



UNIVERSIDADE FEDERAL DE GOIÁS – REGIONAL CATALÃO
UNIDADE ACADÊMICA ESPECIAL DE MATEMÁTICA E TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM MODELAGEM E OTIMIZAÇÃO



Donizetti Aparecido de Souza Júnior

ANÁLISE DA CONFIABILIDADE ESTRUTURAL DE UM PÓRTICO PLANO METÁLICO SUJEITO A INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

CATALÃO – GO

2022



UNIVERSIDADE FEDERAL DE GOIÁS
UNIDADE ACADÊMICA ESPECIAL DE MATEMÁTICA E TECNOLOGIA

TERMO DE CIÊNCIA E DE AUTORIZAÇÃO (TECA) PARA DISPONIBILIZAR VERSÕES ELETRÔNICAS DE TESES

E DISSERTAÇÕES NA BIBLIOTECA DIGITAL DA UFG

Na qualidade de titular dos direitos de autor, autorizo a Universidade Federal de Goiás (UFG) a disponibilizar, gratuitamente, por meio da Biblioteca Digital de Teses e Dissertações (BDTD/UFG), regulamentada pela Resolução CEPEC nº 832/2007, sem ressarcimento dos direitos autorais, de acordo com a [Lei 9.610/98](#), o documento conforme permissões assinaladas abaixo, para fins de leitura, impressão e/ou download, a título de divulgação da produção científica brasileira, a partir desta data.

O conteúdo das Teses e Dissertações disponibilizado na BDTD/UFG é de responsabilidade exclusiva do autor. Ao encaminhar o produto final, o autor(a) e o(a) orientador(a) firmam o compromisso de que o trabalho não contém nenhuma violação de quaisquer direitos autorais ou outro direito de terceiros.

1. Identificação do material bibliográfico

Dissertação Tese Outro*: _____

*No caso de mestrado/doutorado profissional, indique o formato do Trabalho de Conclusão de Curso, permitido no documento de área, correspondente ao programa de pós-graduação, orientado pela legislação vigente da CAPES.

Exemplos: Estudo de caso ou Revisão sistemática ou outros formatos.

2. Nome completo do autor

Donizetti Aparecido de Souza Júnior

3. Título do trabalho

ANÁLISE DA CONFIABILIDADE ESTRUTURAL DE UM PÓRTICO PLANO METÁLICO SUJEITO A INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

4. Informações de acesso ao documento (este campo deve ser preenchido pelo orientador)

Concorda com a liberação total do documento SIM NÃO¹

[1] Neste caso o documento será embargado por até um ano a partir da data de defesa. Após esse período, a possível disponibilização ocorrerá apenas mediante:

a) consulta ao(à) autor(a) e ao(à) orientador(a);

b) novo Termo de Ciência e de Autorização (TECA) assinado e inserido no arquivo da tese ou dissertação.

O documento não será disponibilizado durante o período de embargo.

Casos de embargo:

- Solicitação de registro de patente;
- Submissão de artigo em revista científica;
- Publicação como capítulo de livro;
- Publicação da dissertação/tese em livro.

Obs. Este termo deverá ser assinado no SEI pelo orientador e pelo autor.



Documento assinado eletronicamente por **Romes Antonio Borges, Professor do Magistério Superior**, em 06/07/2022, às 15:34, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no § 3º do art. 4º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por **DONIZETTI APARECIDO DE SOUZA JÚNIOR, Discente**, em 06/07/2022, às 15:44, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no § 3º do art. 4º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



A autenticidade deste documento pode ser conferida no site https://sei.ufg.br/sei/controlador_externo.php?acao=documento_conferir&id_orgao_acesso_externo=0, informando o código verificador **3025928** e o código CRC **66EA3CD2**.

Donizetti Aparecido de Souza Júnior

ANÁLISE DA CONFIABILIDADE ESTRUTURAL DE UM PÓRTICO PLANO METÁLICO SUJEITO A INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Modelagem e Otimização, da Unidade Acadêmica de Matemática e Tecnologia da Universidade Federal de Goiás (UFG) – Regional Catalão, como requisito para obtenção do título de Mestre em Modelagem e Otimização.

Orientador:

Prof. Dr. Romes Antonio Borges

Coorientador:

Prof. Dr. Wanderlei Malaquias Pereira Junior

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor, através do Programa de Geração Automática do Sistema de Bibliotecas da UFCAT.

Souza Júnior, Donizetti Aparecido de
Análise da Confiabilidade Estrutural de um Pórtico Plano Metálico
Sujeito a Interação Solo-Estrutura / Donizetti Aparecido de Souza
Júnior. - 2022.
152, CLII f.: il.

Orientador: Prof. Dr. Romes Antônio Borges; co-orientador Prof.
Dr. Wanderlei Malaquias Pereira Junior.
Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Catalão, Instituto
de Matemática e Tecnologia, Catalão, Programa de Pós-Graduação
em Modelagem e Otimização, Catalão, 2022.

Bibliografia. Apêndice.

Inclui siglas, abreviaturas, símbolos, gráfico, tabelas, lista de
figuras, lista de tabelas.

1. Confiabilidade Estrutural. 2. Interação Solo-Estrutura. 3.
Estruturas Metálicas. 4. Fundações. 5. Simulação de Monte Carlo. I.
Borges, Romes Antônio , orient. II. Título.

CDU 624.01



UNIVERSIDADE FEDERAL DE GOIÁS

UNIDADE ACADÊMICA ESPECIAL DE MATEMÁTICA E TECNOLOGIA

ATA DE DEFESA DE DISSERTAÇÃO

Ata nº 15 da sessão de Defesa de Dissertação de **Donizetti Aparecido de Souza Júnior**, que confere o título de **Mestre(a) em Modelagem e Otimização**, na área de concentração em **Modelagem e Otimização**.

Aos treze dias do mês de maio de 2022, a partir das 07h00min, na sala web-conferência, realizou-se a sessão pública de Defesa de Dissertação, intitulada "ANÁLISE DA CONFIABILIDADE ESTRUTURAL DE UM PÓRTICO PLANO METÁLICO SUJEITO A INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA" nas dependências da Universidade Federal de Catalão, onde os programas de pós-graduação *Stricto Sensu* em funcionamento encontram-se provisoriamente vinculados à Universidade Federal de Goiás, em virtude de procedimentos técnicos relacionados à CAPES, já sendo realizada a transferência da Biblioteca Digital de Dissertações e Teses (BDTD). Assim, justifica-se os nomes das instituições neste documento, uma no cabeçalho (UFG), outra no corpo do texto (UFCAT). Os trabalhos foram instalados pelo(a) **Orientador, Professor Doutor Romes Antonio Borges (PPGMO/IMTec/UFCAT), com a participação dos demais membros da Banca Examinadora: Professor Doutor Wanderlei Malaquias Pereira Junior (FENG / UFCAT) - Coorientador, Doutor Juliano Geraldo Ribeiro Neto (Remy Consulting Engineers / Toronto - Canadá), membro titular externo; Professor Doutor Fran Sergio Lobato (PPGMO/IMTec/UFCAT), membro titular interno.** A Banca Examinadora reuniu-se em sessão secreta a fim de concluir o julgamento da Dissertação, tendo sido o candidato (X) Aprovado () Reprovado pelos seus membros. Proclamados os resultados pelo **Professor Doutor Romes Antonio Borges**, Presidente da Banca Examinadora, foram encerrados os trabalhos e, para constar, lavrou-se a presente ata que é assinada pelos Membros da Banca Examinadora, aos treze dias do mês de maio de dois mil e vinte e dois.

Obs: "*Banca Examinadora de Qualificação/Defesa Pública de Dissertação/Tese realizada em conformidade com a Portaria da CAPES n. 36, de 19 de março de 2020, de acordo com seu segundo artigo:*

Art. 2o A suspensão de que trata esta Portaria não afasta a possibilidade de defesas de tese utilizando tecnologias de comunicação à distância, quando admissíveis pelo programa de pós-graduação stricto sensu, nos termos da regulamentação do Ministério da Educação."

TÍTULO SUGERIDO PELA BANCA



Documento assinado eletronicamente por **Romes Antonio Borges, Professor do Magistério Superior**, em 13/05/2022, às 09:35, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no § 3º do art. 4º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por **Fran Sérgio Lobato, Professor do Magistério Superior**, em 13/05/2022, às 09:50, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no § 3º do art. 4º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por **Juliano Geraldo Ribeiro Neto, Usuário Externo**, em 16/05/2022, às 22:02, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no § 3º do art. 4º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por **Wanderlei Malaquias Pereira Junior, Professor do Magistério Superior**, em 11/07/2022, às 19:34, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no § 3º do art. 4º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



A autenticidade deste documento pode ser conferida no site https://sei.ufg.br/sei/controlador_externo.php?acao=documento_conferir&id_orgao_acesso_externo=0, informando o código verificador **2901755** e o código CRC **925D6F84**.

Referência: Processo nº 23070.021264/2022-92

SEI nº 2901755

AGRADECIMENTOS

Ao professor orientador Dr. Romes Antonio Borges, pela confiança no meu potencial e aceitar desenvolver este trabalho. Agradeço pela essencial contribuição no desenvolvimento, pelas excelentes instruções, auxílios prestados e pelo total apoio.

Ao professor coorientador e amigo Dr. Wanderlei Malaquias Pereira Junior, por todos os ensinamentos transmitidos ao longo do desenvolvimento e condução deste trabalho. Obrigado por toda a confiança depositada em mim, por saber agir de forma esplêndida e compreensível, por imantar segurança, tranquilidade e sobretudo conhecimento.

Aos meus queridos pais, sou grato por me concederem todo amor e carinho. Mãe, agradeço por me agraciar com esperança e força para lutar. Pai, meu herói, meus mais árduos agradecimentos por sempre consolidar e apoiar as minhas decisões. A você meu irmão e grande amigo, obrigado por sempre estar presente e tornar minha vida melhor, obrigado.

A minha querida avó, por toda a fibra moral e amor incondicional. A meu avô, em memória, por todo apoio e a infinidade de conhecimentos propostos. Aos familiares que me apoiaram, com as mais sólidas palavras e incentivos, meu perpétuo agradecimento.

Aos meus queridos amigos, que mesmo próximos e distantes, sempre estiveram presentes ao meu lado, agradeço o companheirismo, bom humor e amizade. Agradeço em especial, ao meu querido amigo Roberto Viegas, não só pelo papel fundamental no desenvolvimento deste trabalho, mas por todo conhecimento, ajuda técnica, amizade e companheirismo.

Ao Programa de Pós-Graduação em Modelagem e Otimização (PPGMO) da Universidade Federal de Goiás – Regional Catalão, pela oportunidade de estudo.

RESUMO

SOUZA JÚNIOR, D. A. *Análise da Confiabilidade Estrutural de um Pórtico Plano Metálico Sujeito a Interação Solo-Estrutura*. 2022. 152, f. Dissertação (Mestrado em Modelagem e Otimização) – Unidade Acadêmica Especial de Matemática e Tecnologia, Universidade Federal de Goiás – Regional Catalão, Catalão – GO.

Diante do avanço tecnológico ocorrido nas últimas décadas, diversas novas técnicas e inovações surgiram, dentre estas, destacam-se ferramentas e mecanismos de cálculo de confiabilidade estrutural. Avaliar índices de segurança de estruturas é essencial para que se minimizem problemas e patologias no futuro. Neste contexto, o presente trabalho tem por objetivo utilizar de métodos de confiabilidade para analisar a interação entre estrutura, fundação e solo, com o visando mensurar a resposta dos elementos da edificação diante dos carregamentos propostos. Para isso, é realizada a modelagem de um pórtico plano utilizando o método de análise matricial. Os elementos de fundação são do tipo sapata e a modelagem do solo é feita utilizando a hipótese de Winkler. Busca-se avaliar a confiabilidade estrutural dos elementos de viga contidas neste pórtico projetado em estrutura metálica sujeito a condições de com e sem interação solo-estrutura. As funções de desempenho estudadas são os estados limites últimos de momento fletor e o esforço cortante, e as equações de estado limite de serviço para deflexão. Por fim, emprega-se a simulação de Monte Carlo para calcular a segurança diante das incertezas do projeto, os índices de confiabilidade e a probabilidade de falha.

Palavras-chaves: Confiabilidade Estrutural, Interação Solo-Estrutura, Estruturas Metálicas, Fundações, Simulação de Monte Carlo.

ABSTRACT

SOUZA JÚNIOR, D. A. *Structural Reliability Analysis of a Metallic Plane Frame Subject to Soil-Structure Interaction*. 2022. 152 p. Master of Science (M.Sc.) Degree in Modelling and Optimization – Mathematics and Technology Institute, Federal University of Goiás – Catalão – GO - Brazil.

Due to the technological advances that have taken place in recent decades, several novel techniques and innovations have emerged. Among these tools and mechanisms, structural reliability calculation stands out. Evaluation of structures' safety indices is essential for minimizing problems and pathologies in the future. In this context, the present work aims to use reliability methods to analyze the interaction between structure, foundation, and soil. This will enable measurement of the response of the building elements to the proposed loads. For this, a flat frame is modeled using the matrix analysis method. The foundation elements are of the footing type and the soil modeling is done using the Winkler hypothesis. The aim is to evaluate the structural reliability of the beam elements contained in this frame designed in a metallic structure subject to conditions with and without soil-structure interaction. The performance functions studied are the ultimate limit states of bending moment and shear, and the service limit state equations for deflection. Finally, Monte Carlo simulation is used to calculate safety in the face of project uncertainties, reliability indices, and failure probability.

Keywords: Structural Reliability, Soil-structure interaction, Steel structures, Foundations, Monte Carlo Simulation.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2-1 - Deformabilidade do solo através do modelo de Winkler	37
Figura 2-2 - Representação do coeficiente de mola do modelo	38
Figura 2-3 - Planta baixa de sapata com as respectivas dimensões e notações	43
Figura 2-4 - Representação de um pórtico plano de três pavimentos.....	45
Figura 2-5 - Elemento tipo viga com três graus de liberdade por nó	46
Figura 2-6 - Idealização de um elemento de conexão elástica	48
Figura 2-7 - Distribuição das tensões normais nas vigas à flexão simples.....	50
Figura 2-8 - Variação de M_n em relação a variação de λ	51
Figura 3-1 - Espaço das duas variáveis aleatórias (r, s) e a função de densidade conjunta.....	65
Figura 3-2 - Problema básico de $R - S$	66
Figura 3-3 - Distribuição da margem de segurança $Z = R - S$	68
Figura 3-4 - Índice de confiabilidade de Hasofer-Lind	69
Figura 3-5 - Relação entre índice de confiabilidade e probabilidade de falha	70
Figura 3-6 - Representação do estado limite e domínios de falha e sobrevivência.....	73
Figura 3-7 - Geração de números aleatórios com distribuição predefinida.....	86
Figura 3-8 - Representação da densidade de variáveis como distribuição normal.....	89
Figura 3-9 - Representação da densidade de variáveis como distribuição lognormal.....	90
Figura 3-10 - Representação da densidade de variáveis como distribuição Gumbel	91
Figura 3-11 - Fluxograma da rotina de cálculo da confiabilidade estrutural.....	92
Figura 3-12 - Fluxograma da rotina de cálculo da confiabilidade estrutural (RASD)	96
Figura 3-13 - Pórtico plano de cinco pavimentos sem interação solo-estrutura.....	95
Figura 3-14 - Regiões da laje localizada no pórtico para o cálculo das reações nas vigas.....	97
Figura 4-1 - Pórtico plano de 3 andares sujeito a esforços pontuais	100
Figura 4-2 - Representação de histograma de frequência e boxplot da variável w	103
Figura 4-3 - Viga bi-apoiada com carregamento distribuído e concentrado	103
Figura 4-4 - Representação da dispersão dos valores S_0 , R_0 e índice de falha I.....	105
Figura 4-5 - Representação de dispersão dos valores S_0 e R_0 com mapeamento de cores ...	105
Figura 4-6 - Histogramas de frequência de S_0 e R_0 na região de interferência.....	106
Figura 4-7 - Pórtico plano de cinco pavimentos sem ISE	107
Figura 4-8 - Convergência da probabilidade de falha pelo número de simulações.....	109

Figura 4-9 - Histogramas de frequência g_1 para S_n e R_n para $b_1(A)$ e b_4 (B) sem ISE.....	111
Figura 4-10 - Dispersão de valores e índice de falha de g_1 para $b_1(A)$ e b_4 (B) sem ISE ...	112
Figura 4-11 - Histogramas de frequência g_2 de S_1 e R_1 para b_1 sem ISE	113
Figura 4-12 - Histogramas de frequência g_3 de S_1 e R_1 para b_1 sem ISE	113
Figura 4-13 - Dispersão de valores e índice de falha de g_3 para b_1 sem ISE	114
Figura 4-14 - Pórtico plano de cinco pavimentos com interação solo-estrutura	115
Figura 4-15 - Localização esquemática dos terrenos e furos sem escala	116
Figura 4-16 - Perfil individual de sondagem a percussão furo 04.....	117
Figura 4-17 - Perfil individual de sondagem a percussão furo 06.....	118
Figura 4-18 - Histogramas de frequência g_1 para S_n e R_n para $b_1(A)$ e b_5 (B) com ISE ...	121
Figura 4-19 - Dispersão de valores e índice de falha para $b_1(A)$ e b_5 (B) com ISE	122
Figura 4-20 - Histogramas de frequência g_2 para S_1 e R_1 para b_1 com ISE.....	123
Figura 4-21 - Histogramas de frequência g_3 , para S_1 e R_1 em b_1 com ISE.....	123
Figura 4-22 - Histogramas de frequência g_3 para S_1 e R_1 em b_1 com ISE.....	124
Figura 4-23 - Histograma de frequência de g_1 para S_1 em $b_1(A)$ sem ISE e (B) com ISE..	126
Figura 4-24 - Histograma de frequência de g_3 S_1 em $b_1(A)$ sem ISE e (B) com ISE.....	128

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Fatores de correlação α propostas	40
Tabela 2.2 - Fator de correlação K	40
Tabela 2.3 - Representação dos tipos de solos e seus valores para constante k_v	41
Tabela 3.1 - Confiabilidade alvo para os estados limites últimos JCSS.....	71
Tabela 3.2 - Confiabilidade alvo para os estados limites USACE	72
Tabela 3.3 - Confiabilidade alvo para os estados limites de serviço JCSS	72
Tabela 3.4 - Variáveis aleatórias avaliadas no estudo da flexão.	99
Tabela 4.1 - Carregamentos e coordenadas de nós pórtico plano de 3 andares	101
Tabela 4.2 - Deslocamentos nodais pórtico plano de 3 andares	101
Tabela 4.3 - Momento fletor, esforço cortante e normal pórtico plano 3 andares.....	102
Tabela 4.4 - Variáveis determinísticas	104
Tabela 4.5 - Variáveis aleatórias	104
Tabela 4.6 - Simulação numérica do pórtico plano sem ISE sujeito aos estados limites	108
Tabela 4.7 - Simulação numérica do pórtico plano sem ISE.....	110
Tabela 4.8 - Simulação numérica do pórtico plano com ISE	120
Tabela 4.9 - Confiabilidade alvo β e probabilidades de falha para ELU	126
Tabela 4.10 - Confiabilidade alvo β e probabilidades de falha para ELS	128
Tabela 4.11 - Simulação numérica pórtico plano com ISE sujeito aos estados limites	130

LISTA DE ABREVIATURAS

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI - *American Concrete Institute*
AISC - *American Institute of Steel Construction*
ELS - Estado Limite de Serviço
ELU - Estado Limite Último
FLA - Flambagem Local da Alma
FLM - Flambagem Local da Mesa
FLT - Flambagem Lateral com Torção
FORM - *First Order Reliability Method*
g.d.l - Grau de liberdade
HLRF - Hasofer, Lind, Rackwitz e Fiessler
JCSS - *Joint Committee on Structural Safety*
ISE - Interação Solo Estrutura
NBR - Norma Brasileira
SMC - Simulação de Monte Carlo
SORM - *Second Order Reliability Method*
SPT – *Standard Penetration Test*
RASD - *Reliability Analysis for Structural Design*
RBDO - *Reliability-Based Design Optimization*
USACE - *United States Army Corps Engineers*

LISTA DE SÍMBOLOS

A_c - Área da seção circular

A_w - Área efetiva de cisalhamento

a_p - Dimensão do pilar

b_f - Largura da mesa

b_h - Largura da alma

b_p - Dimensão do pilar

C - Capacidade de resistência

D - Demanda solicitada

d - Deslocamento

E - Módulo de elasticidade

E_{solo} - Módulo de elasticidade do solo

F - Força

F_d - Força de projeto

F_G - Força permanente

$F_{Gi,k}$ - Valores característicos das ações permanentes;

$F_{Q1,k}$ - Valores característicos da ação variável principal

$F_{Qj,k}$ - Valores característicos das ações variáveis concomitantemente

f_{max} - Tensão máxima de escoamento do aço

F_Q - Força variável

$f_R(r)$ - Densidade de probabilidade falha da variável R

$f_{R,S}(r, s)$ - Densidade de probabilidade conjunta das variáveis R e S

$f_S(s)$ - Densidade de probabilidade falha da variável S

f_y - Resistência ao escoamento do aço

$G_R(x)$ - Função de desempenho resistido

$G_S(x)$ - Função de desempenho solicitado

$g(x)$ - Função de desempenho

$g(.)$ - Função do estado limite

I - Momento de inércia

h_w - Altura da alma

$[K_e]$ - Matriz com coeficientes de rigidez elementar
 $[K_g]$ - Matriz de com coeficientes de rigidez global
 K_{maj} - Coeficiente de majoração de carregamento
 K_v - Constante elástica do solo
 L - Comprimento do vão
 M_e - Momento fletor nas extremidades da viga
 M_i - Momento fletor no fim do escoamento
 M_n - Momento fletor na resistência à flexão simples
 M_r - Momento fletor no escoamento inicial
 M_{rd} - Momento fletor resistente de cálculo
 M_{pl} - Momento fletor de plastificação
 M_s - Momento fletor solicitante
 M_{sd} - Momento fletor solicitante de cálculo
 N_K - Valor característico
 N_{spt} - Índice de Resistência à Penetração do Solo
 p_f - Probabilidade de falha
 q - Carregamento distribuído atuante
 R - Resistência
 $[R]$ - Matriz de transformação
 S - Solicitação
 S_{sap} - Base da sapata
 t_f - Espessura mesa
 t_w - Espessura da alma;
 $\{U\}$ - Vetor de deslocamentos
 V_{pl} - Esforço cortante à plastificação da alma por cisalhamento;
 V_{rd} - Esforço cortante máximo resistente
 V_{sd} - Esforço cortante solicitante
 W - Módulo de resistência elástico
 X_i - Variáveis aleatórias representantes
 Y_i - Distribuições de probabilidade representadas
 Z - Módulo plástico da seção

α - Ângulo para transformação de coordenadas
 β - Índice de confiabilidade
 γ - Coeficiente de ponderação
 γ_{gi} - Coeficiente de majoração das ações permanentes;
 γ_{q1} - Coeficiente de majoração da ação variável principal;
 γ_{qj} - Coeficiente de majoração das demais ações variáveis;
 δ_{lim} - Flecha limite máxima
 δ_{serv} - Flecha de serviço
 θ_R - Incertezas de modelo das resistências
 θ_S - Incertezas de modelo das ações
 λ - Índice de esbeltez ou parâmetro de esbeltez
 λ_0 - Índice de esbeltez reduzido
 λ_p - Parâmetro de esbeltez limite para seções compactas
 λ_r - Parâmetro de esbeltez limite para seções semicompactas
 σ - Tensão normal
 σ_d - Tensão admissível de projeto
 σ_{adm} - Tensão admissível
 σ_{max} - Tensão máxima
 σ_i - Desvio padrão
 σ_R - Desvio padrão da variável R
 σ_S - Desvio padrão da variável S
 σ_r - Tensão admissível da estrutura
 σ_t - Tensão de serviço
 μ_i - Valor médio
 μ_R - Valor médio da variável R
 μ_S - Valor médio da variável S
 Ω_f - Domínio de falha
 Ω_s - Domínio de segurança
 ϕ - Função distribuição de probabilidade
 ψ_{0j} - Fator de combinação
 ψ_{2j} - Fator de combinação de serviço

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	28
1.1 Considerações Iniciais.....	28
2 DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS	32
2.1 Métodos de Dimensionamento.....	32
2.1.1 Método Determinístico	32
2.1.2 Método Semi-probabilístico.....	33
2.1.2.1 Estado Limite Último.....	34
2.1.2.2 Estado Limite de Serviço	34
2.2 Análise de Sistemas Estruturais Considerando Interação Solo-Estrutura.....	35
2.2.1 Interação Solo-Estrutura	36
2.2.2 Hipótese de Winkler: Cálculo dos Coeficientes de Mola para o Solo	36
2.2.3 Coeficiente de Reação Vertical.....	38
2.3 Projeto dos Elementos de Fundação	41
2.4 Análise Matricial de Estruturas.....	44
2.5 Consideração da Constante Elástica no Pórtico.....	48
2.6 Projetos de Vigas Metálicas de Alma Cheia.....	49
2.6.1 Resistência ao Momento Fletor.....	50
2.6.1.1 Resistência de Cálculo de Seção Compacta.....	52
2.6.1.2 Resistência de Cálculo de Seções Semi Compactas	53
2.6.2 Resistência ao Esforço Cortante	54
2.6.3 Deslocamento Máximo	57
2.7 Ações Atuantes	58
2.8 Combinações de Ações	59
2.8.1 Combinações para os Estados Limites últimos.....	59
2.8.2 Combinações para os Estados Limites de Serviço.....	61
3 CONFIABILIDADE ESTRUTURAL E MONTAGEM DO PROBLEMA	63
3.1 Confiabilidade Estrutural	63
3.2 Análise de Incertezas	63
3.3 Problema Básico de Confiabilidade.....	64
3.4 Índice de Confiabilidade	67
3.5 Confiabilidade Alvo.....	70
3.6 Equações de Estado Limite	72
3.7 Problema Geral de Confiabilidade.....	74

3.7.1	Metodo Aproximado de Primeira Ordem (FORM)	75
3.7.2	Método Aproximado de Segunda Ordem (SORM)	79
3.7.3	Simulação de Monte Carlo.....	81
3.7.4	Confiabilidade Baseada em Otimização (RBDO)	83
3.8	Geração de Amostras de Variáveis Aleatórias.....	85
3.9	Tipos de Distribuições e Seus Parâmetros	87
3.10	Distribuições Aleatórias de Variáveis Contínuas.....	87
3.10.1	Distribuição Normal.....	88
3.10.2	Distribuição Log-normal.....	89
3.10.3	Distribuição Gumbel	91
3.11	Construção do Problema de Confiabilidade Estrutural.....	92
3.12	Metodologia do Problema de Confiabilidade Estrutural.....	93
3.12.1	<i>Reliability Analysis for Structural Design - RASD</i>	93
3.12.2	Plataforma FINITO	94
3.12.3	O Problema de Confiabilidade	94
3.12.4	Características Estruturais do Edifício e Funções de Estado Limite	97
4	RESULTADOS.....	100
4.1.1	Estudo de um Pórtico Plano Sujeito à Cargas Pontuais	100
4.2	Testes Iniciais da Plataforma RASD.....	102
4.2.1	Cálculo de Confiabilidade Estrutural para uma Viga Bi-apoiada.....	103
4.3	Análise de Confiabilidade em Pórticos Planos	106
4.3.1	Pórtico Plano Sem Interação Solo-Estrutura.....	108
4.3.2	Pórtico Plano com Interação Solo-Estrutural.....	114
4.3.3	Análise da Confiabilidade Estrutural	124
5	CONCLUSÕES E PERSPECTIVAS FUTURAS	131
5.1	Conclusões	131
5.2	Perspectivas Futuras.....	132
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	133

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações Iniciais

O avanço tecnológico ocorrido ao longo dos últimos anos proporcionou o desenvolvimento de novas técnicas e inovações para a sociedade. No que tange a problemas de engenharia, estruturas que antes eram concebidas de maneira empírica e rudimentar, são agora projetadas com auxílio de métodos numéricos e utilizando sistemas computacionais.

