



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA  
CTC – CENTRO TECNOLÓGICO  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

**INFLUÊNCIA DO LANÇAMENTO ESTRUTURAL NA  
CONFIABILIDADE DE VIGAS EM CONCRETO ARMADO**

ADRIANO FÜRST

FLORIANÓPOLIS

2017



ADRIANO FÜRST

**INFLUÊNCIA DO LANÇAMENTO ESTRUTURAL NA  
CONFIABILIDADE DE VIGAS EM CONCRETO ARMADO**

Trabalho apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina, como requisito parcial exigido pelo curso de Graduação em Engenharia Civil.

**Orientador:**

Prof. Wellison José de Santana Gomes, Dr.

FLORIANÓPOLIS

2017

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor,  
através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC.

Fürst, Adriano

Influência do lançamento estrutural na confiabilidade de vigas em concreto armado / Adriano Fürst ; orientador, Wellison José de Santana Gomes, 2017.

76 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) - Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico. Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis, 2017.

Inclui referências.

1. Engenharia Civil. 2. Estruturas. 3. Confiabilidade. 4. Vigas de concreto armado. 5. Simulação de Monte Carlo. I. Gomes, Wellison José de Santana . II. Universidade Federal de Santa Catarina. Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

ADRIANO FÜRST

**INFLUÊNCIA DO LANÇAMENTO ESTRUTURAL NA  
CONFIABILIDADE DE VIGAS EM CONCRETO ARMADO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina, como requisito parcial exigido pelo curso de Graduação em Engenharia Civil.

Trabalho aprovado pela comissão examinadora em Florianópolis, no dia 22 de novembro de 2017.

Prof. Luciana Rohde, Dra.  
Coordenadora do curso

Prof. Lia Caetano Bastos, Dra.  
Coordenadora do TCC

**Banca examinadora:**

Wellison José de Santana Gomes

Prof. Wellison José de Santana Gomes, Dr.

Orientador

Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Jano D'Araújo Coelho, Dr.  
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Flávia Gelatti, MSc.  
Universidade do Vale do Itajaí

## **Agradecimentos**

Aos meus pais, Omair e Rosangela, por todo o apoio, carinho e confiança que sempre depositaram em mim, mesmo diante a distância. Mesmo com todos os sacrifícios que tiveram que fazer para poder me ajudar financeiramente, ainda assim, sempre me motivaram a não desistir. Aos meus irmãos, Gabriely e Rafael, pelos conselhos, atenção e palavras de conforto, e por poder contar com vocês em qualquer situação.

Aos meus professores, principais responsáveis pelo conhecimento adquirido durante a minha formação. Em especial, ao professor Wellison José de Santana Gomes, por aceitar orientar o presente trabalho e por despertar em mim o interesse e a curiosidade a respeito do tema proposto, por todas as discussões e pela imensa dedicação, me ajudando na compreensão dos assuntos envolvidos.

Aos meus amigos, pelas tantas vezes que me animaram, pelo companheirismo, pelos conselhos, pelas risadas e por tudo que vivenciamos durante essa etapa.

A todos os profissionais que colaboraram com a pesquisa, tornando possível a realização deste trabalho.

## Resumo

As estruturas de concreto armado têm sido cada vez mais difundidas nas obras de Engenharia Civil devido aos aspectos ligados ao avanço tecnológico e ao aprofundamento do conhecimento relacionado a este tipo de estrutura. Com a ampliação no uso do concreto armado, por outro lado, criou-se uma preocupação referente aos níveis de segurança presentes nos projetos estruturais elaborados. Devido às diversas incertezas presentes nas considerações e simplificações de projeto, além daquelas referentes às variações dos materiais e aos carregamentos, torna-se necessária a aplicação de métodos probabilísticos no dimensionamento e/ou verificação destas estruturas. A confiabilidade estrutural busca quantificar estas incertezas inerentes ao projeto. O presente trabalho visa proporcionar um estudo a respeito da aplicação da confiabilidade estrutural, assunto de ampla abrangência e bastante abordado na atualidade, levando em conta seu uso como método de dimensionamento em normas internacionais e a possibilidade da sua adoção nas futuras revisões das normas brasileiras. O objetivo deste trabalho de conclusão de curso é comparar e analisar a confiabilidade estrutural de vigas em concreto armado, dimensionadas segundo as normas brasileiras. O estudo é desenvolvido sobre um projeto arquitetônico de uma casa de pavimento único, considerando vários lançamentos estruturais, obtidos por diferentes engenheiros civis da região de Florianópolis. São comparados os índices de confiabilidade de uma viga contínua de um projeto em relação aos outros, sendo todos os projetos estruturais elaborados de acordo com as diretrizes apresentadas na atual norma NBR 6118 - Projeto de estruturas de concreto – Procedimento (2014). Os resultados indicaram variações significativas dos índices de confiabilidade, havendo casos em que não foram atingidos os valores mínimos indicados por normas internacionais. Os índices obtidos indicam a falta de uniformidade na segurança das estruturas dimensionadas pelo método semi-probabilístico apresentado pela norma ABNT NBR 6118:2014.

**Palavras-chave:** confiabilidade estrutural, vigas de concreto armado, simulação de Monte Carlo.

## **Abstract**

Reinforced concrete structures have becoming increasingly more popular in Civil Engineering due to aspects such as the technological advancement and increasing knowledge related to this kind of structure. On the opposite side, with the recurrent use of reinforced concrete, concerns started to be raised about the safety level of structures made of this material. Due to different uncertainties related to design considerations and simplifications, in addition to those inherent to the materials properties and to the loads, it is necessary to apply fully probabilistic methods to design and verify the performance of these structures. Structural reliability theory emerges as an attempt to assess the impact of these uncertainties on the safety of structures. The present study aims at applying structural reliability to analyze reinforced concrete structures, as already recommended by some international standard codes, taking into consideration its use within the context of civil structures design and the possibility of adopting it in future revisions of Brazilian standard codes. The main goal of this study is to compare and analyze the structural reliability of reinforced concrete beams, designed according to the Brazilian codes. The study is developed on an architectural plan of a house. Different civil engineers, all of them working in the region of Florianópolis city, were asked to define a structural solution for this building, in terms of numbers and locations of beams and columns. After that, all structural elements were designed according to the guidelines of the current Brazilian standard code NBR 6118 – Design of concrete structures – Procedure (2014), and the reliability indexes obtained for a given continuous beam, common to all solutions, were compared. Significant differences were found for the reliability indexes among the structural solutions and for some cases the minimum values suggested by international standards codes design structures, as in the case of the current Brazilian code, NBR 6118:2014, may lead to structures with significant different levels of safety.

**Keywords:** structural reliability, reinforced concrete beams, Monte Carlo Simulation.

## Lista de tabelas

Tabela 1 – Valores estimados de módulo de elasticidade em função da classe do concreto, considerando uso de granito como agregado graúdo .....	19
Tabela 2 – Categorias de aço de armadura passiva .....	21
Tabela 3 – Valor do coeficiente de aderência $\eta_1$ .....	21
Tabela 4 – Coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$ .....	26
Tabela 5 – Coeficiente $\gamma_{f2}$ .....	26
Tabela 6 – Combinações últimas .....	27
Tabela 7 – Combinações de serviço.....	28
Tabela 8 – Valores dos coeficientes $\gamma_C$ e $\gamma_S$ .....	29
Tabela 9 – Exemplos de distribuições de probabilidade contínuas .....	38
Tabela 10 - Quadro-resumo das características do concreto C25 .....	45
Tabela 11 - Quadro-resumo das características do aço CA50.....	45
Tabela 12 - Quadro-resumo das forças de vento .....	47
Tabela 13 – Modelos probabilísticos das variáveis aleatórias para análise da confiabilidade estrutural.....	58
Tabela 14 – Variáveis comuns a todos os modos de falha.....	59
Tabela 15 – Parâmetros de entrada da viga do LE1 .....	60
Tabela 16 – Parâmetros de entrada da viga do LE2 .....	61
Tabela 17 – Parâmetros de entrada da viga do LE3 .....	61
Tabela 18 – Parâmetros de entrada da viga do LE4 .....	62
Tabela 19 – Parâmetros de entrada da viga do LE5 .....	63
Tabela 20 – Parâmetros de entrada da viga dos LE6 e LE7 .....	64
Tabela 21 – Probabilidade de falha e índice de confiabilidade relativo ao modo de falha pelo momento positivo (vão) .....	66
Tabela 22 – Probabilidade de falha e índice de confiabilidade relativo ao modo de falha pelo momento negativo (apoio).....	67
Tabela 23 – Probabilidade de falha e índice de confiabilidade relativo ao modo de falha em série .....	67
Tabela 24 – Comparativo entre custo e consumo de materiais .....	71

## Lista de figuras

Figura 1 – Fluxograma das atividades desenvolvidas.....	16
Figura 2 – Diagrama tensão-deformação idealizado .....	20
Figura 3 – Diagrama tensão-deformação para aços de armadura passiva.....	22
Figura 4 – Distribuição de tensões no concreto nos estádios .....	30
Figura 5 – Domínios de estado-limite último de uma seção transversal .....	31
Figura 6 – Equilíbrio da seção retangular de concreto no Domínio III .....	32
Figura 7 – Equação de estado-limite.....	39
Figura 8 – Convergência da $P_f$ para a Simulação de Monte Carlo .....	42
Figura 9 – Planta arquitetônica de referência .....	44
Figura 10 – Força de vento sobre a edificação .....	48
Figura 11 – Lançamentos estruturais obtidos por engenheiros da região de Florianópolis para o projeto arquitetônico de referência .....	49
Figura 12 – Eixos de referência .....	51
Figura 13 – Pré-dimensionamento dos seis casos de estudo para a viga I2-I8.....	52
Figura 14 – Detalhamento dos seis casos de estudo para o elemento estrutural viga.....	55
Figura 15 – Comparação dos índices de confiabilidade para o modo de falha considerando somente o momento positivo.....	67
Figura 16 – Comparação dos índices de confiabilidade para o modo de falha considerando somente o momento negativo .....	68
Figura 17 – Comparação dos índices de confiabilidade para o modo de falha em série .....	68

## Sumário

<b>1. INTRODUÇÃO.....</b>	<b>12</b>
1.1. OBJETIVOS.....	13
<b>1.1.1. Objetivo Geral .....</b>	<b>13</b>
<b>1.1.2. Objetivos Específicos .....</b>	<b>13</b>
1.2. JUSTIFICATIVA .....	14
1.3. LIMITAÇÕES.....	14
1.4. PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS.....	14
1.5. ESTRUTURA DO TRABALHO .....	16
<b>2. CONCEITOS RELACIONADOS AO CONCRETO ARMADO .....</b>	<b>17</b>
2.1. PROPRIEDADES DO CONCRETO .....	17
<b>2.1.1. Classes .....</b>	<b>17</b>
<b>2.1.2. Massa específica .....</b>	<b>17</b>
<b>2.1.3. Resistência à compressão.....</b>	<b>17</b>
<b>2.1.4. Resistência à tração .....</b>	<b>18</b>
<b>2.1.5. Módulo de elasticidade .....</b>	<b>18</b>
<b>2.1.6. Diagramas tensão-deformação .....</b>	<b>20</b>
2.2. PROPRIEDADES DO AÇO DE ARMADURA PASSIVA .....	20
<b>2.2.1. Categorias .....</b>	<b>21</b>
<b>2.2.2. Superfície aderente .....</b>	<b>21</b>
<b>2.2.3. Massa específica .....</b>	<b>21</b>
<b>2.2.4. Módulo de elasticidade .....</b>	<b>22</b>
<b>2.2.5. Diagrama tensão-deformação.....</b>	<b>22</b>
2.3. ESTADOS-LIMITES .....	23
<b>2.3.1. Estados-limites últimos (ELU).....</b>	<b>23</b>
<b>2.3.2. Estados-limites de serviço (ELS) .....</b>	<b>23</b>
2.4. AÇÕES.....	24
<b>2.4.1. Ações permanentes .....</b>	<b>24</b>
<b>2.4.2. Ações variáveis.....</b>	<b>24</b>
<b>2.4.3. Ações excepcionais .....</b>	<b>24</b>
<b>2.4.4. Valores característicos.....</b>	<b>25</b>
<b>2.4.5. Valores de cálculo .....</b>	<b>25</b>
2.5. COMBINAÇÕES .....	27

2.5.1.	<b>Combinações últimas</b> .....	27
2.5.2.	<b>Combinações de serviço</b> .....	27
2.6.	RESISTÊNCIAS.....	28
2.7.	COMPORTAMENTO À FLEXÃO SIMPLES.....	29
2.7.1.	<b>Dimensionamento à flexão no ELU</b> .....	30
2.7.1.1.	<i>Equações de dimensionamento</i> .....	32
2.8.	MÉTODO DE PROJETO .....	33
3.	<b>TEORIA DA CONFIABILIDADE</b> .....	35
3.1.	VARIÁVEIS ALEATÓRIAS (V.A.) .....	35
3.1.1.	<b>Valor esperado</b> .....	36
3.1.2.	<b>Variância</b> .....	36
3.1.3.	<b>Desvio padrão e coeficiente de variação</b> .....	37
3.2.	FUNÇÕES E DISTRIBUIÇÕES USUAIS.....	37
3.3.	DEFINIÇÃO DE FALHA.....	38
3.4.	ÍNDICE DE CONFIABILIDADE.....	40
3.5.	SIMULAÇÃO DE MONTE CARLO.....	40
3.5.1.	<b>Formulação</b> .....	41
4.	<b>LANÇAMENTOS ESTRUTURAIS</b> .....	43
4.1.	PARÂMETROS DE PROJETO.....	44
4.1.1.	<b>Considerações gerais</b> .....	44
4.1.2.	<b>Materiais</b> .....	45
4.1.3.	<b>Cargas, usos e elementos</b> .....	45
4.1.4.	<b>Força do vento</b> .....	46
4.2.	PESQUISA DE CAMPO .....	49
4.3.	MAPEAMENTO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS.....	50
4.4.	DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL .....	51
4.5.	ELEMENTOS DE VIGA.....	54
5.	<b>CONFIABILIDADE ESTRUTURAL DAS VIGAS DE CONCRETO ARMADO</b> ..	57
5.1.	FUNÇÃO DE ESTADO-LIMITE ÚLTIMO PARA FLEXÃO SIMPLES.....	57
5.2.	CONSIDERAÇÃO SOBRE AS VARIÁVEIS DO PROBLEMA.....	58
5.2.1.	<b>Primeiro caso: LE1</b> .....	59
5.2.2.	<b>Segundo caso: LE2</b> .....	60
5.2.3.	<b>Terceiro caso: LE3</b> .....	61

5.2.4. Quarto caso: LE4.....	62
5.2.5. Quinto caso: LE5 .....	63
5.2.6. Sexto caso: LE6 e LE7 .....	63
5.3. MODOS DE FALHA .....	64
5.4. VALORES ALVO .....	65
5.5. SIMULAÇÃO DE MONTE CARLO .....	65
5.6. ANÁLISE DOS RESULTADOS .....	66
5.7. ANÁLISE SIMPLIFICADA DE CUSTOS .....	70
<b>6. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....</b>	<b>72</b>
6.1. SUGESTÃO PARA TRABALHOS FUTUROS .....	73
<b>7. REFERÊNCIAS.....</b>	<b>74</b>

## 1. INTRODUÇÃO

Os projetos de estruturas de concreto armado têm sido desenvolvidos ao longo dos últimos anos utilizando modelos baseados em estados limites, apresentados nas normas técnicas. No Brasil, a norma específica para projeto de estruturas de concreto armado é a NBR 6118 - Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Os métodos de dimensionamento, por sua vez, com o desenvolver do conhecimento a respeito do comportamento do material e das ações atuantes sobre a estrutura, sofreram mudanças a fim de assegurar níveis de segurança adequados, embasados nos resultados teóricos e práticos obtidos por profissionais e pesquisadores da área. Entretanto, existem incertezas inerentes ao projeto que os métodos atualmente presentes nas normas brasileiras e em várias normas internacionais não permitem considerar diretamente.

As incertezas estão presentes em vários dos parâmetros que definem o projeto, sendo inerentes a estes parâmetros e/ou decorrentes do desconhecimento a respeito do real modo de atuação das solicitações e da variabilidade da resistência, da geometria da peça e de outros fatores. A confiabilidade estrutural, que vem ganhando cada vez mais destaque a nível nacional, busca quantificar a segurança de estruturas sujeitas a incertezas, por meio da determinação de probabilidades de falha. Diversos estudos avaliando a segurança em estruturas de concreto armado por meio da utilização da Teoria da Confiabilidade podem ser encontrados na literatura (PALIGA *et. al.*, 2008; RIBEIRO, 2009; NOGUEIRA *et. al.*, 2012; BAJI *et. al.*, 2016).

A probabilidade de falha de uma estrutura tem relação com o controle dos processos durante sua execução, com o modo de operação e manutenção durante a vida útil da edificação e com outros fatores. Além disso, os valores adotados para os parâmetros que regem o problema na concepção do projeto estrutural também influenciam o nível de segurança da estrutura. Esses parâmetros são baseados em normas técnicas, definidos de modo a tentar satisfazer um nível mínimo aceitável de segurança. Porém, cada projeto concebido conta com características específicas, podendo ser idealizado de maneiras distintas por parte de diferentes engenheiros estruturais. Um projeto concebido por duas linhas de pensamento distintas, apesar de embasadas nas mesmas diretrizes de dimensionamento, pode gerar valores distintos para as mesmas variáveis do problema e, conseqüentemente, diferentes níveis de confiabilidade nos elementos estruturais, conforme observado em Beck e Souza Jr (2010) e em Santos, Stucchi e Beck (2014).

Apesar do principal objetivo dos coeficientes de segurança, presentes no atual método de dimensionamento, ser gerar um sistema estrutural com baixa probabilidade de falha, os métodos denominados semi-probabilísticos, que utilizam tais coeficientes, não permitem quantificar a segurança associada a cada caso. Existem trabalhos que estimam valores para o índice de confiabilidade resultante das diretrizes apresentadas na norma NBR 6118, indicando possíveis alternativas para calibração dos coeficientes desta norma, como apresentado em Stucchi e Santos (2010) e em Nogueira e Pinto (2016), por exemplo.

Sabendo que para um mesmo projeto arquitetônico, diferentes projetistas estruturais podem efetuar diferentes lançamentos estruturais, é razoável supor que os níveis de confiabilidade obtidos a partir de cada lançamento sejam diferentes, mesmo que as estruturas sejam dimensionadas de acordo com as mesmas normas de projeto. Diante deste contexto, este trabalho apresenta uma análise do nível de confiabilidade resultante de diferentes lançamentos estruturais para um mesmo elemento de viga, considerando estes elementos sujeitos apenas à flexão simples. As análises de confiabilidade são efetivadas por meio do método de Simulação de Monte Carlo, devido à sua simplicidade e generalidade.

## 1.1. OBJETIVOS

### 1.1.1. Objetivo Geral

Comparar e analisar a confiabilidade estrutural de vigas em concreto armado, dimensionadas segundo a norma NBR 6118 - Projeto de estruturas de concreto – Procedimento (2014), partindo de lançamentos estruturais efetuados por diferentes projetistas que atuam no município de Florianópolis.

### 1.1.2. Objetivos Específicos

- a) Analisar aspectos relacionados à subjetividade do lançamento de estruturas em concreto armado a partir de um projeto arquitetônico;
- b) Dimensionar vigas e pilares relacionados aos diversos lançamentos estruturais, de acordo com as normas brasileiras de projeto vigentes;
- c) Avaliar a confiabilidade dos elementos de viga, usando Simulação de Monte Carlo;
- d) Comparar os índices de confiabilidade associados a cada um dos lançamentos entre si, e com valores aceitáveis indicados por normas internacionais e pela literatura.

## 1.2. JUSTIFICATIVA

A concepção de um projeto estrutural, a partir de um mesmo projeto arquitetônico, pode ser elaborada de modos distintos por diferentes projetistas. Os projetos obtidos, mesmo que dimensionados de acordo com as mesmas diretrizes de projeto vinculadas às normas técnicas, podem gerar diferentes níveis de segurança, sendo que estes níveis podem ou não estar dentro de limites adequados. Isso decorre devido à ausência de uma calibração adequada dos coeficientes de ponderação das normas brasileiras, devido às particularidades de cada projeto, e pela inexistência de uma metodologia de projeto normatizada baseada em confiabilidade.

O presente trabalho tem como principal justificativa a necessidade de se analisar o nível de segurança estrutural de vigas de concreto armado, obtidas a partir de diferentes lançamentos estruturais, sendo estes dimensionados segundo as mesmas normas nacionais, por meio do uso do software Eberick (2017).

## 1.3. LIMITAÇÕES

Por ser um trabalho dependente da ajuda e colaboração de engenheiros civis que trabalham na área de estruturas, uma das limitações encontradas foi o tamanho da planta arquitetônica utilizada. Uma planta que representasse uma obra de maior porte e dimensões poderia gerar, possivelmente, maior variedade de lançamentos, todavia, por demandar maior tempo para realização do lançamento, a colaboração por parte dos profissionais poderia ser negada.

Devido ao tempo investido na coleta de dados de campo, no dimensionamento das estruturas e no estudo a respeito do assunto abordado, optou-se por analisar a confiabilidade em somente um elemento específico do projeto. Ou seja, para realização de uma análise mais abrangente, envolvendo mais elementos ou até mesmo toda a estrutura, seria necessário maior aprimoramento do conhecimento técnico sobre o tema e mais tempo para a obtenção e análise dos resultados.

