na Tabela 02, retirada da ABNT NBR 6123 (1988).

Tabela 02 – Fator S₂

z (m)	Categoria														
	I			II			III			IV			V		
	Classe			Classe			Classe			Classe			Classe		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
≤ 5	1,06	1,04	1,01	0,94	0,92	0,89	0,88	0,86	0,82	0,79	0,76	0,73	0,74	0,72	0,67
10	1,10	1,09	1,06	1,00	0,98	0,95	0,94	0,92	0,88	0,86	0,83	0,80	0,74	0,72	0,67
15	1,13	1,12	1,09	1,04	1,02	0,99	0,98	0,96	0,93	0,90	0,88	0,84	0,79	0,76	0,72
20	1,15	1,14	1,12	1,06	1,04	1,02	1,01	0,99	0,96	0,93	0,91	0,88	0,82	0,80	0,76
30	1,17	1,17	1,15	1,10	1,08	1,06	1,05	1,03	1,00	0,98	0,96	0,93	0,87	0,85	0,82
40	1,20	1,19	1,17	1,13	1,11	1,09	1,08	1,06	1,04	1,01	0,99	0,96	0,91	0,89	0,86
50	1,21	1,21	1,19	1,15	1,13	1,12	1,10	1,09	1,06	1,04	1,02	0,99	0,94	0,93	0,89
60	1,22	1,22	1,21	1,16	1,15	1,14	1,12	1,11	1,09	1,07	1,04	1,02	0,97	0,95	0,92
80	1,25	1,24	1,23	1,19	1,18	1,17	1,16	1,14	1,12	1,10	1,08	1,06	1,01	1,00	0,97
100	1,26	1,26	1,25	1,22	1,21	1,20	1,18	1,17	1,15	1,13	1,11	1,09	1,05	1,03	1,01
120	1,28	1,28	1,27	1,24	1,23	1,22	1,20	1,20	1,18	1,16	1,14	1,12	1,07	1,06	1,04
140	1,29	1,29	1,28	1,25	1,24	1,24	1,22	1,22	1,20	1,18	1,16	1,14	1,10	1,09	1,07
160	1,30	1,30	1,29	1,27	1,26	1,25	1,24	1,23	1,22	1,20	1,18	1,16	1,12	1,11	1,10
180	1,31	1,31	1,31	1,28	1,27	1,27	1,26	1,25	1,23	1,22	1,20	1,18	1,14	1,14	1,12
200	1,32	1,32	1,32	1,29	1,28	1,28	1,27	1,26	1,25	1,23	1,21	1,20	1,16	1,16	1,14
250	1,34	1,34	1,33	1,31	1,31	1,31	1,30	1,29	1,28	1,27	1,25	1,23	1,20	1,20	1,18
300	-	-	-	1,34	1,33	1,33	1,32	1,32	1,31	1,29	1,27	1,26	1,23	1,23	1,22
350	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,33	1,32	1,30	1,29	1,26	1,26	1,26
400	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,32	1,32	1,29	1,29	1,29
420	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,35	1,35	1,33	1,30	1,30	1,30
450	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,32	1,32	1,32
500	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,34

Fonte: ABNT NBR 6123 (1988, p. 10)

A altura sobre o terreno determina outros valores para o fator S₂, e pode ser obtido pela equação 3:

$$S_2 = bF_r(z/10)^p. \quad (3)$$

Para a ABNT NBR 6123 (1988) o fator de rajada F_r corresponde à categoria II, sendo a equação aplicável até a altura z_g definida pelo contorno superior da camada atmosférica. Os outros dados da expressão podem ser estabelecidos pela Tabela 03 sobre parâmetros meteorológicos.

Tabela 03 – Fator S_2 de acordo com Parâmetros Meteorológicos

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

Fonte: ABNT NBR 6123 (1988, p. 9)

O último fator a ser considerado para a determinação da velocidade característica é o fator estatístico S_3 . A ABNT NBR 6123 (1988, p.10) afirma que “O fator estatístico S_3 , é baseado em conceitos estatísticos, e considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação.” A Tabela 04 demonstra os valores mínimos para o fator S_3 .

Tabela 04 – Fator S₃

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

Fonte: ABNT NBR 6123 (1988, p. 10)

Com o valor da velocidade característica determinado, pode-se obter a pressão dinâmica de acordo com a Equação 4:

$$q = 0,613V_k^2 \quad (4)$$

A pressão é dada em N/m² e a velocidade em m/s.

A pressão efetiva (Δp) é dada pela diferença entre os coeficientes de pressão externa pela interna da edificação, multiplicados pela pressão dinâmica, sendo o valor positivo correspondente a sobrepessões, já o negativo às sucções (ABNT NBR 6123, 1998).

A força do vento também é medida pela diferença da externa pela interna em uma superfície plana de área, se o valor for positivo, indica que a força atua para o interior, e negativo para o exterior. Os coeficientes de forma são determinados pela divisão desta força pelo produto da pressão dinâmica e da área. A norma vigente sobre ventos disponibiliza todos os valores dos coeficientes de forma.

Todos estes dados e fatores encontrados são relevantes para o cálculo da força do vento nas estruturas e são de suma importância para serem considerados em um projeto estrutural.