No entanto, mesmo com uma quantidade razoável de recursos computadorizados, certos fatores ainda são difíceis de serem previstos e calculados e, normalmente, são ignorados, levando a patologias e problemas no comportamento estrutural.

Estruturas mecânicas devem oferecer boas condições de uso no que tange a sua segurança. Assim, é essencial que se definam critérios que garantam condições adequadas de utilização e conforto. Dessa forma, é indispensável o uso de normas de projeto que minimizem os riscos de incertezas em sua utilização.

Grandes esforços da comunidade científica vêm sendo empregados visando a melhoria da segurança de estruturas mecânicas. Por isso, é crescente a quantidade de estudos acerca da confiabilidade estrutural. A análise de confiabilidade trata de um estudo probabilístico do sistema, considerando as fontes potenciais de incertezas do projeto e, com isso, mensurar a probabilidade de falha da estrutura considerada.

Conforme Castanheira (2004), são diversas as incertezas envolvidas em um projeto estrutural e que influenciam nas medidas de confiabilidade. Sendo assim, em um modelo podem ser consideradas diversas fontes de incertezas, quais sejam: avaliação dos estados limites, erros advindos de manipulação do usuário, propriedades físicas e geométricas da estrutura, relevância da influência do solo dentre outras (Santos *et al.*, 2014).

Em se tratando de sistemas mecânicos, na maioria das vezes, são projetados sem levar em consideração certos aspectos importantes acerca de critérios de confiabilidade estrutural e no que refere a avaliações que englobam a interação do solo com a estrutura, abrindo mão de análises aprofundadas que poderiam evitar vários problemas futuros na estrutura. Iwamoto (2000) retrata que a confiabilidade estrutural permite estimar melhor os efeitos causados pela redistribuição de esforços nos elementos estruturais e possibilita a obtenção de projetos mais confiáveis e eficientes.

É possível encontrar na literatura diversos trabalhos evidenciando a análise de confiabilidade nas mais variadas estruturas. Mapa (2016), apresenta um estudo de confiabilidade em pórticos metálicos planos, via análise estrutural, com auxílio do método dos elementos finitos, onde considerou-se efeitos da não linearidade geométrica e da flexibilidade das ligações. A técnica foi aplicada a diversos tipos de pórticos, onde o autor busca mostrar a importância do uso dos elementos de ligação nesse tipo de estrutura. Uma outra análise interessante é apresentada por Coelho (2011), em que é empregada a análise de confiabilidade em vigas de concreto armado em estado limite de serviço. Foram realizadas simulações utilizando o método de Monte Carlo estudando as variações das flechas levando conta várias características, dentre elas, o tipo de material e taxas de aço na estrutura.

Albuquerque Júnior (2012) estudou uma metodologia para cálculo da probabilidade de falha em pórticos planos, atendendo os níveis de segurança pré-determinados, mensurando até que ponto uma estrutura pode atender aos objetivos para os quais foi projetada. Como conclusões, o autor mostra que os resultados obtidos são satisfatórios e define que o módulo de elasticidade e diâmetro dos elementos são mais relevantes na referida modelagem.

Quando se refere a maneira como solo conecta-se a estrutura, o termo utilizado na bibliografia é interação solo-estrutura (ISE), que se trata de uma modelagem mais completa do comportamento de uma edificação que ajuda a minimizar problemas futuros como recalques e falhas estruturais. Segundo Guimarães (2018), um dos principais efeitos provocados pela ISE é a redistribuição de esforços na estrutura, o que pode causar incremento dos efeitos deslocamentos laterais e de esforços de compressão nos elementos.

Ainda segundo este autor os efeitos de ISE em estruturas metálicas são de fácil entendimento pois, elas são mais sensíveis ao aumento de intensidade do esforço de compressão devido a um peso próprio menor e, além disso, apresentam seções mais esbeltas, não exigindo que as fundações sejam muito robustas.

Ribeiro (2019) propôs um estudo dos esforços e dos deslocamentos causados em edifícios considerando a interação solo-fundação-estrutura por meio de métodos de confiabilidade estrutural. Os resultados obtidos pelos modelos de cálculo são comparados com métodos convencionais de avaliação de recalque. Nesse sentido, avaliou-se os valores de referência para os índices de confiabilidade apresentados pelo comitê internacional de confiabilidade estrutural *Joint Committee on Structural Safety - JCSS* e pela Normativa Brasileira NBR 6122 (ABNT, 2010).

Borges (2021) realizou uma modelagem estocástica e caracterização da influência de tensões térmicas em frequências naturais de placas retangulares finas. O trabalho foi baseado

nas hipóteses da teoria clássica de placas de Kirchhoff combinado com a expansão de Karhunen-Loève e as frequências naturais aleatórias são estimadas por amostragem de Monte Carlo. Os resultados abrangem as tensões térmicas e as primeiras seis frequências naturais da placa.

Antoniazzi (2011) analisou estruturas em concreto armado e fundações isoladas do tipo sapata. Nesse sentido, modelos numéricos foram desenvolvidos para identificar as alterações e esforços no deslocamento do solo. O objetivo foi mostrar os resultados e procedimentos necessários ao projetar a interação solo estrutura (ISE). Guimarães (2018) fez um estudo comparativo entre edifícios em estrutura de aço com fundações rasas tipo sapatas e fundações profundas tipo estacas avaliando os efeitos provocados pela ISE. As estruturas foram avaliadas considerando inicialmente os apoios indesejáveis e, em um segundo momento, avaliou-se a deformação do solo. Nos resultados o autor afirma que os esforços de compressão e recalque causados pelos momentos fletores sofreram poucas variações, porém, os deslocamentos laterais tiveram grandes alterações.

O presente trabalho possui como foco principal o estudo de confiabilidade estrutural aplicadas aos sistemas mecânicos sujeitos ao comportamento entre solo e estrutura. Assim, será avaliada a confiabilidade estrutural dos elementos de viga presentes em um pórtico proposto sob a configuração de ISE, sendo os resultados discutidos considerando também o modelo onde não se considera tal configuração. Em auxílio, para aplicação do método, são necessárias diversas técnicas e modelagens que visam descrever o comportamento da estrutura. Emprega-se o método de cálculo de confiabilidade estrutural baseada na técnica de Monte Carlo a fim de verificar a probabilidade de falha, índice de confiabilidade e o comportamento das funções de desempenho formuladas para o Estado Limite Último (ELU) e Estado Limite de Serviço (ELS) dos elementos de viga.

Os perfis metálicos estudados inicialmente são avaliados pelo método dos estados limites para compreender o comportamento das vigas presentes no pórtico diante dos métodos tradicionais, validando o seu uso para métodos que englobam confiabilidade estrutural. Logo, como segundo estudo, a estrutura tipo pórtico plano é submetida a carregamentos e a uma condição que não houvesse interação solo-estrutura para avaliar o seu comportamento e ter a resposta de confiabilidade e seus parâmetros. A estrutura é submetida a uma terceira análise com influência das teorias de confiabilidade, simulações numéricas, incertezas inerentes nas variáveis e uso de modelos que representem o solo acoplado com a estrutura e as suas fundações. Esta dissertação está organizada como segue:

No capítulo 2 tem-se a abordagem do dimensionamento de elementos estruturais, discutindo as metodologias utilizadas bem como os procedimentos de cálculo para avaliar a segurança da estrutura. Além disso, ainda são discutidos aspectos inerentes à análise do sistema considerando interação solo-estrutura e o dimensionamento de estruturas metálicas conforme a normativa brasileira (ABNT, 2008).

No capítulo 3 é apresentada a discussão sobre métodos de quantificação de incertezas e análise de confiabilidade aplicados a sistemas estruturais e Monte Carlo. Ainda, é mostrada a descrição do modelo a mecânico, bem como a construção do problema de confiabilidade a ser empregado no trabalho.

No capítulo 4 são apresentados os resultados das simulações de Monte Carlo, cálculos da probabilidade de falha, índice beta, análises gráficas dos problemas e as discussões dos resultados.

No capítulo 5 tem-se as considerações finais do estudo de confiabilidade estrutural.

2 DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Neste capítulo, serão abordadas as metodologias de dimensionamento de elementos estruturais. Também serão apresentados aspectos fundamentais relacionados à modelagem dos elementos de fundação e interação-solo estrutura, bem como serão discutidas noções básicas relacionadas à análise matricial e caracterização de ações atuantes. Ainda nesse capítulo são apresentados o método de Estado Limite a ser utilizado, bem como os procedimentos de cálculo e dimensionamento estrutural.

2.1 Métodos de Dimensionamento

Em projetos de engenharia é fundamental manter a integridade estrutural das construções. Conforme ressaltado por Beck (2019), uma estrutura deve ser capaz de atingir todas as condições determinadas no projeto ao longo de toda sua vida útil. Ainda deve-se considerar sua viabilidade econômica, bem como os níveis de segurança oferecidos visando minimizar os riscos para os usuários. Portanto, para garantir a segurança e economia de estruturas, são propostos vários métodos e normas que se aplicam a projetos estruturais. Em geral, os métodos de análise de segurança estrutural são divididos em métodos determinísticos, métodos probabilísticos e métodos semi-probabilísticos.

2.1.1 Método Determinístico

A primeira tentativa para quantificar a segurança em estruturas é reconhecida como método das tensões admissíveis. Trata-se de um método determinístico onde a tensão suportada por um elemento é calculada de forma que a resistência do material seja restringida à sua capacidade limite. A estrutura, portanto, é projetada sobre as máximas ações possíveis ao longo de sua vida útil, sendo que as tensões resultantes são calculadas considerando o comportamento linear e elástico, obedecendo os princípios da lei de Hooke.

Desta maneira a tensão suportada ou tensão admissível é considerada diretamente proporcional ao esforço, até o valor da tensão máxima suportada para aquela estrutura. A equação (2.1) define a forma básica para o método das tensões admissíveis:

$$\sigma_d \leq \frac{\sigma_r}{\gamma} \quad (2.1)$$

Em que:

σ_d é a tensão admissível de projeto;

σ_r é a tensão admissível da estrutura;

γ é o coeficiente de segurança do problema.

Segundo Sáles *et al.* (2004) o método de cálculo das tensões admissíveis é bem atrativo, fácil de usar e garante bons resultados em condições extremas de carregamento quando a estrutura responde a um comportamento elástico e linear. No entanto, ele não apresenta informações suficientes sobre aspectos como: a capacidade útil real da estrutura, as condições de colapso e a sua precisão adequada. Tornando-se assim, uma técnica limitada devido à complexidade estrutural dos problemas, fazendo-se necessário a utilização de técnicas mais modernas como, por exemplo, as que se baseiam em coeficientes semi-probabilísticos e consideram o maior número possível de variáveis que influenciam diretamente no comportamento de uma estrutura.

Conforme Henriques (1998), por conta das falhas relacionadas ao método das tensões admissíveis, em meados do século XX, pesquisadores da área definiram novas técnicas, que possibilitaram determinar as causas responsáveis pelos efeitos adversos e quantificar a frequência de ocorrência desses eventos. Com isso, os modelos probabilísticos embasados na teoria de confiabilidade, tornaram-se mais adequados para a aplicação em problemas de engenharia. Santiago *et al.* (2019), destaca que um único fator de projeto no método das tensões admissíveis veio a ser substituído por fatores de segurança parciais que reduzem as resistências e aumentam as cargas, visando melhorar as margens de segurança.

2.1.2 Método Semi-probabilístico

Com a evolução tecnológica, estruturas passaram a ser dimensionadas de maneira semi-probabilística, utilizando, por exemplo, o Método dos Estados Limites, onde trabalha-se com coeficientes que visam melhorar a segurança e possibilitam um dimensionamento mais racional e econômico da estrutura. Camacho (2005) ressalta que esses sistemas estruturais são avaliados como métodos estatísticos distintos, definidos como equações de estados limites. Ainda, segundo o mesmo autor, pode-se utilizar diferentes modelos de combinação para determinar a

segurança de elementos estruturais e definir regras e critérios para o funcionamento de estruturas.

Nesta avaliação a segurança de uma estrutura é determinada pela capacidade que a mesma tem de suportar diversas ações solicitadas e combinadas durante sua vida útil. O não atendimento de uma das combinações de serviço ou de segurança, representa um estado indesejável da estrutura, sendo que alguns estados podem representar a falha e/ou colapso, enquanto outros estados inviabilizam o uso da estrutura. Conforme Camacho (2005) as condições adequadas de segurança, funcionalidade e durabilidade, são definidas em duas etapas de dimensionamento relacionadas: Estados Limites Últimos e Estados Limites de Serviço.

2.1.2.1 Estado Limite Último

O Estado de Limite Último (ELU) ocorre quando há esgotamento da capacidade de resistência da estrutura, gerando colapso ou resultando na sua interrupção parcial e impossibilitando o seu uso seguro. A Norma Brasileira 8681 (ABNT, 2004), define os exemplos:

- Perda do equilíbrio da estrutura, admitida como corpo rígido;
- Ruptura ou deformação plástica excessiva dos materiais;
- Transformação da estrutura no todo ou em parte, em sistema hipostático;
- Instabilidade por deformação;
- Colapso progressivo;
- Instabilidade dinâmica.

2.1.2.2 Estado Limite de Serviço

O Estado Limite de Serviço (ELS) relaciona-se aos limites de utilização de uma estrutura onde há comprometimento da durabilidade, aparência, conforto do usuário e à boa utilização funcional. Como exemplos, a NBR 8681 (ABNT, 2004) cita:

- Danos ligeiros ou localizados, que comprometam o aspecto estético da construção ou a durabilidade da estrutura;
- Deformações excessivas que afetem a utilização normal ou aspecto estético;
- Vibrações de amplitude excessiva que causem desconforto e impeçam a utilização de dispositivos e equipamentos.

2.2 Análise de Sistemas Estruturais Considerando Interação Solo-Estrutura

Como parte da análise do sistema de interação solo, fundação e estrutura, é necessário compreender a modelagem do sistema estrutural como um todo. Esse sistema é composto por componentes que sustentam todos os carregamentos solicitantes divididos em dois grupos. O primeiro deles relaciona-se aos elementos dispostos sobre o solo (superestrutura), podendo ser citados pilares, vigas e lajes. O segundo grupo, é formado pelos componentes que estão sob o solo (infraestrutura), quais sejam, os elementos de fundação como estacas, blocos e sapatas. Na etapa de dimensionamento do projeto da superestrutura, o solo é considerado como um elemento indeformável, caracterizando um apoio do terceiro gênero ideal (“engaste perfeito”) pois permanece com as mesmas características após o carregamento da estrutura.

A escolha e dimensionamento dos elementos da superestrutura é feito conforme as solicitações de projeto (peso próprio dos elementos, ações variáveis etc.), o tipo de materiais disponíveis na região e os modelos construtivos pré-definidos. As fundações são escolhidas e dimensionadas de acordo com os carregamentos distribuídos no solo devido a superestrutura e os ensaios de caracterização do solo, porém, na prática, não é usual considerar a influência dos elementos superiores no solo.

Frias *et al.* (2020) destaca que, de maneira geral, todas estruturas em contato com solo, estão sujeitas ao fenômeno de recalque devido às forças atuantes na base da estrutura. De modo que esta interação causa deformações no solo, patologias na estrutura ao decorrer do tempo e contribui para a redistribuição dos arranjos de força na estrutura, o que eventualmente não é calculado durante a etapa de projeto.

Logo, aplicar métodos que englobam todas essas variáveis conhecidas e relacionadas à análise da Interação Solo-Estrutura (ISE), levam a uma avaliação e a uma modelagem mais realista do cálculo da estrutura, proporcionando que o projeto estrutural atenda em sua plenitude os requisitos esperados na sua elaboração. Conforme retrata Guimarães (2018), um dos principais efeitos provocados pela ISE é a redistribuição de esforços na estrutura, principalmente nos elementos de pilares em que se tem a possibilidade de incremento dos efeitos globais de segunda ordem como, os deslocamentos laterais e os esforços normais.

Segundo Antoniazzi (2011) a avaliação conjunta desses sistemas estruturais é um procedimento complexo, uma vez que há diversas dificuldades na modelagem. Na estrutura, há situações adversas presentes na sequência construtiva como, por exemplo, as propriedades dos

materiais e os tipos de carregamentos externos e internos. Para os elementos de fundação, há transferências de cargas ao solo e aspectos de execução incertos.

Para que seja realizada a análise do solo com os elementos de superestrutura, a deformabilidade causada pela edificação pode ser representada através de molas elásticas conectadas aos componentes estruturais, considerando, portanto, as propriedades mecânicas do maciço e os recalques atuantes. Além do mais, Reis (2006), destaca que essa interface do solo é caracterizada como um meio contínuo e que, dificilmente ocorrerão deslocamentos diferentes entre os mesmos elementos de fundação. Portanto, o dimensionamento de estruturas considerando a influência de maciços de solo, demonstra ser de suma importância para evitar problemas futuros que possam gerar danos aos usuários, a elementos estruturais, podendo causar colapso total.

2.2.1 Interação Solo-Estrutura

Para estudar a influência na interface das reações de apoio de uma estrutura antes de serem absorvidas pelo solo, deve-se avaliar o comportamento dos elementos estruturais de fundação com os elementos geotécnicos do solo, gerando assim a resposta de toda a estrutura.

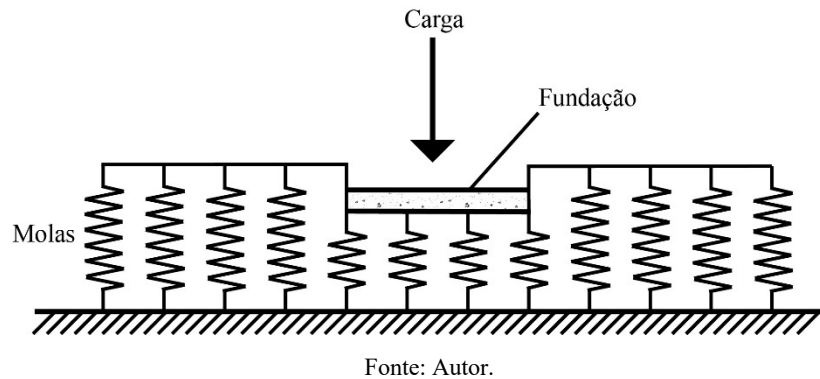
Baseando-se nesta hipótese, adota-se metodologias de interação solo-estrutura ou solo-fundação. Sua representação segue teorias e modelos matemáticos a fim de modelar o comportamento de solos em projetos estruturais. As concepções são baseadas na avaliação dos esforços internos e deslocamentos que influenciam diretamente no cálculo dos elementos de fundação e, por consequência, nos recalques sofridos pela estrutura.

2.2.2 Hipótese de Winkler: Cálculo dos Coeficientes de Mola para o Solo

Um modelo de representação de solos por meio de um sistema de molas foi proposto por Winkler (1867). Este modelo define que o solo é visto como um sistema de molas lineares independentes entre si.

As pressões aplicadas no solo, são proporcionais ao recalque mobilizado e não há influência entre o ponto de aplicação da pressão com a vizinhança. Santos (2008), define que esta proporcionalidade é dada por um coeficiente, chamado de coeficiente de reação vertical ou módulo de reação ou ainda coeficiente de mola, que representa o comportamento elástico do solo como representado em Figura 2-1. Conforme Campos (2015), o modelo de Winkler satisfaz as condições práticas e tem resultados satisfatórios em termos de recalques e esforços solicitantes na análise de interações entre solo e estrutura.

Figura 2-1 - Deformabilidade do solo através do modelo de Winkler



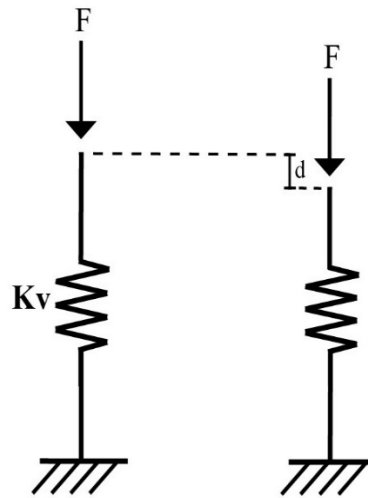
No modelo descrito pela Fig. 2.1, os esforços solicitantes são proporcionais aos deslocamentos, permitindo calcular valores de coeficientes de reação para diferentes tipos de solos e sistemas de fundação. A rigidez elástica, isto é, o coeficiente de reação que simula o solo, é definido por uma constante k_v que representa o coeficiente de rigidez que um determinado solo possui para resistir ao deslocamento vertical d causado por uma força F como visto na eq. (2.2).

$$k_v = \frac{F}{d} \quad (2.2)$$

Logo, a conexão referente ao solo, os componentes de fundação e os elementos estruturais, que representam o modelo de interação solo-estrutura, tem a sua representação gráfica conforme a Figura 2-2:

A utilização deste modelo de solos proposto por Winkler apresenta diversas vantagens por se tratar de um método simplificado de cálculo, principalmente quando se pretende fazer a alteração dos apoios indissociáveis por molas. Segundo Balzan *et al.* (2021) o método possui algumas limitações, como a não consideração da conectividade entre os elementos de mola, considerando somente a interação entre solo e estrutura e o uso de correlações empíricas ao adotar coeficientes de reação vertical. Contudo, ainda sim, o modelo pode ser uma forma adequada ao comportamento de maciços de solo.

Figura 2-2 - Representação do coeficiente de mola do modelo



Fonte: Adaptado de Campos (2015).

2.2.3 Coeficiente de Reação Vertical

Para a utilização do modelo de Winkler é necessário estabelecer um coeficiente de reação vertical (k_v). Na determinação desse coeficiente deve-se identificar as características do solo e a região onde será feita a edificação. Conforme Campos (2015), o valor de K_v sofre influência significativa do módulo de rigidez do solo (E_{solo}), da área da seção circular do elemento (A_c), e da superfície concentrada do maciço. Para tal, são propostas equações que validam o módulo de rigidez do solo, de maneira que permaneça constante, variando apenas a profundidade e dimensões dos elementos de contato. Para elementos de fundação do tipo circular, tem-se:

$$K_v = 1,39 \frac{E_{solo}}{A_c} \quad (2.3)$$

Para elementos de seções circulares com rigidez infinitamente grande:

$$K_v = 1,5 \frac{E_{solo}}{A_c} \quad (2.4)$$

Para elementos estruturais com base retangular como, por exemplo, em sapatas de fundação que apresentam rigidez suficiente para uma distribuição de carregamentos de maneira uniforme, utiliza-se a eq. (2.5):

$$K_v = 1,33 \frac{E_{solo}}{\sqrt[3]{A^2 \cdot B}} \quad (2.5)$$

Em que:

E_{solo} é o módulo de rigidez do solo;

B é a largura do elemento de fundação;

A é a base do elemento de fundação.