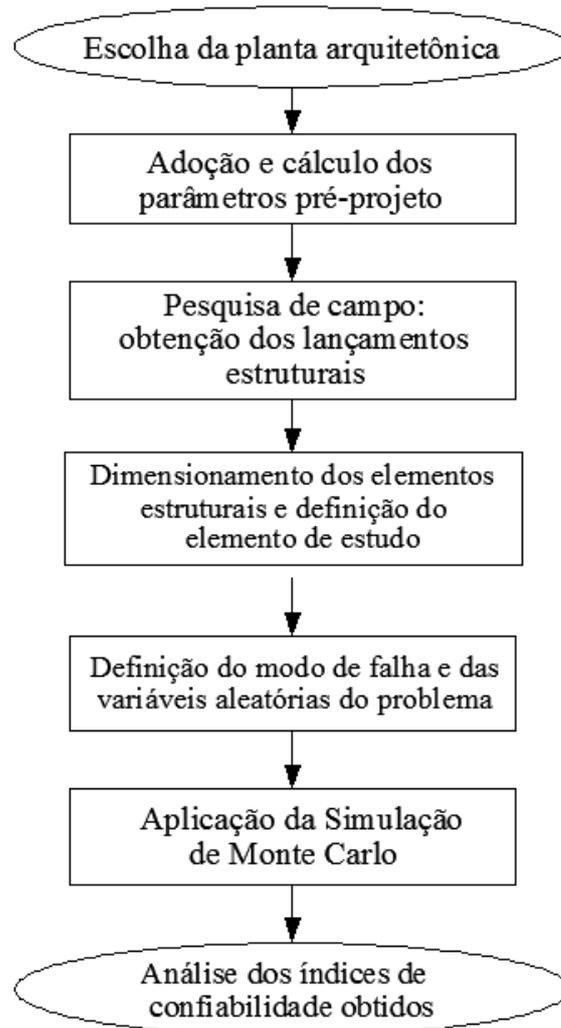
## 1.4. PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS

Primeiramente é realizada uma revisão de literatura a respeito dos temas referentes ao projeto de estruturas de concreto armado e a confiabilidade estrutural, abordando os conceitos necessários para formulação do problema.

Busca-se então uma planta arquitetônica para servir como base para o estudo. Posteriormente são definidos os diversos parâmetros de projeto, como as solicitações, materiais, condições de uso, a localização da obra, entre outros. Em seguida é executada a pesquisa em campo, contando com a colaboração de engenheiros projetistas da cidade de Florianópolis, que resulta em sete lançamentos distintos.

O dimensionamento dos projetos estruturais obtidos é realizado por meio do software Eberick (2017) considerando as diretrizes apresentadas na norma ABNT NBR 6118:2014. Para o dimensionamento e detalhamento dos elementos do projeto estrutural, foi levada em conta a disponibilidade de concreto e das armaduras presentes no mercado, com intuito de tornar o dimensionamento o mais próximo da realidade. Após a conclusão do dimensionamento, garantindo segurança e conforto conforme exigem os estados-limites últimos e de serviço, é escolhido o elemento de viga comum a todos os lançamentos que sofreu maiores modificações em termos de dimensões da seção e de quantidade de armadura, para realizar a aplicação da confiabilidade estrutural.

O modo de falha adotado para a avaliação da segurança é a ruptura da peça por flexão simples, sendo definidas também as variáveis aleatórias e suas distribuições. Por fim, utilizando o programa de análise de risco *Risk Tools (Rt)* de Mahsuli e Haukaas (2013), são obtidos os resultados dos índices de confiabilidade para cada caso, comparando estes aos valores alvo indicados pelas normas internacionais. O resumo dos passos realizados está ilustrado na Figura 1.



**Figura 1 – Fluxograma das atividades desenvolvidas**

Fonte: Elaborado pelo autor.

## 1.5. ESTRUTURA DO TRABALHO

Este trabalho está dividido em seis capítulos. O segundo e o terceiro contêm a revisão de literatura, abordando conceitos a respeito de projeto de estruturas de concreto armado e de confiabilidade estrutural, respectivamente.

O quarto capítulo ilustra os diferentes lançamentos estruturais obtidos por meio da pesquisa de campo, abordando em seguida, o detalhamento das vigas escolhidas para o estudo.

No quinto capítulo são apresentadas: a equação de estado limite que define a falha, as variáveis adotadas para a aplicação da confiabilidade estrutural e os resultados obtidos a partir das simulações.

O sexto e último capítulo traz as considerações finais e uma abordagem geral a respeito do trabalho.

## **2. CONCEITOS RELACIONADOS AO CONCRETO ARMADO**

O concreto armado consiste na união de dois materiais, o concreto e o aço, que tem como função principal resistirem a esforços de compressão e de tração, respectivamente. O concreto, com seu caráter alcalino, proporciona ambiente adequado para maior durabilidade do aço que constitui a chamada armadura.

Para elaboração de um projeto de uma estrutura de concreto armado, faz-se necessário o conhecimento de diversos parâmetros, como a localização da obra, o tipo de material de composição, as cargas atuantes, o modelo representativo, entre outros. Com objetivo de auxiliar os projetistas, as normas prescrevem valores indicativos para cada um dos diversos parâmetros necessários ao dimensionamento das peças estruturais, no caso da ausência de ensaios ou como ponto de partida para elaboração do projeto.

### **2.1. PROPRIEDADES DO CONCRETO**

#### **2.1.1. Classes**

A classe do concreto armado refere-se à resistência característica à compressão do concreto adotado para o projeto. As classes são denominadas de maneira simplificada pela letra C seguida da resistência do concreto, e são agrupadas em dois grupos, baseados na ABNT NBR 8953:2015. O Grupo I é composto pelos concretos usuais, com resistência característica de até 50 MPa, sendo que a classe C15 deve ser usada apenas em obras provisórias ou sem fins estruturais. O Grupo II é composto por concretos de alta resistência à compressão, podendo atingir resistências características à compressão de até 100 MPa.

#### **2.1.2. Massa específica**

A massa específica do concreto está compreendida entre 2.000 kg/m<sup>3</sup> e 2.800 kg/m<sup>3</sup>, segundo ABNT NBR 6118:2014, sendo que para efeitos de cálculos, adotam-se os valores de 2.400 kg/m<sup>3</sup> e 2.500 kg/m<sup>3</sup>, para o concreto simples e o concreto armado, respectivamente.

#### **2.1.3. Resistência à compressão**

A resistência à compressão média do concreto pode ser obtida a partir de ensaios de corpos de prova cilíndricos, de diâmetro de 15 cm e altura de 30 cm, conforme indicações das normas ABNT NBR 5738 e ABNT NBR 5739. A partir do valor médio, utiliza-se uma curva

de distribuição normal de probabilidade (distribuição de Gauss) para analisar a distribuição de probabilidades da resistência do concreto. Desta forma, assumindo-se um determinado desvio padrão, pode-se estimar o valor da resistência à compressão característica do concreto ( $f_{ck}$ ), que apresenta somente 5% de chance de ser ultrapassado no sentido desfavorável (CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO, 2014).

#### 2.1.4. Resistência à tração

A realização de um ensaio de tração no concreto é de extrema dificuldade, devido à sua fragilidade e heterogeneidade, fazendo com que os resultados obtidos não sejam representativos do material. Existem diversos ensaios alternativos, como a compressão diametral e a tração na flexão, sendo o primeiro o mais praticado no Brasil (CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO, 2014). A ABNT NBR 6118:2014, a fim de facilitar e simplificar a estimativa desse parâmetro, adota uma relação entre a resistência média à tração ( $f_{ct,m}$ ) e a resistência característica à compressão do concreto ( $f_{ck}$ ), conforme Equações 2.1 e 2.2.

- Para concretos com resistência característica de até 50 MPa:

$$f_{ct,m} = 0,3f_{ck}^{2/3} \quad (2.1)$$

- Para concretos de resistência característica entre 55 MPa e 90 MPa:

$$f_{ct,m} = 2,12 \ln(1 + 0,11f_{ck}) \quad (2.2)$$

onde  $f_{ck}$  e  $f_{ct,m}$  são expressos em Megapascals (MPa), e  $\ln(.)$  é a função logaritmo natural.

A partir da resistência média obtida, podem ser calculados os valores característicos à tração, sendo um limite inferior e um limite superior, correspondentes ao valor médio multiplicado por 0,7 e 1,3, respectivamente.

#### 2.1.5. Módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade pode ser definido como a relação entre a tensão aplicada e a deformação específica instantânea dentro de um limite de proporcionalidade do material. Por conta da dificuldade de se obter dados para estimar o valor do módulo de elasticidade, as normas brasileiras relacionam o módulo com a resistência à compressão característica do concreto por meio de fórmulas empíricas (METHA e MONTEIRO, 2014). Para os casos em que não houver realização de ensaios, a ABNT NBR 6118:2014 indica as Equações 2.3 e 2.4

para obtenção dos valores do módulo de elasticidade inicial e secante, podendo ser utilizados também, para fins de projetos estruturais, os valores apresentados na Tabela 1.

- Módulo de elasticidade inicial para concretos com resistência característica de até 50MPa:

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (2.3)$$

- Módulo de elasticidade inicial para concretos de resistência característica entre 55MPa e 90 MPa:

$$E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25\right)^{1/3} \quad (2.4)$$

Sendo o parâmetro  $\alpha_E$  dependente do tipo de agregado graúdo:

$\alpha_E = 1,2$  para basalto e diabásio;

$\alpha_E = 1,0$  para granito e gnaisse;

$\alpha_E = 0,9$  para calcário;

$\alpha_E = 0,7$  para arenito;

$E_{ci}$  e  $f_{ck}$  são expressos em Megapascals (MPa).

- Módulo de elasticidade secante:

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} \quad (2.5)$$

onde:

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad (2.6)$$

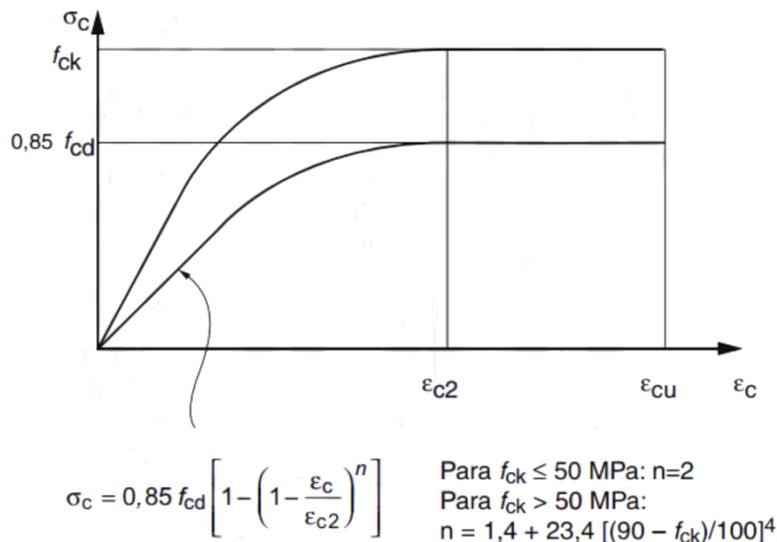
**Tabela 1 – Valores estimados de módulo de elasticidade em função da classe do concreto, considerando uso de granito como agregado graúdo**

Classes de resistência	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C60	C70	C80	C90
$E_{ci}$ (GPa)	25	28	31	33	35	38	40	42	43	45	47
$E_{cs}$ (GPa)	21	24	27	29	32	34	37	40	42	45	47

Fonte: Tabela 8.1 adaptada da ABNT NBR 6118:2014.

### 2.1.6. Diagramas tensão-deformação

Para realização das análises de estado limite último (ver item 2.3.1), a ABNT NBR 6118:2014 indica a utilização do diagrama tensão-deformação idealizado, conforme ilustra a Figura 2.



**Figura 2 – Diagrama tensão-deformação idealizado**

Fonte: Figura 8.2 da ABNT NBR 6118:2014.

onde:

$$\epsilon_{c2} = 2,0 \text{ ‰}$$

$$\epsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰}$$

e:

$f_{cd}$  é resistência de cálculo do concreto, igual a  $f_{ck}/1,4$ ;

$\epsilon_{c2}$  é a deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico;

$\epsilon_{cu}$  é a deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura.

## 2.2. PROPRIEDADES DO AÇO DE ARMADURA PASSIVA

As armaduras utilizadas nas estruturas de concreto podem ser divididas em dois tipos: ativas ou passivas. Segundo a ABNT NBR 6118:2014, as armaduras ativas, ou de protensão, são aquelas possuem tensões previamente aplicadas. Quando é empregado este tipo de armadura no concreto, denomina-se concreto protendido. Nas estruturas usuais de concreto

armado, utiliza-se a armadura passiva, que é caracterizada pela ausência de alongamento prévio. Algumas propriedades da armadura passiva são descritas a seguir.

### 2.2.1. Categorias

As categorias do aço utilizadas no concreto armado têm relação com as resistências características de escoamento do material ( $f_{yk}$ ). Segundo a ABNT NBR 6118:2014, a classificação, estabelecida de acordo com a ABNT NBR 7480, é dividida em três categorias: CA25, CA50 e CA60, indicadas na Tabela 2. No mercado nacional, de maneira geral, fios e cordoalhas são de aço CA60 e as barras são de aço CA50.

**Tabela 2 – Categorias de aço de armadura passiva**

Aço	$f_{yk}$ (MPa)
CA25	250
CA50	500
CA60	600

Fonte: Elaborado pelo autor.

### 2.2.2. Superfície aderente

A aderência entre o concreto e o aço é realizada por adesão, atrito e engrenamento da ligação entre os materiais. A rugosidade da armadura, portanto, é um fator essencial para que exista transferência de esforços adequada, principalmente, em peças nos estados-limites últimos (FUSCO, 1995). Segundo a ABNT NBR 6118:2014, a capacidade aderente entre o aço e o concreto pode ser relacionada a um coeficiente de aderência  $\eta_1$ , conforme Tabela 3.

**Tabela 3 – Valor do coeficiente de aderência  $\eta_1$**

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

Fonte: Figura 8.3 da ABNT NBR 6118:2014.

### 2.2.3. Massa específica

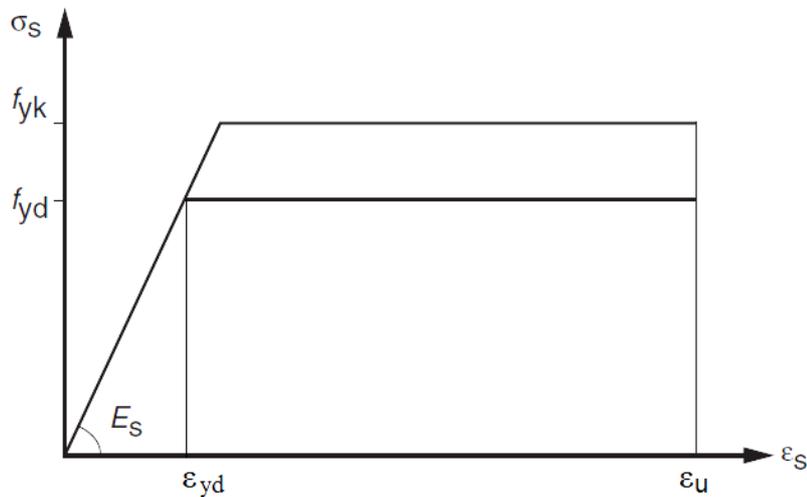
A massa específica do aço pode ser estimada em 7.850 kg/m<sup>3</sup>, segundo ABNT NBR 6118:2014.

#### 2.2.4. Módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade do aço de armadura passiva, de acordo com a ABNT NBR 6118:2014, pode ser assumido igual a 210 GPa, na ausência de ensaios ou valores informados pelo fabricante.

#### 2.2.5. Diagrama tensão-deformação

Para realização das análises de estados-limites, a ABNT NBR 6118:2014 indica o uso do diagrama simplificado indicado na Figura 3, podendo ser utilizado o mesmo diagrama para tração ou compressão do aço.



**Figura 3 – Diagrama tensão-deformação para aços de armadura passiva**

Fonte: Figura 8.4 adaptada da ABNT NBR 6118:2014.

onde:

$$\begin{aligned}\varepsilon_u &= 10,0 \text{ ‰} \\ \varepsilon_{yd} &= \frac{f_{yd}}{E_S}\end{aligned}\quad (2.7)$$

sendo:

$f_{yd}$  é tensão de escoamento de cálculo do aço, igual a  $f_{yk}/1,15$ ;

$E_S$  é o módulo de elasticidade do aço;

$\varepsilon_{yd}$  é a deformação específica de cálculo do aço;

$\varepsilon_u$  é a deformação específica do aço na ruptura.

## 2.3. ESTADOS-LIMITES

Para garantir segurança adequada em peças de concreto armado se faz necessária a verificação de estados limites estabelecida pelas normas. Esses estados são caracterizados por índices que conduzem os elementos a trabalharem em condições de desempenho satisfatório, tanto em situações de maiores carregamentos e risco quanto em situações normais de uso. Os estados limites podem ser classificados em dois tipos: estados limites últimos, referentes à situação de ruína da peça; e estados limites de serviço, relativos ao desempenho da estrutura em serviço.

### 2.3.1. Estados-limites últimos (ELU)

Os estados-limites últimos correspondem aos requisitos de segurança da estrutura, ou seja, são aqueles que limitam a máxima capacidade de carga e de deformação da estrutura antes que esta entre em colapso, ou qualquer outra forma de ruína. A ruína da estrutura pode ser ocasionada pela ruptura do concreto comprimido ou pelo alongamento excessivo da armadura tracionada, por exemplo. No caso da ruptura no concreto, por se tratar de um fenômeno com efeitos de difícil identificação experimental, convencionou-se a adoção de um encurtamento máximo (FUSCO, 1981). Os danos causados ao atingir esse estado são graves e até mesmo permanentes, prejudicando a estabilidade e a durabilidade da estrutura. Segundo a ABNT NBR 8681:2003, são exemplos de estados-limites últimos:

- Perda de equilíbrio da estrutura por movimento de corpo rígido;
- Formação de mecanismos plásticos;
- Ocorrência de sistema hipostático em parte ou em toda estrutura;
- Atingir a resistência máxima da seção, rompendo o concreto;
- Alongamento excessivo da armadura;
- Instabilidade dinâmica da estrutura. Por exemplo, flambagem.

### 2.3.2. Estados-limites de serviço (ELS)

Os estados-limites de serviço correspondem aos requisitos de serviço e às condições normais de uso, em que ao serem atingidos não comprometem a segurança, mas geram desconforto ao usuário. Podem ser reversíveis ou irreversíveis. Quando reversíveis, a falha pode ser caracterizada quando o estado indesejável for atingido em momento inesperado, por período prolongado ou devido a um número excessivo de repetições. Quando irreversível, no

primeiro momento em que for alcançado o limite, já se caracteriza falha (BECK, 2014). Os exemplos mais usuais são:

- a) Danos localizados que afetam a durabilidade ou a aparência de membros não estruturais e estruturais, como fissuração;
- b) Deformações excessivas, afetando o uso ou o aspecto estético da estrutura (flechas excessivas);
- c) Vibração excessiva que causa desconforto aos usuários ou qualquer tipo de danos a equipamentos.

## 2.4. AÇÕES

As ações provocam esforços e deformações na estrutura. Toda ação que possa modificar o estado de segurança ou o conforto de uma estrutura deve ser considerada na análise estrutural. São classificadas de acordo com a ABNT NBR 6118:2014 em três tipos: permanentes, variáveis e excepcionais.

### 2.4.1. Ações permanentes

As ações permanentes são caracterizadas por apresentarem pequena variação ao longo do tempo e atuarem sobre a estrutura em toda ou na maior parte da vida útil desta. O peso próprio da estrutura, de componentes construtivos como paredes e telhado e o peso de equipamentos são exemplos de cargas permanentes diretas. Por outro lado, recalque, retração e imperfeições geométricas caracterizam as ações permanentes indiretas.

### 2.4.2. Ações variáveis

As ações variáveis, diferentemente das permanentes, possuem uma ampla variabilidade durante a vida útil da estrutura. Esse tipo de ação pode ser classificada em diretas ou indiretas. As ações variáveis diretas podem ser cargas previstas para uso da edificação e as cargas de vento, já as ações variáveis indiretas englobam as variações de temperatura, choques e vibrações.

### 2.4.3. Ações excepcionais

As ações excepcionais correspondem aos eventos de curta duração atuantes sobre a estrutura, em geral, com baixa probabilidade de ocorrência. Explosões, incêndios, abalos sísmicos e enchentes são exemplos dessa categoria de ação.

#### 2.4.4. Valores característicos

Deve ser definido um valor que represente cada um dos tipos de ações descritos anteriormente e, para isso, surgem os valores característicos ( $F_k$ ). De maneira simplificada, a ABNT NBR 6118:2014 assume as seguintes considerações:

- a) Ações permanentes: para quaisquer efeitos, favoráveis ou desfavoráveis, deve-se adotar o valor médio;
- b) Ações variáveis: deve-se adotar o valor cuja probabilidade de ser ultrapassado no sentido desfavorável esteja entre 25% e 35%, durante um período de 50 anos. No caso de efeito favorável, deve-se desconsiderar a atuação desse tipo de ação sobre o sistema;
- c) Ações excepcionais: os valores devem ser obtidos num consenso entre o proprietário da construção e as autoridades governamentais envolvidas.

Os valores característicos são definidos a partir da análise das suas funções de distribuição de probabilidade. Casos de ocorrência de múltiplas ações variáveis e/ou excepcionais apresentam probabilidades de ocorrência muito baixas. Por esse motivo, ao realizar a combinação de ações (ver seção 2.5), assume-se uma ação dentre as variáveis como principal, e utiliza-se um valor de redução que multiplica as demais ações secundárias atuantes, a fim de gerar valores que melhor representem as condições da realidade.