2.3. Combinações na Estrutura

As ações devem ser combinadas para que sejam considerados todos os efeitos mais desfavoráveis nas seções críticas da estrutura, e assim ser feita a verificação de segurança em todos os possíveis estados limites. Ações permanentes são consideradas por um todo, as variáveis são consideradas apenas parcelas que geram efeitos desfavoráveis para a segurança da edificação, e com relação às variáveis móveis, apenas as posições mais prejudiciais para a segurança devem ser levadas em consideração. Para aplicar cargas de ações variáveis em uma estrutura deve-se estar de acordo com as regras simplificadas estabelecidas por normas que abrangem determinados tipos particulares de construção. Caso ações sejam incluídas nessas combinações, elas devem ter seu valor representativo considerado e multiplicados pelos respectivos coeficientes de ponderação das ações (ABNT NBR 8681, 2003).

A norma supracitada também regulariza os critérios de segurança que devem ser levados em conta nas estruturas. De maneira geral, a segurança destas estruturas deve ser aferida de acordo com todos os possíveis estados limites para a estrutura considerada. As condições para verificação da segurança são condições analíticas e construtivas.

2.3.1. Classificação das Combinações

As combinações podem ser classificadas de duas formas, como combinações últimas e combinações de serviço. Sendo que a primeira se refere a verificação dos estados limites últimos, abrangendo a resistência da estrutura, e a outra aos estados limites de serviço, relacionando-se com o funcionamento do corpo estrutural da construção. (KIMURA, 2007).

Os critérios para combinações últimas, ditados pela ABNT NBR 8681 (2003, p.6) são:

- a) ações permanentes devem figurar em todas as combinações de ações;
- b) ações variáveis nas combinações últimas normais: em cada combinação última, uma das ações variáveis é considerada como a principal, admitindo-se que ela atue com seu valor característico F_k ; as demais ações variáveis são consideradas como secundárias, admitindo-se que elas atuem com seus valores reduzidos de combinação $\psi_0 F_k$;
- c) ações variáveis nas combinações últimas especiais: nas combinações últimas especiais, quando existirem, a ação variável especial deve ser considerada com seu valor representativo e as demais ações variáveis devem ser consideradas com valores correspondentes a uma probabilidade não desprezível de atuação simultânea com a ação variável especial;
- d) ações variáveis nas combinações últimas excepcionais: nas combinações últimas excepcionais, quando existirem, a ação excepcional deve ser considerada com seu valor representativo e as demais ações variáveis devem ser consideradas com valores correspondentes a uma grande probabilidade de atuação simultânea com a ação variável excepcional.

Esses estados limites de serviço são decorrentes de três tipos de combinação de serviço. Essas combinações são divididas de acordo com o tempo de permanência delas na estrutura. A primeira é a combinação quase permanente, em que as ações incidentes têm uma atuação em mais da metade da vida útil da estrutura. A segunda é combinação frequente, onde a atuação das ações se repete por cerca de 10^5 vezes em 50 anos de vida da estrutura, ou então a duração total seja de 5% desse período. E por fim, a combinação rara, que vem de ações que atuam apenas horas durante todo o tempo de vida útil (CARVALHO; FIGUEIREDO, 2014).

2.4. Coeficiente γ_f

De acordo com Kimura (2007), o coeficiente γ_f é um coeficiente ponderador de segurança usado para transformar o valor característico (F_k) de uma ação para o valor de cálculo (F_d), que será utilizado na hora de determinar as solicitações de cálculo de um elemento estrutural. Para encontrar o valor do γ_f é necessário levar consideração três outros fatores, a variabilidade das ações (γ_{f1}), simultaneidade das ações (γ_{f2}) e as aproximações de projeto (γ_{f3}). A determinação do coeficiente é dada pela expressão 5.

$$\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot \gamma_{f3} \quad (5)$$

O autor ainda acrescenta as definições de cada um dos fatores. A variabilidade das ações tem a intenção de prever uma variação no valor da carga aplicada que é aplicada à estrutura, uma vez que ele não tem 100% de exatidão. Já a simultaneidade das ações demonstra a probabilidade de diferentes ações incidirem simultaneamente no elemento estrutural, para que o cálculo das cargas seja calculado de uma forma mais condizente com a realidade. E por fim, as aproximações de projeto, como o próprio nome já diz, leva em conta os dados estabelecidos em projeto.

Para o estado limite último, o valor desses fatores de modo a determinar o coeficiente γ_f , é demonstrado pela NBR 6118 (2014) pelas Tabela 05 e 06. Na primeira são demonstrados os valores de γ_{f1} e γ_{f3} , e na segunda os valores de γ_{f2} .

Tabela 05 – Coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$

Combinções de ações	Ações							
	Permanentes (g)		Variáveis (q)		Protensão (p)		Recalques de apoio e retração	
	D	F	G	T	D	F	D	F
Normais	1,4 ^a	1,0	1,4	1,2	1,2	0,9	1,2	0
Especiais ou de construção	1,3	1,0	1,2	1,0	1,2	0,9	1,2	0
Excepcionais	1,2	1,0	1,0	0	1,2	0,9	0	0

onde
D é desfavorável, *F* é favorável, *G* representa as cargas variáveis em geral e *T* é a temperatura.

^a Para as cargas permanentes de pequena variabilidade, como o peso próprio das estruturas, especialmente as pré-moldadas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,3.

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014, p. 65)

Tabela 06 – Coeficiente γ_{f2}

Ações		γ_{f2}		
		ψ_0	ψ_1^a	ψ_2
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ^b	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas ^c	0,7	0,6	0,4
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3

^a Para os valores de ψ_1 relativos às pontes e principalmente para os problemas de fadiga, ver Seção 23.
^b Edifícios residenciais.
^c Edifícios comerciais, de escritórios, estações e edifícios públicos.