O cálculo do módulo de rigidez é feito através da análise em laboratório, de maciços de solo presentes no local onde será realizado a construção da edificação. Para tal, Citra *et al.* (2011) propõe-se um modelo para determinar o valor deste módulo de rigidez, através do uso de correlações de resistência obtidos através de ensaios em solos, em que usa a resistência de ponta de cone ou índice de resistência à penetração em sondagens do tipo SPT (*Standard Penetration Test*) conforme a eq. (2.6):

$$E_{solo} = \alpha \cdot q_c \quad (2.6)$$

Como $q_c = K \cdot N_{spt}$, onde K é o coeficiente de correlação e N_{spt} é o índice de resistência à penetração do solo, a eq. (2.6) pode ser reescrita como:

$$E_{solo} = \alpha \cdot K \cdot N_{spt} \quad (2.7)$$

Onde:

α é o fator de correlação entre E_{solo} e tipos de solo.

Os valores da correlação entre o fator α , a rigidez do solo E_{solo} e q_c é dada conforme a Tabela 2.1.

Tabela 2.1 - Fatores de correlação α propostas

TIPO DE SOLO	α
Areia	3
Silte	5
Argila	7

Fonte: Citra (2011, *apud*. Teixeira e Godoy 1996).

Para os valores propostos da correlação do coeficiente K , entre q_c e N_{spt} tem-se a Tabela 2.2.

Tabela 2.2 - Fator de correlação K

TIPO DE SOLO	$K(MPa)$
Areia com pedregulhos	1,1
Areia	0,9
Areia Siltosa	0,7
Areia Argilosa	0,55
Silte Argiloso	0,45

Fonte: Citra (2011, *apud*. Teixeira e Godoy 1996).

Em análises feitas em teste SPT é comum encontrar diversos outros tipos de solos dos quais não estão presentes nas Tabela 2.1 e Tabela 2.2, para isso torna-se necessário realizar a interpolação de valores para outros tipos de solo conforme a Tabela 2.3.

Portanto, através do ensaio de investigação SPT, é possível realizar o mapeamento sobre as propriedades do solo, extraíndo informações como: o tipo de solo, a profundidade do lençol freático e a densidade dos materiais. Com essas informações, torna-se possível utilizar a Tabela 2.3 e a eq. (2.7) para determinar o valor do módulo de rigidez do solo e por consequência nas eq. (2.3) e (2.4) o coeficiente de reação vertical a ser utilizado na modelagem de representatividade da interação pórtico.

Tabela 2.3 - Representação dos tipos de solos e seus valores para constante k_v

TIPO DE SOLO	α	K(kPa)
Areia	3	900
Areia Argila Siltosas	3	600
Areia Argilosa	3	550
Areia Silto Argilosa	3	575
Areia Siltosa	3	700
Argila	7	200
Argila Areno Siltosa	6	250
Argila Arenosa	6	300
Argilo Silto Arenosa	6	250
Argila Siltosa	6	200
Silte	5	350
Silte Areno Argiloso	5	450
Silte Arenoso	5	450
Silte Argilo Arenoso	5	325
Silte Argiloso	5	250

Fonte: Adaptado de Citra (2011, *apud*. Teixeira e Godoy 1996).

2.3 Projeto dos Elementos de Fundação

Uma das etapas do cálculo de interação solo-estrutura consiste no acoplamento dos elementos estruturais como vigas e pilares, com os elementos de fundação que irão transmitir os esforços solicitantes para o solo. Para isso, considera-se a hipótese em que as tensões aplicadas no solo são diretamente proporcionais, e que não haja influência das tensões entre o ponto onde a força está sendo aplicada com a vizinha e se estabeleça uma relação entre fundação-solo através de uma constante de mola.

Neste trabalho utiliza-se de fundações superficiais isoladas do tipo sapata retangular seguindo a Normativa Brasileira NBR 6122 (ABNT, 2010). Conforme esta normativa, estes elementos são constituídos de concreto armado e devem ser dimensionados de modo que as tensões de tração sejam resistidas pelo emprego de uma armadura de aço.

No cálculo dos coeficientes do solo, usa-se as dimensões da sapata para determinar o coeficiente de reação vertical da eq. (2.3), que tem como base a tensão admissível do solo e os

esforços solicitantes oriundos dos elementos de pilares da estrutura. Conforme Bastos (2019), a tensão admissível do solo (σ_{adm}) deve ser superior à tensão máxima solicitante (σ_{max}) de modo que não ocorra a ruptura do maciço de solo resistente:

$$\sigma_{adm} \geq \sigma_{max} \quad (2.8)$$

Conforme retratado por Cintra *et al.* (2011), a tensão admissível pode ser definida em fundações diretas tipo sapata através de correlações existentes no índice de resistência à penetração no ensaio de SPT conforme a seguinte eq. (2.9):

$$\sigma_{adm} = \frac{N_{SPT}}{50} \quad (2.9)$$

Em que o N_{spt} é o valor médio dos N_{spt} obtidos nos ensaios dentro do bulbo de tensão entre $5 \text{ MPa} \leq N_{spt} \leq 20 \text{ MPa}$.

Logo, para o cálculo da tensão máxima admissível é necessário estimar a área de atuação da base da sapata (S_{sap}), considerando os cálculos descritos e o esforço recebido oriundo dos pilares, conforme eq. (2.10).

$$S_{sap} = \frac{K_{maj} \cdot N_K}{\sigma_{adm}} \quad (2.10)$$

Onde:

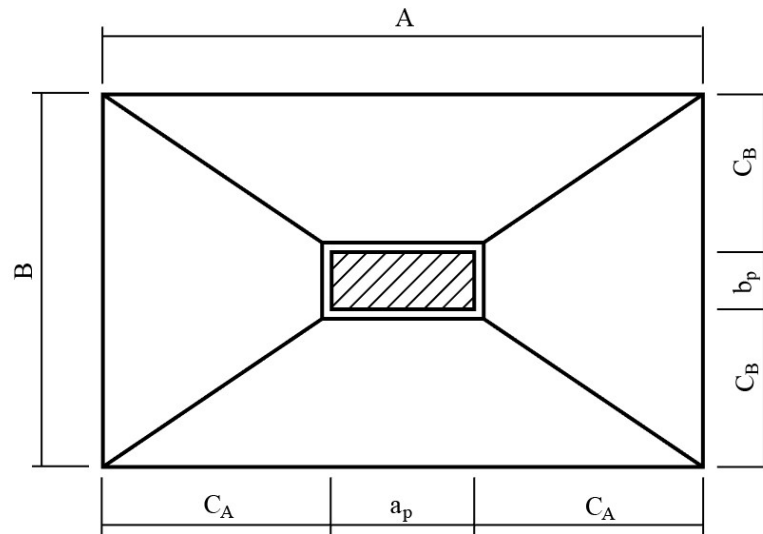
K_{maj} é o coeficiente de majoração de carregamento;

N_K é o valor característico do carregamento solicitado;

σ_{adm} é a tensão admissível do solo.

Conhecendo o valor mínimo da área da sapata é possível estimar suas dimensões, para isto é necessário que os momentos fletores possuam valores semelhantes nas direções X e Y . Podendo assim, obter as armaduras de aço em ambas as direções da sapata. A aproximação das dimensões que o compõem é exemplificada na Figura 2-3.

Figura 2-3 - Planta baixa de sapata com as respectivas dimensões e notações



Fonte: Autor.

De modo que A e B representam as dimensões em planta da sapata. Tornando os balanços iguais ($c_A = c_B = c$), a dimensão do menor pode ser definida seguindo:

$$B = \frac{1}{2} (b_p - a_p) + \sqrt{\frac{1}{4} (b_p - a_p)^2 + S_{sap}} \quad (2.11)$$

Em que:

a_p e b_p são as dimensões do pilar;

S_{sap} é a área de atuação da sapata;

As dimensões da sapata devem ser preferencialmente valores múltiplos de 5. Ainda, para B e A , define-se os balanços iguais, de modo que $c_A = c_b$, (ABNT- NBR 6122, 2010) e o lado maior da sapata é calculado conforme:

$$A - B = a_p - b_p \quad (2.12)$$

$$A = a_p - b_p + B \quad (2.13)$$

Nesse caso, parte das dimensões encontram-se com valores conhecidos, e, assim, é possível determinar o valor da dimensão A . Conhecendo os valores reais, é necessário corrigir a área da base da sapata S_{sap} .

$$S_{sap} = A \cdot B \quad (2.14)$$

Para validação final conforme eq. (2.8), deve-se determinar a tensão máxima resistida. Neste caso em que a carga centrada é definida como solicitante aplicada em função da área da sapata e o centro da carga aplicada coincide com o seu centro, utiliza-se a eq. (2.15) para determinar o valor da tensão.

$$\sigma_{max} = \frac{N_K}{S_{sap}} \quad (2.15)$$

N_K é o valor característico do carregamento solicitado;

S_{sap} é a área da base da sapata corrigida.

Conhecendo os valores das dimensões do elemento de fundação rasa do tipo sapata, é possível determinar o valor do módulo de rigidez do solo seguindo a eq. (2.5) e realizar o cálculo de interação solo-estrutura conforme o acoplamento dos elementos estruturais.

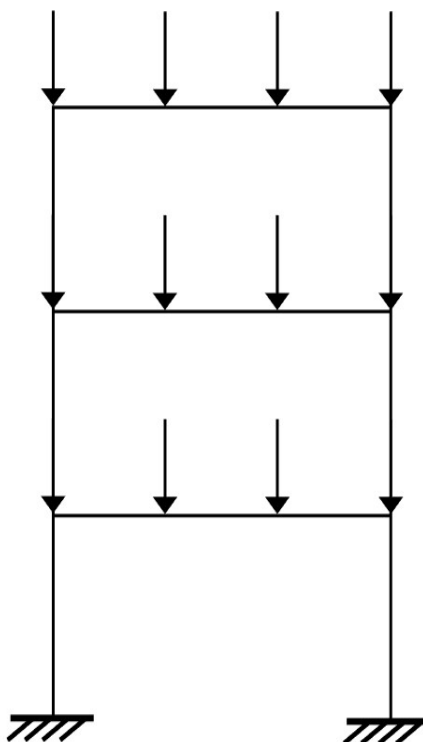
2.4 Análise Matricial de Estruturas

A análise da superestrutura do presente trabalho, se dá pelo estudo de um pórtico plano através do Método dos Deslocamentos (Martha, 2010), em que a resolução estrutural é determinada através do cálculo das deformações sofridas pelos elementos visto em Figura 2-4.

Conforme Martha (2010) o método de solução considera três grupos de condições básicas de análise estrutural: condições de equilíbrio, condições de compatibilidade entre deslocamentos e deformações e condições impostas pelas leis constitutivas dos materiais. O problema é resolvido considerando os seguintes grupos de condições a serem atendidas pela estrutura:

1. Condições de compatibilidade;
2. Leis constitutivas dos materiais;
3. Condições de equilíbrio.

Figura 2-4 - Representação de um pórtico plano de três pavimentos



Fonte: Autor.

A metodologia de cálculo estrutural matricial consiste em somar uma série de soluções básicas que satisfazem tanto as condições de compatibilidade quanto as condições de equilíbrio originais (Martha, 2010). Para tal, definem-se as variáveis a serem solucionadas pelo método como, por exemplo, os deslocamentos lineares e os ângulos de rotação nas vigas e nós. Logo, tendo como referência esses valores, obtém-se as características das forças contidas nos elementos e seus respectivos diagramas de esforços solicitantes.

O procedimento utilizado para este cálculo estrutural foi implementado na linguagem computacional *Python* utilizando a análise matricial de estruturas. O objetivo é calcular os esforços e deslocamentos internos aos quais estão submetidos os elementos estruturais contidos no sistema quando solicitados a carregamentos pré-estabelecidos. Além de avaliar este comportamento é necessário identificar os carregamentos resultantes que estão sendo transferidos para os elementos de fundação do tipo sapata. Permitindo assim, avaliar a interação solo-estrutura do conjunto e estimar a confiabilidade estrutural dos elementos de viga do pórtico proposto construído em aço.

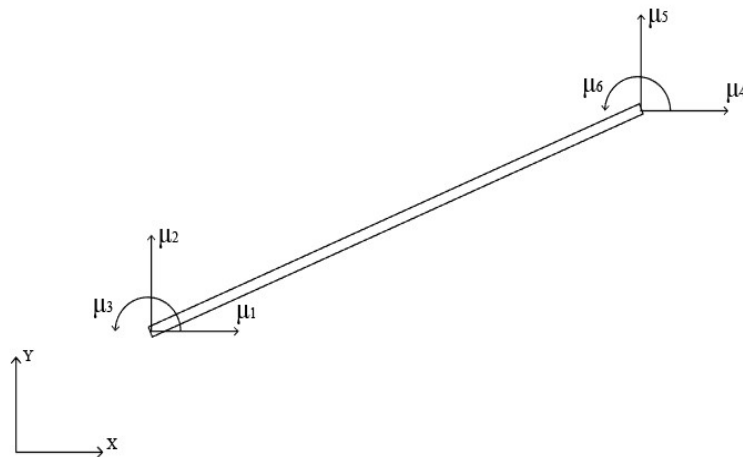
O método de cálculo estrutural por meio de análise matricial utiliza-se de técnicas de álgebra matricial em todas as etapas da análise. Inicialmente os componentes estruturais são descritos como elementos com predefinições da distribuição de deslocamento e tensão em cada

elemento. A solução é possível através da combinação dos esforços, seguindo o princípio que satisfaça o equilíbrio de forças em que as ligações dos elementos da estrutura apresentem compatibilidade de deslocamento como descrito na eq. (2.16).

$$\{F\} = [K_g] \{U\} \quad (2.16)$$

O vetor $\{F\}$ refere-se às forças conhecidas na estrutura e $\{U\}$ o vetor dos deslocamentos. A matriz $[K_g]$, na análise de pórticos planos é construída utilizando coeficientes de rigidez do elemento matricial tipo viga. A modelagem é feita considerando 3 Graus de Liberdade (g.d.l) generalizados em cada ponto nodal, sendo eles, deslocamento horizontal, deslocamento vertical e rotação, como visto na Figura 2-5:

Figura 2-5 - Elemento tipo viga com três graus de liberdade por nó



Fonte: Autor.

Nesse tipo de elemento com comportamento linear elástico, a matriz de rigidez de cada elemento do pórtico (K_e) é definida pela eq. (2.17) em coordenadas locais (Aragão Filho, 1995).

$$[K_e] = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EA}{L^3} & \frac{6EA}{L^2} & 0 & -\frac{12EA}{L^3} & \frac{6EA}{L^2} \\ 0 & \frac{6EA}{L^2} & \frac{4EA}{L} & 0 & -\frac{6EA}{L^2} & \frac{2EA}{L} \\ \frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EA}{L^3} & -\frac{6EA}{L^2} & 0 & \frac{12EA}{L^3} & \frac{6EA}{L^2} \\ 0 & \frac{6EA}{L^2} & \frac{2EA}{L} & 0 & -\frac{6EA}{L^2} & \frac{4EA}{L} \end{bmatrix} \quad (2.17)$$

Em que A é a área da seção transversal do elemento, E é o módulo de elasticidade longitudinal e L é o comprimento do elemento. No cálculo, cada componente do pórtico é definido de maneira que suas coordenadas, a princípio, sejam elementares e locais, no entanto, é necessário a transformação de todos esses elementos para coordenadas globais K_g conforme a eq. (2.18).

$$[K_g] = [R]^T [K_e] [R] \quad (2.18)$$

Esse procedimento é feito multiplicando a matriz K_e pela matriz de transformação R , que consiste numa matriz de rotação de ângulo α , onde o ângulo é calculado tendo como referência o eixo das abscissas no sentido anti-horário.

Assim, a matriz de transformação de coordenadas para o caso mais genérico, ou seja, uma coordenada nodal e 3 graus de liberdade por nó, consiste em uma matriz de rotação de ângulo α , a eq. (2.19):

$$\begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos(\alpha) & \text{sen}(\alpha) & 0 \\ -\text{sen}(\alpha) & \cos(\alpha) & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} U_1 \\ U_2 \\ U_3 \end{Bmatrix} \quad (2.19)$$

Logo:

$$R_\alpha = \begin{bmatrix} \cos(\alpha) & \text{sen}(\alpha) & 0 \\ -\text{sen}(\alpha) & \cos(\alpha) & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (2.20)$$

A equação para transformação de um elemento com 6 GLs é definido pela eq.(2.21):

$$R = \begin{bmatrix} R_\alpha & 0 \\ 0 & R_\alpha \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos(\alpha) & \text{sen}(\alpha) & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\text{sen}(\alpha) & \cos(\alpha) & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cos(\alpha) & \text{sen}(\alpha) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\text{sen}(\alpha) & \cos(\alpha) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (2.21)$$

Desta maneira, o somatório das matrizes de rigidez elementares resulta na matriz de rigidez global, transformando coordenadas locais para o referencial global, conforme a eq. (2.22) abaixo:

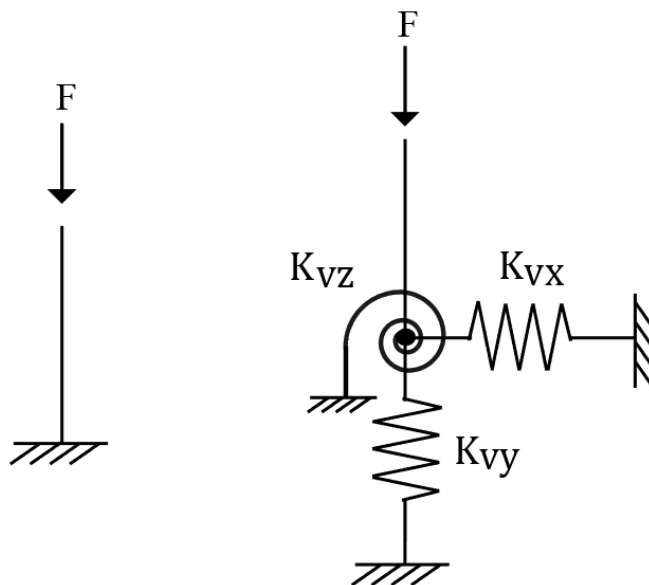
$$[K_g] = \sum_{elem=1}^n [R]^T [K_e] [R] \quad (2.22)$$

Substituindo na matriz de rigidez K_g na eq. (2.16), pelas forças conhecidas do vetor $\{F\}$ e as condições de contorno conhecidas $\{U\}$, é possível encontrar a solução para o problema. Conhecendo as forças atuantes nos elementos, define-se os parâmetros característicos e calcula-se o Estado Limite Último e Estado Limite de Serviço.

2.5 Consideração da Constante Elástica no Pórtico

A interação solo-estrutura no sistema é feita através do acoplamento da constante elástica, para isso as condições de contorno na base da estrutura devem apresentar apoios com comportamento elástico. A consideração destes apoios elásticos pode ser feita na implementação do elemento K_v conforme as suas direções globais de rigidez K_{vx} , K_{vy} e K_{vz} , como pode ser visto na Figura 2-6, em que um apoio do tipo engaste à esquerda é substituído pelos elementos de rigidez elásticos à direita.

Figura 2-6 - Idealização de um elemento de conexão elástica



Fonte: Autor.

De modo que a matriz de rigidez do elemento de conexão elástica seja definida pela eq. (2.23) em coordenadas locais.

$$[K_v] = \begin{bmatrix} K_{vx} & 0 & 0 & -K_{vx} & 0 & 0 \\ 0 & K_{vy} & 0 & 0 & -K_{vy} & 0 \\ 0 & 0 & K_{vz} & 0 & 0 & -K_{vz} \\ -K_{vx} & 0 & 0 & K_{vx} & 0 & 0 \\ 0 & -K_{vy} & 0 & 0 & K_{vy} & 0 \\ 0 & 0 & -K_{vz} & 0 & 0 & K_{vz} \end{bmatrix} \quad (2.23)$$

A matriz de rigidez para este elemento é definida pela eq. (2.24) em coordenadas locais:

$$[K_{gelm}] = [K_e] + [K_v] \quad (2.24)$$

Resultando na soma das respectivas componentes a matriz de rigidez elementar tomaria a forma expressa por:

$$[K_{gelm}] = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} + K_{vx} & 0 & 0 & \frac{-EA}{L} - K_{vx} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EA}{L^3} + K_{vy} & \frac{6EA}{L^2} & 0 & \frac{-12EA}{L^3} - K_{vy} & \frac{6EA}{L^2} \\ 0 & \frac{6EA}{L^2} & \frac{4EA}{L} + K_{vz} & 0 & \frac{-6EA}{L^2} & \frac{2EA}{L} - K_{vz} \\ \frac{EA}{L} - K_{vx} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} + K_{vx} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{-12EA}{L^3} - K_{vy} & \frac{-6EA}{L^2} & 0 & \frac{12EA}{L^3} + K_{vy} & \frac{6EA}{L^2} \\ 0 & \frac{6EA}{L^2} & \frac{2EA}{L} - K_{vz} & 0 & \frac{-6EA}{L^2} & \frac{4EA}{L} + K_{vz} \end{bmatrix} \quad (2.25)$$

Os elementos de mola que não estiverem ligados à estrutura devem ser caracterizados como impedido e os demais com valores de coeficientes elásticos conforme os maciços de solo. Para término do cálculo do pórtico plano, é necessária a transformação de todos esses elementos para coordenadas globais K_g conforme a eq. (2.18).

A utilização do elemento de conexão como apoio elástico, implica na representação do solo na modelagem da interação solo estrutura como descrito nas secções anteriores. Assim, é possível calcular os esforços atuantes na estrutura e realizar as demais análises propostas neste trabalho.

2.6 Projetos de Vigas Metálicas de Alma Cheia

A análise dos elementos de vigas metálicas do pórtico plano apresentada neste trabalho, segue a Norma Brasileira NBR 8800 - Projeto e Execução de Estruturas de Aço e de Estruturas

Mistas Aço-Concreto de Edifícios (ABNT, 2008). As verificações de segurança se dão no âmbito dos Estados Limites Últimos (ELU), em que se calcula o momento fletor e força cortante. Além disso, no que se refere ao Estado Limite de Serviço (ELS), avalia-se o deslocamento máximo atuante no elemento.

2.6.1 Resistência ao Momento Fletor

Na validação do ELU, para que haja o equilíbrio dos momentos fletores deve-se garantir que o momento fletor solicitante de cálculo (M_{sd}) seja igual ou inferior ao momento fletor resistente de cálculo (M_{rd}) conforme demonstrado na eq. (2.26):

$$M_{sd} \leq M_{rd} \quad (2.26)$$

A interpretação do momento fletor atuante na viga é definido pela distribuição da tensão $f_y < f_{max}$, como pode ser visto na Figura 2-7 (a), em que f_y é a tensão de escoamento do aço e seu valor representa o início do escoamento do material definido por M_r , na Figura 2-7 (b). Se houver aumento no momento fletor, atinge-se um valor de M_i que provoca na seção do perfil, a sua plastificação indicada no diagrama de tensões da Figura 2-7 (c). Por fim, se os valores do momento de plastificação M_{pl} forem atingidos, ocorrerá o escoamento final da seção, como apresentado na Figura 2-7 (d):

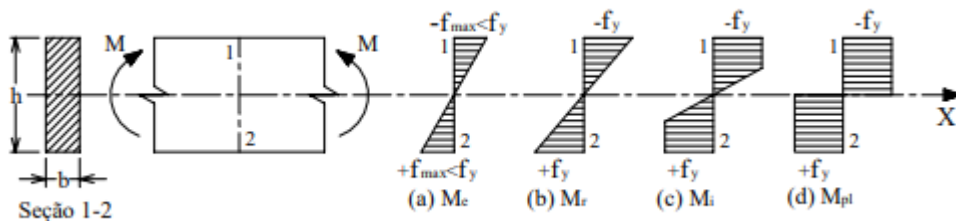
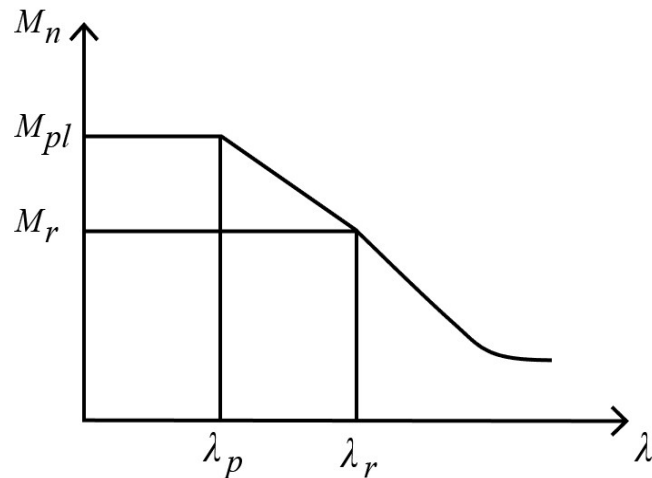


Figura 2-7 - Distribuição das tensões normais nas vigas à flexão simples

Fonte: Andrade (1994).