#### 2.4.5. Valores de cálculo

Os valores de cálculo ( $F_D$ ) são obtidos a partir da multiplicação do valor representativo da ação por um fator de ponderação  $\gamma_f$ , que admite diferentes valores conforme a variabilidade da ação, conforme a Tabela 4. O fator de ponderação, para o ELU, considera possíveis desvios gerados na fase de construção e pequenas aproximações realizadas nas adoções dos modelos estruturais representativos. No caso de ocorrência de múltiplas ações variáveis, o fator de ponderação das ações variáveis secundárias é resultado da multiplicação dos valores indicados na Tabela 4 com os valores de  $\psi_0$  presentes na Tabela 5. No caso de pilares esbeltos com dimensão inferior a 19 cm, a ABNT NBR 6118:2014 ainda menciona um segundo coeficiente  $\gamma_n$  a fim de promover maior segurança para esse tipo de situação.

**Tabela 4 – Coeficiente  $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$** 

Combinação de ações	Ações							
	Permanente (g)		Variáveis (q)		Protensão (p)		Recalques de apoios e retração	
	D	F	G	T	D	F	D	F
Normais	1,4 <sup>1)</sup>	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	1,2	0

onde:

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

<sup>1)</sup>Para as cargas permanentes de pequena variabilidade, como peso próprio das estruturas, especialmente pré-moldadas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,3.

Fonte: Tabela 11.1 da ABNT NBR 6118:2014.

Nas análises do estado-limite de serviço, o fator de ponderação resume-se nos coeficientes apresentados na Tabela 5, variando de acordo com o tipo de combinação que estiver sendo assumida (ver seção 2.5).

**Tabela 5 – Coeficiente  $\gamma_{f2}$** 

Ações		$\gamma_{f2}$		
		$\Psi_0$	$\Psi_1$ <sup>1)</sup>	$\Psi_2$
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem elevadas concentrações de pessoas <sup>2)</sup>	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 <sup>3)</sup>	0,7	0,6	0,4
	Biblioteca, arquivo, 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

<sup>1)</sup> Para os edifícios de  $\Psi_1$  relativos às pontes e principalmente aos problemas de fadiga. Ver seção 23 da norma.

<sup>2)</sup> Edifícios residenciais.

<sup>3)</sup> Edifícios comerciais, de escritórios, estações e edifícios públicos.

Fonte: Tabela 11.2 da ABNT NBR 6118:2014.

## 2.5. COMBINAÇÕES

Na prática, as ações consideradas no projeto estrutural não ocorrem simultaneamente e totalmente em seus valores de cálculo. Com intuito de assumir cenários de maior probabilidade de ocorrência, a ABNT NBR 6118:2014 fornece as combinações de ações que devem ser calculadas e assumidas na determinação dos estados-limites últimos e de serviço.

### 2.5.1. Combinações últimas

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, as combinações últimas podem ser classificadas em normais, especiais ou de construção e excepcionais. As combinações últimas normais incluem os valores de ações permanentes e todas as ações variáveis atuantes, assumindo uma ação como principal e as demais como secundárias, sendo que as secundárias têm seu valor reduzido pelo coeficiente  $\Psi_0$ . As combinações últimas especiais ou de construção contêm as ações permanentes e as ações especiais, enquanto as combinações excepcionais englobam as ações permanentes e possíveis ações excepcionais. A Tabela 6 resume os tipos de combinações últimas.

**Tabela 6 – Combinações últimas**

Combinações últimas (ELU)	Cálculo das solicitações
Normal – Esgotamento da capacidade resistente para elementos de concreto armado	$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} F_{\varepsilon gk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{\varepsilon q} \psi_{0\varepsilon} F_{\varepsilon qk}$
Especiais ou de construção	
Excepcionais	$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} F_{\varepsilon gk} + F_{q1exc} + \gamma_q \sum \psi_{0j} F_{qjk} + \gamma_{\varepsilon q} \psi_{0\varepsilon} F_{\varepsilon qk}$

onde:

$F_d$  é o valor de cálculo das ações para a combinação;

$F_{gk}$  representa as ações permanentes diretas;

$F_{\varepsilon k}$  representa as ações permanentes indiretas, retração ( $F_{\varepsilon gk}$ ) e temperatura ( $F_{\varepsilon qk}$ );

$F_{qk}$  representa as ações variáveis, sendo  $F_{q1k}$  a ação principal;

$\gamma_g, \gamma_{\varepsilon g}, \gamma_q, \gamma_{\varepsilon q}$ , são os coeficientes de ponderação das ações;

$\psi_{0j}, \psi_{0\varepsilon}$  são os fatores de redução das ações;

Fonte: Tabela 11.3 adaptada da ABNT NBR 6118:2014.

### 2.5.2. Combinações de serviço

As combinações de serviço são classificadas conforme sua atuação na estrutura, e são divididas em três grupos, apresentados na Tabela 7, conforme a ABNT NBR 6118:2014:

- a) Quase permanentes: podem atuar durante a maior parte do período de existência da estrutura, sendo utilizadas para verificação do estado-limite de deformação excessiva;
- b) Frequentes: podem se repetir diversas vezes durante a vida útil da estrutura, sendo utilizadas para verificação dos estados-limites de formação de fissuras, de abertura de fissuras e de vibrações excessivas;
- c) Raras: podem ocorrer ocasionalmente durante o período de vida da estrutura, utilizadas para verificação do estado-limite de formação de fissuras.

**Tabela 7 – Combinações de serviço**

Combinações de serviço (ELS)	Cálculo das solicitações
Combinações quase permanentes de serviço (CQP)	$F_{d,ser} = \sum F_{qik} + \sum \psi_{2j} F_{qjk}$
Combinações frequentes de serviço (CF)	$F_{d,ser} = \sum F_{qik} + \psi_1 F_{q1k} + \sum \psi_{2j} F_{qjk}$
Combinações raras de serviço (CR)	$F_{d,ser} = \sum F_{qik} + F_{q1k} + \sum \psi_{1j} F_{qjk}$

onde:

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

$F_{qik}$  é o valor característico das ações variáveis principais diretas;

$\psi_1$  é o fator de redução de combinação frequente para ELS;

$\psi_2$  é o fator de redução de combinação quase permanente para ELS.

Fonte: Tabela 11.4 adaptada da ABNT NBR 6118:2014.

## 2.6. RESISTÊNCIAS

Assume-se para as resistências dos materiais distribuições de probabilidade normal, com determinado valor médio e desvio padrão. De modo geral, na elaboração de um projeto estrutural, são escolhidos os valores característicos do concreto e do aço que serão utilizados, e a partir destes, são definidos os valores de cálculo de cada um dos materiais, conforme as prescrições da ABNT NBR 6118:2014. A resistência de cálculo ( $f_d$ ) pode ser determinada a partir da Equação 2.8, considerando, para fins de estados-limites últimos, os valores da Tabela 8.

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m} \quad (2.8)$$

**Tabela 8 – Valores dos coeficientes  $\gamma_c$  e  $\gamma_s$** 

Combinações	Concreto $\gamma_c$	Aço $\gamma_s$
Normais	1,4	1,15
Especiais ou de construção	1,2	1,15
Excepcionais	1,2	1,0

Fonte: Tabela 12.1 da ABNT NBR 6118:2014.

Em análises de estados-limites de serviço, as resistências de cálculo são iguais aos valores das resistências características, ou seja, as resistências de cálculo não devem sofrer nenhuma minoração.

## 2.7. COMPORTAMENTO À FLEXÃO SIMPLES

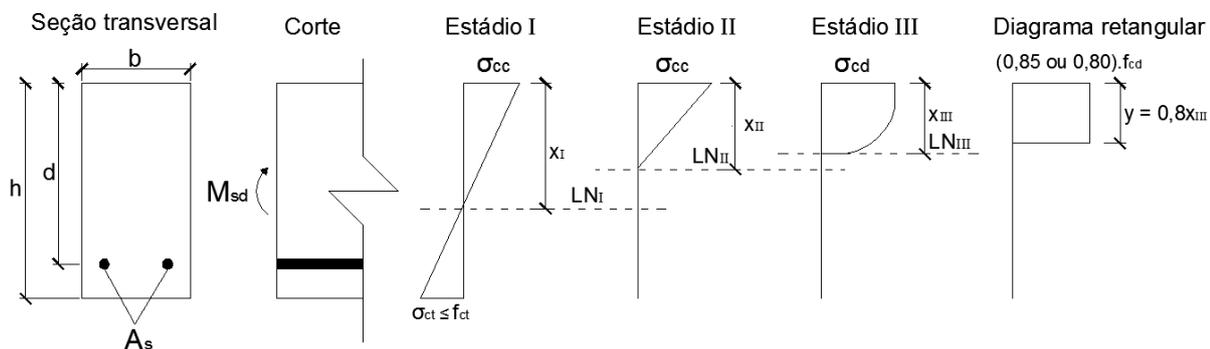
Diversos modelos estruturais podem ser aplicados para analisar uma estrutura, desde modelos mais simplificados, que consideram vigas e pilares de maneira isolada, até modelos mais próximos da realidade, como os que envolvem pórticos tridimensionais. Após definido o modelo estrutural para análise, as características e o comportamento dos materiais utilizados são pressupostos, de maneira simplificada ao que acontece na realidade.

As vigas de concreto armado têm comportamento não-linear para o dimensionamento no estado-limite último. Esse comportamento é causado pela fissuração do concreto, discutida mais detalhadamente neste trabalho, e pela plastificação do aço. À medida que os esforços aumentam, fissuras são formadas na parte tracionada do concreto, alterando sua inércia. Devido a essa alteração e à deformação causada na peça, são definidas três fases de comportamento: Estádio I, Estádio II e Estádio III, com as distribuições de tensão apresentadas na Figura 4.

- a) Estádio I: corresponde ao início do carregamento. Devido às baixas tensões e deformações, pode-se assumir comportamento elástico linear (Lei de Hooke), tanto na compressão quanto na tração. É limitado pelo início da fissuração;
- b) Estádio II: após o início da fissuração da parte tracionada do concreto, considera-se apenas o aço como elemento resistente à tração. O comportamento à compressão ainda se mantém elástico linear, permanecendo válida a Lei de Hooke, entretanto, existe redução na inércia da peça devido às fissuras. Esse estágio é válido para verificações de estados-limites de serviço e é limitado pelo início da plastificação do concreto comprimido;

- c) Estádio III: as deformações são bem maiores que nas fases anteriores, e o comportamento do concreto comprimido passa a ser não linear, alterando o diagrama linear para um diagrama parábola-retângulo. O ponto final do estágio é atingido quando o concreto atingir a deformação de 0,35% ou o aço atingir a deformação de 1,0%, conforme indicado pela ABNT NBR 6118:2014. É nesse estágio que as peças são dimensionadas para o estado-limite último.

Para todos os estádios assume-se a hipótese de Navier-Bernoulli, em que as seções inicialmente planas permanecem planas após os carregamentos, e admite-se aderência adequada entre o concreto e o aço. A ABNT NBR 6118:2014 indica ainda uma simplificação para o diagrama parábola-retângulo do concreto, a fim de facilitar o cálculo e o dimensionamento das peças. Permite-se a utilização do diagrama retangular equivalente, onde a tensão no concreto equivale a 85% da tensão do diagrama parábola-retângulo para seções retangulares, e a linha neutra está posicionada a uma distância  $y = 0,8x$ , onde  $x$  é a distância da linha neutra do diagrama parábola-retângulo.



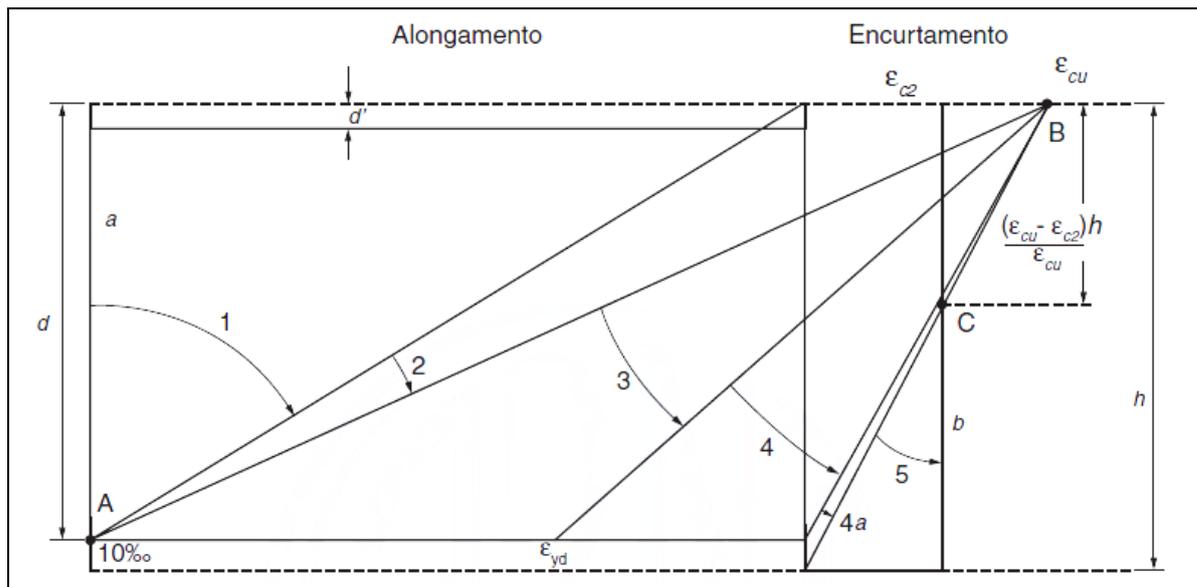
**Figura 4 – Distribuição de tensões no concreto nos estádios**

Fonte: Adaptado de Fusco (1981).

### 2.7.1. Dimensionamento à flexão no ELU

O dimensionamento de elementos fletidos, considerados no estado-limite último, é concebido de acordo com as hipóteses do Estádio III, considerando o diagrama retangular equivalente de tensões no concreto. Como a ruína da peça é limitada pela deformação excessiva no concreto ou no aço, dependendo do dimensionamento realizado, a ruína da peça pode acontecer de diferentes formas, classificadas em cinco domínios, ilustrados na Figura 5, segundo a ABNT NBR 6118:2014. Os domínios que caracterizam a flexão simples são os Domínios 2, 3 e 4. Para que seja garantida ductilidade adequada na peça, ou seja, para que a peça sofra uma deformação visual anterior à ruptura, a norma indica que o dimensionamento à

flexão seja sempre realizado nos Domínios 2 ou 3, limitando o valor de  $x/d$  em 0,45, para concretos de classes usuais, onde  $d$  é a altura útil da seção. Isto objetiva permitir que sejam evidenciadas tendências de falha da peça. Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2014), a verificação do estado-limite último na flexão deve se iniciar pelo cálculo da armadura longitudinal, pois as demais verificações acabam dependendo do valor de taxa de armadura longitudinal adotada.



Onde:

Ruptura convencional por deformação plástica excessiva:

- reta a: tração uniforme;
- Domínio 1: tração não uniforme, sem compressão;
- Domínio 2: flexão simples ou composta sem ruptura a compressão do concreto;

Ruptura convencional por encurtamento limite do concreto:

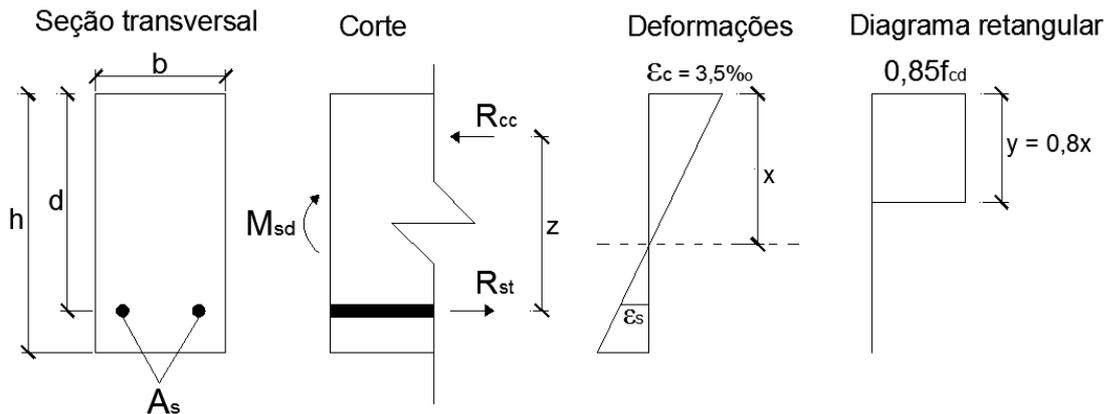
- Domínio 3: flexão simples (seção subarmada) ou composta, com ruptura do concreto e plastificação da armadura principal;
- Domínio 4: flexão simples (peça superarmada) ou composta, com ruptura do concreto sem plastificação da armadura;
- Domínio 4a: flexão composta com armaduras comprimidas;
- Domínio 5: compressão não uniforme, sem tração;
- Reta b: compressão uniforme.

**Figura 5 – Domínios de estado-limite último de uma seção transversal**

Fonte: Figura 17.1 da ABNT NBR 6118:2014.

### 2.7.1.1. Equações de dimensionamento

Para obtenção das equações que regem o problema do dimensionamento à flexão, serão formuladas as equações de equilíbrio da seção apresentada na Figura 6, considerando o uso de concretos usuais de até 50 MPa, conforme passo a passo baseado em Carvalho e Figueiredo Filho (2014).



**Figura 6 – Equilíbrio da seção retangular de concreto no Domínio III**

Fonte: Elaborado pelo autor.

a) Somatório das forças atuantes normais à seção:

$$\sum F = 0 \rightarrow R_{st} - R_{cc} = 0 \rightarrow R_{st} = R_{cc} \quad (2.9)$$

Considerando:

$$R_{st} = A_s \cdot f_s \quad (2.10)$$

$$R_{cc} = 0,85f_{cd} \cdot (b \cdot 0,8x) \quad (2.11)$$

onde  $A_s$  é a área de armadura necessária,  $R_{st}$  é a resultante de tração do aço e  $R_{cc}$  é a resultante de compressão do concreto.

b) O momento das forças internas atuantes em qualquer ponto deve ser igual ao momento externo de cálculo ( $M_{sd}$ ):

$$\begin{aligned} \sum M = M_D \rightarrow M_{sd} &= R_{st} \cdot z \\ M_{sd} &= R_{cc} \cdot z \end{aligned} \quad (2.12)$$

onde:

$$z = d - 0,4x \quad (2.13)$$

- c) Conhecendo a posição da linha neutra, é possível determinar o domínio da peça e calcular a resultante de compressão do concreto e o braço de alavanca  $z$ . Para determinar a posição da linha neutra  $x$ , serão utilizadas as Equações 2.11, 2.12 e 2.13:

$$M_{sd} = 0,85f_{cd} \cdot (b \cdot 0,8x) \cdot (d - 0,4x)$$

$$0,4x^2 - dx + \frac{M_{sd}}{0,85f_{cd} \cdot b \cdot 0,8} = 0$$

$$x = 1,25d \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{M_{sd}}{0,425f_{cd} \cdot b \cdot d^2}} \right) \quad (2.14)$$

- d) A partir do valor da linha neutra obtido, pode ser estimada a área de aço necessária para a seção, por meio da equação de momento 2.12, e considerando o Domínio 3, com a armadura no escoamento ( $f_s = f_{yd}$ ):

$$M_{sd} = A_s \cdot f_s \cdot (d - 0,4x)$$

$$A_s = \frac{M_{sd}}{f_{yd} \cdot (d - 0,4x)} \quad (2.15)$$

As equações apresentadas têm validade somente para o intervalo de  $0,259 < x/d < 0,45$ , entretanto, para os dimensionamentos no Domínio 2, as equações apresentam valores muito próximos da realidade encontrada nesse domínio. Por esse motivo, podem ser adotadas para qualquer dimensionamento de flexão simples de armadura simples.

## 2.8. MÉTODO DE PROJETO

Para garantir segurança adequada, uma estrutura deve atender às especificações de estados-limites últimos, como especificado anteriormente. O critério da ABNT NBR 6118:2014 é baseado em métodos semi-probabilísticos, definindo as ações e resistências dos materiais com base probabilística, para que posteriormente sejam aplicados fatores de majoração e minoração sobre as combinações de ações e as resistências, respectivamente. Para que a estrutura esteja minimamente segura, os valores das resistências de cálculo dos elementos devem ser iguais ou superiores às suas respectivas solicitações.

O modelo dos coeficientes parciais é um avanço em relação ao método das tensões admissíveis, por considerar diferentes coeficientes para cada tipo de variável, dependendo da sua natureza e atuação. Esse processo visa cobrir incertezas, desconsiderando erros de projeto

e execução, entretanto, não é possível afirmar se isso realmente ocorre (BECK, 2014). Para tentar quantificar a segurança e considerar as incertezas relacionadas às variáveis de projeto é necessária a utilização de métodos probabilísticos, como por exemplo, a análise de confiabilidade estrutural, que é apresentada no próximo capítulo.

### 3. TEORIA DA CONFIABILIDADE

Na elaboração de um projeto estrutural, deve-se garantir segurança e desempenho adequados ao longo da vida útil da estrutura, buscando um balanço adequado entre a segurança e o custo. Para se assegurar um nível mínimo de segurança, entretanto, se faz necessário o conhecimento dos valores das solicitações e das resistências dos materiais presentes na estrutura, que devido às possíveis variações e incertezas associadas, são geralmente representados por variáveis aleatórias. Com o intuito de quantificar a influência destas incertezas na segurança das estruturas, surge o estudo da confiabilidade estrutural.

A análise de confiabilidade estrutural tem por objetivo usual indicar a probabilidade de falha da estrutura, ou seja, estimar a probabilidade de ocorrência de qualquer tipo de ruína ou colapso total ou parcial da estrutura, ou de qualquer condição indesejada da mesma. Para cada situação de falha, podem existir vários modelos e variáveis associadas. No presente trabalho, é abordada somente a probabilidade de falha associada à ruptura por flexão simples. Ressalta-se que não existe nenhuma estrutura em que o nível de segurança seja totalmente confiável, ou seja, casos com probabilidade de falha nula. Sempre haverá um risco de falha associado ao sistema, devendo o valor desse risco estar de acordo com os níveis de segurança mínimos aceitáveis pela sociedade.