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014, p. 65)

Já para os estados limites de serviço, a norma supracitada regulamenta que para determinar o coeficiente de ponderação das ações, é necessário apenas considerar o γ_{f2} . Para as combinações raras, considerar o $\gamma_{f2} = 1$; já para as combinações frequentes, $\gamma_{f2} = \psi_1$; e nas combinações quase permanentes, o $\gamma_{f2} = \psi_2$.

CAPÍTULO 3

ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

3.1. Concreto Armado

O concreto armado é obtido pela junção do concreto com barras de aço, que são convenientemente colocadas em seu interior. As barras de aço contribuem para o aumento da resistência à tração do concreto (que é cerca de 10% da resistência à compressão), pois elas absorvem os esforços de tração que a estrutura sofre e ainda servem para o aumento da capacidade de cargas das peças comprimidas. O bom funcionamento entre o concreto e a armadura de aço só é possível pela aderência dos dois materiais, já que devido a essa aderência, as deformações das barras são praticamente iguais às deformações do concreto. O concreto também protege as armaduras contra a corrosão (ARAÚJO, 2010).

3.1.1. Composição e Materiais

Sobre o Concreto Armado, Clímaco (2008) afirma que é um material construtivo, cujo objetivo é atingir a resistência desejada, além de durabilidade e disponibilidade em âmbito estrutural.

De acordo com Araújo (2010), o concreto é um material produto da união entre agregados graúdos e miúdos com cimento e água. Caso seja necessário, é acrescentado à mistura algum tipo de aditivo químico na mistura (aceleradores ou retardadores de pega, plastificantes, etc.) ou aditivo mineral (pozolanas, fileres calcários, escórias de alto forno, etc.) que melhoram as qualidades do concreto fresco e endurecido.

Pinheiro, Muzardo e Santos (2007) afirmam que o aço é uma liga metálica, produzida principalmente por ferro e 0,002% até 2% de carbono. Para o emprego na engenharia civil o teor de carbono utilizado no aço é entre 0,18% e 0,25%. A sua principal propriedade para as construções em concreto armado é a ductilidade.

Segundo Botelho e Marchetti (2004), existem dois tipos de aço no mercado. O Tipo A os quais são aços laminados a quente e o tipo B, que além de serem

laminados a quente, são encruados a frio por meio de torção ou compressão transversal. Os aços também são divididos quanto ao seu teor de carbono.

A norma ABNT NBR 7480 (2007) regulamenta que os principais aços utilizados na construção civil são o CA-25 e CA-50 para barras de aço longitudinais e o CA-60 para fios de aço. As barras e fios destinados ao concreto armado devem ter homogeneidade em suas características geométricas.

3.1.2. Durabilidade e Vida Útil do Concreto

Dentre as propriedades do concreto armado, relevantes para o estudo, tem-se a durabilidade. A durabilidade é definida por Nunes (2011) como sendo a capacidade de manter um produto em serviço durante um determinado tempo. A durabilidade de um concreto de cimento Portland tem por definição sua eficácia em suportar as ações advindas da natureza, aos ataques químicos, à abrasão, ou qualquer outro processo de deterioração, mantendo sua forma original qualidade e vida útil quando exposto ao meio ambiente durante determinado tempo. Quando o concreto não suporta mais as ações citadas, considera-se que ele atingiu sua vida útil, sendo assim, seu uso é considerado inseguro e de inviável recuperação.

Gaspar (1988 *apud* NUNES, 2011) define a durabilidade, para o concreto armado em si, como manter uma estrutura em serviço e com segurança, durante um tempo ou período de vida útil em qualquer meio, sendo ele favorável ou não para o concreto. A durabilidade das estruturas de concreto armado está ligada a diversos fatores relacionados à qualidade do concreto e o contato com o ambiente no qual está localizado.

Para Neville (1997 *apud* MORAES, 2012. p.12), o concreto, quando mantém sua resistência e a utilidade esperada, é considerado, durante o tempo de vida útil, de boa durabilidade.

Com relação à durabilidade do concreto, Isaia (2010) ressalta os aspectos para assegurar a qualidade efetiva do concreto, apontando a diferença entre concretos de baixa e alta resistência:

A qualidade efetiva do concreto na obra deve ser assegurada por um correto procedimento de mistura, transporte, lançamento, adensamento, cura e desmoldagem. Na maioria dos casos, um

concreto de resistência mais alta é, em princípio e sob certas circunstâncias, potencialmente mais durável do que um concreto de resistência mais baixa, obtido com os mesmos materiais. Porém, nem sempre a resistência à compressão é, por si só, uma medida suficiente da durabilidade do concreto, pois esta depende das camadas superficiais do concreto da estrutura. Nessas camadas, a moldagem, o adensamento, a cura e a desmoldagem têm efeito muito importante nas propriedades de difusividade, permeabilidade e absorção capilar de água e gases. (ISAIA, 2010, p. 931)

CAPÍTULO 4

FALHAS EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

Atualmente é visto que o Brasil passa por um grande crescimento na construção civil. Dessa forma, o processo construtivo exige cada vez mais da eficácia, eficiência e dinamismo em todas as interações do projeto e da obra. Sendo assim, como é mais difícil executar esse dinamismo, acabam tendo como resultado falhas no processo do projeto. Todos os projetos de engenharia devem estar adequados à necessidade do cliente, mesmo estando inserido em uma sociedade cada vez mais tecnológica e modernizada. Isso acaba gerando mudanças no processo executivo do projeto, uma vez que eles têm que ser mais inovadores, de forma a atender as expectativas dos construtores e do cliente, com relação à qualidade, eficiência e produtividade. A grande incidência de falhas ocorridas em obras tem sua principal origem na concepção dos projetos e na sua execução deles. Muitas vezes, as falhas que acontecem durante a fase da obra são derivadas da falta de importância dada à qualidade da construção em etapas anteriores da execução do projeto. (DELESDERRIER, 2015).