O cálculo da resistência à flexão simples M_{rd} , é definido através de vários estados limites em função do parâmetro de esbeltez λ . A variação das distribuições de resistência pode ser ilustrada em casos de vigas não esbeltas na Figura 2-8:

Figura 2-8 - Variação de M_n em relação a variação de λ 

Fonte: Adaptado de Andrade (1994).

Logo as definições são descritas por:

1. Os valores para $\lambda > \lambda_r$, em que $M_n < M_r$, correspondem ao momento fletor M , que se referem às tensões máximas de escoamento admitidas, definindo-se o trecho da curva que acontece a flambagem elástica.
2. No trecho em que $\lambda = \lambda_r$, onde $M_n = M_r$, ocorre o início do escoamento.
3. O intervalo definido por $\lambda_p < \lambda < \lambda_r$, em que $M_r < M_n < M_{pl}$, refere-se aos valores em que o momento fletor M equivale à plastificação parcial da seção, definindo-se o instante da curva em que acontece a flambagem inelástica.
4. Finalmente, o trecho $\lambda < \lambda_p$, que $M_n = M_r$, equivalem aos valores em que M encontra-se na plastificação total da seção.

Na análise de flexão em perfis, é necessário definir os seguintes parâmetros: flexão em torno do eixo que apresenta maior inércia, o eixo x da seção transversal do perfil deve possuir simetria e não há torção recorrente. Para isso, é necessário classificar os estados limites de flambagem, seguindo a NBR 8800, Anexo G, seção G.2 (ABNT, 2008):

1. Flambagem Local da Mesa (FLM) – Ocorre devido às tensões normais de compressão da viga quando a relação largura-espessura não é grande o bastante para sustentar o momento fletor na mesa comprimida da viga.

2. Flambagem Local da Alma (FLA) - Causado pelas tensões normais provocadas pelo momento fletor na alma da peça quando a relação largura-espessura não é o suficiente para suportar o momento fletor na alma do perfil.

3. Flambagem Lateral com Torção (FLT) – Este tipo de flambagem é oriundo de flexão lateral e torção simultaneamente, causando deslocamentos perpendiculares ao plano do carregamento e rotação do elemento transversal.

Conforme os estados de flambagem, define-se as classificações das vigas conforme as normas de projeto e os esforços solicitantes, podendo ser: seção compacta, seção semi compacta e seção esbelta. De forma que o dimensionamento e verificação do perfil atendam os critérios dispostos que englobam a flexão, cisalhamento e a flecha máximas permitidas. Os perfis utilizados neste trabalho encontram-se classificados como seção compacta e seção semi compacta, e seus métodos de cálculo são detalhados nas seções seguintes.

2.6.1.1 Resistência de Cálculo de Seção Compacta

Vigas de seção compacta são definidas como sendo aquelas que apresentam o índice de esbeltez menor que o parâmetro de plastificação, $\lambda < \lambda_p$, onde o momento de plastificação total é atingido, porém não há redistribuição de momentos fletores, sendo necessário sua verificação para os estados limites de FLM e para FLA (NBR 8800). No cálculo do parâmetro de esbeltez para FLM utiliza-se a eq. (2.27) para o cálculo do λ e a eq. (2.28) para λ_p :

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} \quad (2.27)$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (2.28)$$

Logo, para identificar se a seção é compacta em relação a FLA, utiliza-se para λ eq. (2.29) e para λ_p a eq. (2.29):

$$\lambda = \frac{h}{t_w} \quad (2.29)$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (2.30)$$

Atendida a condição para que o perfil seja uma seção compacta, a resistência ao momento fletor também deve respeitar $M_{sd} \leq M_{rd}$, onde a verificação pode ser definida usando a eq. (2.31):

$$\frac{M_s}{\gamma} \leq \frac{1,5 \cdot W \cdot f_y}{\gamma} \quad (2.31)$$

Onde:

M_s é o momento fletor solicitante;

W é o módulo de resistência elástico;

f_y é a resistência de escoamento;

γ é o coeficiente de ponderação de resistência 1,10 - item 4.8.2.3 NBR 8800 (2008).

Sendo atendido os requisitos de dimensionamento ao momento fletor do perfil de seção transversal de aço, utiliza-se o menor dos valores de momento encontrados.

2.6.1.2 Resistência de Cálculo de Seções Semi Compactas

Seções semi compactas permitem que o momento fletor correspondente ao escoamento seja atingido antes da flambagem local, incluindo ou não, o efeito gerado pelas tensões residuais. O parâmetro de esbeltez encontra-se maior que o instante de plastificação e menor que o início do escoamento, $\lambda_p < \lambda < \lambda_r$, sendo também necessário a validação para os estados limites em FLM e FLA. No cálculo do parâmetro de esbeltez da FLM utiliza-se a eq. (2.19), eq. (2.20) e, para λ_r , a eq. (2.32):

$$\lambda_r = \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (2.32)$$

Na validação conforme a FLA, utiliza-se para λ_r a eq. (2.33):

$$\lambda_r = 5,7 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (2.33)$$

A validação da seção semi compacta se dará também pela condição de que o momento fletor solicitante de projeto seja menor ou igual ao momento resistente de projeto. O cálculo é feito segundo a eq. (2.34):

$$\frac{M_s}{\gamma} \leq \frac{1}{\gamma} \left[M_p - (M_p - M_r) \left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \right] \quad (2.34)$$

Em que:

M_s é o momento fletor solicitante;

M_p é o momento fletor de plastificação da seção transversal;

M_r é o momento fletor correspondente ao início do escoamento;

γ é o coeficiente de ponderação de resistência.

O cálculo do momento fletor de plastificação da seção transversal pode ser definido como a eq. (2.35) e o momento fletor correspondente ao início do escoamento conforme eq. (2.36).

$$M_p = Z \cdot f_y \quad (2.35)$$

$$M_r = 0,7 \cdot W \cdot f_y \quad (2.36)$$

W é o módulo de resistência elástico;

f_y é a resistência de escoamento;

Z é o módulo plástico da seção.

2.6.2 Resistência ao Esforço Cortante

As verificações dos perfis quanto ao esforço cortante seguem as definições propostas na NBR-8800 (ABNT, 2008), para um perfil laminado de alma plana sem o uso de enrijecedores. Na segunda validação do ELU, avalia-se a força cortante resistente de cálculo atuante no

perfil que, consiste em determinar a resistência da seção de aço desde que o esforço solicitante (V_{sd}) seja igual ou menor ao esforço cortante máximo resistente (V_{rd}), conforme a eq. (2.37):

$$V_{sd} \leq V_{rd} \quad (2.37)$$

É necessário a verificação para os parâmetros de esbeltez do perfil, ressaltando que perfis laminados apresentam almas pouco esbeltas em que o índice se encontra menor que o parâmetro de plastificação conforme a eq. (2.39). Esta relação de esbeltez oriunda da força cortante resistente nominal do perfil pode ser obtida atendendo os limites propostos. O parâmetro de esbeltez menor que o parâmetro de plastificação, $\lambda < \lambda_p$, onde o colapso de plastificação é atingido, é definido pelas equações:

$$\lambda = \frac{h_w}{t_w} \quad (2.38)$$

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{f_y}} \quad (2.39)$$

Em que:

k_v é a variável para almas sem enrijecedores transversais;

E é o módulo de Elasticidade do aço;

f_y é a resistência de escoamento;

h_w é a altura da alma;

t_w é a espessura da alma.

A verificação para a variável k_v das almas sem enrijecedores transversais tem valor de 5 para quando atendida a situação:

$$\frac{a}{h_w} > \left[\frac{260}{\frac{h_w}{t_w}} \right]^2 \quad (2.40)$$

Em que:

a é a distância entre enrijecedores transversais adjacentes;

h_w é a altura da alma;

t_w é a espessura da alma.

Quando a inequação não é atendida, usa-se a eq. (2.41) para encontrar a variável para almas sem enrijecedores:

$$k_v = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} \quad (2.41)$$

Onde:

a é a distância entre enrijecedores transversais adjacentes;

h é a altura da peça.

Neste caso, a condição a ser atendida pode ser escrita conforme:

$$V_{sd} \leq \frac{V_{pl}}{\gamma} \quad (2.42)$$

Em que:

V_{sd} é o cortante solicitante de projeto;

V_{pl} é o cortante à plastificação da alma por cisalhamento;

γ é o coeficiente de ponderação de resistência.

A força cortante correspondente à plastificação da alma devido ao esforço cisalhante pode ser dada pela eq. (2.43):

$$V_{pl} = 0,60 \cdot A_w \cdot f_y \quad (2.43)$$

Em que:

A_w é a área efetiva de cisalhamento, que é tomada como $A_w = d \cdot t_w$;

f_y é a resistência de escoamento;

t_w é a espessura da alma;

d é a altura total da seção transversal.

Se a relação de esbeltez é maior que o instante de plastificação e menor que o início do escoamento, $\lambda_p < \lambda < \lambda_r$, o colapso se dá por tipo flambagem em regime inelástico referente ao início deste escoamento. Sendo, portanto, descrito na eq. (2.44).

$$\lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{K_v \cdot E}{f_y}} \quad (2.44)$$

Por fim, o esforço cortante máximo resistido pelo elemento estudado pode ser calculado conforme a eq. (2.45):

$$V_{rd} = \frac{\lambda p \cdot V_{pl}}{\lambda \cdot \gamma} \quad (2.45)$$

Sendo verificada a relação dada na eq. (5.51), utiliza-se os valores encontrados para o cálculo de confiabilidade estrutural proposto no capítulo 3.

2.6.3 Deslocamento Máximo

Na validação do ELS, os elementos estruturais lineares submetidos a esforços devem respeitar os limites viáveis de operação. Considerando o efeito causado pelo carregamento no deslocamento da viga, gera-se uma deformação que, conforme a NBR 8800 (ABNT, 2008), tem-se um deslocamento máximo permitido como visto em:

$$\delta_{serv} < \delta_{lim} \quad (2.46)$$

As flechas elásticas máximas devem ser calculadas conforme as condições de contorno do elemento avaliado, neste caso, de acordo com a NBR 8800, Anexo C (ABNT, 2008): uma

viga bi apoiada com carregamento uniformemente distribuído para vigas de piso, tem sua representação dada pela condição da eq. (2.47):

$$\frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} < \frac{L}{350} \quad (2.47)$$

Em que:

q é o carregamento distribuído atuante na viga conforme combinação;

L é o comprimento do vão teórico da viga;

E é o módulo de Elasticidade do aço;

I é o momento de inércia da seção transversal.

2.7 Ações Atuantes

Ações atuantes nos elementos do pórtico plano referem-se a um conjunto de forças e cargas juntamente dispostas das quais uma estrutura está sujeita a fim de assegurar sua rigidez. No processo de análise estrutural deve ser considerada a influência de todas as ações que podem gerar efeitos significativos, levando em conta os estados limites últimos e de serviço.

Como definido na NBR 8681 (ABNT, 2004), as ações se classificam em:

- Ações Permanentes (G): são as que ocorrem com valores constantes durante toda a vida útil da edificação, podendo aumentar a uma taxa constante com o passar dos tempos. Estas podem ser ações constituídas pelo peso próprio das estruturas, pelos pesos próprios dos elementos construtivos, pela deformação dos materiais, pelos equipamentos fixos e instalações permanentes
- Ações Variáveis (Q): ocorrem com valores que apresentam significativas variações durante a vida útil do projeto. São comumente causadas pelo uso e ocupação de edificações, por sobrecargas em pisos, por vigas, por coberturas, por pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas, pela ação do vento e variação da temperatura na estrutura.
- Ações de Acidentais (A): são ações que tem duração curta com baixa probabilidade de ocorrência durante a vida útil da construção e devem ser consideradas nos projetos de obras

únicas. São, por exemplo, decorrentes de causas como explosões, choques provocados por veículos, incêndios, enchentes e abalos sísmicos.

2.8 Combinações de Ações

Para cálculo dos carregamentos finais atuantes na estrutura estudada, calcula-se a combinação de esforços levando em consideração a probabilidade de as ações atuarem simultaneamente sobre a estrutura. Utiliza-se de métodos que avaliam a influência dos esforços quando uma ação atua em diferentes elementos com intensidades diferentes e simultaneamente. Esses resultados são obtidos de combinações individuais em vários casos de carga de cada ação, levando em conta que se trata de situações diferentes com seus respectivos coeficientes de ponderação.

2.8.1 Combinações para os Estados Limites últimos

A NBR 8800 (ABNT, 2008) define quatro tipos combinações para ações de limites últimos atuantes: combinações últimas normais, especiais, excepcionais e construtivas:

I. Combinações Últimas Normais:

As combinações últimas normais, resultam do uso previsto em projeto, nesse caso, considera-se as combinações de ações necessárias na verificação das condições de segurança em relação a todos os estados-limites últimos aplicáveis. As ações permanentes utilizam os valores característicos da ação variável principal e as demais ações, consideradas secundárias, têm seus valores reduzidos na combinação.

Em cada combinação de força aplica-se a expressão:

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} F_{Gi,k}) + \gamma_{q1} F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \psi_{0j} F_{Qj,k}) \quad (2.48)$$

Em que :

$F_{Gi,k}$ são os valores característicos das ações permanentes;

$F_{Q1,k}$ são os valores característicos da ação variável considerada principal para a combinação;

$F_{Qj,k}$ são os valores característicos das ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável principal;

γ_{gi} é o coeficiente de majoração das ações permanentes;

γ_{q1} é o coeficiente de majoração da ação variável principal;

γ_{qj} é o coeficiente de majoração da demais ações variáveis;

ψ_{0j} é o fator de combinação.

II. Combinações Últimas Especiais:

Combinações últimas especiais tem sua origem, da atuação de ações variáveis de natureza ou intensidade especial, em que os resultados são maiores que os efeitos produzidos pelas ações consideradas nas combinações normais. Além disso, são transitórios e com pequena duração, em relação ao período de vida útil da estrutura.

A combinação das forças aplicadas é descrita por:

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} F_{Gi,k}) + \gamma_{q1} F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \psi_{0j,ef} F_{Qj,k}) \quad (2.49)$$

Em que:

$F_{Q1,k}$ são os valores característicos da ação variável especial;

$\psi_{0j,ef}$ são os fatores de combinação efetivos atuantes na ação variável especial $F_{Q1,k}$.

III. Combinações Últimas Excepcionais:

Estas combinações últimas excepcionais originam-se de forças excepcionais que podem provocar efeitos catastróficos. São consideradas no projeto de estrutura de determinados tipos

de construção em que não podem ser ignoradas. O carregamento tem característica se transitório com duração extremamente curta.

Em cada combinação de força, aplica-se a expressão:

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} F_{Gi,k}) + F_{Q,exec} + \sum_{j=1}^n (\gamma_j \psi_{0j,ef} F_{Qj,k}) \quad (2.50)$$

Onde:

$F_{Q,exec}$ são os valores da ação transitória excepcional.

IV. Combinações Últimas Construtivas:

São combinações últimas de construção que devem ser consideradas em estruturas que apresentem risco de ocorrência de estados-limites últimos durante a fase de construção.

A eq. (2.48) representa as combinações últimas especiais e para cada combinação $F_{Q1,k}$, o valor característico da ação variável é admitido como principal para a condição analisada.

2.8.2 Combinações para os Estados Limites de Serviço

Conforme a normativa NBR 8800 (ABNT, 2008) as combinações de serviço devem ser projetadas para a combinação mais crítica, sendo classificadas de acordo com sua permanência na estrutura em “quase permanente” de serviço, frequentes e raras.

I. Combinações quase permanentes de serviço:

As combinações quase permanentes atuam em uma estrutura na maior parte do período da sua vida útil e são utilizadas para cálculo dos efeitos de longa duração. No cálculo das combinações, todas as ações variáveis são consideradas com valores quase permanentes, descritos por:

$$F_s = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n (\psi_{2j} F_{Qj,k}) \quad (2.51)$$

Onde:

ψ_{2j} é o fator de combinação de serviço.

II. Combinações frequentes de serviço;

Esse tipo de combinação ocorre muitas vezes durante o período de vida da estrutura estando na ordem de 10^5 vezes em 50 anos ou que tenham duração total igual a uma parte não desprezível desse período na ordem de 5%. Combinações deste tipo, são usadas para que seja possível a reversão do estado limite e que não haja danos permanentes na estrutura e seus componentes.

A expressão que descreve seu cálculo é:

$$F_s = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \psi_1 F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\psi_{2j} F_{Qj,k}) \quad (2.52)$$

III. Combinações raras de serviço;

Combinações do tipo raras são as atuantes por um período de, no máximo, durante o período de vida útil e são utilizadas para situações em que há danos permanentes à estrutura ou a outros componentes da construção.

A força encontrada na combinação é dada por:

$$F_s = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\psi_{1j} F_{Qj,k}) \quad (2.53)$$

3 CONFIABILIDADE ESTRUTURAL E MONTAGEM DO PROBLEMA

Nesta seção são apresentadas as definições básicas envolvendo confiabilidade de sistemas estruturais. Para isso, inicialmente serão introduzidos os conceitos básicos acerca de confiabilidade estrutural e, em seguida, será discutido o Método de Monte Carlo, que será utilizado para os cálculos de confiabilidade e probabilidade de falha ao longo deste trabalho.

3.1 Confiabilidade Estrutural

Beck (2019) define confiabilidade no contexto da engenharia estrutural como sendo a probabilidade de a estrutura não sofrer falhas. Propondo assim uma medida probabilística que mensure até que ponto uma estrutura continua a exercer suas funções predefinidas de projeto sem que haja comprometimento na sua integridade.

As definições para que o desempenho estrutural seja satisfatório são baseadas na avaliação das equações de estado limite, em que estas possuem variáveis aleatórias envolvendo distribuições de probabilidade e seus respectivos parâmetros internos (Ricardo, 2015). Analisar essas incertezas inerentes às variáveis de projeto permite definir o grau de importância de cada variável e seu nível de confiabilidade.

Logo, procedimentos de cálculo foram desenvolvidos a fim de quantificar a confiabilidade de uma estrutura e as incertezas envolvidas. Dessa forma, foi possível definir as respostas que avaliam e determinam a segurança, e a probabilidade de falha.

3.2 Análise de Incertezas

Kroetz (2019) destaca que existem diversas características sujeitas a incertezas nos procedimentos estruturais como, por exemplo, referentes às resistências dos materiais utilizados, as características geométricas dos elementos, as ações permanentes, as ações variáveis e os modelos de cálculo. Deste modo, há variáveis e características no processo que não são perfeitamente conhecidas. Assim, avaliar essas incertezas e graus de imprecisão é fundamental para estabelecer a confiabilidade do modelo numérico.

As incertezas mais comuns em engenharia estrutural podem ser classificadas em naturais ou intrínsecas e incertezas epistêmicas, e incerteza referente à decisão de um evento. As

incertezas intrínsecas são inerentes ao processo e não podem ser eliminadas pois fazem parte da natureza dos sistemas envolvidos sendo, por exemplo, fenômenos físicos, químicos e biológicos (Pereira, 2015; Beck, 2019).

As incertezas epistêmicas são do tipo que podem ser quantificadas através de análises e de coleta de informações sobre os processos envolvidos. Assim, avalia-se, por exemplo, métodos de amostragem, erros de medição e erros operacionais e, ao contrário das incertezas naturais, podem ser minimizadas desde haja uma melhora na coleta de dados e/ou dos modelos matemáticos utilizados.

Incertezas do tipo de decisão relacionam-se sobre a ocorrência de um evento ou não. Por exemplo, o conceito de estados limites propõe uma equação que estabelece as regiões de segurança e as regiões de falha, a transição entre essas fronteiras permite analisar de forma gradual os danos ao comportamento estrutural.

Tendo em vista essas incertezas em elementos e estruturas torna-se necessário estabelecer os parâmetros de maior relevância e quais são os limites de variação dos mesmos para, assim, definir o índice de confiabilidade do sistema avaliado.

3.3 Problema Básico de Confiabilidade

Na definição do problema básico de confiabilidade estrutural considera-se apenas o efeito de solicitação resistida S por uma resistência R em uma estrutura qualquer. Sendo cada um deles, descrito por uma função de densidade de probabilidade dada por, $f_R(r)$ e $f_S(s)$. A variável S pode ser obtida a partir do carregamento aplicado q , por meio dos métodos de análise estrutural (Melchers, 2018).

A segurança do elemento estrutural é considerada como colapso quando a sua resistência R apresenta valores menores que a solicitação de serviço S . Assim a probabilidade de falha P_f do elemento pode então ser estabelecida por uma função de falha:

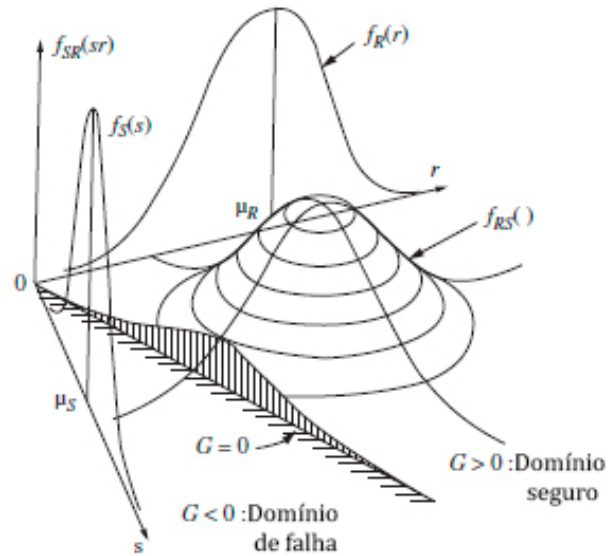
$$P_f = P([R - S] \leq 0) \quad (3.1)$$

A equação ou função de estado limite $G()$, pode ser definida por $G[R - S]$ e a probabilidade de falha é idêntica à probabilidade de violação do estado limite, resultando em:

$$P_f = P(G[R - S] \leq 0) \quad (3.2)$$

As funções gerais f_R e f_S para R e S podem ser vistas na Figura 3-1 com a função de densidade conjunta $f_{RS}(r, s)$.

Figura 3-1 - Espaço das duas variáveis aleatórias (r, s) e a função de densidade conjunta



Fonte: Melchers (2018).

Além disso, a eq. (3.2) representa a área de domínio de falha D , vista sombreada na Figura 3-1, de modo que a probabilidade de falha pode ser escrita como:

$$P_f = P(G[R - S] \leq 0) = \int_D \int f_{R,S}(r, s) dr ds \quad (3.3)$$

Quando R e S são variáveis independentes $f_{RS}(r, s) = f_R(r)f_S(s)$, a probabilidade de falha torna-se:

$$P_f = P(G[R - S] \leq 0) = \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^s f_R(r)f_S(s) dr ds \quad (3.4)$$

Logo, para qualquer variável aleatória x , a função de distribuição cumulativa é dada:

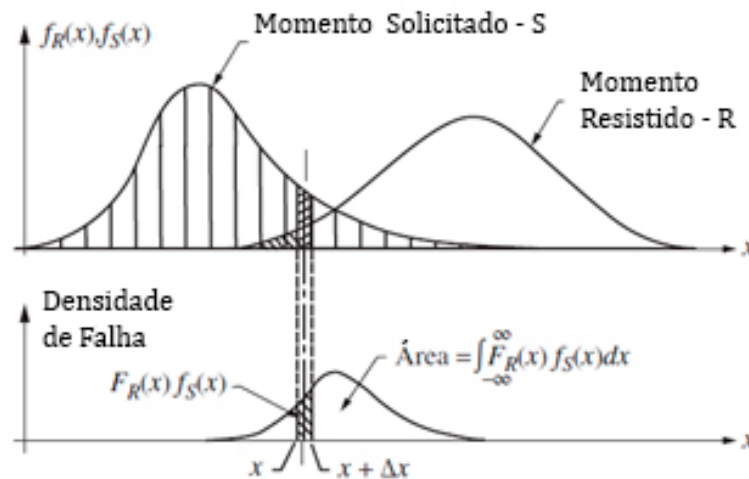
$$F_x(x) = P(X \leq x) = \int_{-\infty}^x f_x(y) dy \quad (3.5)$$

Visto que, quando $x \geq y$, R e S são considerados como independentes, a eq. (3.4), pode ser escrita como uma integral simples:

$$P_f = P(R - S) \leq 0 = \int_{-\infty}^{\infty} F_R(x) f_S(x) dx \quad (3.6)$$

A eq. (3.6) também é conhecida como uma integral em que $f_R(x)$ é a probabilidade de $R \leq x$ ou a probabilidade de que a resistência real de R seja menor que algum valor x . Como pode ser visto na Figura 3-2, isto representa falha, se o carregamento for maior ou igual a x e a probabilidade para que isto ocorra é dada por $f_S(x)$, em que o efeito de carga S tenha um valor entre x e $x + \Delta x$.

Figura 3-2 - Problema básico de $R - S$



Fonte: Melchers (2018).