Para descrever um problema de confiabilidade estrutural, de modo geral, pode ser utilizada a Equação 3.1, em que caso a função  $g(\mathbf{X})$  assuma valores menores ou igual à zero, indica-se que a estrutura falhou, enquanto para situações em que a função resulte em valores positivos, considera-se que a estrutura está segura.

$$g(\mathbf{X}) = R(\mathbf{X}) - S(\mathbf{X}) \quad (3.1)$$

onde:

$R(\mathbf{X})$  é a função que representa a resistência;

$S(\mathbf{X})$  é a função que representa as solicitações;

$\mathbf{X}$  é o vetor das variáveis aleatórias do problema.

#### 3.1. VARIÁVEIS ALEATÓRIAS (V.A.)

Ao realizar um experimento diversas vezes sob as mesmas condições, os resultados medidos podem não ser iguais entre si. Nesse caso, trata-se de um experimento envolvendo variáveis aleatórias. Caso os resultados obtidos fossem sempre idênticos, as variáveis tratadas seriam de natureza determinística.

As variáveis aleatórias podem ser discretas ou contínuas. As variáveis discretas são aquelas que só podem assumir valores discretos, gerando funções descontínuas, com domínio finito ou infinito contável. Já as variáveis contínuas são aquelas que podem assumir qualquer valor real dentro de um determinado intervalo, gerando funções contínuas. De modo geral, as variáveis aleatórias são descritas por uma letra maiúscula, enquanto uma realização desta variável é indicada por uma letra minúscula (BUSSAB; MORETTIN, 2004).

Em um problema de engenharia, as variáveis aleatórias que regem o problema estrutural são denominadas variáveis básicas, sendo que estas caracterizam o comportamento e definem a segurança para um determinado modo de falha. As variáveis básicas podem ser caracterizadas por diversos parâmetros, denominados momentos. O conjunto de todos os momentos de uma V.A. descreve completamente a mesma. Entretanto, para alguns casos específicos, que englobam as V.A.s mais comuns e utilizadas nesse trabalho, um pequeno número de momentos pode descrever a tendência comportamental, sendo estes momentos a média ou valor esperado e a variância (MELCHERS, 1999).

### 3.1.1. Valor esperado

A média, também chamada de valor esperado ou primeiro momento da variável aleatória, é uma medida que indica a tendência central da variável aleatória, definida conforme Equação 3.2 para o caso de V.A.s contínuas, conforme Melchers (1999).

$$E[X] = \mu_X = \int_{-\infty}^{\infty} x f_X(x) dx \quad (3.2)$$

onde  $f_X(x)$  é a função de densidade de probabilidade da variável aleatória  $X$ .

### 3.1.2. Variância

Pode ser definida como a medida de dispersão dos valores encontrados em relação à média. É chamada de segundo momento central da variável aleatória, e segundo Beck (2014), pode ser expressa conforme a Equação 3.3.

$$Var(X) = \int_{-\infty}^{\infty} (x - \mu_X)^2 \cdot f_X(x) dx \quad (3.3)$$

onde  $\mu_X$  é a média da variável aleatória  $X$  e  $f_X(x)$  é a função de densidade de probabilidade da variável aleatória  $X$ .

### 3.1.3. Desvio padrão e coeficiente de variação

O desvio padrão é outra medida de dispersão, a mais utilizada, e é igual à raiz quadrada da variância, conforme a Equação 3.4 (BUSSAB; MORETTIN, 2004).

$$\sigma_X = \sqrt{Var(X)} \quad (3.4)$$

onde  $Var(X)$  é a variância da variável aleatória  $X$ .

Os valores do desvio padrão e da variância, por si só, podem não ilustrar a magnitude da dispersão dos resultados. Ao dividir o desvio padrão com o valor médio, obtém-se o coeficiente de variação, definido na Equação 3.5. O coeficiente de variação é mais utilizado para comparar a dispersão de diferentes V.A.s pelo fato deste ser adimensional e normalizado pela média.

$$CV = \frac{\sigma_X}{\mu_X} \quad (3.5)$$

onde  $\sigma_X$  é o desvio da variável aleatória  $X$  e  $\mu_X$  é a média da variável aleatória  $X$ .

## 3.2. FUNÇÕES E DISTRIBUIÇÕES USUAIS

Para representar uma variável aleatória, é comum utilizar funções que descrevam a distribuição de probabilidade desta. As funções que têm esse objetivo são chamadas de funções de densidade de probabilidade. Existem várias funções apresentadas na literatura que podem ser usadas na prática da engenharia, para representar de maneira razoável as características dos materiais empregados, a variabilidade dos carregamentos atuantes, entre outros fatores. As funções mais usuais e também utilizadas nesse trabalho são apresentadas na Tabela 9.

Tabela 9 – Exemplos de distribuições de probabilidade contínuas

Distribuição	$f_X(x)$	Média ( $\mu$ )	Variância ( $\sigma^2$ )
Uniforme	$\frac{1}{b-a}$	$\frac{a+b}{2}$	$\frac{(b-a)^2}{12}$
Normal	$\frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2\right]$	$\mu$	$\sigma^2$
Gumbel (Tipo I)	$\beta \cdot \exp[-\beta \cdot (x - u_n) - e^{-\beta \cdot (x - u_n)}]$	$u_n + \frac{\gamma}{\beta}$ (*)	$\frac{\pi}{\sqrt{6}} \frac{1}{\beta}$
Lognormal	$\frac{1}{\xi x \sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln(x) - \lambda}{\xi}\right)^2\right]$	$\exp(\lambda + 0,5\xi^2)$	$\mu[\exp(\xi^2) - 1]$

(\*)  $\gamma$  é chamada de constante de Euler-Mascheroni, sendo igual a aproximadamente 0,577216.

Fonte: Adaptado de ANG e TANG (2007).

### 3.3. DEFINIÇÃO DE FALHA

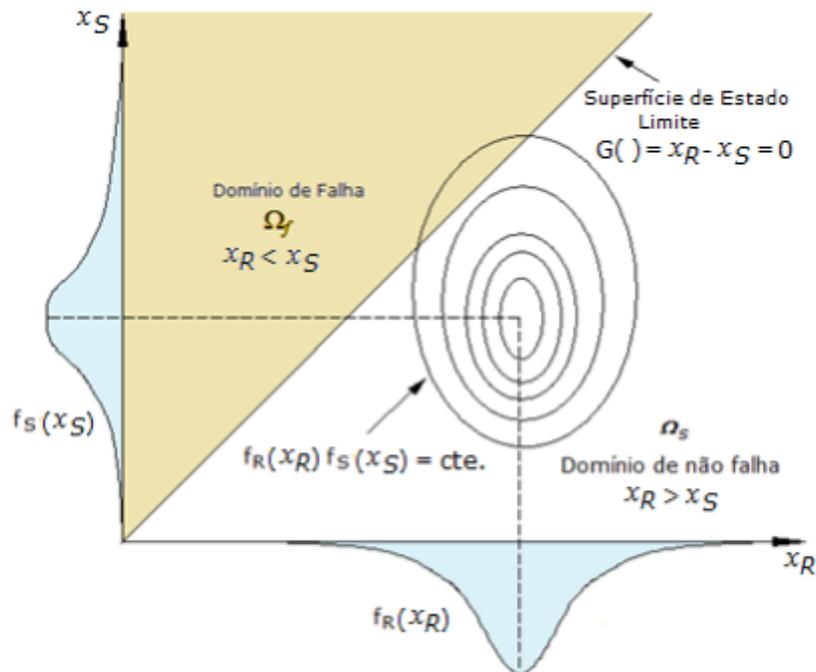
O problema básico da confiabilidade estrutural pode ser definido a partir de duas variáveis aleatórias,  $R$  e  $S$ , correspondentes à resistência e à solicitação na estrutura, respectivamente. Quando igualada a zero, a função de estado limite  $g$ , dada neste caso pela Equação 3.1, define uma fronteira entre a falha e a não falha da estrutura, como ilustrado na Figura 7. Assim, o domínio do problema é dividido em dois domínios distintos (BECK, 2014):

a) Domínio de falha da estrutura:

$$\Omega_f = \{\mathbf{x} | g(\mathbf{x}) \leq 0\} \quad (3.6)$$

b) Domínio de não falha, de segurança ou de sobrevivência:

$$\Omega_s = \{\mathbf{x} | g(\mathbf{x}) > 0\} \quad (3.7)$$



**Figura 7 – Problema básico de confiabilidade R-S**

Fonte: Coelho (2011).

Para avaliar a segurança de uma estrutura, utiliza-se geralmente a probabilidade de falha, que consiste na integração do conteúdo de probabilidades de todos os pontos pertencentes ao domínio de falha ( $D_f$ ), conforme a Equação 3.8.

$$P_f = P[\{R - S \leq 0\}] = P[\{g \leq 0\}] = \int_{\Omega_f} f_X(x) dx \quad (3.8)$$

A função  $f_X(x)$ , que é a função de densidade conjunta de probabilidade, e o domínio de falha são de difícil determinação, e na grande maioria dos problemas encontrados na engenharia, os resultados obtidos não podem ser representados por expressões matemáticas definidas. A solução para a integral apresentada na Equação 3.8, pode ser obtida por diversos métodos, como métodos de transformação ou métodos que utilizam simulação numérica (MELCHERS, 1999). Dentre os métodos mencionados, destacam-se o Método de Confiabilidade de Primeira Ordem, o FORM (*First Order Reliability Method*), Método de Confiabilidade de Segunda Ordem, o SORM (*Second Order Reliability Method*), e a Simulação de Monte Carlo. Neste trabalho utiliza-se o método de Simulação de Monte Carlo, detalhado no item 3.5, devido ao seu amplo emprego dentro da confiabilidade estrutural, decorrente de sua fácil aplicação e generalidade.

### 3.4. ÍNDICE DE CONFIABILIDADE

Se as funções de resistência e de solicitação possuem distribuições normais, a distribuição da probabilidade de falha também será normal (ANG e TANG, 2007). Com o intuito de relacionar de maneira simplificada a probabilidade de falha com a segurança da estrutura em relação ao comportamento estrutural adotado, surge o índice de confiabilidade estrutural, definido pela Equação 3.9. O índice de confiabilidade ( $\beta$ ) está diretamente relacionado à probabilidade de falha, sendo de extrema importância para a confiabilidade estrutural (BECK, 2014).

$$\beta = -\Phi^{-1}(P_f) \quad (3.9)$$

Onde:

$\Phi^{-1}$  é a inversa da distribuição normal padrão;

$P_f$  é probabilidade de falha do sistema.

O índice de confiabilidade corresponde à distância entre o ponto mais provável de falha e a origem do espaço normal padrão, medida neste espaço. O espaço normal padrão é obtido a partir da transformação do espaço original, ou espaço de projeto. Sendo assim, quanto maior for o índice de confiabilidade associado a um modelo estrutural, maior a segurança existente da estrutura, ou seja, menor a probabilidade desta vir a falhar. Além de ser um parâmetro bastante utilizado, o índice de confiabilidade também pode ser utilizado para definir valores alvo a serem atingidos, a fim de garantir condição de segurança mínima adequada aos elementos e à estrutura como um todo, conforme apresentado em Melchers (1999), no *JCSS* (2001), no *Eurocode* (2002) e no *ACI* (2003).

### 3.5. SIMULAÇÃO DE MONTE CARLO

O método de Simulação de Monte Carlo é o nome dado a um método numérico, de análise estatística, que utiliza números aleatórios para avaliação de um experimento. O método pode utilizar qualquer tipo de distribuição ou função, sendo útil para avaliar a maioria dos casos práticos existentes. O grande ponto negativo está na ampla capacidade computacional requerida para obtenção de resultados precisos, havendo necessidade de um número bastante alto de simulações para estimar probabilidades de falha pequenas. Em sistemas estruturais, essa probabilidade acaba sendo muito pequena, com valores típicos da ordem de  $10^{-3}$  a  $10^{-6}$  (BECK, 2014).

Para utilização do método de Monte Carlo, deve-se definir um sistema descrito por funções de estado limite, que caracterizam a falha da estrutura em estudo. Posteriormente, são definidas as distribuições e os parâmetros das variáveis aleatórias. Por meio da geração de uma sequência de números pseudoaleatórios são obtidos os valores para as variáveis do problema, que ao serem aplicados na função de estado-limite do modelo analisado permitem a determinação da probabilidade de falha do sistema. Se fosse possível gerar as variáveis aleatoriamente infinitas vezes, o resultado final seria o valor exato da integração direta do sistema.

### 3.5.1. Formulação

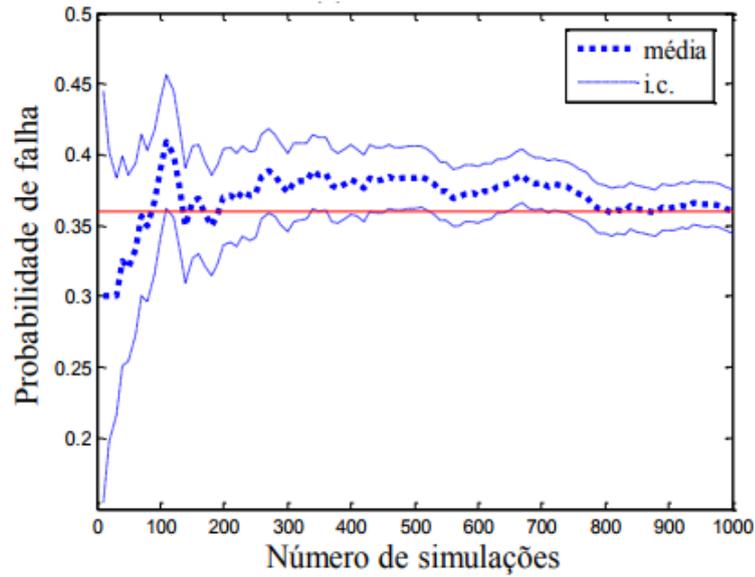
Para realização da estimativa da probabilidade de falha, definida na Equação 3.8, o método de Monte Carlo utiliza uma função indicadora (Equação 3.10), que permite alterar o domínio de integração do domínio de falha para o todo o espaço amostral. Essa função elimina a contribuição de pontos não pertencentes ao domínio de falha, assumindo o valor nulo para os casos em que a falha não ocorre, mantendo as probabilidades geradas somente em caso de falha.

$$\begin{aligned} I[\mathbf{x}] &= 1, \text{ se } \mathbf{x} \in D_f \text{ (} g(\mathbf{x}) \leq 0 \text{)} \\ I[\mathbf{x}] &= 0, \text{ se } \mathbf{x} \notin D_f \text{ (} g(\mathbf{x}) > 0 \text{)} \end{aligned} \quad (3.10)$$

O valor da probabilidade de falha, após a repetição da simulação  $N$  vezes, pode ser estimado conforme a Equação 3.11. Com o aumento do tamanho da amostra, a solução aproximada converge para a solução exata, como apresenta a Figura 8, onde i.c corresponde ao intervalo de confiança de 95%. Segundo Ditlevsen e Madsen (2005), não é uma tarefa simples indicar o tamanho amostral necessário, por meio de meios teóricos, para que se atinja um intervalo de confiança aceitável. Uma estimativa para uma probabilidade de falha  $10^{-p}$  com coeficiente de variação inferior a 10%, conforme Beck (2014) necessita de aproximadamente  $10^{p+2}$  simulações, ou seja, são necessárias muitas simulações para que possam ser obtidos poucos valores presentes no domínio de falha.

$$P_f = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N I[\mathbf{x}_i] \quad (3.11)$$

onde  $I(\mathbf{x})$  é a função indicadora e  $N$  é o número total de simulações.



**Figura 8 – Convergência da  $P_f$  para a Simulação de Monte Carlo**

Fonte: Adaptado de Ricardo (2015).

Para estimar o erro dos resultados simulados em termos estatísticos, utiliza-se o coeficiente de variação da probabilidade de falha, definido segundo a Equação 3.12 (BECK, 2014). Esse parâmetro é utilizado para verificação da convergência do método de simulação, a fim de estimar a precisão dos resultados.

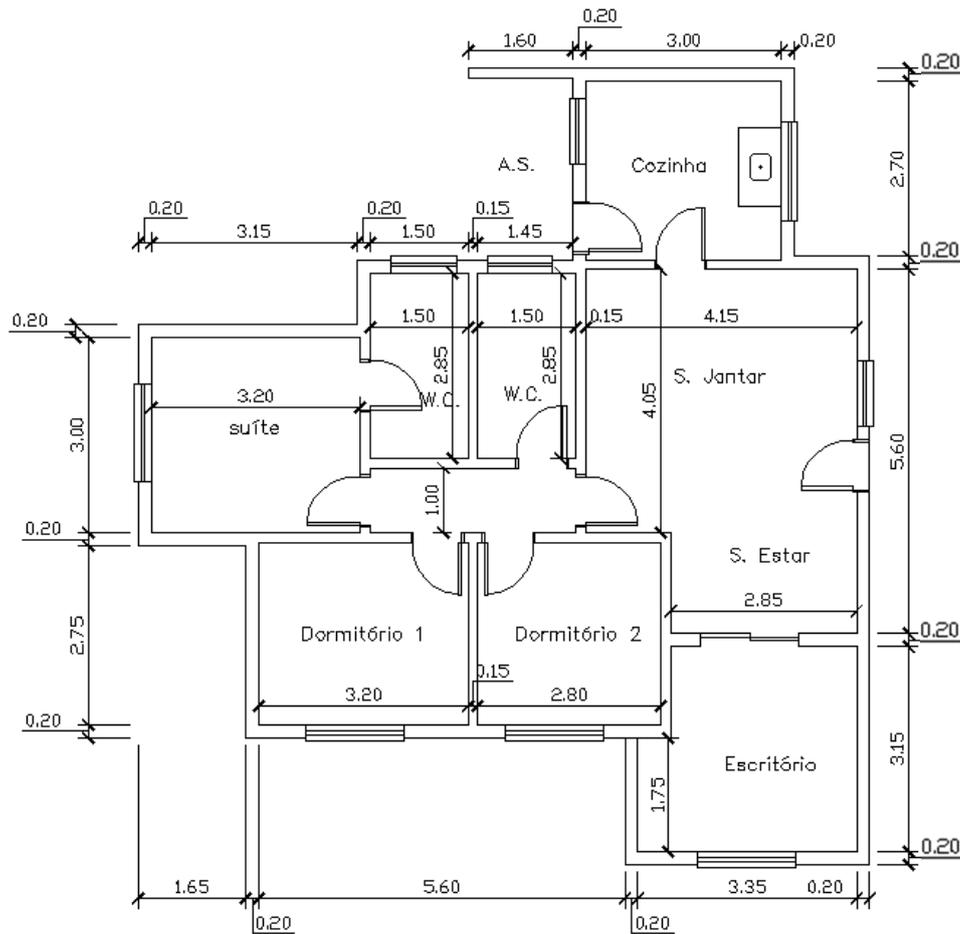
$$CV = \frac{\sigma_{P_f}}{\mu_{P_f}} \approx \frac{1}{\sqrt{N \cdot P_f}} \quad (3.12)$$

#### 4. LANÇAMENTOS ESTRUTURAIS

Para realizar a aplicação da confiabilidade estrutural em um caso próximo da realidade, buscou-se obter uma planta arquitetônica que representasse uma obra plausível de execução. Dois pontos foram considerados na escolha da planta de estudo: o projeto deveria gerar a possibilidade de lançamentos estruturais distintos por parte dos engenheiros civis, ou seja, havia a necessidade do projeto conter paredes em alinhamentos diferentes a fim de gerar dúvida a respeito da localização dos pilares e vigas; e, por se tratar de um estudo que depende da colaboração de outros profissionais, o projeto deveria apresentar um tamanho que não exigisse muito tempo para indicar a alocação dos elementos estruturais.

Após a realização de análises de plantas arquitetônicas de diferentes residências de pavimento único, adotou-se uma planta arquitetônica de uma residência unifamiliar de padrão baixo, indicada na Figura 9. O projeto escolhido, apesar de simples, possui paredes desalinhadas e descontínuas, possuindo cômodos de dimensões distintas.

Anterior à pesquisa de campo, foram assumidas as considerações gerais a respeito da edificação. Previamente, os parâmetros necessários à elaboração do projeto foram considerados conforme apresentado no item 4.1.



**Figura 9 – Planta arquitetônica de referência**

Fonte: Elaborado pelo autor.

## 4.1. PARÂMETROS DE PROJETO

### 4.1.1. Considerações gerais

A residência será localizada na cidade de Florianópolis – SC, em terreno semelhante àquele onde está localizado o atual edifício do departamento de Arquitetura e Urbanismo, pertencente à Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC). A localização descrita foi escolhida devido à disponibilidade dos dados referente ao solo local, que acabaram não sendo utilizados nesse trabalho. Vale ressaltar que a locação da obra sobre o terreno indicado é apenas uma simplificação assumida para as análises desse trabalho.

A classe de agressividade ambiental adotada, conforme preconizado na Tabela 6.1 da ABNT NBR 6118:2014, foi a Classe II de agressividade moderada, para edificações localizadas em região urbana. Baseado nisso, os cobrimentos nominais para os elementos estruturais de lajes, vigas e pilares são 25 mm, 30 mm e 30 mm, respectivamente.

#### 4.1.2. Materiais

O concreto indicado para a classe de agressividade moderada é o C25, conforme descreve a Tabela 7.1 da ABNT NBR 6118:2014, sendo este o escolhido para o presente estudo. As demais características do concreto são descritas na Tabela 10.

**Tabela 10 - Quadro-resumo das características do concreto C25**

Parâmetro	Grandeza
Resistência à compressão ( $f_{ck}$ )	25 MPa
Resistência à tração ( $f_{ctk,inf}$ )	1,8 MPa
Módulo de elasticidade ( $E_{CS}$ )	24 GPa
Peso específico ( $\rho_c$ )	25 kN/m <sup>3</sup>
Módulo transversal ( $G_C$ )	10 GPa
Coef. Dilatação térmica	10 <sup>-5</sup> /°C
Coef. de Poisson ( $\nu$ )	0,2

Fonte: Elaborado pelo autor.