As falhas que ocorrem em um projeto de estruturas podem ser classificadas de acordo com a sua causa. A primeira delas é falha congênita, que ocorre em decorrência de erros na concepção do projeto, estudo inadequado das condições do local onde a construção estará inserida e principalmente pela inobservância das normas técnicas vigentes para execução das etapas de projeto. Existem também as falhas adquiridas durante a construção, elas têm sua causa devido ao uso de materiais errados ou com aspectos diferentes dos que foram especificados, uso de equipamentos e métodos executivos inadequados, falta de entrosamento entre os diversos componentes da equipe, e por fim uso de mão de obra não especializada. Há também as falhas motivadas por causas acidentais, que originam de carregamento excessivo nos elementos estruturais, uso inadequado da estrutura, ou enchentes e erosões. E por fim, as falhas que surgem pelas condições de exposição a ambientes muito agressivos. (VITÓRIO, 2013).

Delesderrier (2015) aponta que projetos mal coordenados, e por consequência mal compatibilizados, acabam sendo fatores que provocam muitas falhas durante a execução da obra.

Lopes *et al.* (2015) expõe que as normas descritivas são criadas a fim de poder padronizar os processos de execução dos projetos e das obras para que haja segurança e estabilidade nas construções. Sendo assim, é muito importante seguir os padrões regulamentados pelas normas na execução de projetos de estruturas de concreto armado, de forma a evitar a ocorrência de falhas.

Sobre as falhas de projeto e erros de execução, Mayr (2000) aponta a importância de um instrumento para comparação de dados da obra e dados do projeto, de modo a identificar as eventuais falhas:

A sobrevivência do projeto ao processo construtivo depende da consistência de suas informações e da conformidade na execução da obra. Verificar a sobrevivência do projeto é verificar se o objeto construído corresponde fielmente ao objeto projetado, ou, considerando a questão da comunicação, é verificar se a resposta dada pela execução da obra é a esperada pelo projetista. Esta verificação é possível comparando os dados resultantes da obra com os dados fornecidos pelo projeto. E proposto um instrumento de coleta de dados para análise que indica uma possível relação entre as condições de consistência das informações do projeto e os estados de conformidade da obra. Busca-se, com este instrumento, identificar as eventuais falhas de projeto e erros de execução que levam às discrepâncias entre a obra e o projeto. (MAYR, 2000, p. 72).

Contextualizando tudo o que foi dito pelos autores supracitados, os projetos de engenharia como um todo que são projetados e executados inapropriadamente podem vir a gerar falhas na construção, o que acaba provocando acidentes bem sérios durante o uso daquela obra. Ou seja, essas falhas podem vir a ser fatais. Principalmente no caso de um projeto estrutural, esses erros devem ser ao máximo evitados, uma vez que a estrutura é todo o corpo que sustenta a construção. Um erro sequer em algum elemento estrutural, pode provocar grandes desastres, como o caso das duas obras que serão analisadas nesse estudo: O Viaduto Batalhas do Guararapes e a Ciclovia Tim Maia.

4.1. Queda do Viaduto Batalha dos Guararapes

O Viaduto Gerenal Olympio Mourão Filho, popularmente conhecido como Viaduto Guararapes, é uma das obras que fizeram parte do grande projeto de alargamento da Av. Dom Pedro I em Belo Horizonte. Segundo a Prefeitura de Belo Horizonte, as etapas construtivas do empreendimento tiveram início em 2011 e previsão de término para março de 2013, porém a conclusão veio a acontecer somente no primeiro semestre de 2014, para atender as demandas do governo para Copa do Mundo da FIFA, que ocorreu naquele mesmo ano no Brasil.

De acordo com Correia, Neuenschwander e Santos (2017), o investimento total anunciado para todas as obras foi de 173 milhões de reais, uma vez que também seriam instaladas pistas do BRT (*Bus Rapid Transit*) na Av. Presidente Antônio Carlos e na Pedro I.

Toda esta intervenção tinha por finalidade permitir o deslocamento facilitado da população entre várias regiões administrativas da cidade por meio de um sistema de transporte de alta capacidade (PBH, 2012).

Figura 02 – Concepção do Viaduto Batalha dos Guararapes



Fonte: Correia, Neuenschwander e Santos (2017)

Ainda segundo os autores supracitados, o viaduto projetado teria duas alças e vãos de quase 80 metros de extensão entre os apoios. O gasto seria em torno de R\$ 15 milhões para uma obra concluída em 14 meses. No dia 3 de julho de 2014, tendo dada a construção por finalizada, foi retirado o escoramento utilizado na alça sul do viaduto, o que ocasionou um acidente gravíssimo. O Pilar P3 que estava localizado à margem da Av. Dom Pedro I e que tinha cerca de 7 metros de altura, afundou para dentro da fundação, produzindo a queda do viaduto. O que aconteceu foi que o pilar puncionou o bloco de coroamento em que estava apoiado.

O pilar afundou cerca de 6 metros para dentro do solo, causando o cisalhamento do bloco que estava interligado em 10 estacas posicionadas em duas linhas paralelas. Muitos órgãos fiscalizadores ainda estudam esta falha do pilar e outras falhas na execução da estrutura de concreto armado do viaduto que vieram a aparecer posteriormente.