Considerando todos os valores possíveis de x , ou seja, tomando a integral sobre todo x , a probabilidade de falha total é obtida. Assim, uma formulação mais simples para a eq. (3.6), é a soma das probabilidades de falha sobre todos os casos de resistência nos quais a solicitação excede o limite tolerável.

$$P_f = \int_{-\infty}^{\infty} [1 - F_S(x)] f_R(x) dx \quad (3.7)$$

3.4 Índice de Confiabilidade

Define-se o índice de confiabilidade como sendo uma medida de segurança de um determinado parâmetro. Com poucas distribuições de R e S é possível obter a integral analiticamente. Um exemplo é quando essas duas variáveis aleatórias normais têm médias de μ_R e μ_S e desvios padrão σ_R e σ_S respectivamente (Melchers, 2018). A margem de segurança $Z = (R - S)$ neste caso tem média e desvio padrão de:

$$\mu_Z = \mu_R - \mu_S \quad (3.8)$$

$$\sigma_Z^2 = \sigma_R^2 + \sigma_S^2 \quad (3.9)$$

Avaliando a independência entre R , S e o desvio padrão Z como:

$$\sigma_Z = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} \quad (3.10)$$

Assim a eq. (3.1) torna-se:

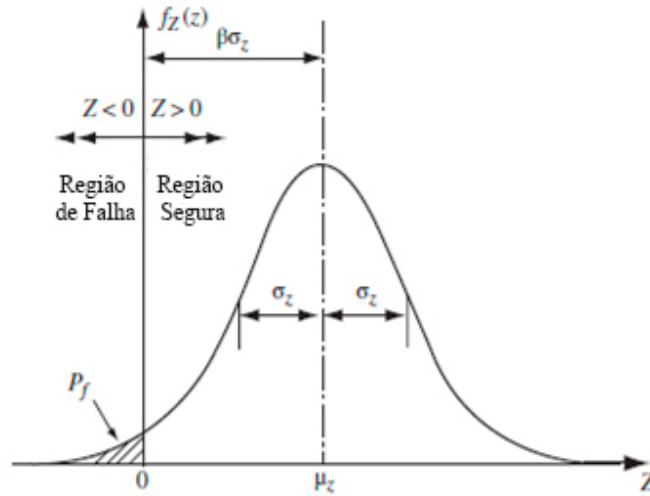
$$P_f = P(G[R - S] \leq 0) = P(Z \leq 0) = \phi\left(\frac{0 - \mu_Z}{\sigma_Z}\right) \quad (3.11)$$

Onde ϕ é a função de distribuição normal padrão de média é zero e o desvio padrão unitário. A variável aleatória $Z = (R - S)$ é mostrada na Figura 3-3, na qual a região de falha $Z \leq 0$ está sombreada.

Substituindo a eq. (3.9) e (3.10) em (3.11) obtém-se, conforme Cornell (1969), uma medida da probabilidade de falha:

$$P_f = \phi\left[\frac{-(\mu_R - \mu_S)}{\sqrt{\sigma_S^2 + \sigma_R^2}}\right] = \phi(-\beta) \quad (3.12)$$

Quando um dos desvios padrão σ_S e σ_R ou ambos forem aumentados, os termos elevados ao quadrado (denominador) se tornarão menores e, assim, a probabilidade de falha aumentará. Sendo que, se a diferença entre a média do efeito da carga e a média do efeito da resistência é reduzida, a probabilidade de falha também aumenta.

Figura 3-3 - Distribuição da margem de segurança $Z = R - S$ 

Fonte: Melchers (2018).

O índice de confiabilidade de Cornell, β , também conhecido como Hasofer-Lind, refere-se ao valor da ordenada absoluta do ponto correspondente à $Z = 0$, no gráfico de probabilidades normal padrão conforme mostrado na Figura 3-3 e a eq. (3.13):

$$\beta = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z} \quad (3.13)$$

Ou também:

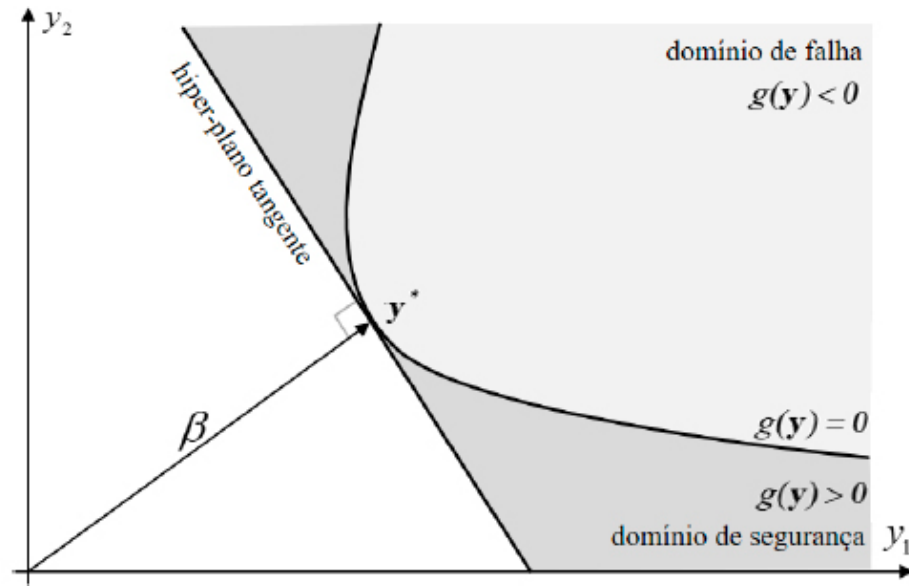
$$\beta = \frac{(\mu_R - \mu_S)}{\sqrt{\sigma_S^2 + \sigma_R^2}} \quad (3.14)$$

O índice de confiabilidade β de Cornell, segundo Melchers (2018), apresenta características como falta de invariância. Devido a isto, propõem-se definir espaços de funções normais Gaussianas, com média nula e desvio padrão unitário $N(0,1)$, para representar de forma independente o espaço chamado de espaço normal padrão ou físico reduzido, como visto na Figura 3-4:

Neste espaço normal padrão, a variável aleatória X é representada seguindo a seguinte relação da eq (3.15):

$$g(y) = g(y_{(x)}) = 0 \quad (3.15)$$

Figura 3-4 - Índice de confiabilidade de Hasofer-Lind



Fonte: Beck (2019).

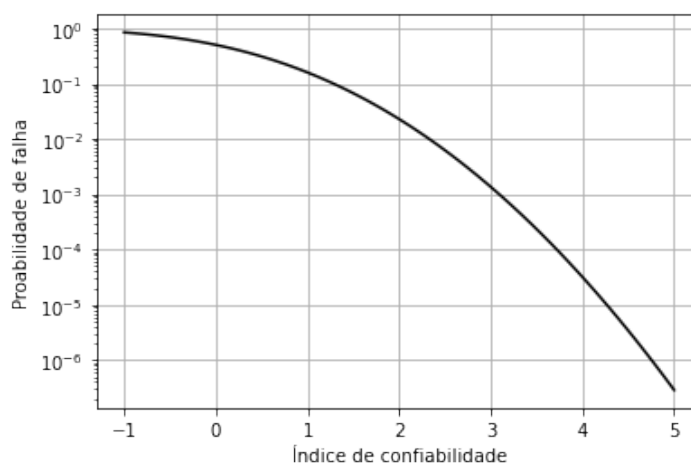
O índice de confiabilidade é definido então, como sendo a menor distância β da origem ao ponto de projeto \mathbf{y}^* , em que o hiperplano tangente divide as regiões de domínio de falha, domínio de segurança e domínio de não falha. Devido à função representante do estado limite geralmente não ser linear, o ponto de projeto não é conhecido e deve ser encontrado com a eq. (3.16):

$$\beta = \min_{u \in \{g(u)=0\}} \sqrt{\left(\sum_{i=1}^n y_i^2 \right)} \text{ com } G_{(y_i)} \leq 0 \quad (3.16)$$

Portanto o ponto de colapso é definido com o retorno das coordenadas ótimas ao espaço normal padrão \mathbf{y} , sendo, portanto, chamado de ponto de projeto \mathbf{y}^* . Beck (2019) define como sendo “uma medida geométrica da probabilidade de falha que corresponde à mínima distância entre a equação de estado limite e a origem do espaço normal padrão.”

Este índice de confiabilidade β é utilizado em engenharia como uma medida padrão para averiguar confiabilidade (Coelho, 2011). Diversos valores comuns de β em aplicações de engenharia, têm coeficiente variando entre 1,3 e 5,2 e correspondem a probabilidades de falha que variam de 10^{-1} a 10^{-7} . Algumas das relações entre estes valores podem ser vistas na Figura 3-5:

Figura 3-5 - Relação entre índice de confiabilidade e probabilidade de falha



Fonte: Coelho (2011).

3.5 Confiabilidade Alvo

Propor um risco aceitável é um processo que envolve considerar uma confiabilidade mínima requerida como um alvo de confiabilidade. Para isso, ao definir os requisitos necessários para garantir a segurança estrutural, propõe-se os padrões de índice de confiabilidade mínimas e de probabilidades máximas de falha toleráveis. Dois critérios para estabelecer o risco aceitável são descritos por Melchers (2018). O primeiro, refere-se aos riscos definidos e toleráveis pela sociedade, enquanto a segunda se associa a critérios socioeconômicos analisando a melhor maneira de maximizar a relação custo-benefício.

A nível internacional, para propor as melhores práticas de confiabilidade estrutural na engenharia civil, tem-se a associação técnica e científica *Joint Committee on Structural Safety* (JCSS). O comitê lida com métodos, discussões e o desenvolvimento de recomendações aceitáveis sobre confiabilidade. Propõe tomadas de decisões baseadas em risco e visa estabelecer sobretudo fundamentos para métodos probabilísticos na prática da engenharia. Segundo Almeida (2008), as normativas regulamentadoras brasileiras não definem critérios e verificações de níveis de confiabilidade requeridos para as estruturas.

No processo de análise dos índices de confiabilidade β , o JCSS estabelece classes de definições de risco baseadas em processos que assumem possíveis situações para os estados limites, dadas por:

Classe 1 - ($\beta \cong 2$): O risco de morte em caso de falha é pequeno ou insignificante e as consequências econômicas são pequenas ou desprezíveis (estruturas agrícolas, silos e postes);

Classe 2 - ($2 \leq \beta < 5$): Quando o risco de morte em casos de falha é médio e as consequências econômicas são consideráveis (escritórios, edificações residenciais e indústria);

Classe 3 - ($5 \leq \beta < 10$): Nesse caso, o risco de morte devido a falha é alto e as consequências econômicas são significantes (pontes, edifícios altos, teatros e hospitais).

Os valores propostos para o estado limite último são baseados em relação aos custos de construção, reconstrução ou recuperação de falhas.

Para o caso de β ser maior que 10, as consequências devem ser consideradas extremas e uma análise de custo-benefício por completo deverá ser realizada. O JCSS também define valores de índice de confiabilidade alvo β para os vistos na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 - Confiabilidade alvo para os estados limites últimos JCSS

Custo relativo de segurança	Classe 1	Classe 2	Classe 3
Alto (A)	$\beta = 3,1$ ($P_f \cong 10^{-3}$)	$\beta = 3,3$ ($P_f \cong 5 * 10^{-4}$)	$\beta = 3,7$ ($P_f \cong 10^{-4}$)
Normal (B)	$\beta = 3,7$ ($P_f \cong 10^{-4}$)	$\beta = 4,2$ ($P_f \cong 10^{-5}$)	$\beta = 4,4$ ($P_f \cong 5 * 10^{-6}$)
Pequeno (C)	$\beta = 4,2$ ($P_f \cong 10^{-5}$)	$\beta = 4,4$ ($P_f \cong 5 * 10^{-6}$)	$\beta = 4,7$ ($P_f \cong 10^{-6}$)

Fonte: JCSS (2001).

Em complemento, Melchers (2018) recomenda o índice de confiabilidade para um período que seja igual ao da vida útil da estrutura em edificações comerciais e residências com valores alvo entre 3,0 e 3,5. O Eurocode (2001), por sua vez, propõe um valor do índice de confiabilidade para edificações residenciais e comerciais de 4,7 para recorrências de um ano e, de 3,8 para cinquenta anos de referência. Outros valores do índice de confiabilidade de referência propostos pela USACE - *United States Army Corps Engineers*, apresentados na Tabela 3.2.

Consequentemente, um elemento estrutural que teria probabilidade de colapsar repentinamente sem aviso, deve ser projetado para um nível maior de confiabilidade, permitindo que as medidas de segurança sejam tomadas para evitar consequências graves ao sistema estrutural ou aproximação ao modo de falha dominante do componente estrutural. Portanto, as estruturas

que apresentam vários modos de falha devem ser projetadas para um nível mais alto de confiabilidade.

Tabela 3.2 - Confiabilidade alvo para os estados limites USACE

Confiabilidade alvo β	Probabilidade de Falha P_f	Nível de desempenho esperado
1.0	0.16	Perigoso
1.5	0.067	Insatisfatório
2.0	0.023	Pobre
2.5	0.006	Abaixo da média
3.0	0.001	Acima da média
4.0	0.00003	Boa
5.0	0.0000003	Alta

Fonte: USACE (1999).

Nos valores referentes aos estados limites de serviço é necessário distinguir entre os estados limites de utilização irreversível e reversível. Os valores alvo reversíveis são obtidos com base em métodos de análise de decisão e, para estados limites de utilização irreversíveis, os valores alvo provisórios são apresentados na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 - Confiabilidade alvo para os estados limites de serviço JCSS

Custo relativo de segurança	Confiabilidade alvo β
Alto (A)	$\beta = 1,3 (P_f \cong 10^{-1})$
Normal (B)	$\beta = 1,7 (P_f \cong 5 * 10^{-2})$
Pequeno (C)	$\beta = 2,3 (P_f \cong 10^{-2})$

Fonte: JCSS (2001).

3.6 Equações de Estado Limite

Para avaliar os diversos modos de falha de uma estrutura, pode-se descrever equações de estado limite. Sendo $X \in R^n$ um vetor-coluna que tenha todas as variáveis aleatórias do problema (Beck, 2019). Para cada modo de falha, pode-se descrever em função de n variáveis aleatórias e a equação estado limite como:

$$g(X) = g(X_1, X_2, \dots, X_n) = 0 \quad (3.17)$$

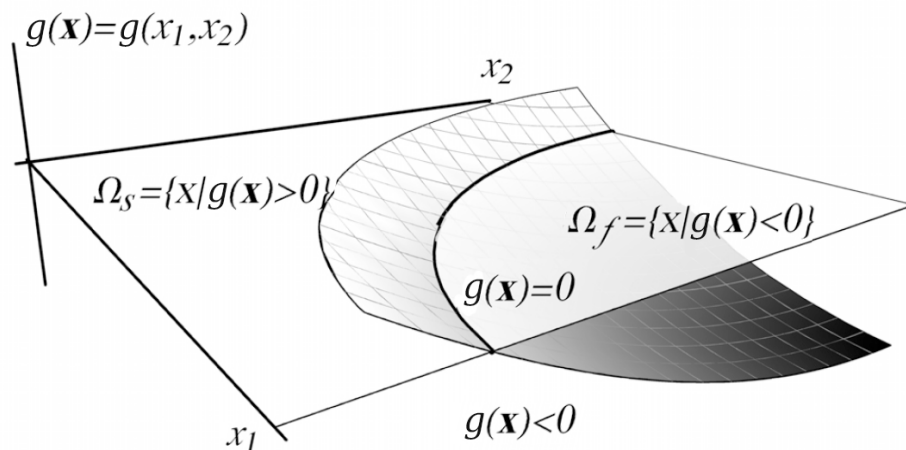
Os valores representados na eq. (3.17), são descritos de modo que os valores negativos representados pela eq. (3.18), representam os pontos pertencentes ao domínio de falha e indicam a violação de um estado limite. Os valores positivos, na eq. (3.19), demonstram pontos dentro da região segura e com os quais se pretende trabalhar.

$$\Omega_f = \{x | g(x) \leq 0\} \quad (3.18)$$

$$\Omega_s = \{x | g(x) > 0\} \quad (3.19)$$

As equações de estados limites definem cada modo de falha, em que a fronteira entre os domínios de falha e não falha, ou a fronteira entre os estados desejável e indesejável da estrutura. Os que apresentam valores de variáveis nulos $g(X) = 0$ representam o limite da função que separa o domínio seguro do domínio de falha. Conforme representado na Figura 3-6, observa-se os limites descritos.

Figura 3-6 - Representação do estado limite e domínios de falha e sobrevivência



Fonte: Beck (2019).

A equação de estado limite mais simples é uma função linear, independentemente do tempo, e que envolve duas variáveis aleatórias: resistência e solicitação $X = \{R, S\}^t$:

$$g(X) = R - S = 0 \quad (3.20)$$

Ou a capacidade de demanda $X = \{C, D\}^t$:

$$g(X) = C - D = 0 \quad (3.21)$$

3.7 Problema Geral de Confiabilidade

Em diversos problemas a formulação descrita na eq. (3.1) não é adequada, pois não é possível reduzir o problema de confiabilidade estrutural a um problema simples de esforço resistido e esforço solicitado com variáveis aleatórias independentes R e S (Melchers, 2018).

A função R , em geral, engloba as propriedades dos materiais e dimensões da estrutura, enquanto S é uma função dos carregamentos solicitados. No entanto, há casos em que R e S podem ser independentes das cargas causando falha e gerando mais de uma resultante de tensão, tornando-se inválido o uso da eq. (3.6). Portanto é necessário substituir a expressão simples de $(R - S)$ por variáveis aleatórias independentes utilizando as variáveis básicas de projeto que definem o comportamento, segurança e distribuição de probabilidade da estrutura, determinando uma equação generalizada.

Seja o vetor X que representa todas as variáveis básicas de projeto envolvidas no problema, a resistência R é expressa como $R = GR(X)$ e o carregamento os efeitos da carga como $S = GS(X)$. Uma vez que as funções G_R e G_S podem ser não lineares, a função de distribuição acumulada $F_r(r)$, por exemplo, pode ser obtida pela integração múltipla sobre as variáveis de projeto relevantes:

$$F_r(r) = \int \dots \int f_X(x) dx \quad (3.22)$$

Assim uma função similar pode ser obtida para S e $F_S(\cdot)$. Estas expressões podem ser usadas nas eq. (3.6) e (3.7).

Observando que a função de estado limite ($G[R, S] \leq 0$) também pode ser generalizada, quando as funções $G_R(X)$ e $G_S(X)$ são usadas em $G[R, S]$, a função de estado limite resultante pode ser escrita como $G(X)$, onde X é o vetor de todas as variáveis relevantes e $G(X)$ é alguma função que expressa a relação do estado limite. A equação de estado limite $G(X) = 0$

define o limite entre o domínio satisfatório onde não há falha em que $G > 0$ e o de falha $G \leq 0$.

Com a função de estado limite definida como $G(X)$, a generalização de (3.6) torna-se:

$$P_f = P(G[X] \leq 0) = \int \dots \int_{G[X] \leq 0} f_X(x) dx \quad (3.23)$$

Onde a $f_X(x)$ é uma função de densidade de probabilidade conjunta do vetor n -dimensional X . A resistência R e o efeito das cargas S não são mostrados na formulação pois, estão implícitos em X . A função também representa a densidade de probabilidade conjunta do vetor n -dimensional X das variáveis de projeto. A região de integração $G(X) \leq 0$ na eq. (3.23) define o espaço em que ocorre a violação do estado limite e é diretamente análogo a falha D , vista na Figura 3-3 e, em alguns casos particulares, a integração sobre o domínio de falha $G(X) \leq 0$, não pode ser feito analiticamente.

Nesse caso, integra-se $f_X(x)$ dado na eq. (3.23) numericamente e se define o domínio de falha utilizando abordagens como:

- a. Aproximação numérica utilizando Monte Carlo;
- b. Transformar a $f_X(x)$ usando as propriedades “*First Order Second Moment*”, para aproximar a probabilidade de falha via métodos analíticos.

Neste trabalho de dissertação é utilizado o método da simulação de Monte Carlo para a geração das amostras no processo de cálculo de confiabilidade estrutural.

3.7.1 Método Aproximado de Primeira Ordem (FORM)

O método de confiabilidade de primeira ordem ou FORM é derivado do método FOSM e permite uma análise mais robusta de um problema de confiabilidade. Além do mais, é possível incorporar à análise as funções de distribuição de probabilidades, bem como dependência linear entre as variáveis aleatórias do problema.

O método utiliza a maior parte dos resultados e métodos presentes no FOSM. Segundo Beck (2018), a construção da função conjunto de distribuição de probabilidades envolve uma $f_X(x)$, das quais as distribuições estatísticas de probabilidade podem assumir diferentes distribuições dependentes ou não, e sua transformação para o espaço normal padrão Y . A equação

que define o estado-limite $G(X)$, é reescrita em função das variáveis aleatórias Y , para $g(Y)$ e a superfície de falha $g(Y) = 0$ é aproximada pelo hiperplano do ponto de projeto Y^* . Que por sua vez, representa a distância até a origem seja mínima e pode ser representada pelo índice de confiabilidade onde β , tem a origem definida como:

$$(\beta) = \|Y^*\| \quad (3-24)$$

Tem-se que, onde α é o vetor normal referente a superfície de falha do ponto de projeto:

$$Y^* = -\alpha\beta \text{ e } g(Y) = \beta - \sum \alpha_i\beta_i \quad (3-25)$$

O FORM calcula a probabilidade de falha de forma aproximada e conforme a função de limite $g(Y)$ no espaço das variáveis reduzidas e essa aproximação se torna segura quando houver forma convexa em torno do ponto projeto ou contra a segurança caso isso não ocorra. Dentre as dificuldades encontradas pelo método, os principais pontos são a busca do ponto de projeto e a transformação das variáveis para variáveis padrões. Para transformar as variáveis, a metodologia com maior usabilidade trata-se da transformação de Nataf (1962), que se baseia na transformação de variáveis normais correlacionadas em variáveis normais estatisticamente independentes.

O conjunto X demonstra variáveis normais e se estiverem correlacionadas entre si (ou não), um novo conjunto de variáveis normais padrão estaticamente independentes pode ser obtido pela transformação da eq. (3-26):

$$Y = \Gamma \sigma^{-1}(X - m) \quad (3-26)$$

Em que m representa o as médias de X , σ é uma matriz diagonal de desvios padrões de X e $\Gamma = L^{-1}$ uma matriz triangular inferior oriunda da decomposição de Cholesky da matriz de correlações de X dada por:

$$L = \begin{bmatrix} L_{11} & 0 & 0 & 0 \\ L_{12} & L_{22} & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ L_{1n} & L_{2n} & \cdot & L_{nn} \end{bmatrix} \quad (3-27)$$

O número de variáveis aleatórias envolvidas na transformação é expresso por n e os termos L_{ij} são:

$$\begin{aligned}
 L_{11} &= 1 \\
 L_{i1} &= \rho_{ik} \quad i = 1, n \\
 L_{ik} &= \frac{1}{L_{kk}} \left(\rho_{ik} - \sum_{j=1}^{k-1} L_{ij} L_{kj} \right) \quad 1 < k < i \\
 L_{ii} &= \sqrt{1 - \sum_{j=1}^{i-1} L_{ij}^2} \quad i > 1
 \end{aligned} \tag{3-28}$$

Onde ρ_{ij} é o coeficiente de correlação entre X_i e X_j e o ponto de projeto, pode ser encontrado através da transformação da Jacobiana:

$$J = \frac{\partial Y}{\partial X} = \Gamma \sigma^{-1} \tag{3-29}$$

Em casos que as variáveis não são distribuídas de forma normal, uma transformação em normal equivalente é utilizada e se não houver correlação entre variáveis, isto é, as variáveis aleatórias são representadas de maneira independentes, a matriz L , em (3-27), torna-se uma matriz diagonal unitária.

Portanto, esta transformação de Nataf é possível quando as variáveis X apresentem distribuição de probabilidade normal, quando a distribuição é do tipo não normal, é necessário realizar uma nova normalização, que substituiu cada distribuição de probabilidade não normal por uma normal equivalente. Para as distribuições não correlacionadas, utiliza-se as eq. (3-31) para médias e eq. (3-30) para desvio padrão, ou é necessário realizar a correção com coeficientes de correlação equivalente entre as variáveis:

$$\mu_u^N = X_i^* - \sigma_u^N \phi^{-1}(Fu_i(X^*)) \tag{3-30}$$

$$\sigma_u^N = \sigma \left\{ \frac{\phi^{-1}(Fu_i(X^*))}{fu_i(X_i^*)} \right\} \tag{3-31}$$

Em que:

μ_u^N e σ_u^N é a média e desvio padrão da distribuição normal para variável X_i ;
 $(Fu_i(X^*))$ é a função de distribuição acumulada da original variável X_i ;
 $fu_i(X_i^*)$ é a função de distribuição de probabilidade original da variável X_i ;
 ϕ é a função distribuição de probabilidade acumulada normal padrão.