O aço frequentemente utilizado nas obras brasileiras é o CA50, sendo este, portanto o adotado para as armaduras presentes nos elementos estruturais. As características do mesmo estão representadas na Tabela 11, de acordo com as diretrizes da ABNT NBR 6118:2014.

**Tabela 11 - Quadro-resumo das características do aço CA50**

Parâmetro	Grandeza
Resistência à compressão ( $f_{yk}$ )	500 MPa
Módulo de elasticidade ( $E_S$ )	210 GPa
Peso específico ( $\rho_S$ )	78,5 kN/m <sup>3</sup>
Coef. Dilatação térmica	10 <sup>-5</sup> /°C

Fonte: Elaborado pelo autor.

#### 4.1.3. Cargas, usos e elementos

A residência analisada neste estudo pode ser separada, em termos estruturais, em dois pavimentos, o pavimento térreo e o pavimento de cobertura, que contém o telhado. Para o pavimento térreo atuam as seguintes cargas:

- Peso próprio dos elementos estruturais;
- Carga acidental proveniente do uso da edificação residencial, com valor de 1,5 kN/m<sup>2</sup> para todos os ambientes, com exceção da área de serviço, onde a carga indicada passa a ser do valor de 2,0 kN/m<sup>2</sup>;
- Carga referente ao revestimento do piso, estimada em 1,0 kN/m<sup>2</sup>;

- Carga de parede no valor de 5,7 kN/m, descontadas as aberturas das portas e janelas, quando existentes.

O pavimento térreo, por estar em contato com o solo, pode apresentar comportamento distinto na análise de tensões e deformações. Por esse motivo, optou-se em não realizar nenhuma análise nos elementos desse nível.

O pavimento de cobertura, comparado ao apresentado anteriormente, possui alteração nas cargas atuantes, mantendo inalterada somente a presença do peso próprio dos elementos de concreto armado. As cargas atuantes sobre a estrutura do pavimento de cobertura são:

- Peso próprio dos elementos estruturais;
- Peso próprio do telhado, estimado em 0,9 kN/m<sup>2</sup>, segundo Filho (1956);
- Carga referente ao peso do reboco da laje de aproximadamente 0,25 kN/m<sup>2</sup>, baseado em Gutfreind e Aurich (2014);
- Carga accidental para limpeza e manutenção das boas condições na estrutura que compõem o telhado, adotada em 0,5 kN/m<sup>2</sup>, valor obtido da ABNT NBR 6120:1980 para terraços inacessíveis a pessoas.

Estimou-se também o valor da carga de vento na edificação, embora, em uma edificação deste porte, o vento geralmente não exerça uma ação significativa. As considerações assumidas e o cálculo da carga de vento são apresentados no item 4.1.4.

Quanto aos elementos estruturais, são assumidas considerações quanto ao tipo de laje utilizado e a dimensão da seção transversal das vigas. Para as lajes, adotaram-se as do tipo maciço, enquanto os elementos de vigas tiveram sua largura limitada ao valor da largura da parede indicada na planta arquitetônica. Essas restrições tiveram como objetivo uniformizar os dimensionamentos, para que houvesse uma distribuição dos esforços semelhante entre um lançamento estrutural e outro. Permitir a escolha de lajes armadas em uma ou em duas direções, por exemplo, geraria uma variação muito significativa na distribuição dos carregamentos das lajes nas vigas, alterando a forma de dimensionamento de um lançamento em relação ao outro.

#### **4.1.4. Força do vento**

A velocidade básica do vento para a região de Florianópolis, adotada a partir da Figura 1 da ABNT NBR 6123:1988, foi de 43 m/s, medida sobre 3 segundos, podendo esta ser excedida em média uma vez em 50 anos. O terreno onde está localizada a edificação é plano, gerando, portanto, um fator topográfico ( $S_1$ ) igual a 1,0. Para obtenção do segundo fator,

definiu-se a Categoria IV para a rugosidade do terreno, a Classe A com relação às dimensões da edificação, pois nenhuma das dimensões da edificação supera 20 metros, e a altura da edificação de quatro metros, considerando o pé-direito, a espessura das lajes do térreo e de cobertura e a altura do telhado até sua cumeeira. Com os valores mencionados, o fator  $S_2$  resultou no valor de 0,79. E o último fator necessário para obtenção da velocidade característica, o fator estatístico ( $S_3$ ) igual a 1,0, por se tratar do caso de uma edificação residencial.

A velocidade característica do vento na região de análise para as condições específicas desse projeto foi 34 m/s, calculada conforme a Equação 4.1.

$$v_k = v_o \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (4.1)$$

Posteriormente, foi calculado o valor da pressão dinâmica atuante sobre a edificação, por meio da Equação 4.2, quantificada em 0,708 kN/m<sup>2</sup>.

$$q = 0,613v_k^2 \quad (4.2)$$

Como a edificação conta com uma geometria em planta parcialmente distinta das formas usuais apresentadas na norma, para estimar o coeficiente de arrasto realizou-se a seguinte simplificação: com o valor de área total da edificação de 96,2 m<sup>2</sup> e mantendo-se fixo o comprimento total da edificação de 11,2 metros, obteve-se o valor da largura da edificação de 8,59 metros para uma geometria retangular de mesma área. Os coeficientes de arrasto puderam ser estimados então, para uma edificação equivalente de geometria retangular, baseados na Figura 4 da ABNT NBR 6123:1988. Os resultados obtidos foram de 0,91 e 1,07 para os coeficientes de arrasto para ventos paralelo e perpendicular ao comprimento fixado, respectivamente. As forças de vento resultantes são da ordem de 20 kN para ambos os eixos de atuação, considerando a atuação do vento sobre o único pavimento da edificação, conforme apresenta a Tabela 12.

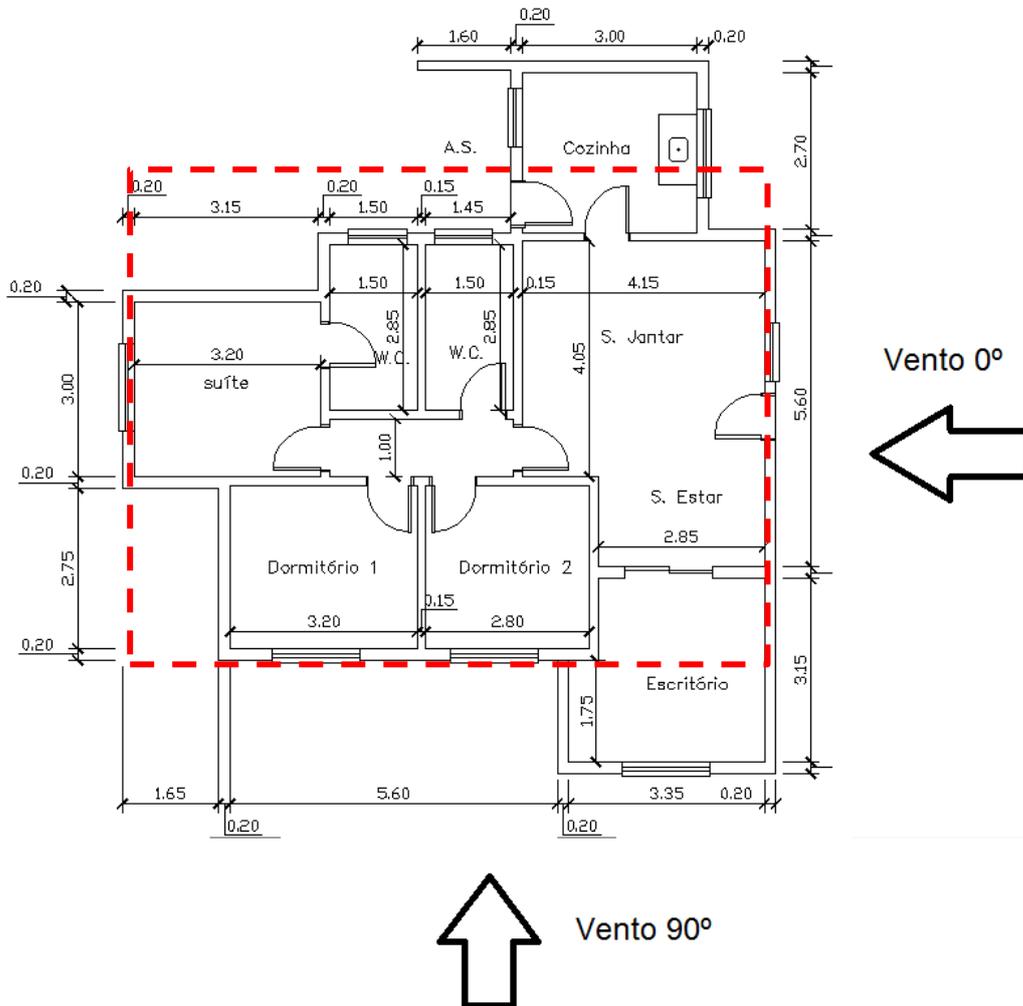
**Tabela 12 - Quadro-resumo das forças de vento**

Vento	q (kN/m <sup>2</sup> )	A (m <sup>2</sup> )	Ca	F <sub>vento</sub> (kN)
0°	0,708	31,85	0,91	20,5
90	0,708	29,12	1,07	22,1

Fonte: Elaborado pelo autor.

Para facilitar a visualização e compreensão a respeito do problema abordado neste tópico, a Figura 10 ilustra a atuação do vento sobre a edificação, os casos de vento paralelo

(0°) e perpendicular ao comprimento (90°). Na figura indica-se também, por meio de um tracejado, a edificação teórica de geometria retangular usada para a estimativa dos coeficientes de arrasto.



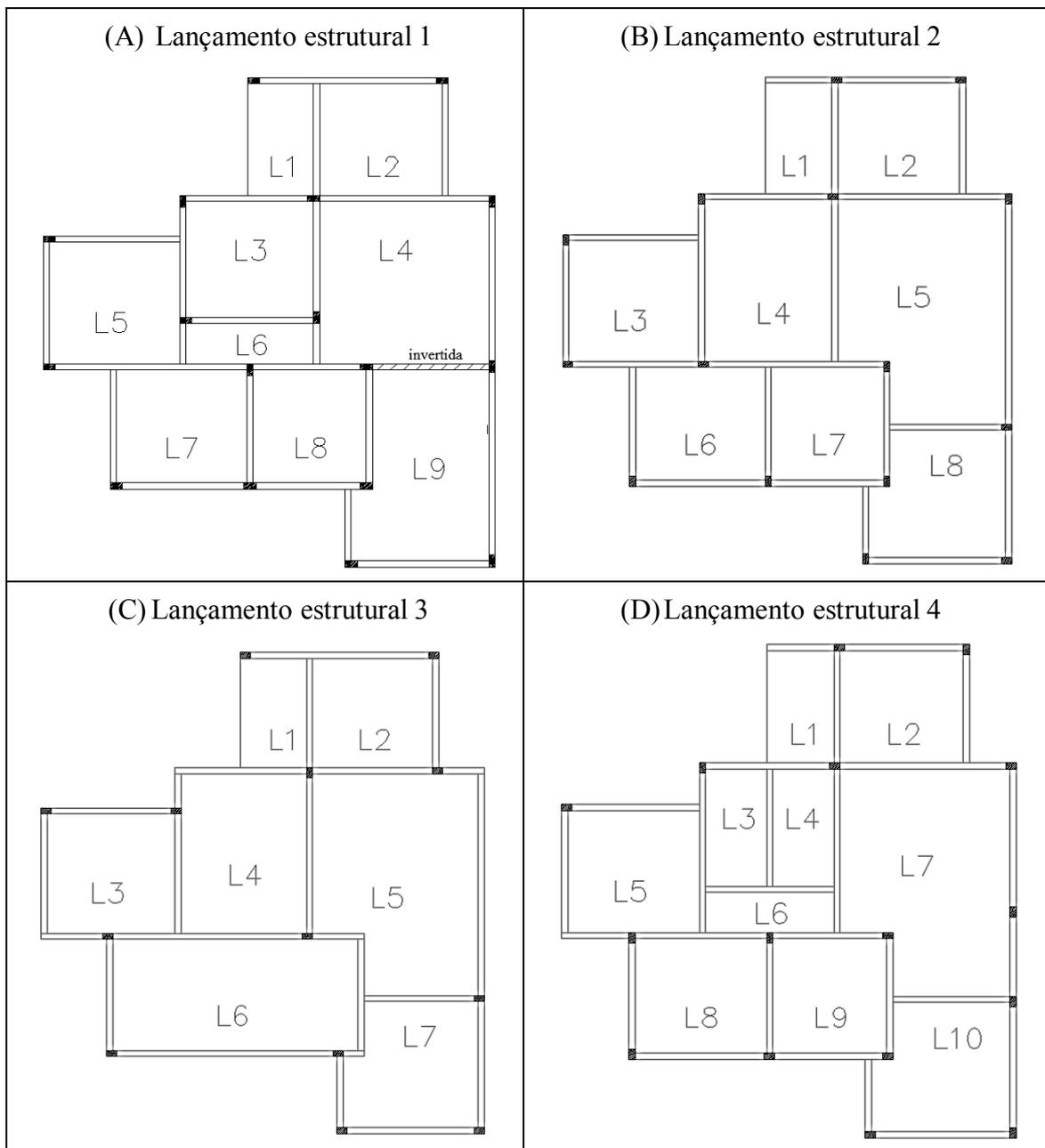
**Figura 10 – Força de vento sobre a edificação**

Fonte: Elaborado pelo autor.

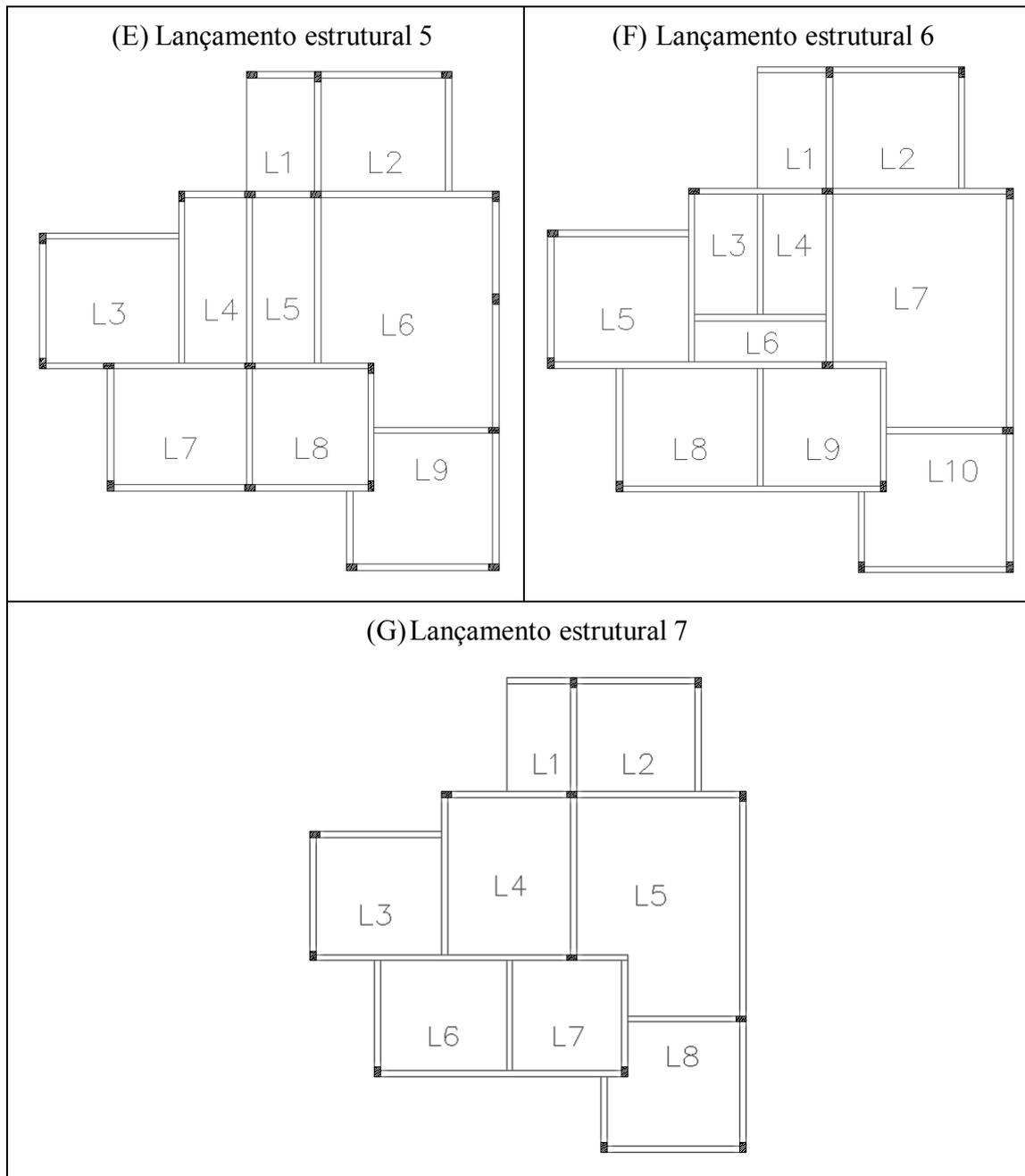
Calcular os esforços de vento para o formato real da edificação exigiria o uso de métodos de túnel de vento ou fluidodinâmica computacional, que para projetos simples de edificações de poucos pavimentos, não traz economia à elaboração do projeto. Além disso, em projetos de pequeno porte, a precisão obtida nesse tipo de ensaio ou modelagem não é suficiente para minimizar os gastos com a estrutura, porque os esforços causados pelo vento não são os mais críticos nesses tipos de edificações. No caso do projeto em estudo, por menor que seja a influência da carga de vento, optou-se por considerar essa ação a fim de tornar o estudo mais próximo de um projeto real.

#### 4.2. PESQUISA DE CAMPO

Após a definição dos dados iniciais, realizou-se uma pesquisa com alguns engenheiros de projeto estrutural que atuam na cidade de Florianópolis, para que estes indicassem o lançamento estrutural das vigas e pilares que considerassem mais viável para a planta arquitetônica ilustrada na Figura 9. No total, depois da consulta das opiniões dos projetistas, foram obtidos sete lançamentos distintos, ilustrados na Figura 11. Os lançamentos estruturais são identificados nas seções seguintes pelas siglas LE, enquanto as lajes são identificadas pela letra L.



**Figura 11 – Lançamentos estruturais obtidos por engenheiros da região de Florianópolis para o projeto arquitetônico de referência**



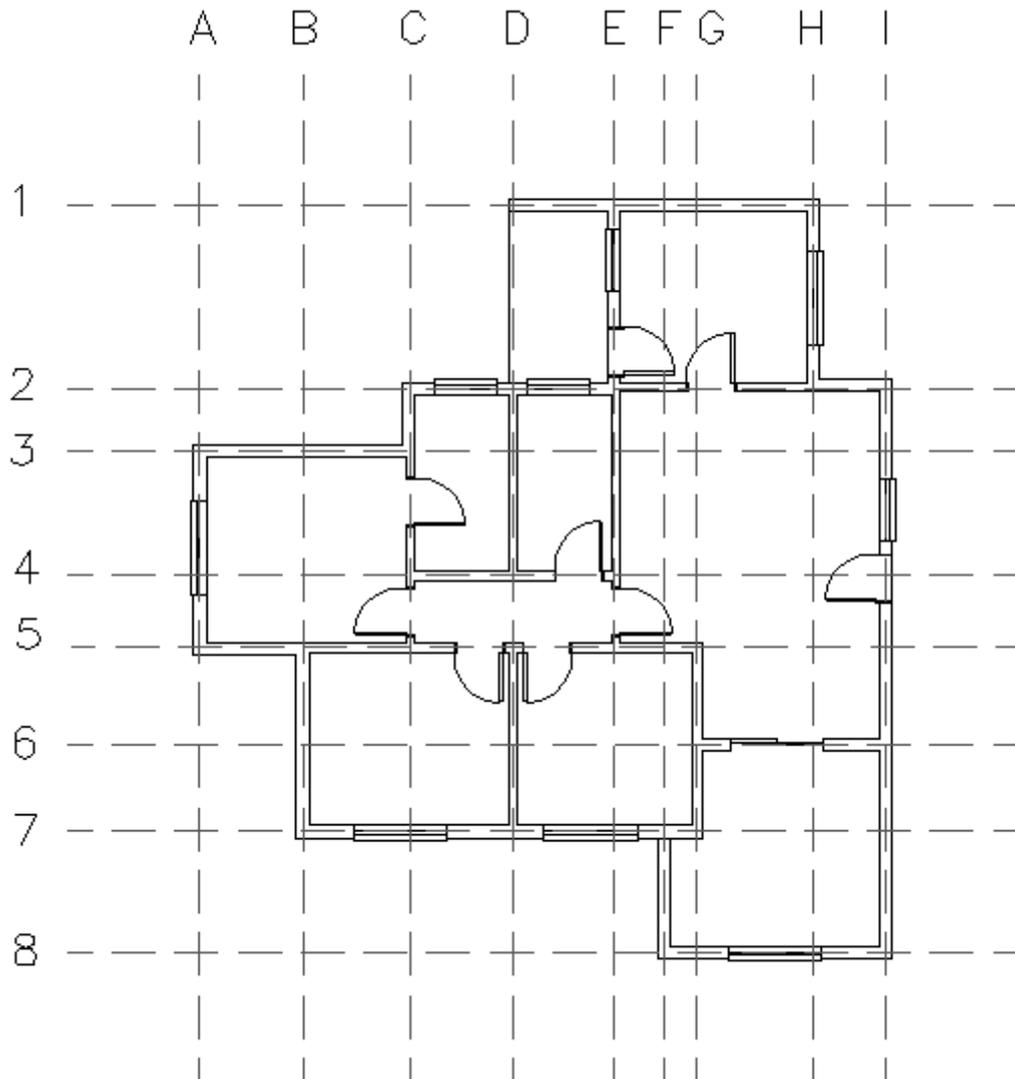
**Figura 11 – Lançamentos estruturais obtidos por engenheiros da região de Florianópolis para o projeto arquitetônico de referência (continuação)**

Fonte: Elaborado pelo autor.