Como um todo, os autores supracitados ressaltam que o viaduto apresentou diversas falhas como causas do colapso da estrutura. Porém, as principais os erros encontrados na bainha injetada, nas aberturas do tabuleiro e nos aparelhos de apoio.

É essencial o preenchimento das bainhas com uma nata para garantir uma proteção contra corrosão aos cabos e cordoalhas que fazem parte das armaduras protendidas, bem como possibilitar uma ligação mecânica entre o concreto protendido e essas armaduras. (PROTENDE, 2012 *apud* CORREIA; NEUENSCHWANDER; SANTOS, 2017).

Sendo assim, durante uma perícia feita no viaduto, notou-se que não foi feito um preenchimento apropriado de todas as bainhas antes que fosse retirado o escoramento. Esse erro interferiu na capacidade resistente da seção, visto que não houve aderência entre o concreto e o aço, o que seria essencial para que a estrutura resistisse aos esforços. O fato atestado durante a perícia pode ser visto na Figura 03.

Figura 03 – Cabos e cordoalhas sem indícios de nata de cimento injetada



Fonte: Correia, Neuenschwander e Santos (2017)

No caso das aberturas no tabuleiro, percebeu-se diversos furos na face superior do tabuleiro das duas alças do viaduto. Não houve uma justificativa concreta sobre a existência desses furos, mas acredita-se que eles foram feitos com a finalidade de permitir a retirada das formas internas, bem como a aplicação da protensão nos cabos ancorados do interior do caixão fechado. (LIMA, 2014 *apud* CORREIA; NEUENSCHWANDER; SANTOS, 2017).

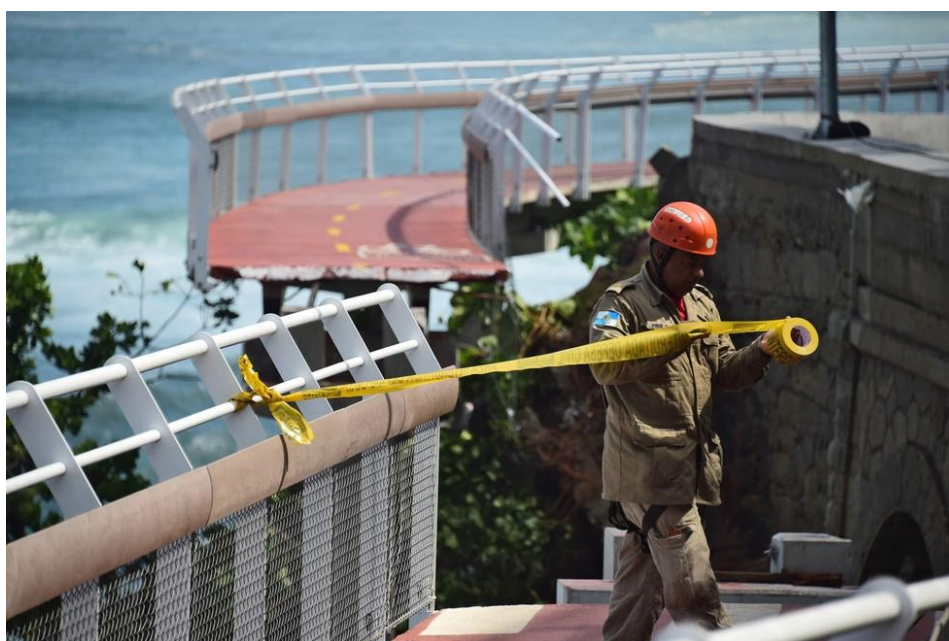
Com isso, os autores concluíram que esses furos comprometeram a geometria da seção transversal da longarina e do tabuleiro, uma vez que houve um reposicionamento do centro de gravidade por conta dessas aberturas, dessa forma aumentou significativamente as tensões de compressão na laje superior.

Por fim, quanto aos aparelhos de apoios, foi apontada uma diferença nas peças que foram utilizados na obra com os que foram estipulados em projeto. Portanto, ocorreram movimentações horizontais exageradas que causaram deformações excessivas nos elementos estruturais. O ideal é que elas fossem niveladas por meio de cunhas de nivelção, conforme planejado em projeto. Porém, supõe-se que elas não foram utilizadas, visto o resultado obtido. (CORREIA; NEUENSCHWANDER; SANTOS, 2017).

4.2. Queda da Ciclovía Tim Maia

Outro acontecimento que despertou muita atenção foi a queda da Ciclovía “Tim Maia” no Rio de Janeiro em 2016. De acordo com o site da G1 - Globo¹, a ciclovía foi construída em concreto armado e veio a desabar após ser atingida por uma ressaca marítima, dois meses após a sua construção, assim como pode ser notado através da Figura 04.

Figura 04 – Trecho da Ciclovía que veio a cair



Fonte: Site G1 – Globo.com (2017)

O CREA-RJ inicialmente alegou que houve falha no projeto, e após uma primeira apuração eles determinaram que a empresa responsável pela obra deveria apresentar uma defesa sobre o ocorrido. Foi nomeada pelo presidente do Conselho, uma comissão de seis engenheiros para estudar e analisar os projetos e laudos da ciclovía, não apenas do trecho que desabou, mas sim de toda a estrutura.