O ponto de projeto pode ser calculado com uso de métodos de otimização ou programação não linear onde a restrição é definida por: mínimo $|Y|$ e $g(Y) = 0$. Diversos algoritmo é usado para resolver este problema, um dele é o desenvolvido por Hasofer and Lind e aprimorado por Rackwitz e Fiessler, (Hasofer e Lind, 1974; Rackwitz e Fiessler, 1978) que dão nome o algoritmo conhecido como HLLRF resumido pela eq. (3-32):

$$Y^{k+1} = \frac{1}{|\nabla g(Y^k)|^2} [\nabla g(Y^k)^T Y^k - g(Y^k)] \nabla g(Y^k)^T \quad (3-32)$$

Em que:

$\nabla(Y^k)$ – Gradiente da função de falha no espaço reduzido;
 $g(Y^k)$ – Valor da função de falha;

E as relações de (3-33), para o HLLRF:

$$\begin{aligned} g(Y) &= G(X) \\ Y &= \Gamma \sigma^{-1}(X - m) \\ \nabla g(Y) &= (J^{-1})^T \nabla G(X) \end{aligned} \quad (3-33)$$

Onde $\nabla G(X)$ é o gradiente da função de falha no espaço original avaliado em X .

Além de fornecer a probabilidade de falha, outros parâmetros importantes são analisados pelo método FORM, como as medidas de sensibilidade. Sendo vários essenciais como fatores de importância, fatores de omissão e fatores de sensibilidade paramétricos. Segundo Alves (2014), os fatores de importância definem as características de cada variável no valor final da

probabilidade de falha, onde as que apresentam fatores de importância com níveis mais altos são os que efetivamente colaboram com a probabilidade de falha.

3.7.2 Método Aproximado de Segunda Ordem (SORM)

Uma aproximação de primeira ordem da P_f é obtida substituindo a equação de estado limite $g(Y) = 0$ por um hiperplano tangente a ela no ponto de projeto. Esta aproximação pode não ser apropriada quando $g(Y) = 0$ é excessivamente não linear próximo ao ponto de projeto. Neste caso, uma aproximação de segunda ordem pode ser usada, onde $g(y) = 0$ é substituído por uma superfície de segunda ordem centrada no ponto de projeto. Como a aproximação é feita no ponto de projeto, os algoritmos de otimização e transformações de probabilidade propostos no FORM também são necessários para obter estimativas de segunda ordem.

A aproximação de segunda ordem baseado segue o método de curvaturas utilizando uma superfície quadrática genérica foi primeiramente apresentada por Fiessler(1979) e Kiu-reghian (1987) utilizam um hiper parabolóide, ajustado através da curvaturas principais de $g(y) = 0$ ou de pontos escolhidos em torno do ponto de projeto.

O parabolóide é baseado em curvaturas a partir de análise assintótica e das condições de otimalidade de segunda ordem no ponto de projeto. O parabolóide genérico pode ser escrito como:

$$v_n = \beta + \frac{1}{2} \sum_{i=1}^{n-1} \sum_{j=1}^{n-1} \alpha_{ij} v_i v_j \quad (3-34)$$

Em que os v_i formam uma base ortonormal $T = \{v_1, v_2, \dots, v_{n-1}\}$ centrada no ponto de projeto, e α_{ij} são os componentes da matriz Hessiana parabólica a ser determinada. O problema fundamental do SORM é a escolha de uma base T para a construção do parabolóide e a determinação analítica do conteúdo probabilístico. A matriz A , cujos componentes são α_{ij} , pode ser determinada igualando seus termos ao Hessiano de $g_y(y) = 0$, $Hg_y(y)$ quando este é escrito em relação à base T :

$$A = \frac{T^T \cdot Hg_y(y) \cdot T}{|\nabla g_y(y)|} \quad (3-35)$$

A Hessiana do Lagrangeano ao problema de mínimo pode ser dada por:

$$H = I + \frac{\beta}{|\nabla g_y(y)|} \cdot H g_y(y) \quad (3-36)$$

Transformado para base T tem-se:

$$T^T \cdot H \cdot T = I + \beta \cdot A \quad (3-37)$$

A condição ótima de segunda ordem, ou a projeção de H , e representada no plano tangente no ponto de projeto $g_y(y) = 0$. A matriz $T^T \cdot H \cdot T$ é sempre positivo e semi definido no ponto de projeto. Por análise assintótica, deriva-se se esta função em uma expressão aproximada de segunda ordem para P_f :

$$P_{f2} = \phi(-\beta) \frac{1}{\sqrt{\det(I + \beta A)}} \quad (3-38)$$

Em que onde o índice 2 em P_f indica aproximação de segunda ordem. Este tipo de análise assintótica implica que a aproximação das equações e melhoram à medida que β aumenta.

No caso particular em que os v_i são definidos de forma a serem os autovetores de $H g_y(y)$, a expressão do parabolóide fica:

$$v_n = \beta + \frac{1}{2} \sum_{i=1}^{n-1} k_i v_i^2 \quad (3-39)$$

Em que os valores de k_i são as curvaturas principais do parabolóide, assim a matriz A e diagonal podendo ser escrita como:

$$P_f = \phi(-\beta) + \prod_{i=1}^{n-1} \frac{1}{\sqrt{1 - \beta k_i}} \quad (3-40)$$

Estimar o valor P_f por SORM exige uma série de cálculos uma vez que determinar a curvatura principal requer o cálculo do Hessiano $H g_y(y)$, requerendo o cálculo de $g(z)$ em

2. $n\nu\alpha^2$ pontos, onde $n\nu\alpha$ é o número de variáveis aleatórias.

3.7.3 Simulação de Monte Carlo

A Simulação de Monte Carlo (SMC) permite resolver problemas complexos que apresentam uma boa precisão no que tange a estados incertos de cálculo. Conforme Gentle (2003), a técnica possibilita abordar problemas de diferentes áreas como atuária, finanças, computação gráfica, geologia, jogos, análise de projetos, dentre outros.

A técnica é usada para gerar amostras numéricas com base em distribuições de probabilidades das variáveis do problema. Ang (2006) pontua que estas amostras são como uma observação experimental do problema estudado e, permitem que os resultados obtidos possam ser tratados estatisticamente. Sendo assim, a simulação também é uma técnica de amostragem e os resultados estão sujeitos a erros amostrais.

Conforme Lima *et al.* (2012), a SMC pode ser definida nas etapas; (i) geração de uma população amostral aleatórias conforme as variáveis aleatórias previamente estabelecidas com respectivos valores de média e desvio padrão, (ii) realização os cálculos e simulações usando as amostras geradas e as suas estatísticas.

Neste trabalho, o método de Monte Carlo é utilizado para estudar o problema de confiabilidade estrutural dado por um pórtico plano e sua interação com solo.

Em engenharia civil, a simulação de Monte Carlo pode ser usada para estudar o desempenho de um sistema estrutural. Castanheira (2004), ressalta que é possível aplicar o método a partir de um processo de repetidas simulações, a fim de analisar a performance do sistema e determinar ou propor alternativas de melhorias que visam a segurança e usabilidade da estrutura.

Segundo Beck (2018) a SMC consiste na geração de números aleatórios com distribuições uniformes $u(0,1)$ através de rotinas computacionais e na utilização da função de distribuição acumulada das variáveis de projeto estudadas. Sendo possível, portanto, simular numericamente um experimento e testar uma estrutura para incertezas e resistências das ações, avaliando as funções de densidade e probabilidade e equações estado limite, inúmeras vezes até que se atinja a solução para o problema e defina-se a confiabilidade alvo e a probabilidade de falha.

O cálculo da probabilidade de falha (P_f) de um elemento ou de um sistema estrutural é feito com variáveis que são geradas de acordo com a função conjunta de densidade de probabilidade $f_x(x)$ e uma função indicadora $I[g(x)]$, como na equação:

$$P_f = \int_{D_f} I[g(x)]f_X(x)dx \quad (3.41)$$

Uma vez que a $f_X(x)$ é uma função conjunta de densidade de probabilidade e (D_f) é o domínio da região de falha, é possível aplicar o método de Monte Carlo através da definição da função indicadora como $I[g(x_i)]$ em eq. (3.42):

$$\begin{aligned} I[g(x_i)] &= 1 \text{ se } g(x_i) \leq 0 \\ I[g(x_i)] &= 0 \text{ se } g(x_i) > 0 \end{aligned} \quad (3.42)$$

Sendo $g(x_i)$ uma função do estado limite, responsável por separar o espaço amostral em duas regiões: região de segurança (D_s) e região de falha (D_f). Se $g(x_i) > 0$, trata-se de um ponto de região de segurança, e se $g(x_i) \leq 0$, refere-se a um ponto na região de falha. Consequentemente P_f será:

$$P_f = \int_{\Omega} I(x)f_X(x)dx = E\{I(x)\} \quad (3.43)$$

Em que $E\{ \dots \}$ refere-se ao operador do valor esperado.

O método de Monte Carlo fornece um estimador P_f a partir de n_s simulações do vetor de parâmetros de projeto, com os quais se obtém resultados da função indicadora $I_i = I(x_i)$. Em que para cada amostra de n_s é avaliada na função $g(x_i)$ e caso $g(x_i) \leq 0$ uma falha é determinada e somada ao conjunto de falhas de $g(x_i)$. Assim, uma aproximação da probabilidade de falha é dada pelo número total de falha dividido pelo número de simulações, como descrito na equação:

$$P_f \approx \bar{P}_f = \frac{\sum_{i=1}^{n_s} I[g(x_i)]}{n_s} \quad (3.44)$$

Em que n_s é o número total de simulações e a respectiva variância que pode ser determinada por:

$$\text{Var}[\bar{P}_f] = \frac{\sum_{i=1}^{n_s} (I[g(x_i) - \bar{P}_f])^2}{(n_s - 1)} \quad (3.45)$$

A incerteza ou erro estatístico da simulação corresponde à variância, de modo que quando $n_s \rightarrow \infty$, a probabilidade de falha, P_f , deve tender a zero. Conforme Beck (2018), é ideal que, conforme o número de simulações, sejam encontradas poucas falhas representando um parâmetro de confiabilidade ideal. Para isso, é necessário um grande n_s até que se obtenha uma variação pequena do valor que define a probabilidade de falha da estrutura ou do elemento estudado. Uma abordagem ideal, conforme tratado por Bjerager (1990), é que o número de simulações n_s , do qual depende a probabilidade de falha P_f , apresente uma relação confiável entorno de:

$$n_s = \frac{100}{P_f} \quad (3.46)$$

Esta relação confiável permite verificar se os valores de probabilidade de falha e o número de simulações apresentam resultados satisfatórios de confiabilidade estrutural.

3.7.4 Confiabilidade Baseada em Otimização (RBDO)

Sejam X e d dois vetores de parâmetros de um sistema estrutural. O vetor $X \in \mathbb{R}^{\eta RV}$ contém ηRV variáveis aleatórias, que incluem dimensões, resistência dos materiais, ações e variáveis erro de modelo. Alguns desses parâmetros são de natureza aleatória, outros não podem ser determinados de forma determinística. Normalmente, a variável de resistência é representada como uma variável aleatória e a carga é representada como um processo aleatório (Beck, 2018).

Para o vetor $d \in \mathbb{R}^{\eta RV}$ com ηRV variáveis de projeto, cujos valores são determinados de forma a melhorar o desempenho do sistema e minimizar o peso, custos etc. Variáveis típicas deste vetor d são dimensões nominais de elementos estruturais, valores nominais de resistência do material, fatores de segurança parciais, taxas de armadura, vida útil, parâmetros de procedimentos de inspeção e manutenção etc. Um exemplo é o dimensionamento de elementos, determinado no projeto, mas executado dentro de uma certa tolerância geométrica. Essas variáveis são chamadas de variáveis aleatórias de projeto e requerem tratamento especial em alguns

algoritmos. Quando a diferenciação é necessária, as variáveis de projeto aleatórias são representadas usando a notação M , onde μ é um vetor de M parâmetros a serem determinados.

A presença de incerteza significa a possibilidade de respostas estruturais indesejadas. O espaço amostral da variável aleatória X é dividido pela equação de estado limite $g_i(d, X) = 0$ como:

$$\begin{aligned}\Omega_{fi} &= \{x | g_i(d, X) \leq 0\} \\ \Omega_{si} &= \{x | g_i(d, X) > 0\}, i = 1, \dots, n_{LS},\end{aligned}\tag{3.47}$$

Onde $\Omega_{fi}(d)$ é o domínio de falha, $\Omega_{si}(d)$ é o domínio de sobrevivência e n_{LS} é o número de equações de estado limite. Cada equação de estado limite refere-se ao modo de falha de uma estrutura em termos de condições de serviço ou capacidade útil. A probabilidade de falha para cada modo de falha é dada por:

$$P_{fi} = P(X \in \Omega_{fi}) = \int_{\Omega_{fi}} f_X(x) dx\tag{3.48}$$

Para determinar as probabilidades de falha para modos individuais usa-se técnicas de confiabilidade estrutural como FORM e SORM ou simulações de Monte Carlo.

Nas funções de desempenho típicas envolvem custo de material (volume) ou custo de fabricação. A chamada otimização baseada em confiabilidade estrutural ou otimização de projeto baseada em confiabilidade é uma maneira de substituir restrições de projeto determinísticas por restrições em termos de probabilidade de falha permitida ou confiabilidade alvo.

As equações de restrições são definidas de forma a obter os termos de na probabilidade de falhas com base na otimização estrutural baseada em confiabilidade ou otimização de projeto baseada em confiabilidade:

$$\begin{aligned}\text{determine: } & d^* \text{ que minimiza } f(d) \\ \text{sujeito a: } & P_{fi}(d) P_{fTi}, i = 1, \dots, n_{LS}, d \in \mathcal{D},\end{aligned}\tag{3.49}$$

Em que $P_{fi}(d)$ refere-se à probabilidade de falha em relação ao modo de falha Ω_i , a P_{fTi} como probabilidade de falha admissível e n_{LS} o número de estados limites. A

confiabilidade alvo, para o modo de falha O_i por ser dada por $r_{Ti} = (1 - P_{fTi})$. Utilizando o índice de confiabilidade β como parâmetro de confiabilidade tem-se:

$$\begin{aligned} &\text{determine: } d^* \text{ que minimiza } f(d) && (3.50) \\ &\text{sujeito a: } B_i(d) \geq B_{Ti}, i = 1, \dots, n_{LS}, d \in \mathcal{D}, \end{aligned}$$

A fórmula permite encontrar a configuração estrutural mecanicamente ótima sem comprometer a segurança. O resultado depende diretamente da probabilidade de falha permitida usada como restrição. O equilíbrio entre segurança e economia não é abordado porque alguns fatores de segurança ou métricas de confiabilidade alvo são restrições, não variáveis de projeto. O custo computacional dessas soluções deve ser considerado, uma vez que a análise de confiabilidade é realizada em um laço de otimização e, portanto, repetidas centenas a milhares de vezes. Logo a solução eficiente do problema RBDO requer algoritmos específicos para reduzir o custo computacional.

3.8 Geração de Amostras de Variáveis Aleatórias

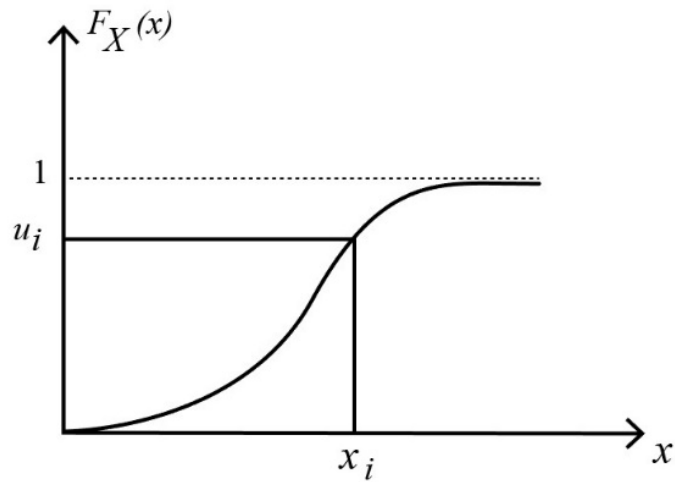
O método de Monte Carlo se baseia em um número de simulações predefinidas que resultam na geração de amostras $n_s = \{x_1, x_2, x_3 \dots x_n\}_k^t$ em que, para problemas de confiabilidade estrutural, resultam em probabilidade de falha. Sendo que, cada uma destas amostras contém uma quantidade n de números aleatórios gerados, conforme a função conjunta de densidade de probabilidades $f_x(x)$ e os parâmetros probabilísticos como média e desvio padrão. Esses valores são obtidos das seguintes maneiras:

1. Geração de um número aleatório u_i com distribuição uniforme entre 0 e 1.
2. Através da inversa da função de distribuição cumulativa de probabilidades eq. (3.51).

$$x_i = F_x^{-1}(u_i) \quad (3.51)$$

Este procedimento pode ser aplicado para qualquer distribuição estatística conhecida desde que, por definição, a forma de distribuição cumulativa de probabilidade varie entre 0 e 1 conforme visto na Figura 3-7:

Figura 3-7 - Geração de números aleatórios com distribuição predefinida



Fonte: Adaptado de Beck (2018).

A eq. (3.52) representa um processo geral para cálculo, porém conforme Beck (2018) a função não é indicada para distribuições normais e log-normal, visto que não há solução analítica para a função. Para tal, as amostras de variáveis aleatórias podem ser obtidas a partir de algoritmos que representam pares de amostras y_1 e y_2 , obtidas de amostras independentes u_1 e u_2 , uniformemente distribuídas entre 0 e 1.

$$\begin{aligned} y_1 &= \sqrt{-2 \ln(u_1) \cos(2\pi u_2)} \\ y_2 &= \sqrt{-2 \ln(u_1) \sin(2\pi u_2)} \end{aligned} \quad (3.52)$$

Logo as amostras $X \sim N(\mu, \sigma)$ são obtidas pelas eq. (3.53):

$$x_i = y_i \sigma + \mu \quad (3.53)$$

E com uso do mesmo algoritmo é possível determinar as amostras de variáveis log-normal usando $X \sim LN(\lambda, \xi)$.

$$x_i = \exp[y_i + \lambda] \quad (3.54)$$

Portanto, as duas equações vistas em (3.52) representam a definição de amostras baseadas em números aleatórios u_i com distribuição entre 0 e 1 e características específicas de distribuição.

3.9 Tipos de Distribuições e Seus Parâmetros

Para definir o tipo de distribuição e dos parâmetros presentes em uma variável aleatória gerada pelo método de Monte Carlo torna-se necessário conhecer previamente as características dessas variáveis de forma conjunta ou separadamente, como nos três métodos descritos em seguida:

1. Funções conforme dados observados

Diversos parâmetros de amostras são calculados previamente conforme destaca Bussab (2019), entre eles estão parâmetros que abordam distribuições que consideram valores como média, desvio padrão, coeficiente de Skewness e coeficiente de Kurtosis.

2. Definições de normas ou publicações

Utilizando normas técnicas e estudos presentes na bibliografia define-se distribuições e parâmetros a serem inferidos a partir de valores característicos estudados como, por exemplo, em solicitações e resistências. Além disso, pode-se utilizar de distribuições significativas dispostas em códigos e normas internacionais, como as apresentadas pelo *Probabilistic Model Code* (JCSS, 2006).

3. Raciocínio físico

Usando de conceitos probabilísticos e estatísticos para cálculos de distribuições, como quando uma variável aleatória é constituída pela soma de outras variáveis, utiliza-se do teorema do limite central e de variáveis com distribuições normais.

3.10 Distribuições Aleatórias de Variáveis Contínuas

As distribuições do tipo aleatórias descrevem as probabilidades contínuas dos possíveis valores de uma variável qualquer onde, estes valores são representados como um conjunto de números com seus respectivos intervalos. Segundo Bussab (2019), algumas variáveis que resultam de algum processo de mensuração contínuas são:

- a) Peso ou altura;
- b) Demanda de suprimentos;
- c) Tempo de vida de um bem manufaturado;
- d) Diâmetro de peças produzidas em escala industrial;
- e) Erros de medidas, em geral resultantes de experimentos.

3.10.1 Distribuição Normal

A distribuição normal, também conhecida como distribuição Gaussiana, trata-se de uma distribuição frequentemente utilizada na representação de fenômenos físicos. Por definição a variável aleatória X tem distribuição normal com média e desvio padrão dados respectivamente por, μ e σ^2 , $-\infty < \mu < +\infty$ e $0 < \sigma^2 < \infty$, e sua função densidade de probabilidade dada pela expressão:

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-(x-\mu)^2/2\sigma^2}, -\infty < X < \infty \quad (3.55)$$

Onde μ é a média da distribuição e σ é o desvio padrão. A função de distribuição acumulada possui uma expressão na forma analítica definida como:

$$F(x) = \int_{-\infty}^x \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-(x-\mu)^2/2\sigma^2} dx \quad (3.56)$$

A função normal padrão é comumente utilizada de maneira que o desvio padrão unitário e média são iguais a um e zero respectivamente. Logo a função densidade de probabilidade tem a forma:

$$f(s) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{(-\frac{1}{2}s^2)} \quad (3.57)$$

E a função de distribuição acumulada é dada por:

$$F(x) = \int_{-\infty}^s \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{(-\frac{1}{2}s^2)} dx \quad (3.58)$$

A função de distribuição acumulada, apresenta valores de distribuição definidos conforme a literatura. A transformação de uma distribuição normal pode ser feita utilizando a mudança de variável (Bussab, 2019):

$$S = \frac{(x - \mu_X)}{\sigma_X} \quad (3.59)$$

A função densidade de probabilidade normal padrão é designada como:

$$\phi(s) = f_s(s) \quad (3.60)$$

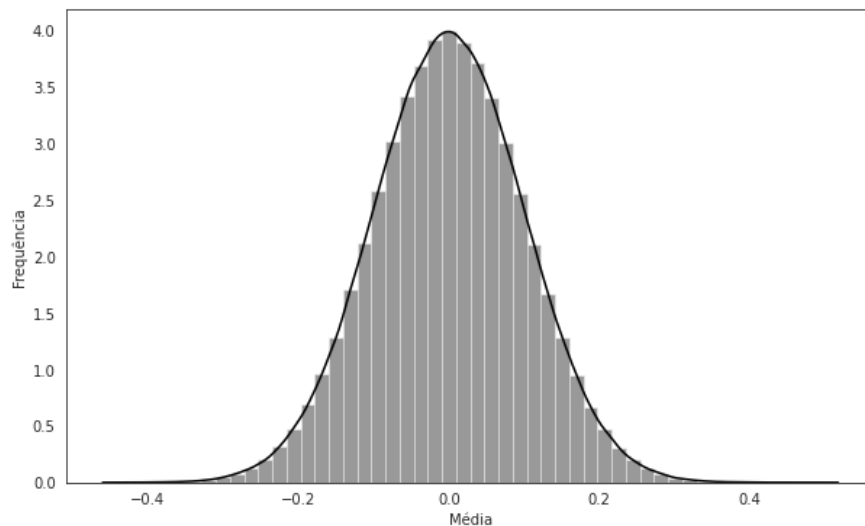
E a função cumulativa normal padrão é:

$$\phi(s) = F_s(s) \quad (3.61)$$

A representação da distribuição acumulada normal padrão pode ser calculada e representada por uma série infinita. Sua representação gráfica pode ser vista na Figura 3-8, com as curvas da função de densidade de probabilidade de variáveis com distribuição normal, média igual a zero e diferentes valores de desvio padrão.

A função de representação da distribuição normal pode ser utilizada para representar dimensões físicas, por exemplo para incertezas de dimensões de elementos estruturais, como a largura de um pilar ou a posição da armadura.

Figura 3-8 - Representação da densidade de variáveis como distribuição normal



Fonte: Autor.

3.10.2 Distribuição Log-normal

Esta é uma distribuição em que seu logaritmo natural da variável X definido por $Y = \log(X)$ tem a distribuição normal. Logo, sua função de densidade é de probabilidade é dada por:

$$f(x) = \frac{1}{ax\sqrt{2\pi}} e^{-(\ln x - \mu)^2/2a} \quad (3.62)$$

Para $x \geq 0$ e $a > 0$ a média pode ser dada por:

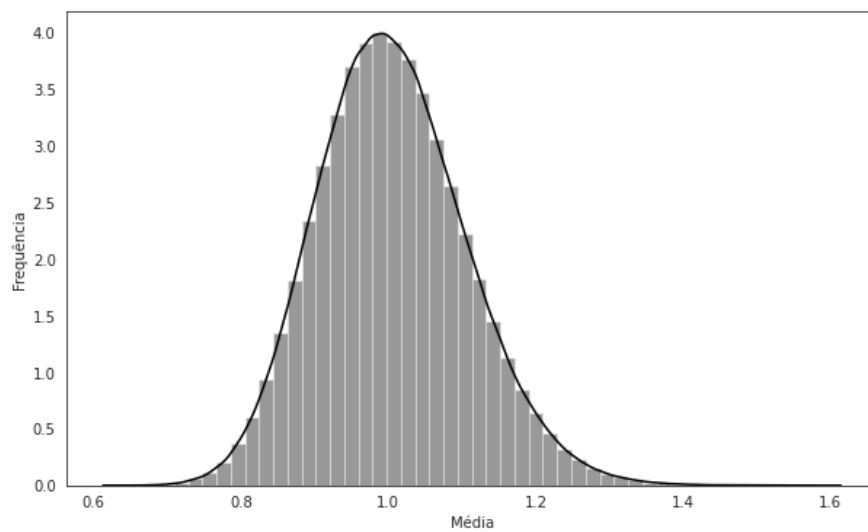
$$\mu = e^{\left(b + \frac{a^2}{2}\right)} \quad (3.63)$$

E a variância por:

$$\sigma^2 = e^{(2b + a^2)}(e^{a^2} - 1) \quad (3.64)$$

Assim, como a função cumulativa que representa a distribuição normal, também a função cumulativa da distribuição lognormal, não possui expressão de forma analítica.