#### 4.3. MAPEAMENTO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Com o intuito de facilitar a locação dos elementos estruturais dentro de cada lançamento obtido, um sistema de coordenadas baseado em dois eixos foi criado, conforme indicado na Figura 12. Com isso, os elementos de viga podem ser identificados com base em uma letra e em um número, que representam os eixos verticais e horizontais, respectivamente.

Após analisar todos os lançamentos estruturais, a viga escolhida para o estudo foi a viga que inicia em I2 e termina em I8. A escolha desse elemento é embasada em dois fatores principais: a viga I2-I8 é uma viga contínua que possui comprimento constante em todos os casos obtidos e essa viga apresenta a maior variabilidade com relação à locação dos pilares de apoio, gerando assim diferenças significativas nas solicitações atuantes e, conseqüentemente, no dimensionamento.



**Figura 12 – Eixos de referência**

Fonte: Elaborado pelo autor.

#### 4.4. DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

Obteve-se um elemento de viga a partir de cada lançamento estrutural apresentado na Figura 11, resultando em seis vigas distintas, ilustradas na Figura 13, uma vez que os lançamentos 6 e 7 levaram a soluções iguais em termos da viga I2-I8. Antes do

dimensionamento, é necessário estimar a altura da viga, como parte do chamado pré-dimensionamento. Por se tratar de casos de vigas contínuas, a altura  $h$  da viga foi estipulada em  $1/12$  do vão do trecho de maior comprimento, enquanto a largura das vigas foi adotada igual a 15 centímetros, devido à limitação da espessura das paredes internas da edificação.

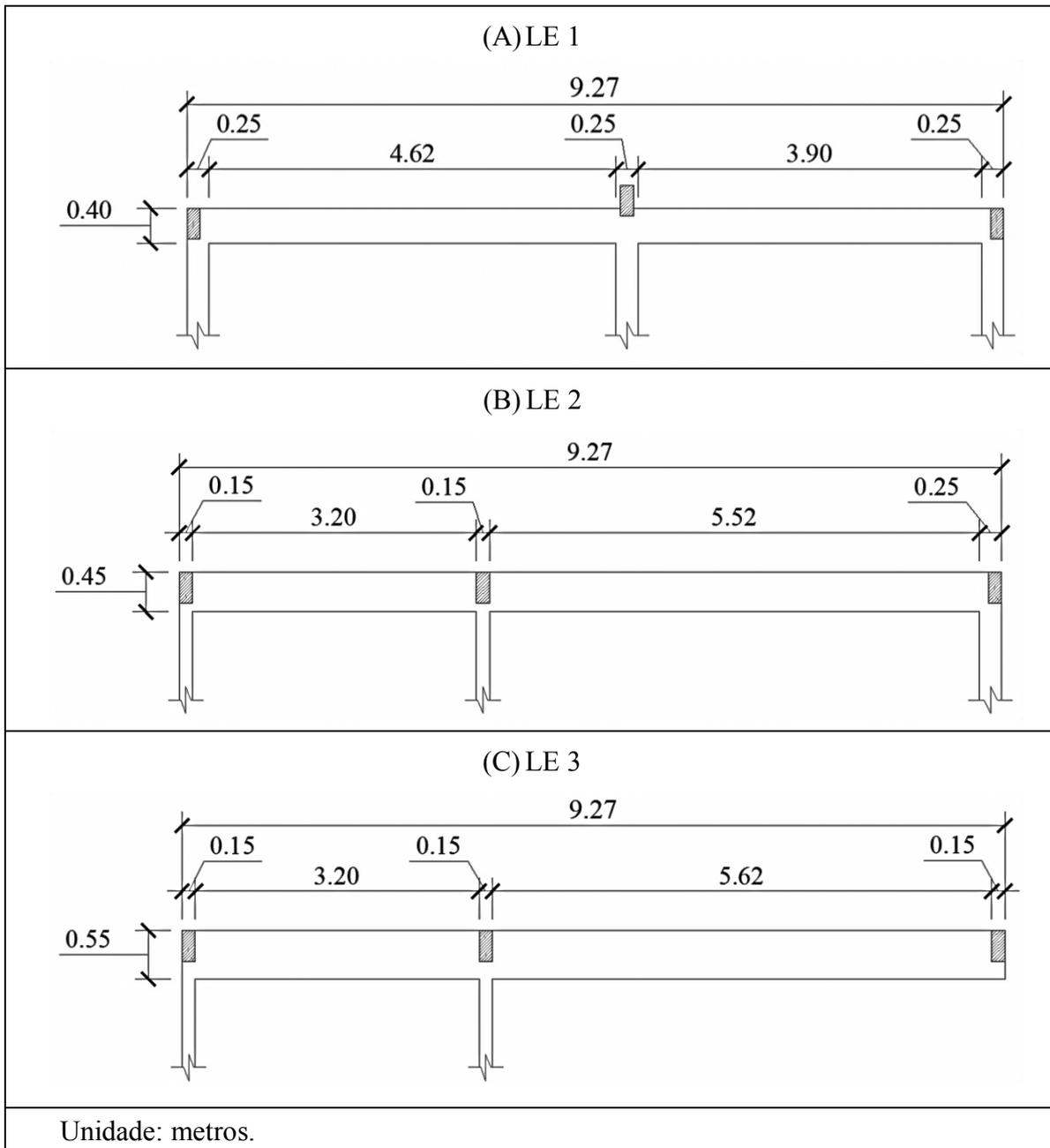
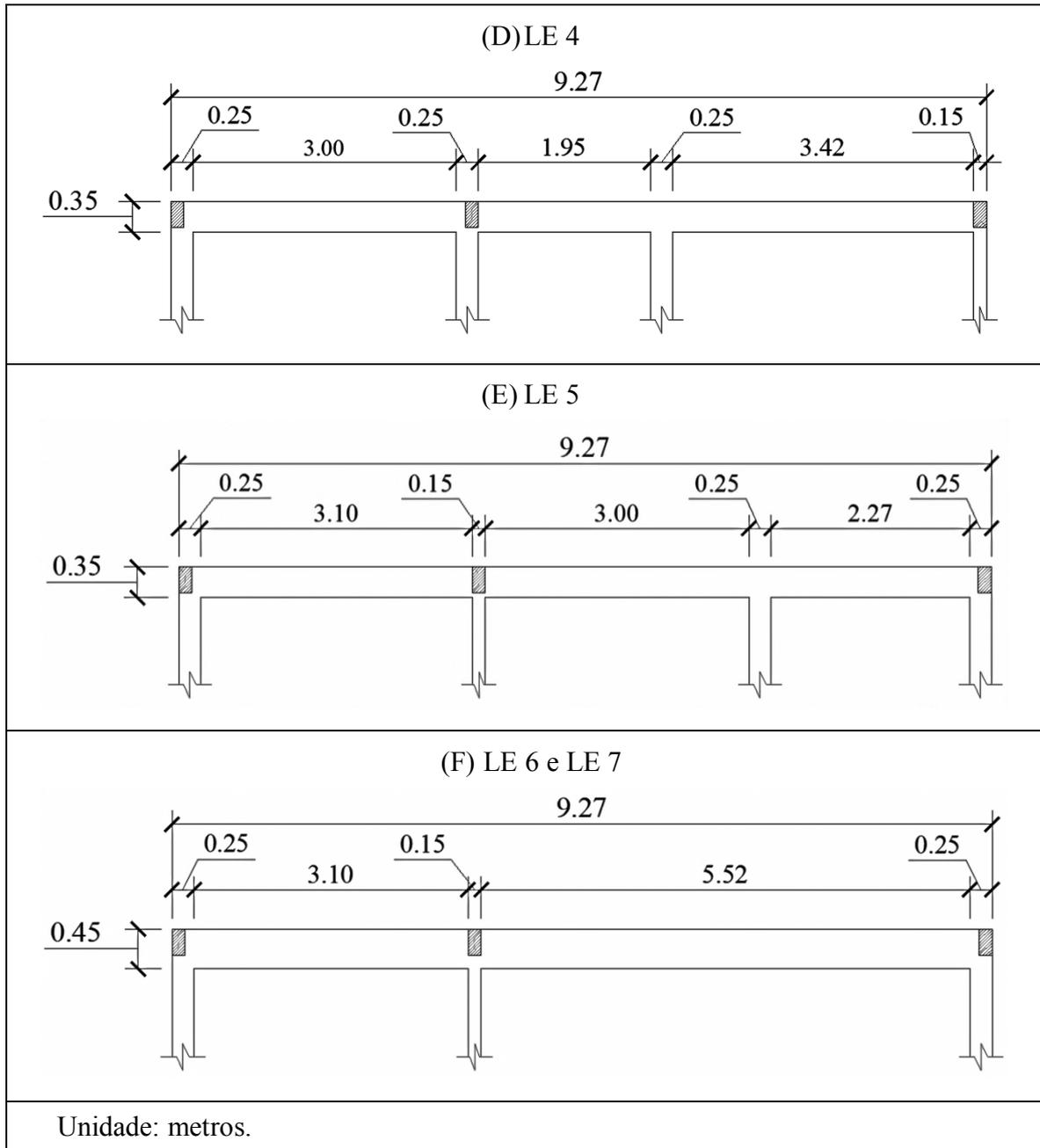


Figura 13 – Pré-dimensionamento dos seis casos de estudo para a viga I2-I8



**Figura 13 – Pré-dimensionamento dos seis casos de estudo para a viga I2-I8 (continuação)**

Fonte: Elaborado pelo autor.

A espessura adotada para todas as lajes foi igual a oito centímetros, valor mínimo indicado pela norma ABNT NBR 6118:2014, e os pilares com seção de 15 cm x 25 cm, estando também de acordo com as indicações desta mesma norma.

Concluído o pré-dimensionamento, realizou-se o cálculo e detalhamento dos elementos através do Software Eberick (2017). O software utilizado realiza o dimensionamento dos elementos fletidos respeitando o limite de ductilidade  $x/d$  igual a 0,45, conforme indica a norma ABNT NBR 6118:2014. Com isso, a ruptura da peça ocorre pelo esmagamento do concreto comprimido junto ao escoamento da armadura ou somente pela

deformação plástica excessiva da armadura tracionada. Esse tipo de falha é denominado ruptura dúctil, devido ao intenso nível de fissuração e às deformações significativas causadas no elemento.

Devido aos carregamentos acidentais atuantes sobre a cobertura estarem abaixo dos valores usuais, as vigas adotadas no pré-dimensionamento apresentaram capacidades resistentes bastante superiores às solicitações impostas pelo estado-limite último (ELU). Optou-se por reduzir a altura das vigas dos lançamentos estruturais, para um valor mínimo de até 25 centímetros, com intuito de manter a área mínima de 360 cm<sup>2</sup>, conforme indicado por Bastos (2017), desde que as flechas totais geradas nos elementos tivessem valores inferiores aos limites da norma ABNT NBR 6118:2014, ou seja, fossem satisfeitos os critérios de estado-limite de serviço. Buscou-se adotar as menores alturas necessárias para atender às prescrições do ELS.

Com relação às ligações entre elementos, foram assumidas as seguintes considerações e simplificações:

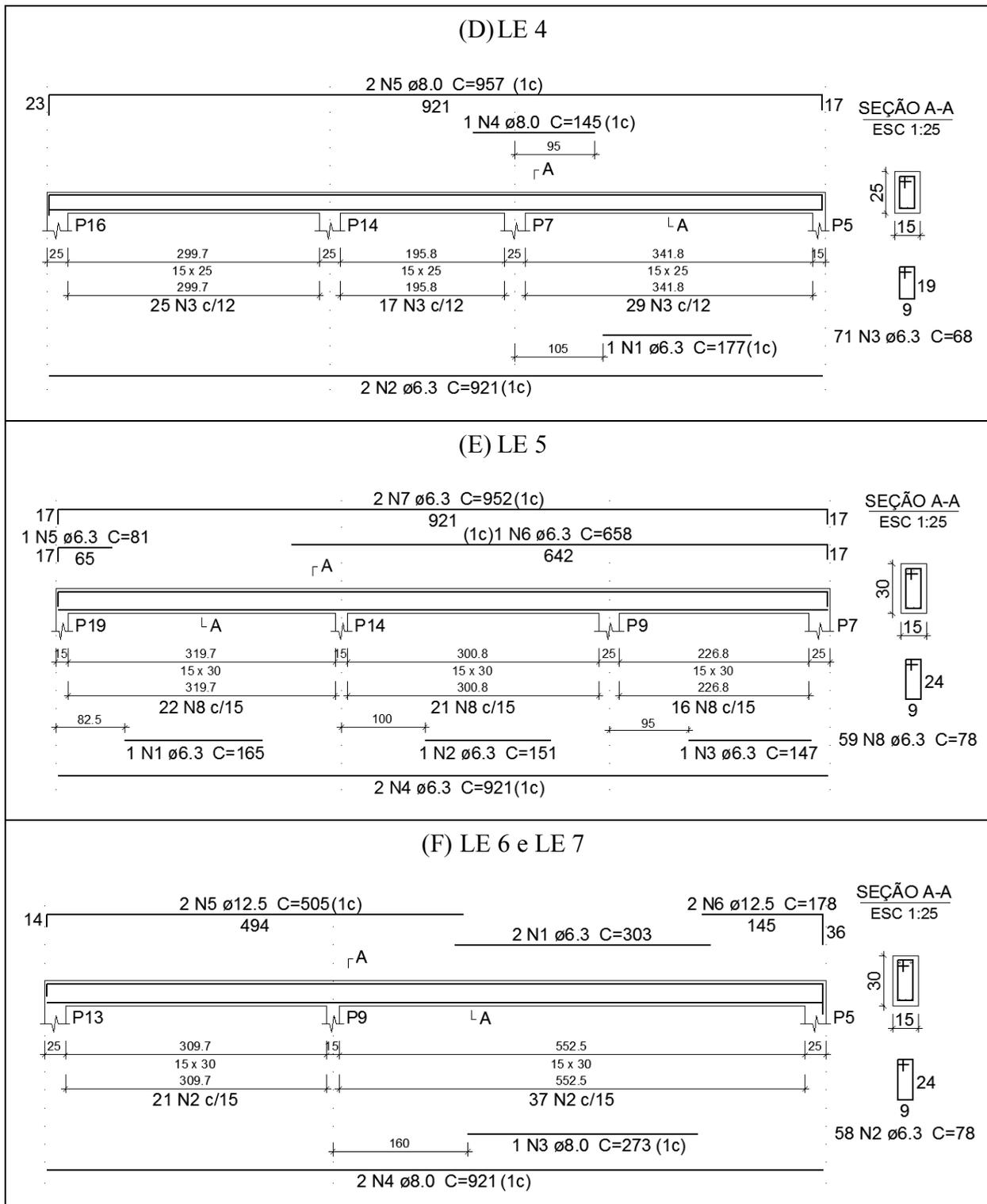
- Ligação entre pilar e fundação: engaste;
- Ligação entre pilar e viga: ligação rígida;
- Ligação entre vigas: ligação rotulada;
- Ligação entre lajes: engaste, para os casos de vãos, espessuras e carregamentos atuantes semelhantes.

Para escolha das bitolas da armadura longitudinal, observou-se a quantidade total de barras necessária para os diâmetros de 8, 10 e 12,5 mm, escolhendo entre estes aquele que fornecesse menor quantidade de aço necessária e maior facilidade de execução, evitando a escolha de um número grande de barras. Nos casos em que é necessária somente a armadura mínima estabelecida pela norma, utilizaram-se barras de diâmetro de 6,3 mm. Os estribos que compõem a armadura transversal, para todos os casos de estudo, são de diâmetro igual a 6,3 mm.

#### 4.5. ELEMENTOS DE VIGA

Os detalhamentos das vigas resultantes do dimensionamento para cada lançamento estrutural, conforme os preceitos da ABNT NBR 6118:2014, são ilustrados na Figura 14. Todos os sete projetos estruturais tiveram todos seus elementos dimensionados e detalhados por completo, satisfazendo as condições de ELU e ELS. Porém, neste trabalho são apresentadas apenas as vigas objeto de estudo.





**Figura 14 – Detalhamento dos seis casos de estudo para o elemento estrutural viga (continuação)**

Fonte: Elaborado pelo autor.

Diante dos detalhamentos dos estudos de caso, acima apresentados, no próximo capítulo é abordada a aplicação da confiabilidade estrutural em vigas sujeitas à flexão simples.

## 5. CONFIABILIDADE ESTRUTURAL DAS VIGAS DE CONCRETO ARMADO

A análise da confiabilidade estrutural exige a elaboração da função de estado limite, a adoção das distribuições de probabilidade e a definição dos momentos das variáveis aleatórias que regem o problema. Além disso, é possível observar que nos casos definidos no item 4.5 existem diferenças nos valores das armaduras entre os trechos e nos apoios de uma mesma viga, gerando assim uma ampla variabilidade dentro de um mesmo elemento.

Para realizar as análises utilizam-se os valores das resistências dos materiais adotados e das cargas atuantes usadas para o dimensionamento da armadura, desconsiderando os coeficientes de ponderação. Além disso, a partir dos detalhamentos dos elementos são obtidos os valores médios das demais variáveis que regem o problema, no caso, as dimensões da viga, as alturas úteis e as áreas de armadura. Por simplificação, foram realizadas análises em somente duas seções de cada elemento, uma na seção do trecho de maior momento positivo e outra no apoio de maior momento negativo. As demais simplificações e hipóteses adotadas são apresentadas neste capítulo.

### 5.1. FUNÇÃO DE ESTADO-LIMITE ÚLTIMO PARA FLEXÃO SIMPLES

A função de estado-limite último para a flexão simples em vigas de concreto armado parte das equações de equilíbrio apresentadas no item 2.7.1.1. A diferença é que agora não são aplicados os coeficientes de segurança parciais, pois se deseja calcular a probabilidade de falha do sistema real. Adaptando as equações do equilíbrio na flexão simples sem os coeficientes de minoração das resistências, considerando as solicitações sem os fatores de majoração e assumindo a função de falha  $g(\mathbf{X})$  como a diferença entre a função resistência  $R(\mathbf{X})$  e a função solicitação  $S(\mathbf{X})$ , definidas pelas Equações 5.1 e 5.2, respectivamente, o resultado obtido é descrito pela Equação 5.3.

$$R(\mathbf{X}) = A_s \cdot f_y \left( h - d' - 0,5 \cdot \frac{A_s \cdot f_y}{0,85b \cdot f_c} \right) \quad (5.1)$$

$$S(\mathbf{X}) = M_g + M_q + M_w \quad (5.2)$$

$$g(\mathbf{X}) = R(\mathbf{X}) - S(\mathbf{X}) = \theta_R \cdot A_s \cdot f_y \left( h - d' - 0,5 \cdot \frac{A_s \cdot f_y}{0,85b \cdot f_c} \right) - \theta_S \cdot (M_g + M_q + M_w) \quad (5.3)$$

onde:

$\mathbf{X} = \{ A_s, f_y, f_c, b, h, d', M_g, M_q, M_w, \theta_R, \theta_S \}$ , vetor das V.A.s;

$A_s$  é a área de armadura de tração da seção de análise;

$f_y$  é a tensão de escoamento do aço na ruptura;

$b$ ,  $h$  são a base e a altura da seção de concreto à compressão;

$d'$  é a distância do centro geométrico das barras até a fibra mais tracionada da seção;

$f_c$  é a tensão de ruptura do concreto;

$M_g$ ,  $M_q$ ,  $M_w$  são os momentos permanente, acidental e causado pelo vento atuantes sobre a estrutura;

$\theta_R$  é o coeficiente correspondente às incertezas relacionadas ao modelo da resistência na flexão simples, ou erro de modelo para as resistências;

$\theta_S$  é o coeficiente correspondente corresponde às incertezas relacionadas às ações, ou erro de modelo para as solicitações.

A equação apresentada, com a presença dos coeficientes de modelagem da resistência na flexão simples e das ações, é embasada em Santos, Stucchi e Beck (2014).

## 5.2. CONSIDERAÇÃO SOBRE AS VARIÁVEIS DO PROBLEMA

Os parâmetros estatísticos e as distribuições das variáveis aleatórias apresentadas na Equação 5.3 são descritas na Tabela 13. Com relação ao coeficiente de variação da resistência do concreto, Santos, Stucchi e Beck (2014) mencionam que, de modo geral, admite-se uma variação de 10% nos valores das resistências do material recebido. No entanto, foi assumido o valor de 15% no coeficiente para contabilizar as incertezas referentes aos processos de cura e concretagem.

**Tabela 13 – Modelos probabilísticos das variáveis aleatórias para análise da confiabilidade estrutural**

<b>Categoria das V.A.s</b>	<b>Variável</b>	<b>Símb.</b>	<b>Unid.</b>	<b>Distribuição</b>	<b>Média (<math>\mu</math>)</b>	<b>CV</b>	<b>Fonte</b>
Ações	Permanente	g	kN.m	Normal	1,05 Gk	0,1	[1]
	Acidentais	q	kN.m	Gumbel	0,934 Qk	0,2	[1]
	Vento	w	kN.m	Gumbel	0,90 Wk	0,34	[2]
Resistência dos materiais	Concreto	$f_c$	MPa	Normal	1,196 $f_{ck}$	0,15	[1]
	Armadura passiva	$f_y$	MPa	Normal	1,089 $f_{yk}$	0,05	[1]
Geometria	Área de aço	$A_s$	cm <sup>2</sup>	Normal	$A_s$	0,015	[1]
	Largura da viga	b	cm	Normal	b	0,067	[1] e [3]
	Altura da viga	h	cm	Normal	h	0,045	[3]
	Distância do CG da barra até a fibra mais tracionada da seção	$d'$	cm	Lognormal	$d'$	0,27	[3]

**Tabela 13 – Modelos probabilísticos das variáveis aleatórias para análise da confiabilidade estrutural (continuação)**

<b>Categoria das V.A.s</b>	<b>Variável</b>	<b>Símb.</b>	<b>Unid.</b>	<b>Distribuição</b>	<b>Média (<math>\mu</math>)</b>	<b>CV</b>	<b>Fonte</b>
Incertezas	Modelo do efeito das solicitações	$\theta_S$	-	Lognormal	1	0,05	[3]
	Modelo de resistência à flexão	$\theta_R$	-	Lognormal	1	0,05	[3]

[1] Stucchi e Santos (2010);

[2] Beck e Souza Jr (2010);

[3] Santos, Stucchi e Beck (2014).