Decorrente deste fato, surgiram diversos questionamentos sobre o que pode ter ocorrido na execução das estruturas. E, após quase um ano, o CREA divulgou para a imprensa um relatório sobre as causas da queda da ciclovía, e um mandado

¹ <http://g1.globo.com/rio-de-janeiro/noticia/crea-rj-divulga-resultado-de-laudo-de-acidente-da-ciclovía-tim-maia.ghtml>

de interdição de toda a via durante períodos de ressacas do mar, de acordo com notícia do site G1 – Globo.com e o site do CREA-RJ².

Segundo o CREA-RJ (2017), as principais falhas encontradas no projeto foram: falta de estudos preliminares oceanográficos dos efeitos das ondas sobre a estrutura da ciclovia, falhas na licitação e na fiscalização do contrato, descumprimento na Lei de Licitações e a falta de ética do exercício profissional.

² <https://www.crea-rj.org.br/laudo-da-ciclovvia-tim-maia-e-anunciado-para-a-imprensa/>

CAPÍTULO 5

METODOLOGIA E RESULTADOS

O trabalho foi feito por meio de uma pesquisa bibliográfica aprofundada abordando os conceitos de projeto estrutural em estruturas de concreto armado, bem como sua execução correta e as normas vigentes que determinam os procedimentos. Foi mostrando também sobre as principais características do concreto armado e os materiais que o compõem.

A pesquisa também se trata de um estudo de campo, onde foi colhida informações sobre duas obras distintas, a fim de conseguir entender as falhas que foram ocorridas e apontar o que ocasionou esses erros. O estudo é classificado dessa forma por ser mais amplo e não se preocupar com a representatividade da amostra.

A pesquisa foi baseada em artigos científicos, teses, dissertações que estavam dentro do tema. Também foram estudados livros conceituados sobre estruturas de concreto armado e também todas as normas que estão relacionadas com projetos estruturais.

5.1. Metodologia de obtenção dos dados

Inicialmente o estudo foi embasado apenas nas pesquisas bibliográficas, onde o foco foi em conceituar e explicar melhor os aspectos de um projeto estrutural. Foi falado abertamente sobre as etapas de um projeto, sendo elas concepção da estrutura, análise estrutural, dimensionamento, verificação e detalhamento da estrutura onde é falado que as solicitações de cálculo devem menores do que as resistências de cálculo para garantir qualidade e segurança da edificação. Foi abordado também os fatores que determinam a qualidade estrutural, que são a capacidade resistente, o desempenho em serviço e a durabilidade.

Depois, o embasamento do estudo foi voltado para as ações e combinações na estrutura, aprofundando na importância de saber e calcular os estados-limites de uma estrutura (estado limite último e estado limite de serviço) que estão ligados à ruína e a utilização de uma edificação. Foi falado também das ações permanentes, variáveis, excepcionais e ações do vento que incidem na estrutura. Foi mostrado um pouco do

concreto armado como material, seus componentes e características. Por fim, o restante da pesquisa se baseou no estudo das falhas encontradas na execução da obra do viaduto Batalha dos Guararapes na cidade de Belo Horizonte e também nas declarações do CREA-RJ que foram feitas acerca da queda da Ciclovia “Tim Maia” sobre as possíveis causas do acidente.

5.2. Resultados e discussão

5.2.1. Viaduto Batalha dos Guararapes

Sobre a queda do viaduto Batalha dos Guararapes, o resultado da análise dos projetos mostra que as falhas de execução apresentadas durante a obra potencializaram um colapso estrutural que levou à queda do viaduto. Foi constatado que as aberturas na laje superior do tabuleiro deveriam ter sido feitas na laje inferior por ser uma seção caixão em estrutura protendida. Este fato acabou por comprometer a rigidez da estrutura. Constava em projeto que seriam feitas aberturas definitivas para inspeção e manutenção do viaduto, essas aberturas estariam posicionadas em zonas de menor momento fletor, porém a forma, o local e o número de aberturas acabaram por atrapalhar a estabilidade da estrutura, o que ajudou na concentração de cargas no bloco do pilar P3. (CORREIA; NEUENSCHWANDER; SANTOS, 2017).

Outro fator apontado, pelos autores foi o não preenchimento as bainhas com concreto, isso prejudicou a ligação mecânica das cordoalhas não dando a aderência adequada. Por conta disso, foi observado que o funcionamento da protensão não contribuiu para resistir aos esforços impostos na estrutura. Se o preenchimento fosse feito corretamente, poderia ter sido evitada a extensão do dano em todo o viaduto.

Foi constatado também, que o bloco foi feito como bloco rígido, sem utilizar nenhuma armadura que preveniriam as tensões tangenciais provenientes da punção. Dessa forma, os esforços cortantes que incidiriam entre o pilar e o bloco acabaram sendo absorvidos. De acordo com a normatização, o ideal seria adotar uma altura maior para o bloco ou uma geometria mais quadrada. Porém essa falta da armadura não foi o aspecto principal do colapso, uma vez que as cargas máximas que blocos rígidos ou armados suportam se equivalem. Na análise das bielas de compressão não

houve uniformidade na distribuição de cargas, uma vez que todo o esforço ficou concentrado nas estacas centrais. (CORREIA; NEUENSCHWANDER; SANTOS, 2017).

O bloco deveria resistir a uma carga de 3200 toneladas, porém quando aconteceu a queda, a única atuação era do peso próprio da estrutura, cerca de 2200 toneladas. Os autores concluíram que a carga excedente para o colapso teve origem da ruptura do tabuleiro entre os pilares P2 e P3, provocando um desequilíbrio na estrutura que redistribuiu as cargas nos pilares e blocos de fundação. Sendo assim, esse rearranjo de esforços, submeteu o pilar P3 a uma carga superior ao que ele foi projetado para suportar.