Figura 3-9 - Representação da densidade de variáveis como distribuição lognormal



Fonte: Autor.

Na Figura 3-9 é possível visualizar as curvas que representam a função de densidade de probabilidade de variáveis com distribuição lognormal, cujo $b = 0$ com valores diferentes de a . Este tipo de distribuição pode ser utilizado, por exemplo, para representar a tensão de escoamento do aço e a resistência à compressão do concreto, visto que elas não podem assumir valores negativos.

3.10.3 Distribuição Gumbel

A distribuição de Gumbel trata-se de uma distribuição utilizada para modelar valores com distribuição de níveis mínimos e máximos da ocorrência de um evento. Pode ser usada para representar a distribuição do nível máximo e mínimo da velocidade do vento em um referido local por um período de um ano. A densidade de probabilidade é dada pela função:

$$f(x) = ae^{-a(x-b)-e^{-a(x-b)}} \quad (3.65)$$

E a função cumulativa de probabilidade é dada por

$$F(x) = e^{-e^{-a(x-b)}} \quad (3.66)$$

A representação da média é dada por:

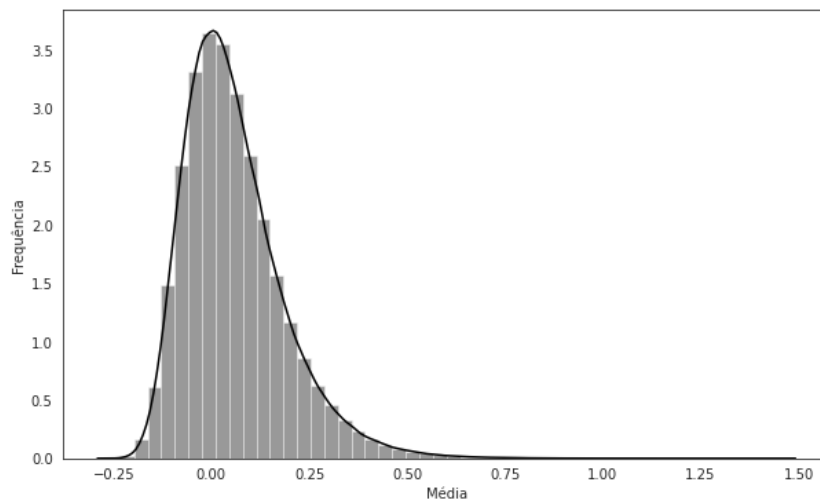
$$\mu = b + \frac{\gamma}{a} \quad (3.67)$$

Sendo γ dado pela constante de Euler (0.577...) e a variância representada por:

$$\sigma^2 = \frac{\pi^2}{6 a^2} \quad (3.68)$$

A representação das curvas de funções de densidade de probabilidade de variáveis com a distribuição tipo Gumbel são representadas pela Figura 3-10.

Figura 3-10 - Representação da densidade de variáveis como distribuição Gumbel



Fonte: Autor.

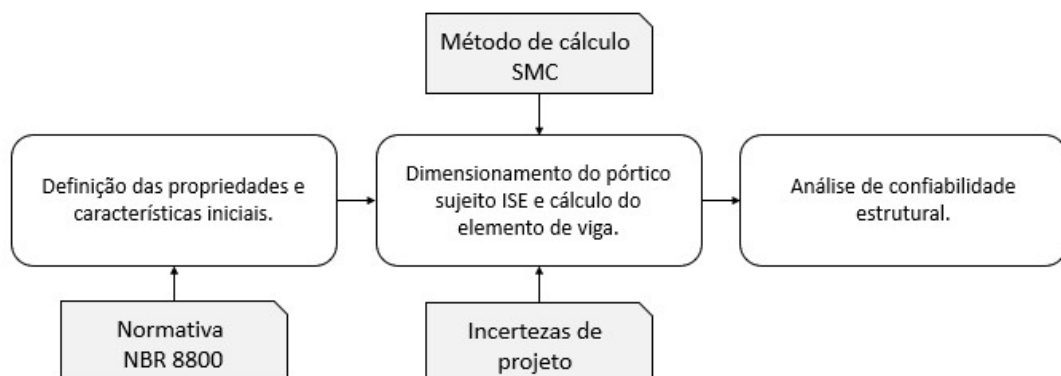
3.11 Construção do Problema de Confiabilidade Estrutural

Para construção do problema de confiabilidade torna-se necessário a definição dos dados de entrada do problema e o estabelecimento da função estado limite para um determinado tipo de sistema estrutural ou conjunto de sistemas. No caso deste trabalho será avaliada a confiabilidade de vigas presentes em um pórtico plano de aço, sem ação de ventos, sujeita a uma configuração onde se considera a interação solo-estrutura.

Nesse sentido avalia-se os parâmetros do índice de confiabilidade e probabilidade de falha de perfis metálicos seguindo a NBR 8800 (ABNT, 2008) extraídos do pórtico. As vigas de aço estão submetidas às seguintes condições: flexão simples, restrições de apoios simples, travamento lateral, simetria dos perfis e não há torção na seção. As amostras geradas pelo uso da técnica de Monte Carlo estão sujeitas as análises de estado limite conforme as características predefinidas de incertezas. A modelagem da estrutura é realizada pelo método de análise matricial. O solo é representado seguindo a hipótese de Winkler. Os cálculos de confiabilidade estrutural dos elementos de viga se dão conforme as funções de desempenho para os estados limites últimos de momento fletor, para força cortante e para estados limites de serviço para deslocamento máximo.

O desenvolvimento do trabalho pode ser dividido em 3 etapas, conforme a Figura 3-11: (i) definição das propriedades iniciais e estudo de incertezas, (ii) dimensionamento do pórtico e dos elementos de aço (vigas) e (iii) análise de confiabilidade estrutural.

Figura 3-11 - Fluxograma da rotina de cálculo da confiabilidade estrutural



Fonte: Autor.

Etapa 1: Inicialmente, é necessário definir as propriedades e características iniciais para o sistema e os parâmetros de projeto utilizados. A peça é submetida aos critérios de

dimensionamento descritos na seção 2.3, em que são feitas as verificações segundo o modelo de estado limite para atendimento aos requisitos de projeto.

Etapa 2: Dentro da simulação de Monte Carlo, realiza-se o dimensionamento do pórtico plano e cálculo do elemento de viga para n_s . Na etapa do cálculo do elemento de viga, são avaliados para os estados limites últimos, o momento fletor e esforço cortante. No estado limite de serviço, avalia-se o deslocamento máximo da peça estrutural. Estas funções de desempenho são analisadas em cada ciclo de maneira que os esforços solicitantes, sejam menores do que os valores máximos resistidos pelos elementos.

Etapa 3: Na última etapa é feito o cálculo da probabilidade de falha e índice de confiabilidade conforme a somatória dos resultados para cada uma das funções de estado limite estudadas. Diante dos resultados, diversas análises gráficas e considerações finais a respeito da interação solo-estrutura são realizadas.

3.12 Metodologia do Problema de Confiabilidade Estrutural

Nesta seção será apresentada a metodologia proposta para a simulação da confiabilidade estrutural. Para a validação das rotinas computacionais, foram analisados alguns problemas teste largamente utilizados na literatura em questão.

3.12.1 *Reliability Analysis for Structural Design - RASD*

Para este trabalho foi desenvolvida uma biblioteca em linguagem computacional *Python* conhecida como RASD - *Reliability Analysis for Structural Design*, que engloba outras ferramentas de código livre e aberto como as bibliotecas *SciPy*, *Matplotlib* e *NumPy*. Tal biblioteca tem como função realizar a montagem das amostras e realizar a avaliação da função de estado limite para um problema de confiabilidade.

A ferramenta tem como principal objetivo determinar os índices de confiabilidade e de probabilidade de falha de sistemas estruturais. Para isso, é possível utilizar a técnica de Monte Carlo ou mesmo Hipercubo Latino para a geração de amostras, pois tais métodos podem ter distribuições probabilísticas do tipo normal, log-normal, gumbel ou uniforme.

Os resultados gerados pela biblioteca são exibidos de forma gráfica utilizando bibliotecas auxiliares como *Matplotlib*. Serão apresentados histogramas para a visualização das frequências de ocorrência de valores numéricos gerados pelas simulações. Também são apresentados gráficos de dispersão, sendo que estes exibem os resultados das amostras com relação a

duas variáveis numéricas. Por fim, será também apresentado um tipo de gráfico que representa a dispersão gerada pelas amostras na função de desempenho.

Na seção de resultados apresenta-se as validações do algoritmo como, por exemplo, a geração das amostras e problemas de *benchmark* tradicionais de engenharia estrutural descritos na seção 4.1.

3.12.2 Plataforma FINITO

Na escrita de um problema de confiabilidade que envolva análise de um pórtico é necessária a avaliação dos esforços internos desta estrutura. Para isto foi utilizado a plataforma em *Python* desenvolvido por Carvalho (2020) e por Rodrigues (2021). Tal plataforma apresenta-se como saída os deslocamentos nodais e esforços internos das vigas de pórtico plano. Para esta dissertação foi utilizado o elemento tipo viga com 3 graus de liberdade por nó. Maiores descrições deste elemento podem ser vistas nas seções 4.2 e 4.2.1.

3.12.3 O Problema de Confiabilidade

Nesta seção é apresentado o resultado da simulação do edifício, exemplo desta dissertação. Salientamos aqui que a dissertação tem como objetivo avaliar a confiabilidade de um sistema submetido a interação solo estrutura. O fluxograma da Plataforma RASD é apresentado na Figura 3-13.

Inicialmente define-se os dados de entrada do problema, como números de nós, elementos, condições de contorno, propriedades dos materiais, parâmetros do solo, características do perfil metálico escolhido e definição dos parâmetros de incertezas das variáveis.

Logo, inicia-se a simulação de Monte Carlo conforme o número de amostras que define a quantidade de repetições a serem realizadas pelo algoritmo. Em cada ciclo, é realizada a geração de amostras das variáveis aleatórias conforme as predefinições que levam em consideração a média e desvio padrão. Estas amostras então são substituídas em cada ciclo, por novos valores e a rotina novamente realizada. Em cada simulação é calculado, se necessário, um novo acoplamento e interação do solo-fundação na estrutura e é realizado o cálculo estrutural pelo método da análise matricial. Os resultados gerados em cada etapa são: o momento fletor máximo, o esforço cortante máximo, os esforços normais e as deformações máximas.

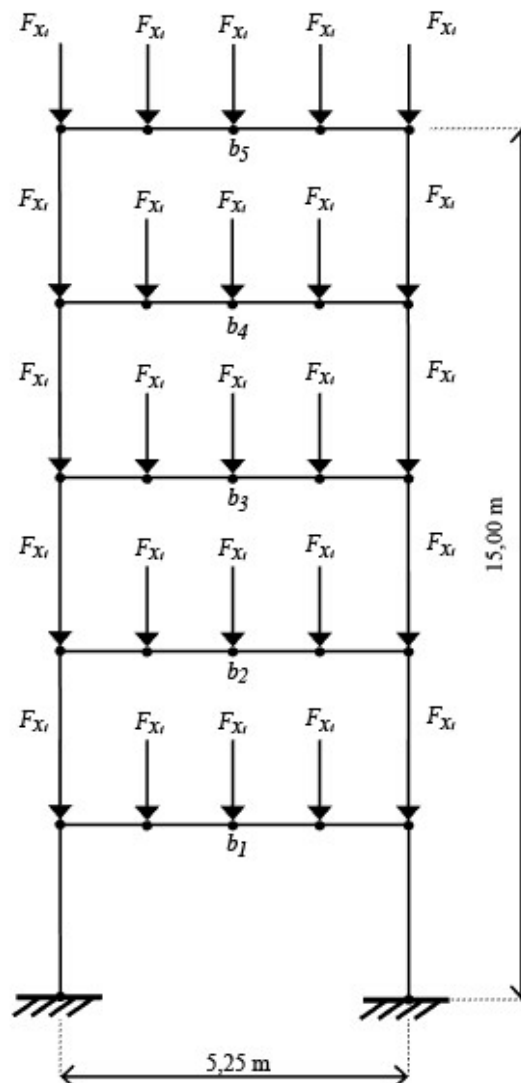
As amostras geradas pela SMC referem-se às variáveis e características do perfil metálico estudado, em que diante desses valores, calcula-se o momento fletor, esforço cortante e

deflexão máxima da seção. Possibilitando assim o estudo das funções de desempenho que definem o comportamento desta estrutura, no que tange a confiabilidade estrutural.

Esta simulação, portanto, é realizada até que se atinja a quantidade definida de simulações n_s e, em cada ciclo, avalia-se as funções de desempenho. No fim do processo, é feito o cálculo da probabilidade de falha e índice de confiabilidade conforme a somatória dos resultados.

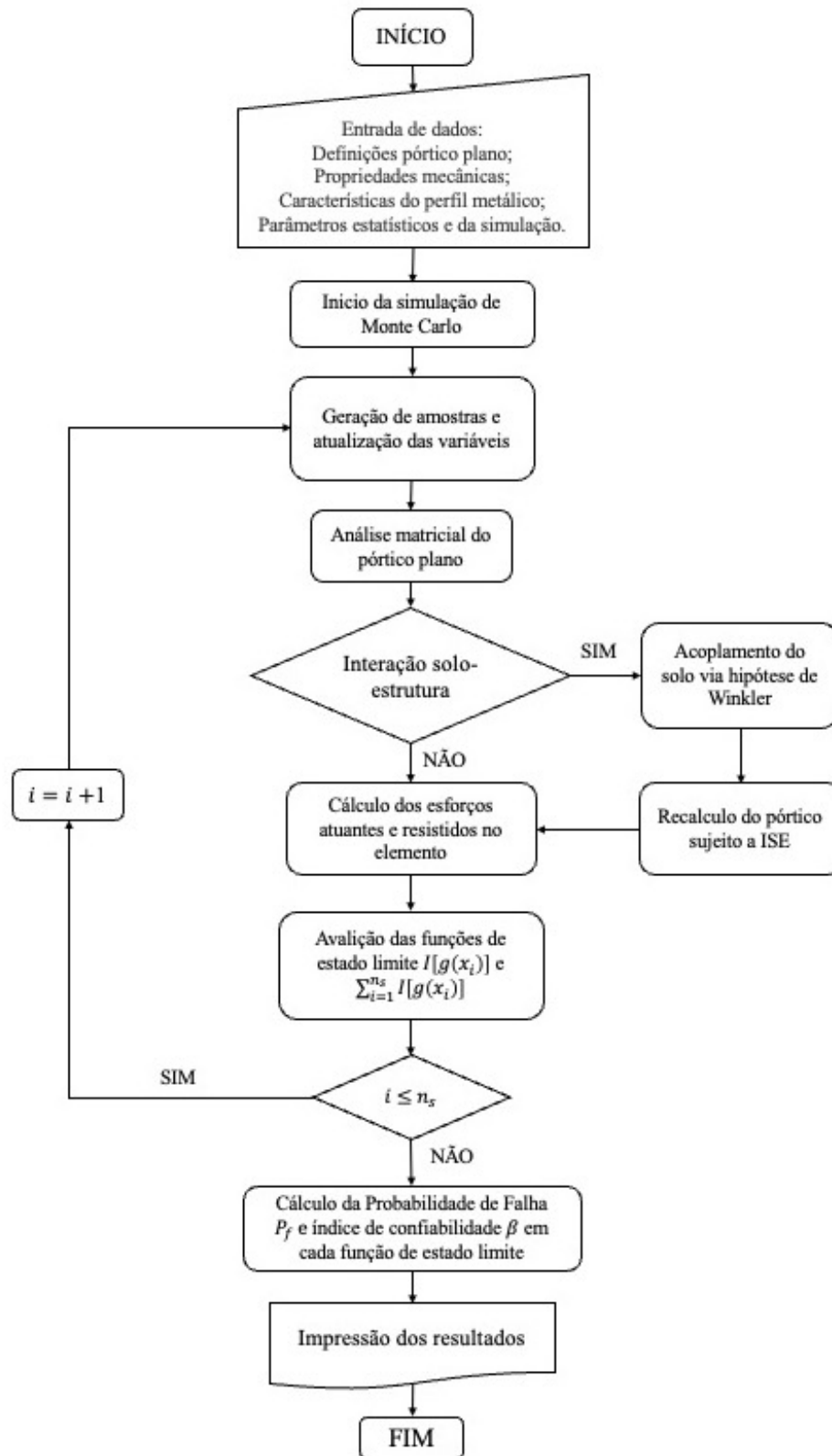
O modelo do edifício analisado inicialmente nesta dissertação não está sujeito a condição de interação solo-estrutura (Figura 3-12). O pórtico plano proposto possui cinco pavimentos em estrutura de aço, sem ação de ventos e sujeita às condições de contorno de engaste nas fundações.

Figura 3-12 - Pórtico plano de cinco pavimentos sem interação solo-estrutura



Fonte: Autor.

Figura 3-13 - Fluxograma da rotina de cálculo da confiabilidade estrutural (RASD)



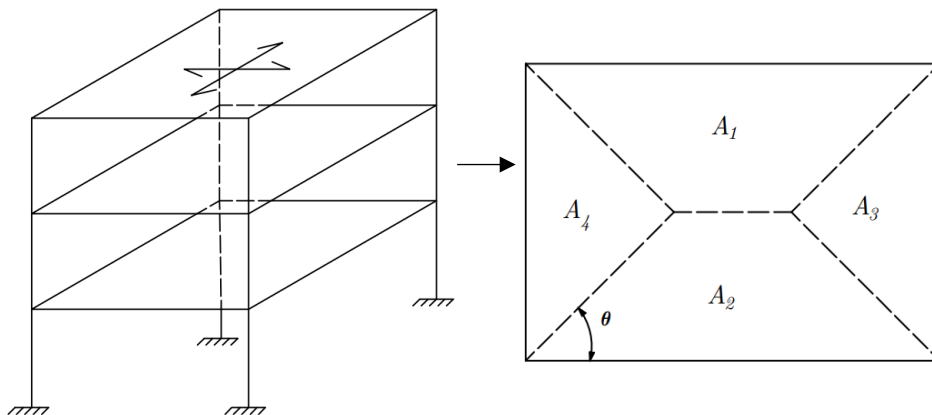
Fonte: Autor.

3.12.4 Características Estruturais do Edifício e Funções de Estado Limite

Os carregamentos atuantes na edificação seguem a NBR 6120 (ABNT, 2019) e são oriundos de uma laje dimensionada que descarrega seus esforços nos elementos de viga. A viga em estrutura de aço possui um subsistema horizontal em concreto armado que recebe carregamentos permanentes e variáveis. Os carregamentos atuantes na laje são: o peso próprio, o peso de revestimentos, o peso de paredes e cargas de utilização que resultam no carregamento permanente da laje de concreto de $4,2 \text{ kN/m}^2$ e carga variável de $1,5 \text{ kN/m}^2$. Para o carregamento das paredes, é considerado a parede de alvenaria com tijolos furados, possuindo um peso específico de 13 kN/m^3 , altura de $2,95 \text{ m}$, $11,5 \text{ cm}$ de espessura e 2 cm por face, obtendo-se uma carga de $5,02 \text{ kN/m}$. A seção escolhida seguiu os critérios propostos por Rebello (2000), sendo o perfil metálico Gerdau seção W 150 X 18, tendo seu peso próprio definido conforme o fabricante com valor referente de $0,176 \text{ kN/m}$.

As ações descritas anteriormente são aplicadas nas lajes e transmitidas integralmente para as vigas que sustentam a laje e ocorrem por meio de carregamento com intensidade variável ao longo de sua extensão. Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2007), possibilita-se a aproximação e simplificações para o cálculo das reações de apoio das lajes maciças retangulares com carga uniforme. As reações são correspondentes às cargas atuantes de maneira aproximada de triângulos ou trapézios e distribuídas uniformemente sobre os elementos estruturais que lhes servem de apoio conforme a Figura 3-14, onde observa-se o pórtico do qual é extraído a laje bem como a definição das áreas.

Figura 3-14 - Regiões da laje localizada no pórtico para o cálculo das reações nas vigas



Fonte: Autor.

Considerando a laje com todos os bordos apoiados com $\theta = 45^\circ$, largura de 5,25 m, comprimento de 4,25 m. Assim, o valor da área de influência é de $6,615 \text{ m}^2$ determinando uma carga atuante de 5,292 kN/m. Diante do cálculo de todas as cargas, é possível determinar a carga permanente (G) atuante no elemento viga de cerca de 10,488 kN/m, ao longo da sua largura de 55,065 kN e 13,766 kN por nós. Quanto ao carregamento accidental (Q) atuante de 1,891 kN/m sendo de 9,923 kN ao longo da viga e 2,481 kN por nós.

Como validação inicial, o objetivo é compreender o comportamento das vigas metálicas presentes no pórtico diante dos métodos tradicionais de dimensionamento utilizando os estados limites. Para tal, é feito o cálculo do pórtico sem que haja uso das teorias de confiabilidade e desconsiderando os modelos que representem o solo acoplado com a estrutura. Nesta etapa verifica-se se o perfil escolhido está apto segundo as equações de Estado Limite delimitadas pela NBR 8800.

As funções de estado limite que tangem o problema dos elementos de viga, se comportam de maneira que os valores máximos resistidos pelos elementos sejam menores do que solicitados, na eq. (3.69), avalia-se o momento fletor, na eq. (3.70) a ruptura devido a esforço cortante e na eq.(3.70) a deflexão máxima suportada pela viga.

$$g_1(x) = \theta_R \cdot M_R - \theta_S \cdot M_S \quad (3.69)$$

$$g_2(x) = \theta_R \cdot V_{rd} - \theta_S \cdot V_{sd} \quad (3.70)$$

$$g_3(x) = \theta_R \cdot \delta_{max} - \theta_S \cdot \delta_{serv} \quad (3.71)$$

Depois da validação inicial aplica-se no edifício, a análise de confiabilidade estrutural. A análise contém 10 variáveis aleatórias com os parâmetros de projeto que serão utilizados de forma probabilísticas, como seus valores de média e desvio padrão, avaliando as incertezas inerentes ao projeto estrutural. Estas variáveis probabilísticas são indicadas na Tabela 3.4.

Inclui-se para a realização das simulações, um computador com processador Intel Core i7, 2.5GHz, 4MB, L3 cache, com memória RAM de 16GB DDR3 em que os tempos de simulação médio para o problema propostos sem ISE foram 4h e com ISE de 8h.

Tabela 3.4 - Variáveis aleatórias avaliadas no estudo da flexão.

	Variável	Distribuição	Unidade	μ_{X_i}	σ_{X_i}
1	F_G	Normal	N	F_G	$0,10.\mu_F$
2	F_Q	Gumbel	N	$0,93.F_Q$	$0,40.\mu_Q$
3	E	Normal	kN/cm ²	E	$0,06.\mu_E$
4	f_y	Normal	kN/cm ²	f_y	$0,06.\mu_{f_y}$
5	h_w	Normal	mm	h_w	$0,05.\mu_{h_w}$
6	t_w	Normal	mm	t_w	$0,05.\mu_{t_w}$
7	b_f	Normal	mm	b_f	$0,05.\mu_{b_f}$
8	t_f	Normal	mm	t_f	$0,05.\mu_{t_f}$
9	θ_R	Log-Normal	-	1,00	$0,03.\mu_{\theta_R}$
10	θ_S	Log-Normal	-	1,00	$0,03.\mu_{\theta_S}$

Fonte: Adaptado de Tran (2020), Santiago (2019), Cardoso (2019), Keshtegar (2017), Santos (2014).

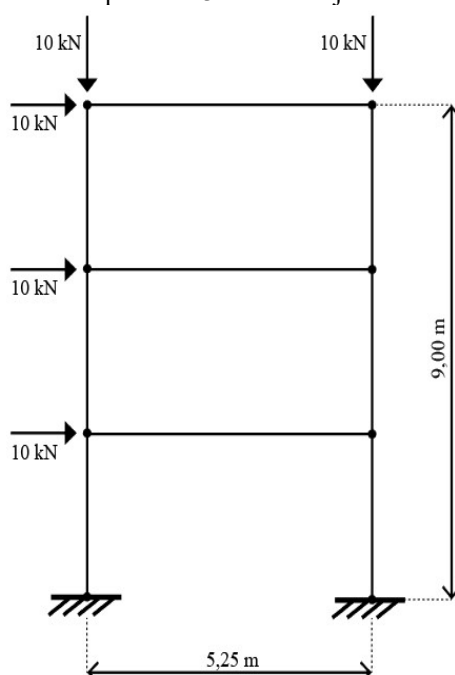
4 RESULTADOS

Neste capítulo serão abordados os resultados das simulações propostas voltados para análise de confiabilidade em estruturas mecânicas. Primeiramente, serão validados o programa computacional RASD e a plataforma FINITO. Para o primeiro é verificada sua eficiência nas gerações das amostras, enquanto no segundo, valida-se o método de análise matricial. Em seguida, ainda na fase de validação, a abordagem estocástica proposta é implementada em um problema em uma viga bi apoiada. Finalmente, trata-se dos problemas propostos neste trabalho, ou seja, a análise de confiabilidade em pórticos. Assim, serão realizadas as análises de confiabilidade tanto em um pórtico plano clássico, quanto em uma estrutura onde se considera a interação com o solo.