Fonte: Elaborado pelo autor.

Com relação à carga de vento, devido à dificuldade de se encontrar estudos relacionados a esse tipo de solicitação em estruturas de concreto armado, foram assumidas as considerações apresentadas em Beck e Souza Jr (2010), que adaptaram estudos de vento realizados nos Estados Unidos para a realidade encontrada na região centro-sul do Brasil.

A aplicação da Tabela 13 ao problema em estudo levou aos parâmetros indicados na Tabela 14, para as variáveis aleatórias comuns a todas as vigas. Quanto às demais V.A.s, seus parâmetros são definidos caso a caso, conforme segue.

**Tabela 14 – Variáveis comuns a todos os modos de falha**

<b>V.A.</b>	<b>Distribuição</b>	<b>Unid.</b>	<b>Valor característico</b>	<b>Média (<math>\mu</math>)</b>	<b>Desvio padrão (<math>\sigma</math>)</b>	<b>CV</b>
$\theta_S$	Lognormal	-	-	1,00	0,05	0,05
$\theta_R$	Lognormal	-	-	1,00	0,05	0,05
$f_c$	Normal	MPa	25	29,90	4,485	0,15
$f_y$	Normal	MPa	500	544,50	27,225	0,05
$b$	Normal	cm	15	15	1,00	0,067

Fonte: Elaborado pelo autor.

### 5.2.1. Primeiro caso: LE1

Os valores dos momentos de cálculo positivo e negativo para o estado-limite último na flexão são de 7,9 kN.m e 16,6 kN.m para a viga do LE1. As áreas de armadura necessárias são de 0,89 cm<sup>2</sup> e 2,12 cm<sup>2</sup>, para o vão e o apoio críticos, respectivamente. Foram adotadas duas barras de diâmetro 8,0 mm no vão e três barras de diâmetro 10,0 mm no apoio central da viga de 25 cm de altura. A Tabela 15 resume as informações referentes ao primeiro lançamento estrutural.

Tabela 15 – Parâmetros de entrada da viga do LE1

VA	Distribuição	Unid.	Valor característico	Média ( $\mu$ )	Desvio padrão ( $\sigma$ )	CV
$M_{g1}$	Normal	kN.m	4,93	5,18	0,518	0,10
$M_{q1}$	Gumbel	kN.m	0,65	0,61	0,121	0,20
$M_{w1}$	Gumbel	kN.m	0,57	0,51	0,174	0,34
$A_{s1}$	Normal	cm <sup>2</sup>	1,005	1,005	0,015	0,015
$M_{g2}$	Normal	kN.m	10,07	10,57	1,057	0,10
$M_{q2}$	Gumbel	kN.m	1,30	1,21	0,243	0,20
$M_{w2}$	Gumbel	kN.m	0,63	0,57	0,193	0,34
$A_{s2}$	Normal	cm <sup>2</sup>	2,356	2,356	0,035	0,015
h	Normal	cm	25	25	1,125	0,045
$d_1'$	Lognormal	cm	4,00	4,00	1,080	0,27
$d_2'$	Lognormal	cm	5,10	5,10	1,377	0,27

onde:

$M_{g1}$ ,  $M_{q1}$ ,  $M_{w1}$  são os momentos característicos permanente, acidental e de vento atuantes no vão crítico da viga;

$M_{g2}$ ,  $M_{q2}$ ,  $M_{w2}$  são os momentos característicos permanente, acidental e de vento atuantes no apoio crítico da viga;

$A_{s1}$ ,  $A_{s2}$  são as áreas da armadura inferior do vão e da armadura superior do apoio;

$d_1'$ ,  $d_2'$  são as distâncias do centro de gravidade da armadura positiva até o bordo inferior da seção, e do centro de gravidade da armadura negativa até o bordo superior da seção de concreto.

Fonte: Elaborado pelo autor.

### 5.2.2. Segundo caso: LE2

O segundo caso refere-se à viga correspondente ao LE2, cujos valores dos momentos de cálculo positivo e negativo são de 17,2 kN.m e 24,6 kN.m. As áreas de armadura necessárias são de 1,33 cm<sup>2</sup> e 2,01 cm<sup>2</sup>, para o vão e o apoio críticos, respectivamente. Duas barras de diâmetro 10,0 mm no vão e três barras de diâmetro 10,0 mm no apoio central da viga satisfazem as áreas necessárias. A Tabela 16 resume os parâmetros para a análise do segundo lançamento estrutural.

**Tabela 16 – Parâmetros de entrada da viga do LE2**

VA	Distribuição	Unid.	Valor característico	Média ( $\mu$ )	Desvio padrão ( $\sigma$ )	CV
$M_{g1}$	Normal	kN.m	10,81	11,35	1,135	0,10
$M_{q1}$	Gumbel	kN.m	1,28	1,20	0,239	0,20
$M_{w1}$	Gumbel	kN.m	0,90	0,81	0,275	0,34
$A_{s1}$	Normal	cm <sup>2</sup>	1,571	1,571	0,024	0,015
$M_{g2}$	Normal	kN.m	15,20	15,96	1,596	0,10
$M_{q2}$	Gumbel	kN.m	1,89	1,77	0,353	0,20
$M_{w2}$	Gumbel	kN.m	0,52	0,47	0,159	0,34
$A_{s2}$	Normal	cm <sup>2</sup>	2,356	2,356	0,035	0,015
h	Normal	cm	35	35	1,575	0,045
$d_1'$	Lognormal	cm	4,10	4,10	1,107	0,27
$d_2'$	Lognormal	cm	5,10	5,10	1,377	0,27

V.A.s conforme descrito na Tabela 15.

Fonte: Elaborado pelo autor.

### 5.2.3. Terceiro caso: LE3

O terceiro caso faz menção à viga obtida a partir do LE3. Os momentos de cálculo positivo e negativo resultaram em 26,7 kN.m e 33,2 kN.m para a combinação última. As áreas de armadura necessárias para o vão e o apoio críticos são de 1,79 cm<sup>2</sup> e 2,33 cm<sup>2</sup>, respectivamente. Utilizaram-se quatro barras de diâmetro 8,0 mm no vão e, novamente, três barras de diâmetro 10,0 mm no apoio central da viga de 40 cm de altura. As informações relacionadas ao terceiro lançamento estrutural são apresentadas na Tabela 17.

**Tabela 17 – Parâmetros de entrada da viga do LE3**

VA	Distribuição	Unid.	Valor característico	Média ( $\mu$ )	Desvio padrão ( $\sigma$ )	CV
$M_{g1}$	Normal	kN.m	17,05	17,90	1,790	0,10
$M_{q1}$	Gumbel	kN.m	1,98	1,85	0,370	0,20
$M_{w1}$	Gumbel	kN.m	0,24	0,22	0,073	0,34
$A_{s1}$	Normal	cm <sup>2</sup>	2,011	2,011	0,030	0,015
$M_{g2}$	Normal	kN.m	21,11	22,17	2,217	0,10
$M_{q2}$	Gumbel	kN.m	2,42	2,26	0,452	0,20
$M_{w2}$	Gumbel	kN.m	0,24	0,22	0,073	0,34

**Tabela 17 – Parâmetros de entrada da viga do LE3 (continuação)**

VA	Distribuição	Unid.	Valor característico	Média ( $\mu$ )	Desvio padrão ( $\sigma$ )	CV
A <sub>s2</sub>	Normal	cm <sup>2</sup>	2,356	2,356	0,035	0,015
h	Normal	cm	40	40	1,800	0,045
d <sub>1</sub> '	Lognormal	cm	5,40	5,40	1,458	0,27
d <sub>2</sub> '	Lognormal	cm	5,10	5,10	1,377	0,27

V.A.s conforme descrito na Tabela 15.

Fonte: Elaborado pelo autor.

#### 5.2.4. Quarto caso: LE4

Os valores dos momentos de cálculo positivo e negativo para a viga do LE4 são de 6,0 kN.m e 11,0 kN.m, com áreas de armadura necessárias de 0,67 cm<sup>2</sup> e 1,27 cm<sup>2</sup>, respectivamente. Neste caso foram utilizadas três barras de diâmetro 6,3 mm no maior vão e três barras de diâmetro 8,0 mm no apoio central direito da viga. Os parâmetros referentes ao quarto lançamento estrutural são descritos na Tabela 18.

**Tabela 18 – Parâmetros de entrada da viga do LE4**

VA	Distribuição	Unid.	Valor característico	Média ( $\mu$ )	Desvio padrão ( $\sigma$ )	CV
M <sub>g1</sub>	Normal	kN.m	3,75	3,94	0,394	0,10
M <sub>q1</sub>	Gumbel	kN.m	0,48	0,45	0,090	0,20
M <sub>w1</sub>	Gumbel	kN.m	0,46	0,41	0,141	0,34
A <sub>s1</sub>	Normal	cm <sup>2</sup>	0,935	0,935	0,014	0,015
M <sub>g2</sub>	Normal	kN.m	6,57	6,90	0,690	0,10
M <sub>q2</sub>	Gumbel	kN.m	0,89	0,83	0,166	0,20
M <sub>w2</sub>	Gumbel	kN.m	0,46	0,41	0,141	0,34
A <sub>s2</sub>	Normal	cm <sup>2</sup>	1,508	1,508	0,023	0,015
h	Normal	cm	25	25	1,125	0,045
d <sub>1</sub> '	Lognormal	cm	3,95	3,95	1,067	0,27
d <sub>2</sub> '	Lognormal	cm	4,95	4,95	1,337	0,27

V.A.s conforme descrito na Tabela 15.

Fonte: Elaborado pelo autor.

### 5.2.5. Quinto caso: LE5

No caso do elemento de viga obtido do LE5, o momento de cálculo negativo resultou em 9,4 kN.m e o momento de cálculo positivo gerou um valor de armadura necessária inferior ao mínimo prescrito na ABNT NBR 6118:2014, de 0,15% da área da seção e, por esse motivo, foi substituído pelo valor de 6,0 kN.m. A área de armadura necessária para o apoio crítico foi de 0,85 cm<sup>2</sup>, e para os vãos da viga o valor resultante foi o mínimo de 0,68 cm<sup>2</sup>. Três barras de 6,3 mm de diâmetro foram suficientes para satisfazer as condições dos vãos e dos apoios. A Tabela 19 resume as informações para análise do quinto lançamento estrutural.

**Tabela 19 – Parâmetros de entrada da viga do LE5**

VA	Distribuição	Unid.	Valor característico	Média ( $\mu$ )	Desvio padrão ( $\sigma$ )	CV
M <sub>g1</sub>	Normal	kN.m	2,94	3,09	0,309	0,10
M <sub>q1</sub>	Gumbel	kN.m	0,35	0,33	0,065	0,20
M <sub>w1</sub>	Gumbel	kN.m	0,49	0,44	0,150	0,34
A <sub>s1</sub>	Normal	cm <sup>2</sup>	0,935	0,935	0,014	0,015
M <sub>g2</sub>	Normal	kN.m	5,25	5,51	0,551	0,10
M <sub>q2</sub>	Gumbel	kN.m	0,73	0,68	0,136	0,20
M <sub>w2</sub>	Gumbel	kN.m	0,90	0,81	0,275	0,34
A <sub>s2</sub>	Normal	cm <sup>2</sup>	0,935	0,935	0,014	0,015
h	Normal	cm	30	30	1,350	0,045
d <sub>1</sub> '	Lognormal	cm	3,95	3,95	1,067	0,27
d <sub>2</sub> '	Lognormal	cm	4,80	4,80	1,296	0,27

V.A.s conforme descrito na Tabela 15.

Fonte: Elaborado pelo autor.

### 5.2.6. Sexto caso: LE6 e LE7

Os momentos de cálculo positivo e negativo para a viga referente aos LE6 e LE7 resultaram em 15,0 kN.m e 22,5 kN. As áreas de armadura necessárias são de 1,40 cm<sup>2</sup> e 2,18 cm<sup>2</sup>, para o vão e o apoio críticos, respectivamente. Nesse caso foram utilizadas três barras de diâmetro 8,0 mm no vão maior e duas barras de diâmetro 12,5 mm nos apoios da viga de 30 cm de altura. As informações para análise da viga dos lançamentos estruturais seis e sete são apresentadas na Tabela 20.

**Tabela 20 – Parâmetros de entrada da viga dos LE6 e LE7**

VA	Distribuição	Unid.	Valor característico	Média ( $\mu$ )	Desvio padrão ( $\sigma$ )	CV
$M_{g1}$	Normal	kN.m	9,38	9,85	0,985	0,10
$M_{q1}$	Gumbel	kN.m	1,20	1,12	0,224	0,20
$M_{w1}$	Gumbel	kN.m	0,64	0,58	0,196	0,34
$A_{s1}$	Normal	cm <sup>2</sup>	1,508	1,508	0,023	0,015
$M_{g2}$	Normal	kN.m	13,99	14,69	1,469	0,10
$M_{q2}$	Gumbel	kN.m	1,79	1,67	0,334	0,20
$M_{w2}$	Gumbel	kN.m	0,36	0,32	0,110	0,34
$A_{s2}$	Normal	cm <sup>2</sup>	2,454	2,454	0,037	0,015
h	Normal	cm	30	30	1,350	0,045
$d_1'$	Lognormal	cm	4,00	4,00	1,080	0,27
$d_2'$	Lognormal	cm	4,25	4,25	1,148	0,27

V.A.s conforme descrito na Tabela 15.

Fonte: Elaborado pelo autor.

### 5.3. MODOS DE FALHA

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, considera-se estado-limite último quando a máxima capacidade resistente da estrutura é atingida, no seu todo ou em qualquer um dos elementos que a compõem. Baseado nisso, três modos de falha distintos foram analisados:

- A ruptura ocorre na seção do apoio que sofre o maior momento negativo. A probabilidade de falha é analisada de maneira independente dos esforços que ocorrem no vão da peça;
- A ruptura ocorre na seção do vão que sofre o maior momento positivo. Assim como o modo anterior, a probabilidade de falha independente dos esforços que ocorrem nos apoios da peça;
- A ruptura ocorre segundo um sistema em série, portanto, a probabilidade de falha do sistema pode ocorrer tanto no momento negativo quanto no momento positivo. Esse modelo pode ser descrito como a união entre as probabilidades de falha do sistema considerando somente o momento positivo ou momento negativo, ilustrado pela Equação 5.4.

$$P_{f_{união}} = P[A \cup B] = P[A] + P[B] - P[A \cap B] \quad (5.4)$$

onde:

$P_{f_{uni\tilde{a}o}}$  é a probabilidade de falha do sistema;

$P[A]$  é a probabilidade de falha considerando somente o momento positivo;

$P[B]$  é a probabilidade de falha considerando somente o momento negativo;

$P[A \cap B]$  é a probabilidade de falha do sistema considerando o alcance do ELU em ambas as seções, para as mesmas variáveis aleatórias de entrada.

#### 5.4. VALORES ALVO

O índice de confiabilidade exigido para que exista segurança minimamente adequada na estrutura não possui um valor fixo na literatura. Cada autor realiza ensaios e experimentos com determinadas condições, gerando mudanças nos resultados da probabilidade de falha dos elementos estruturais. Os índices mais consolidados na esfera atual são aqueles indicados por normas internacionais. O *Probabilistic Model Code* (JCSS, 2001), por exemplo, recomenda um valor de 4,2 para o índice de confiabilidade, considerando um ano de referência para edificações comerciais ou residenciais com níveis de risco moderado. Para avaliação da probabilidade de falha dos resultados obtidos nesse trabalho, foram assumidos os índices de confiabilidade de 3,5 e 3,8, presentes na norma americana *ACI* (2003) e no *Eurocode* (2002), respectivamente. Os valores limites de ambas as normas foram obtidos considerando que a função de estado limite leva a valores com distribuição normal, e são recomendados para uma vida útil de 50 anos, a mesma adotada nas normas brasileiras.

#### 5.5. SIMULAÇÃO DE MONTE CARLO

A aplicação da confiabilidade estrutural foi realizada por meio do software *Risk Tools* (*Rt*) de Mahsuli e Haukaas (2013), utilizando o método de simulação numérica de Monte Carlo. O programa *Rt* possui uma biblioteca de modelos e métodos contando com uma ampla compilação de dados, podendo aplicar vários métodos de confiabilidade, entre eles, o método de Monte Carlo direto ou simples.

A simulação de Monte Carlo simples é um processo iterativo que exige um número bastante amplo de simulações para gerar um resultado com precisão mínima adequada. O software *Rt* contém dois métodos de parada: estipular o total de simulações desejadas; ou então escolher o coeficiente de variação requerido para a probabilidade de falha. Ao atingir um dos valores de parada, o programa informa a quantidade de simulações realizadas, a

probabilidade de falha do modelo, o índice de confiabilidade e o coeficiente de variação atrelado à probabilidade de falha. O coeficiente de variação assumido como critério de parada nesse trabalho foi de 5%, embasado no valor *default* e índice recomendado pelo programa utilizado.

## 5.6. ANÁLISE DOS RESULTADOS

Os sete lançamentos estruturais geraram seis elementos de viga distintos. Para cada situação existe uma probabilidade de falha associada, havendo necessidade de maior ou menor número de simulações para obtenção de resultados com precisão mínima adequada. Após a realização das simulações dos três modos de falha apresentados em 5.2 para todos os casos apresentados em 5.3, foram calculados os valores da probabilidade de falha e do índice de confiabilidade referente a cada caso.

As Tabelas 21, 22 e 23 apresentam as probabilidades de falha, os índices de confiabilidade, os coeficientes de variação dos resultados e o total de simulações necessárias para cada um dos elementos gerados a partir dos lançamentos estruturais, considerando os três cenários de falha apresentados. A relação  $x/d$  da seção à flexão também é indicada, para os modos de falha somente pelo momento positivo e somente pelo momento negativo.

**Tabela 21 – Probabilidade de falha e índice de confiabilidade relativo ao modo de falha pelo momento positivo (vão)**

LE	$x/d$	$P_f$	$\beta$	CV	# Simulações
4	0,060	3,11E-06	4,52	0,046	150.000.000
2	0,082	4,43E-06	4,44	0,050	90.000.000
3	0,099	3,70E-05	3,96	0,050	10.801.494
6/7	0,104	6,22E-05	3,84	0,050	6.432.516
1	0,082	1,80E-04	3,57	0,050	2.220.703
5*	0,038	< 2,07E-07	> 5,00	-	-

\* Devido a limitações de processador e memória computacional, não foi possível obter a probabilidade de falha para o LE5. Através de aproximações, foi possível estimar que o índice de confiabilidade  $\beta$  é superior a 5,00.

Fonte: Elaborado pelo autor.

**Tabela 22 – Probabilidade de falha e índice de confiabilidade relativo ao modo de falha pelo momento negativo (apoio)**

LE	$x/d$	$P_f$	$\beta$	CV	# Simulações
2	0,128	9,09E-06	4,29	0,043	60.000.000
6/7	0,162	1,69E-05	4,15	0,050	23.683.439
3	0,127	9,51E-05	3,73	0,050	4.204.638
5	0,065	1,49E-04	3,62	0,050	2.684.315
4	0,122	2,06E-04	3,53	0,050	1.939.670
1	0,203	4,15E-04	3,34	0,050	964.052

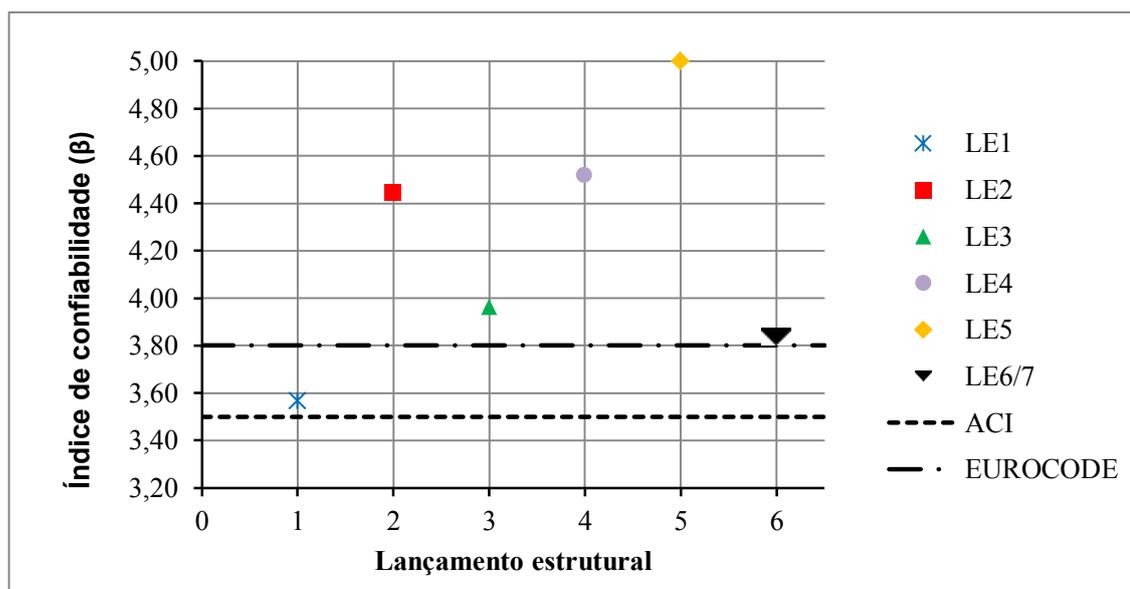
Fonte: Elaborado pelo autor.