5.2.2. Ciclovia Tim Maia

Agora, com relação ao acidente da Ciclovia Tim Maia, a falha de estudos oceanográficos evidenciada no laudo é especificamente sobre a real falta destes estudos, tanto no projeto básico quanto no projeto executivo, como evidenciado pelo CREA-RJ. Na memória de cálculo do projeto foi encontrada apenas uma referência sobre efeito de ondas de até 2,5 metros nos para ser considerada em todos os vãos. Já as falhas na licitação e na fiscalização do contrato apontam que uma comprovação de experiência por parte das empresas licitantes foi retirada dos itens de maior relevância técnica do edital de licitações, já que esta exigência restringiria a briga, e empresa vencedora subcontrataria o projeto executivo. Sendo assim, a empresa não realizou um projeto executivo de obra-de-arte especiais onde deveria constar estudos e dados oceanográficos.

Ainda de acordo como laudo apresentado, dois aspectos importantes da ABNT NBR 6118 (2014), sobre Procedimentos para um Projeto de Estruturas de Concreto, não foram levados em conta, sendo eles, cargas previstas e quaisquer outras que venham a comprometer a estabilidade e segurança das estruturas e avaliação da conformidade do projeto por um profissional ou empresa independente (com registro em Anotação de Responsabilidade Técnica - ART) em um documento específico junto a documentação do projeto. E por último, a falta de ética profissional, onde é mostrado

falta de verificação de registros das ART's do projeto, orçamento da obra e fiscalização.

Em uma coletiva de imprensa apresentada pelo CREA-RJ em seu site e noticiada pelo Jornal Extra³ e site G1 – Globo o presidente do CREA, Reynaldo Barros, relatou outros fatores que tornam a ciclovia inadequada para utilização, como o sinais de desgaste muito grandes na estrutura, fraturas no concreto na região de ligação das vigas com os pilares (o que pode ser resultado do longo trecho sem juntas de dilatação), pontos de corrosão já instalados em vários pilares que resulta em movimentação inadequada da viga e compromete a durabilidade da estrutura, pontos de desnível e fissura em trechos onde ocorreu o acidente. No laudo apresentado pelo CREA-RJ, ainda apontava que os elementos metálicos de fixação do guarda corpo estão com deterioração causada por materiais incompatíveis ou falta de proteção do metal, visto que o ambiente marítimo é de alta agressividade e corrosivo devido a salinização da água. E por último, o que causou realmente a queda de parte da ciclovia foi o impacto da onda, visto que as vigas estavam apenas apoiadas nos pilares.

³ <https://extra.globo.com/noticias/rio/crea-diz-que-ciclovia-tim-maia-nao-tem-condicoes-de-seguranca-recomenda-obras-estruturais-21123971.html>

CONSIDERAÇÕES FINAIS

O estudo constatou que as principais falhas que surgem em projetos estruturais são sim decorrentes da negligência quanto ao uso das normas descritivas e da má execução dos projetos, como foi levantando em umas das hipóteses. A normatização deixa bastante claro quais os procedimentos corretos a se tomar e forma adequada de executá-los.

É necessário que os profissionais se atenham ao tamanho da responsabilidade que é conduzir obras como essas, uma vez que a principal preocupação seja a segurança da estrutura, bem como sua durabilidade, para garantir um boa vida útil e que a construção esteja adequada para o uso e operação.

Conclui-se que em todo o projeto estrutural deve constar e se considerar todas as ações que irão incidir na estrutura e também os procedimentos certos a serem executados de forma que a construção consiga suportar todas as cargas solicitantes, juntamente com fatores de segurança para atingir o máximo de vida útil, e evitando o acontecimento de tantas falhas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALBUQUERQUE, Augusto Teixeira de. **Análise de Alternativas Estruturais para Edifícios em Concreto Armado**. 108 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.

ALMEIDA, Alex Fabiano de. **Projeto Ótimo baseado em Confiabilidade de Pórticos Plano de Concreto Armado**. 147 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2008.

ARAÚJO, J. M. **Curso de Concreto Armado: Volume 1**. 3. ed. Rio Grande: Editora DUNAS, 2010.

ARAÚJO, José Milton de. **Projeto Estrutural de Edifícios de Concreto Armado**. 3. Ed. Rio Grande: DUNAS, 2014.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, 1988.

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

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

BASTOS, P. S. S. **Fundamentos do Concreto Armado**. Bauru: Faculdade de Engenharia da UNESP, 2006. 98 f. Notas de aula.

BOTELHO, M.H.C.; MARCHETTI, O. **Concreto Armado eu te amo**. São Paulo: Edgar Blucher, 2004

CAMACHO, Jefferson Sidney. **Tópicos Especiais em Concreto Armado: Estados Limites de Utilização**. 48 f. Ilha Solteira, UNESP – Universidade Estadual Paulista – Departamento de Engenharia Civil, 2005, 48p.

CARVALHO, R. C; FIGUEIREDO FILHO, J. R. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado segundo a NBR 6118/2014**. 4. ed. São Carlos: EdUFScar, 2014.

CHONG, Ian Leong. **Projeto Estrutural de um Edifício Escolar em Lisboa em Estrutura de Betão Armado e Metálica**. 135 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa, 2017.

CLÍMACO, J. C. T. S. **Estruturas de Concreto Armado: Fundamentos de Projeto, Dimensionamento e Verificação**. 2. ed. Brasília: Editora UnB, 2008.

CORREIA, L. P; NEUENSCHWANDER, R; SANTOS, A. H. A e. **Viaduto Batalha dos Guararapes: Uma Análise técnica ao acidente no Bloco do Pilar P3**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE CONCRETO, 59., 2017, Rio Grande do Sul: IBRACON, 2017.

CREA-RJ. **“Laudo da Ciclovia Tim Maia é anunciada para a imprensa”**. Disponível em: <https://www.crea-rj.org.br/laudo-da-ciclovia-tim-maia-e-anunciado-para-a-imprensa/> . Acesso em: 27 ago. 2018.

DELESDERRIER, Ariane Bonato. **Estudo de Falhas em Obras de Edificações Oriundas da falta de compatibilidade entre projetos**. 73 f. Monografia (Graduação em Engenharia Civil – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2015.

GASPAR, D. T. **Durabilidad del hormigón; Corrosión química; algunas consideraciones**. CEMCO 88. Madrid, Instituto Eduardo Torroja, Seminário S1,24p. 1988.

HELENE, Paulo; ANDRADE, Tibério. Concreto de Cimento Portland. In: **Materiais de Construção Civil e Princípios de Ciência e Engenharia de Materiais**. São Paulo: IBRACON, 2010. p. 905-944.

ISAIA, Geraldo Cechella. **Concreto: Ciência e Tecnologia**. 1.ed. São Paulo: IBRACON. 2011.

JORNAL EXTRA. **“Crea diz que Ciclovia Tim Maia não tem condições de segurança e recomenda obras estruturais”**. Disponível em: <https://extra.globo.com/noticias/rio/crea-diz-que-ciclovia-tim-maia-nao-tem-condicoes-de-seguranca-recomenda-obras-estruturais-21123971.html> . Acesso em: 27 ago. 2018.

KAUFMANN, Bruna. **Verificação de Vigas de Concreto Armado com Aberturas na alma**. 78 f. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) – Centro Universitário Univates, Lajeado, 2016.

KIMURA, Alio. **Informática Aplicada em Estruturas de Concreto Armado: Cálculos de edifícios com o uso de sistemas computacionais**. São Paulo, Editora PINI, 2007, 632p.

LACERDA, Maiza Moana Silva et al. Avaliação dos Critérios para Análise da Estabilidade Global em Edifícios de Concreto Armado: Estudo de Caso. **REEC – Revista Eletrônica de Engenharia Civil**, Goiânia, v. 09, n. 02. p. 24-37, out. 2014.

LIMA, N. A. **Sugestão de um possível mecanismo de ruptura do Viaduto General Olympio Mourão Filho**. Rio de Janeiro, 2014.

LOPES, Pedro Henrique Pires et al. NBR 6118 e Eurocode 2: Análise Comparativa no Dimensionamento de Lajes e Vigas em Concreto Armado. **Revista Construindo**, Belo Horizonte, v. 07, n. 02, dez. 2015.

MAYR, Luiz Roberto. **Falhas de Projeto e Erros de Execução: Uma Questão de Comunicação**. 147 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Produção) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2000.

MORAES, A. C. L. **Recorrência de Patologias em Processos de ataque via cloreto em Concreto Armado**. 230 f. Dissertação (Mestrado em Construção Civil e Materiais de Construção) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2012.

NEVILLE, A. M. **Propriedades do Concreto**. São Paulo: Projeto de divulgação tecnológica – ABCP/PINI, 1997.

NUNES, Pollyanna Thaís Tavares Batista. **Estudo de revestimentos inorgânicos com inibidor de corrosão aplicado na superfície do concreto**. 86 f. Dissertação (Mestrado em Ciência e Engenharia de Materiais) – Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2011.

PASQUAL, T.C.S. **Um estudo sobre a ação dos ventos nas estruturas de membrana**. 194 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2011.

PINHEIRO, L. M.; MUZARDO, C. D.; SANTOS, S. P. **Fundamentos do Concreto e Projeto de Edifícios**. Departamento de Engenharia de Estruturas – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

PRADO, José Fernão Miranda de Almeida. **Estruturas de Edifícios em Concreto Armado submetidas a ações de construção**. 201 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.

Prefeitura de Belo Horizonte (PBH) – **Belo Horizonte lidera obras de mobilidade urbana do PAC da Copa**. Disponível em: <www.belo Horizonte.mg.gov.br/copa2014/belo-horizonte-nas-copas/mobilidade/obras>. Acesso em 27 ago. 2018.

PROTENDE – **Catálogos de Concreto Protendido**. Disponível em: <<http://www.protende.com.br/produtos/injecoesdenata.htm>>. Acesso em 16 de fevereiro de 2017.

ROUVENAT, Fernanda. “**Crea-RJ diz que Ciclovia Tim Maia, no Rio, não oferece condições de segurança**”. Disponível em: <<http://g1.globo.com/rio-de-janeiro/noticia/crea-rj-divulga-resultado-de-laudo-de-acidente-da-ciclovia-tim-maia.ghtml>>. Acesso em: 27 ago. 2018.

SANTOS, D. M; STUCCHI, F.R; BECK, A. T. Confiabilidade de vigas projetadas de acordo com as normas brasileiras. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, São Paulo, v. 07, n. 05, out. 2014.

VITÓRIO, José Afonso Pereira. **Um estudo comparativo sobre métodos de alargamento de pontes rodoviárias de concreto armado**: Com utilização das normas brasileiras e eurocódigos. 296 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade do Porto, Porto, 2013.