**Tabela 23 – Probabilidade de falha e índice de confiabilidade relativo ao modo de falha em série**

LE	$P_f$	$\beta$	CV	# Simulações
2	1,25E-05	4,22	0,050	30.000.000
6/7	7,15E-05	3,80	0,050	5.598.032
3	1,35E-04	3,64	0,050	2.973.427
5	1,41E-04	3,63	0,050	2.839.850
4	2,13E-04	3,52	0,050	1.877.929
1	5,81E-04	3,25	0,050	688.486

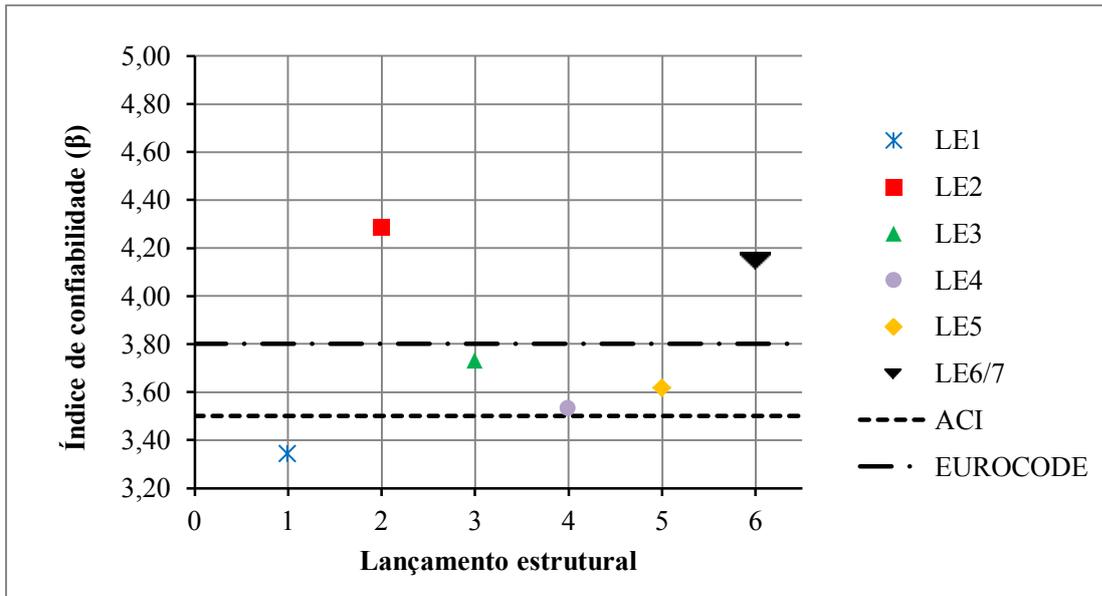
Fonte: Elaborado pelo autor.

Para melhor ilustrar o comparativo entre os índices de confiabilidade apresentados, são expostas a seguir as Figuras 15, 16 e 17.



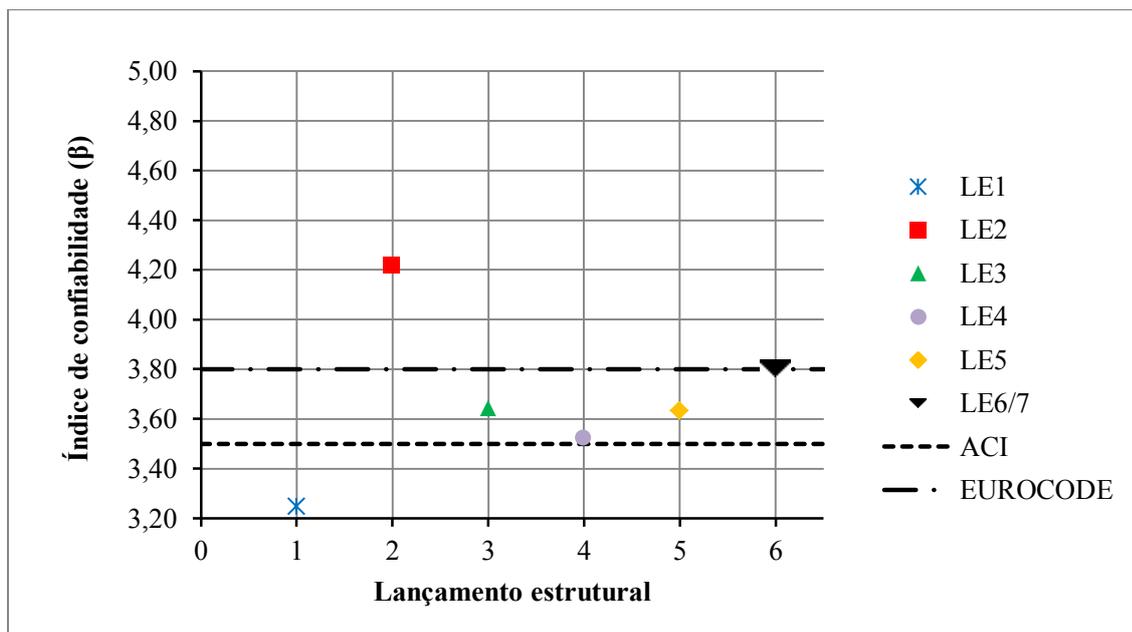
**Figura 15 – Comparação dos índices de confiabilidade para o modo de falha considerando somente o momento positivo**

Fonte: Elaborado pelo autor.



**Figura 16 – Comparação dos índices de confiabilidade para o modo de falha considerando somente o momento negativo**

Fonte: Elaborado pelo autor.



**Figura 17 – Comparação dos índices de confiabilidade para o modo de falha em série**

Fonte: Elaborado pelo autor.

Analisando os índices de confiabilidade apresentados e considerando o valor alvo de 3,5 indicado pelo *ACI* (2003), de maneira geral, apenas a viga referente ao primeiro lançamento estrutural não atingiu o requisito mínimo necessário para assegurar segurança na peça. De acordo com os parâmetros de entrada, a ocorrência do baixo nível de segurança pode estar relacionada à altura da viga e ao valor elevado da distância do centro de gravidade da

armadura até o bordo mais próximo ( $d'$ ), que resulta na redução da altura útil da seção. Ao comparar os resultados da falha pelo momento negativo, ambos os lançamentos que possuem a altura da seção de 25 cm e o  $d'$  próximo a 5 cm, resultaram nos menores índices de confiabilidade. No caso do modo de falha pelo momento positivo, é possível observar uma relação entre o nível de segurança e a relação  $x/d$  em que, conforme se aumenta  $x/d$ , ocorre o decréscimo do índice de confiabilidade associado. Entretanto, considerando o modo de falha decorrente do momento negativo, não é identificada uma relação clara entre  $x/d$  e o índice de confiabilidade.

Em Santos, Stucchi e Beck (2014) é utilizada uma viga de seção fixa de 20 centímetros de base e 50 centímetros de altura, sofrendo variação na relação dos carregamentos variáveis e permanentes. De maneira geral, considerando a taxa de armadura dos casos apresentados nesse trabalho, variável de 0,2% a 0,6%, e a relação entre o momento acidental e o momento total atuante de 0,10, o índice de confiabilidade seria de aproximadamente 3,95 para a viga mencionada, que é aproximado ao resultado da viga de seção 15 cm x 40 cm do LE3. Os índices de confiabilidade obtidos, de maneira geral, estão dentro do intervalo de variação indicado por Santos, Stucchi e Beck (2014) como usual.

Relacionando o dimensionamento da norma brasileira ABNT NBR 6118:2014 com o valor alvo da norma americana de 2003, considerando somente as vigas estudadas, os resultados gerados são adequados, havendo situações específicas onde existe um superdimensionamento dos elementos, como nos casos da viga do LE2 e na análise da falha pelo momento positivo nos LE4 e LE5. Nas situações descritas, considerando o estado-limite último, a capacidade resistente dos elementos é bastante elevada, e por esse motivo, poderia ser estudada alguma redução nos valores de armadura na viga, por exemplo. Ressaltando que se trata de uma visão reduzida do sistema, já que a alteração do valor das variáveis de projeto afetaria também o desempenho da peça no estado-limite de serviço, não analisado nesse trabalho.

Substituindo o valor de referência para o valor alvo indicado pelo *Eurocode* (2002), a análise do problema fica mais complexa. Nessa situação, para o caso em que a falha ocorre pelo momento fletor positivo, novamente, apenas o primeiro lançamento estrutural não satisfaz o alvo exigido. Para os modos de falha decorrentes do momento fletor negativo no apoio ou no caso da falha ocorrer em qualquer um dos pontos críticos, apenas as vigas obtidas dos lançamentos estruturais dois, seis e sete possuem probabilidade de falha inferior ao máximo prescrito em norma. Nota-se que nessa condição, o elemento referente aos dois

últimos lançamentos estruturais possui, para o modo de falha mais conservador, exatamente o índice de confiabilidade igual a 3,8.

Fundamentando-se somente nos índices de confiabilidade e nos valores alvo das duas normas internacionais mencionadas no trabalho, os lançamentos estruturais que cumprem o pré-requisito mínimo de segurança são os LE2, LE6 e LE7. Vale lembrar que essa análise considerou somente a flexão simples nas vigas. Para obtenção de resultados mais representativos da realidade, seria necessária a análise da probabilidade de ruptura da estrutura como um sistema único trabalhando em conjunto, conferindo os índices de confiabilidade das lajes, vigas e pilares, e o índice de confiabilidade do sistema.

Na Engenharia, no entanto, além dos critérios de segurança a serem cumpridos, deve-se buscar sempre economia nos materiais utilizados. Será realizado a seguir, um comparativo do consumo de concreto e aço para realização do pórtico que contém a viga I2-I8, com intuito de indicar qual dos lançamentos estruturais é o mais vantajoso do ponto de vista de custo.

#### 5.7. ANÁLISE SIMPLIFICADA DE CUSTOS

O comparativo do consumo dos materiais apresentado nesse item é apenas para ilustrar que em uma análise real, existe a preocupação em fornecer a segurança adequada aos usuários, mas também se consideram os custos.

Concluído que somente a viga do primeiro lançamento estrutural não possui segurança mínima adequada, com base no valor indicado pelo *ACI* (2003), a escolha entre os demais lançamentos pode ser realizada a partir daquele que gerar o menor consumo de materiais. A Tabela 24 fornece os custos e os consumos de concreto e aço para cada um dos lançamentos, considerando a viga de estudo e os pilares sobre a qual esta se apoia. Comparar somente os consumos de material para cada viga, desconsiderando seus apoios, geraria uma variação ampla nos resultados, decorrente do aumento da seção das vigas cujo número de apoios é inferior, devido ao aumento dos esforços sobre esta. Para obtenção dos custos utilizou-se os preços unitários fornecidos na tabela do Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil (SINAPI) referente ao mês de setembro de 2017, assumindo um preço médio para os vergalhões de CA50 e concreto usinado C25 sem bombeamento incluso.

**Tabela 24 – Comparativo entre custo e consumo de materiais**

LE	$V_{concreto}$ viga (m <sup>3</sup> )	$V_{concreto}$ pilar (m <sup>3</sup> )	$P_{aço}$ total (kg)	$V_{concreto}$ total (m <sup>3</sup> )	Custo (R\$)	Custo percentual
2	0,487	0,304	20,96	0,791	323,92	Referência
3	0,557	0,203	20,95	0,759	314,14	97,0%
6/7	0,417	0,304	22,99	0,721	310,34	95,8%
5	0,417	0,405	12,11	0,822	299,59	92,5%
4	0,348	0,405	13,08	0,753	281,92	87,0%

Fonte: Elaborado pelo autor.

Dentre todos os lançamentos, o LE4 é o que proporciona maior economia, considerando a análise simplificada realizada. Esse lançamento poderia ser utilizado, desde que fosse assumido o índice de confiabilidade de 3,5. Numa situação mais conservadora, seguindo o valor de 3,8 indicado pelo *Eurocode* (2002), entre os dois elementos de viga que satisfazem o mínimo exigido para todos os modos de falha apresentados, a viga advinda dos LE6 e LE7 seria aquela que traria maior economia.

Relacionado os valores de custos apresentados na Tabela 24 com os índices de confiabilidade resultantes do modo de falha em série, observa-se que conforme cresce o nível de segurança da viga, maior é o custo da estrutura. Ao realizar o dimensionamento das vigas são obtidas as áreas de armadura necessárias, que indicam, teoricamente, os valores mínimos necessários à segurança adequada da peça. Entretanto, as áreas necessárias encontradas, na grande maioria dos casos, são substituídas por áreas superiores, devido à disponibilidade encontrada no mercado. Caso as áreas de armadura não fossem arredondas segundo as bitolas comerciais, os custos das estruturas diminuiriam, e conseqüentemente, os níveis de segurança destas seriam menores, desde que mantidas as demais variáveis inalteradas.

A variação nos custos aparenta pequena, mas ao realizar o levantamento dos consumos para a obra toda, os valores finais podem indicar economia. Ressalta-se que o caso analisado trata de uma obra de pavimento único. Em obras de maior porte, a economia gerada ao realizar a escolha de um projeto otimizado pode ser mais significativa.

## 6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A análise de confiabilidade é um estudo amplamente abordado no mundo, e aos poucos vem se tornando parte das normas brasileiras de projeto estrutural. Um projeto com uma baixa probabilidade de falha é o futuro que os engenheiros brasileiros encontrarão nas normas de dimensionamento dos elementos estruturais, para que sejam projetadas estruturas a partir de um valor alvo de índice de confiabilidade. Na engenharia, em cada projeto existem inúmeras incertezas que devem ser consideradas, sendo que essas incertezas podem ser específicas ou ter impacto diferente em cada situação. O dimensionamento por meio dos métodos probabilísticos é um avanço, permitindo descrever melhor as incertezas presentes na realidade de cada projeto, se comparado ao dimensionamento atual semi-probabilístico.

Este trabalho teve como objetivo comparar os níveis de segurança de uma mesma viga dimensionada de acordo com os mesmos requisitos de projeto, mas concebida a partir de sete lançamentos estruturais distintos. Na análise das seções submetidas à flexão simples, a viga obtida a partir do primeiro lançamento estrutural gerou resultados insatisfatórios, conforme índices alvo indicados pelas normas internacionais. Na situação de falha decorrente somente do momento positivo, as vigas dos demais lançamentos geraram índices adequados, e em alguns casos, até significativamente elevados. Para o caso em que a falha decorre do momento negativo ou da ruptura em qualquer um dos pontos de momento máximo, se baseado no valor alvo do *ACI* (2003), as vigas de todos os lançamentos, com exceção do primeiro, obtiveram valores adequados. Ao levar em conta o índice mínimo prescrito no *Eurocode* (2002), três dos sete lançamentos atingiram resultados satisfatórios.

O posicionamento dos elementos estruturais em um projeto influencia nos esforços sobre estes, alterando o dimensionamento e também a probabilidade de falha do sistema final. Não há nenhuma regra para realização da locação dos pilares e viga no projeto estrutural, existem algumas restrições como espessura e vãos, mas o lançamento é resultado da concepção do projetista. A utilização de mais ou menos pilares, vigas de maior ou menor altura podem gerar variações na confiabilidade do elemento, devido às incertezas relacionadas às variáveis que descrevem o comportamento da peça. Os resultados do trabalho indicam a existência de variabilidade da segurança nos elementos dimensionados a partir de lançamentos estruturais distintos. Os índices de confiabilidade obtidos indicam que, para projetos estruturais gerados a partir de um mesmo projeto arquitetônico, pode haver elementos sub ou superdimensionados. A utilização de coeficientes de ponderação fixos para as condições de projeto, no método atual, pode não ser suficiente para garantir uniformidade na

segurança dos elementos. As análises realizadas ressaltam a importância da atualização no dimensionamento de estruturas de concreto armado, considerando o uso de métodos probabilísticos.

Para buscar maior economia e garantir segurança aos usuários, todas as considerações mencionadas, a respeito da locação dos elementos e da probabilidade de falha associada, devem ser levadas em consideração no momento da elaboração de um projeto estrutural adequado.

## 6.1. SUGESTÃO PARA TRABALHOS FUTUROS

Podem ser citados como sugestão para trabalhos futuros com tema relacionado à confiabilidade estrutural os seguintes pontos:

- a) Utilização de um projeto de uma estrutura maior, que possibilite maiores variações nos lançamentos estruturais, tanto das vigas quanto dos pilares;
- b) Estudo mais detalhado a respeito da Teoria da Confiabilidade Estrutural, buscando envolver os demais elementos de projeto, como lajes e pilares, a fim de buscar a resposta do sistema como um todo e uma análise econômica mais próxima da realidade;
- c) Análise da confiabilidade dos elementos para outras funções de estado limite, como as que se relacionam ao estado-limite último para o cisalhamento ou para o estado-limite de serviço de deformações, por exemplo.

## 7. REFERÊNCIAS

ANG, A.H-S.; TANG, W.H. **Probability concepts in engineering: emphasis on applications to civil and environmental engineering**. 2<sup>nd</sup> edition. John Wiley & Sons, 2007.

ALTOQI. **Eberick - Versão V10**. AltoQi Tecnologia em Informática Ltda.- Santa Catarina, 2017.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120: Cargas para cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, 1980.

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

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8953: Concreto para fins estruturais – Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência**. Rio de Janeiro, 2015.

BAJI, H.; RONAGH, H.R.; MELCHERS, R.E. **Reliability of ductility requirements in concrete design codes**. Structural Safety, v.62, p.76 - 87, 2016.

BASTOS, P.S.S. **Vigas de concreto armado: notas de aula**. Universidade Estadual Paulista. 2017.

BECK, A.T. **Curso de confiabilidade estrutural**. São Carlos: EESC-USP, 2014.

BECK, A.T.; SOUZA JR, A.C. **A first attempt towards reliability-based calibration of Brazilian structural design codes**. J. of the Braz. Soc. of Mech. Sci. & Eng. v. 32, 119-127, 2010.

BUSSAB, W.O.; MORETTIN, P.A. **Estatística Básica**. 5 ed., São Paulo: Saraiva, 2004.

CARVALHO, R.C.; FIGUEIREDO FILHO, J.R. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado: segundo a NBR 6118:2014**, EdUFSCar, São Carlos, Vol 1, 4<sup>a</sup> Edição, 2014.

COELHO, J.A. **Confiabilidade de vigas de concreto armado no estado limite de serviço**. Dissertação (Doutorado) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2011.

DITLEVSEN, O.; MADSEN, H.O. **Structural Reliability Methods**. Technical University of Denmark, Department of Mechanical Engineering, Kongens Lyngby. 2005.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN). **Eurocode: Basis of Structural Design**. EN 1990. Bruxelas, 2002.

FILHO, J.M. **Considerações sobre telhados de edifícios**. Anais da Escola Superior de Agricultura Luiz de Queiroz. Universidade de São Paulo. Piracicaba, vol. 12-13, p.224-240. 1956.

FUSCO, P.B. **Estruturas de Concreto: solicitações normais**. Guanabara Dois, Rio de Janeiro, 1981.

FUSCO, P.B. **Técnicas de armar as estruturas de concreto**. Editora Pini. São Paulo, 1995.

GUTFREIND, H.; AURICH, M. **Sistema estruturais II**. Concreto Armado I – PUCRS. Pontifícia Universidade Católica do Rio Grande do Sul, 2014.

JCSS - JOINT COMMITTEE ON STRUCTURAL SAFETY. **Probabilistic model code**. Disponível em <<http://www.jcss.byg.dtu.dk/>>, 2001. Acesso em: 24 nov 2017.

MAHSULI, M.; HAUKAAS, T. “**Computer program for multimodel reliability and optimization analysis**.” Journal of Computing in Civil Engineering, 27(1), pp. 87–98, 2013.

MEHTA, P.K.; MONTEIRO, P.J.M. **Concreto: microestrutura, propriedades e materiais**. 2ª ed, São Paulo: PINI, 2014.

MELCHERS, R. E. **Structural Reliability Analysis and Prediction**. 2ª ed., Melbourne, John Wiley & Sons, 1999.

NOGUEIRA, C.G.; PINTO, M.D.T. **Safety variability assessment of reinforced concrete beams subjected to bending moment considering the NBR 6118:2014 safety partial factors**. IBRACON Structures and Materials Journal, v.9, p.682 - 709, 2016.

PALIGA, C.M.; REAL, M.V.; MELCHERS, R.E. **Reliability of ductility requirements in concrete design codes**. In: III Seminário e Workshop de Engenharia Oceânica – SEMENGO. Universidade Federal do Rio Grande, v.1, p.1 - 14, 2008.

RIBEIRO, S.E.C. **Análise da confiabilidade de vigas de concreto armado com plástico reforçado por fibras**. Dissertação (Doutorado) – Escola de Engenharia, Universidade de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2009.

RICARDO, A.S. **Análise da confiabilidade estrutural de elementos de aço em situação de incêndio**. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2015.

SANTOS, D.M.; STUCCHI, F.R.; BECK, A.T. **Reliability of beams designed in accordance with Brazilian codes**. IBRACON Structures and Materials Journal, v.7, p.723 - 746, 2014.

STUCCHI, F.R.; SANTOS, S.H.C. **Evaluation of the Safety Criteria of Brazilian Standard NBR 6118 Based on Reliability Analyses**. In: Joint IABSE fib Conference: Codes in Structural Engineering, Dubrovnik, 2010.

SZERSZEN, M.; NOWAK, A.S. **Calibration of design code for buildings (ACI 318): Part 2 – Reliability analysis and resistance factors**. ACI structural Journal, New York, v. 100, n. 3, p. 393-391, 2003.