4.1.1 Estudo de um Pórtico Plano Sujeito à Cargas Pontuais

Nesta seção demonstra-se a utilização da biblioteca FINITO como analisador estrutural de um pórtico modelo. A comparação dos resultados foi feita através do programa gráfico-interativo de comportamento estrutural *Ftool*, desenvolvido pela Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro – PUC/RJ.

Figura 4-1 - Pórtico plano de 3 andares sujeito a esforços pontuais



Fonte: Autor.

A estrutura é do tipo pórtico plano em estrutura metálica de 3 andares, sujeito à forças e restrições de graus de liberdade conforme a Figura 4-1. Os elementos de viga possuem seção transversal de 20 cm de altura, 10 cm de largura, módulo de elasticidade de 200 GPa e 0,30 como coeficiente de Poisson. As coordenadas e forças nodais são conforme a Tabela 4.1:

Tabela 4.1 - Carregamentos e coordenadas de nós pórtico plano de 3 andares

Nós	Coordenadas em X(m)	Coordenadas em Y(m)	Fx(kN)	Fy(kN)
1	0,00	0,00	0,00	0,00
2	5,25	0,00	0,00	0,00
3	0,00	3,00	10,00	0,00
4	5,25	3,00	0,00	0,00
5	0,00	6,00	10,00	0,00
6	5,25	6,00	0,00	0,00
7	0,00	9,00	10,00	-10,00
8	5,25	9,00	10,00	0,00

Fonte: Autor.

Os resultados dos deslocamentos nodais em $x = (u)$ e $y = (v)$ obtidos através da simulação na biblioteca Finito e no programa *Ftool* são descritos na Tabela 4.2:

Tabela 4.2 - Deslocamentos nodais pórtico plano de 3 andares

Nós	u (m)		v (m)	
	<i>Ftool</i>	Finito	<i>Ftool</i>	Finito
1	0	0	0	0
2	0	0	0	0
3	$5,255 \times 10^{-3}$	$5,233 \times 10^{-3}$	$9,412 \times 10^{-6}$	$9,478 \times 10^{-6}$
4	$5,253 \times 10^{-3}$	$5,233 \times 10^{-3}$	$-2,431 \times 10^{-5}$	$-2,447 \times 10^{-5}$
5	$1,178 \times 10^{-2}$	$1,171 \times 10^{-2}$	$1,107 \times 10^{-6}$	$1,107 \times 10^{-6}$
6	$1,172 \times 10^{-2}$	$1,171 \times 10^{-2}$	$-4,105 \times 10^{-5}$	$-4,107 \times 10^{-5}$
7	$1,577 \times 10^{-2}$	$1,571 \times 10^{-2}$	$6,603 \times 10^{-6}$	$6,602 \times 10^{-6}$
8	$1,574 \times 10^{-2}$	$1,571 \times 10^{-2}$	$-5,160 \times 10^{-5}$	$-5,158 \times 10^{-5}$

Fonte: Autor.

Na Tabela 4.3 são apresentados os valores correspondentes aos valores de momento fletor, esforço cortante e tensões normais:

Tabela 4.3 - Momento fletor, esforço cortante e normal pórtico plano 3 andares

Nós	Momento Fletor (kN/m)		Esforço Cortante (kN)		Esforço Normal (kN)	
	<i>Ftool</i>	Finito	<i>Ftool</i>	Finito	<i>Ftool</i>	Finito
1	-30,600	-30,597	15,000	15,012	12,600	12,637
2	-30,600	-30,552	15,000	14,987	-32,600	-32,637
3	14,200	14,151	10,000	10,509	12,600	12,578
4	-14,200	-14,156	10,000	10,005	-32,600	-21,632
5	21,000	21,237	10,000	9,905	2,100	2,128
6	-21,000	-21,230	10,000	9,951	-22,100	-22,128
7	10,600	10,595	5,000	4,999	-6,000	-5,962
8	10,600	-10,598	5,000	4,937	14,000	-14,037

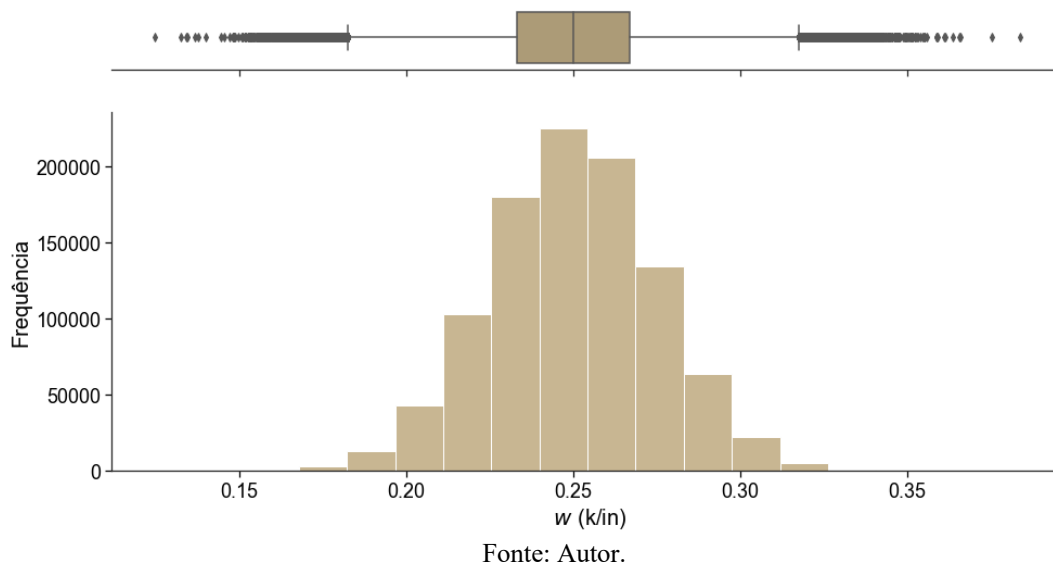
Fonte: Autor.

Os resultados obtidos pelo uso da biblioteca computacional em *Python*, quando comparados aos valores do programa de análise de comportamento estrutural *Ftool* demonstraram ser satisfatórios, de modo que as diferenças existentes entre as respostas foram mínimas na ordem de 1×10^{-3} .

4.2 Testes Iniciais da Plataforma RASD

Um teste inicial foi realizado na plataforma com intuito de verificar o comportamento do gerador de amostras de modo que as mesmas representem a média e o desvio padrão. A validação foi feita utilizando histogramas e diagramas de caixa (*boxplot*) para representações gráficas das frequências de ocorrência de valores numéricos gerados pela SMC. Na Figura 4-2, é apresentada uma variável aleatória que simula a distribuição de um carregamento estrutural w (k/in) hipotético, com valor médio de 0,250 e desvio padrão de 0,025 ($N(\mu, \sigma)$). É possível verificar, na figura 4.1, que o gerador se comportou corretamente, fornecendo uma representação adequada para uma distribuição normal.

Figura 4-2 - Representação de histograma de frequência e *boxplot* da variável w

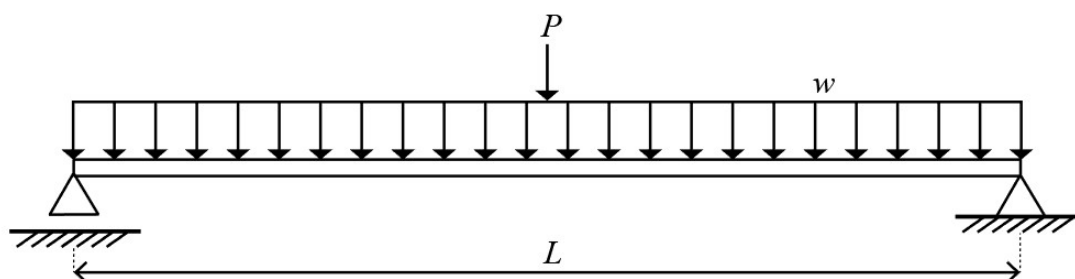


Nota-se a frequência de geração das amostras concentradas na região de 0,25 condizente com a média μ e desvio padrão σ representando uma quantidade de dados moderada na região das caldas da distribuição.

4.2.1 Cálculo de Confiabilidade Estrutural para uma Viga Bi-apoiada

Apresenta-se, na Figura 4-3, uma viga bi-apoiada sujeita a um carregamento distribuído e um concentrado no centro (Nowak, 2000). Pretende-se aplicar a técnica da SMC para avaliar o comportamento desta estrutura.

Figura 4-3 - Viga bi-apoiada com carregamento distribuído e concentrado



Fonte: Adaptado de Nowak (2000).

A função de estado limite que representa a diferença entre o momento fletor máximo resistido e os momentos fletores solicitantes oriundos dos carregamentos, é expressa por:

$$g(P, w, f_y) = f_y Z - \frac{PL}{4} - \frac{wL^2}{8} \quad (4.1)$$

As variáveis determinísticas para a viga são:

Tabela 4.4 - Variáveis determinísticas

Variável	Valor	Unidade	Distribuição	Símbolo
Módulo plástico da seção	80	in ³	Normal	Z
Comprimento	216	in	Normal	L

Fonte: Adaptado de Nowak (2000).

E as variáveis aleatórias são conforme:

Tabela 4.5 - Variáveis aleatórias

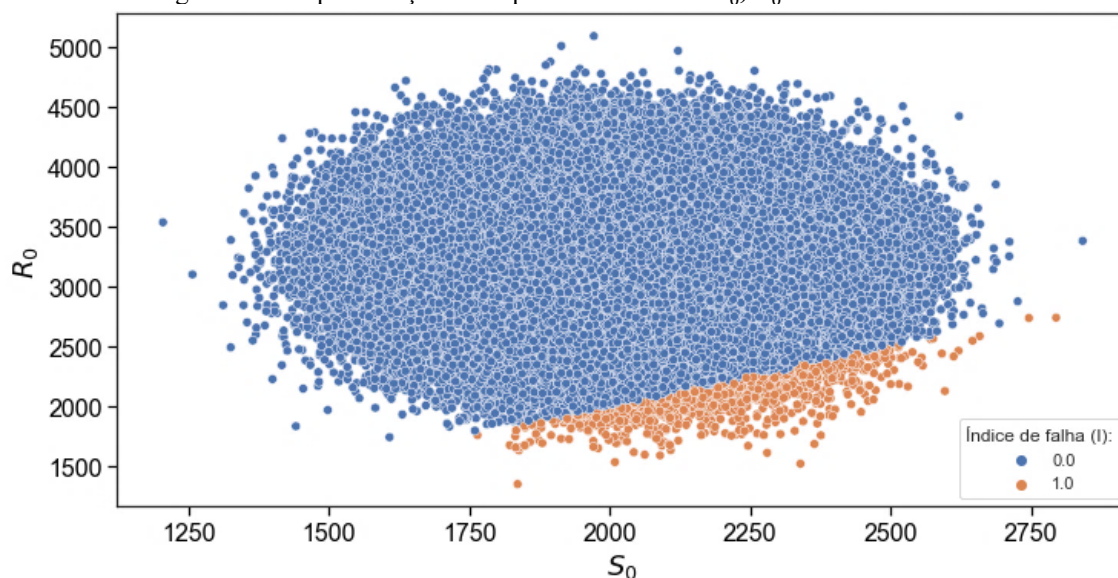
Variável	μ	σ	Unidade	Distribuição	Símbolo
Carregamento concentrado	10,200	1,120	k	Normal	P
Carregamento distribuído	0,250	0,025	k/in	Normal	w
Resistência de escoamento	40,300	4,640	ksi	Normal	f_y

Fonte: Adaptado de Nowak (2000).

As simulações com as amostras geradas pelo método são avaliadas na função de desempenho sujeitas a $g > 0$. O estudo foi feito com 10^5 simulações e os resultados foram analisados graficamente conforme desenvolvido na biblioteca.

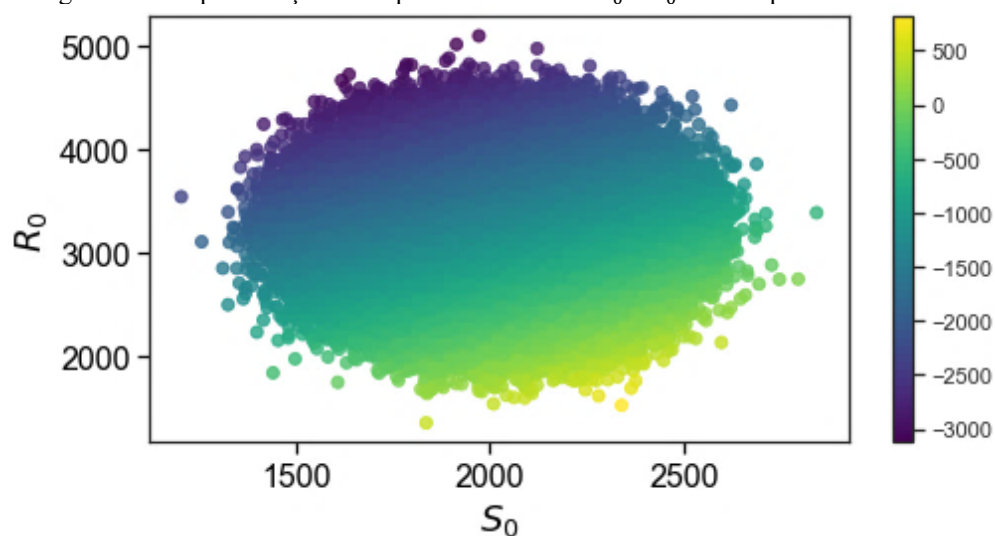
O primeiro gráfico de dispersão, dado na Figura 4-4, exibe o resultado das amostras com relação a duas variáveis numéricas. Cada valor do conjunto de dados é representado como um conjunto de pontos (x, y) de coordenadas correlacionados com os respectivos valores das variáveis.

No gráfico de dispersão os valores referentes em S_0 são esforços solicitados e, em R_0 os esforços resistidos pela viga em cada conjunto de amostras. É feita a classificação por cores do agrupamento dos pares ordenados e legenda com valores de 0 e 1 conforme as amostras geradas pela SMC. Onde as amostras azuis com índice de falha 0, referem-se a amostras onde não houve falha estrutural, e as com valores de 1 na cor laranja onde houve falha estrutural.

Figura 4-4 - Representação da dispersão dos valores S_0 , R_0 e índice de falha I

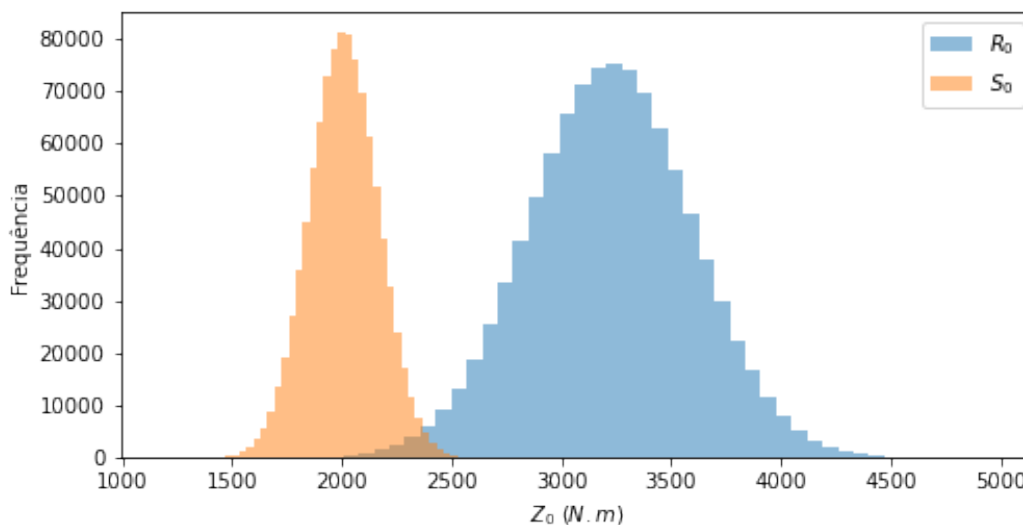
Fonte: Autor.

Um segundo gráfico, que representa também a dispersão, é dado pela Figura 4-5 mapeando a dispersão das amostras. O gráfico gera um mapa de cores na vertical que representa um índice baseado nos intervalos das variáveis S_0 e R_0 , em que os valores estão em escala de máximo e mínimo com tonalidades diferentes para respectivo conjunto de amostras. Onde as cores mais escuras com valores negativos são os pontos onde não houve falhas e aqueles em cores mais claras com valores positivos representam os pontos de falha.

Figura 4-5 - Representação de dispersão dos valores S_0 e R_0 com mapeamento de cores

Fonte: Autor.

A Figura 4-6 representa a distribuição de frequências das variáveis Z_0 , isto é, $Z_0 = S_0 + R_0$, em que as vigas acumuladas do histograma representam o momento fletor solicitados S_0 e o momento fletor R_0 resistido pela viga.

Figura 4-6 - Histogramas de frequência de S_0 e R_0 na região de interferência

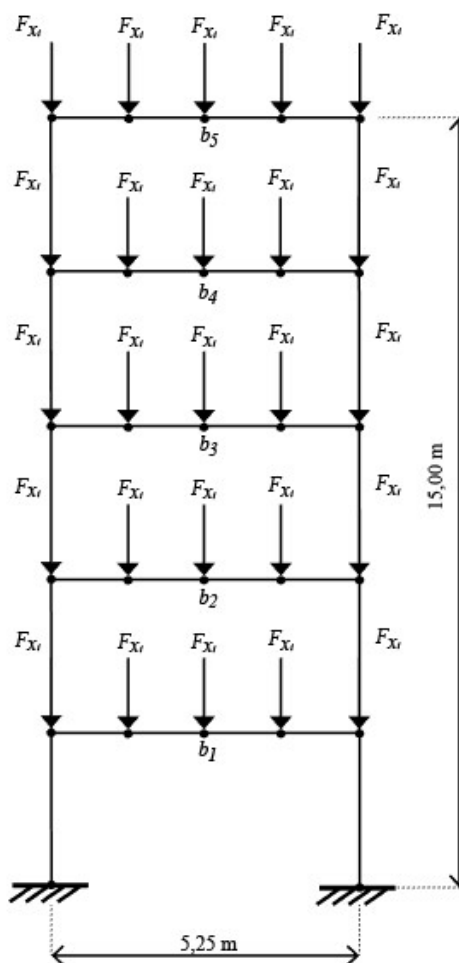
Fonte: Autor.

A área onde ocorre a sobreposição dos valores de resistência e frequência, também conhecida como interferência, indica que amostras geradas que tiveram valores correspondentes nessa região podem apresentar falha por momento fletor da viga, indicar a probabilidade de falha e, ainda apontar o índice de confiabilidade do problema.

4.3 Análise de Confiabilidade em Pórticos Planos

O principal pórtico estudado neste trabalho possui cinco pavimentos em estrutura de aço, sem ação de ventos e sujeita às condições de contorno de engaste nas fundações. Ainda, neste primeiro momento não se considera a interação solo-estrutura (ISE). A primeira etapa consiste na verificação do perfil escolhido conforme as equações de Estado Limite. Os carregamentos são nodais, conforme descritos anteriormente e os perfis metálicos em análise seção W 150 x 18 conforme o exemplo em Figura 4-7:

Figura 4-7 - Pórtico plano de cinco pavimentos sem ISE



Fonte: Autor.

As funções de estado limite que tangem o problema dos elementos de viga presentes estão dispostas em eq. (3.69), eq. (3.70) e eq. (3.71). A Tabela 4.11 apresenta os valores de demanda e capacidade dos elementos de viga que formam o edifício.

Se houvesse falha em algum destes estados limites propostos, seria necessária a escolha de uma nova seção e, conseqüentemente, outra verificação. Caso a seção escolhida não atenda às solicitações propostas neste método, também haverá falha no estudo de confiabilidade.

Tabela 4.6 - Simulação numérica do pórtico plano sem ISE sujeito aos estados limites

Função Estado	Vigas	Solicitado	Resistido
Limite			
		(N.m)	
g_1	b_1	21524,878	31681,818
	b_2	22152,827	31681,818
	b_3	21853,041	31681,818
	b_4	21853,041	31681,818
	b_5	22633,547	31681,818
		(N)	
g_2	b_1	20666,501	109936,364
	b_2	20667,654	109936,364
	b_3	20665,581	109936,364
	b_4	20666,581	109936,364
	b_5	20665,108	109936,364
		(m)	
g_3	b_1	0,0107	0,015
	b_2	0,0108	0,015
	b_3	0,0117	0,015
	b_4	0,0117	0,015
	b_5	0,0112	0,015

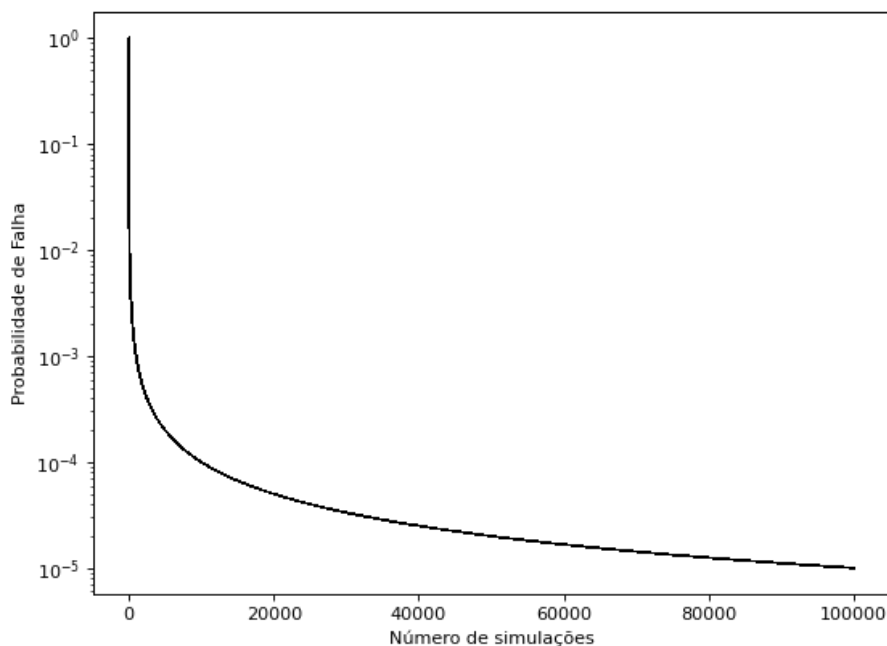
Fonte: Autor.

4.3.1 Pórtico Plano Sem Interação Solo-Estrutural

Após o dimensionamento do pórtico, verificou-se a confiabilidade da estrutura projetada para o pórtico presente na Figura 4-7. Para este fim utilizou-se a plataforma RASD para verificar equações de Estado Limite eq. (3.69), (3.70) e (3.71).

Averiguando o comportamento das funções em simulações de teste para determinar a quantidade de simulações, nota-se a convergência no resultado para a probabilidade de falha com número de 10^5 simulações, conforme visto na Figura 4-8 onde a probabilidade de falha encontra-se em escala logarítmica.

Figura 4-8 - Convergência da probabilidade de falha pelo número de simulações



Fonte: Autor.

Observa-se que a função de estado limite g_1 referente ao momento fletor, apresenta variações na probabilidade de falha, tendo como maior valor dado por 2×10^{-5} e o menor valor encontra-se de zero, não representando falhas. O índice de confiabilidade apresentou maior segurança em $b_4 = 5$, e menor em b_1 e b_5 com valores iguais a 4,107. É possível verificar que os índices de confiabilidade β estão dentro das recomendações alvo do JCSS (Tabela 3.1). Neste caso, os estados limites últimos de índices β com valores próximos a 4,2 e classe 2, possuem um custo relativo de segurança normal (Tabela 3.1).

A Tabela 4.7 apresenta o valor da probabilidade de falha para o modelo como os seus índices de confiabilidade.

Tabela 4.7 - Simulação numérica do pórtico plano sem ISE

Função Estado Limite	Vigas	Falhas	P_f	β
g_1	b_1	2	0,00002	4,107
	b_2	1	0,00001	4,265
	b_3	1	0,00001	4,265
	b_4	0	<100000	5
	b_5	2	0,00002	4,107
g_2	b_1	0	<100000	5
	b_2	0	<100000	5
	b_3	0	<100000	5
	b_4	0	<100000	5
	b_5	0	<100000	5
g_3	b_1	13676	0,13676	1,096
	b_2	13420	0,13420	1,107
	b_3	14113	0,14113	1,076
	b_4	14201	0,14201	1,072
	b_5	13869	0,13869	1,086

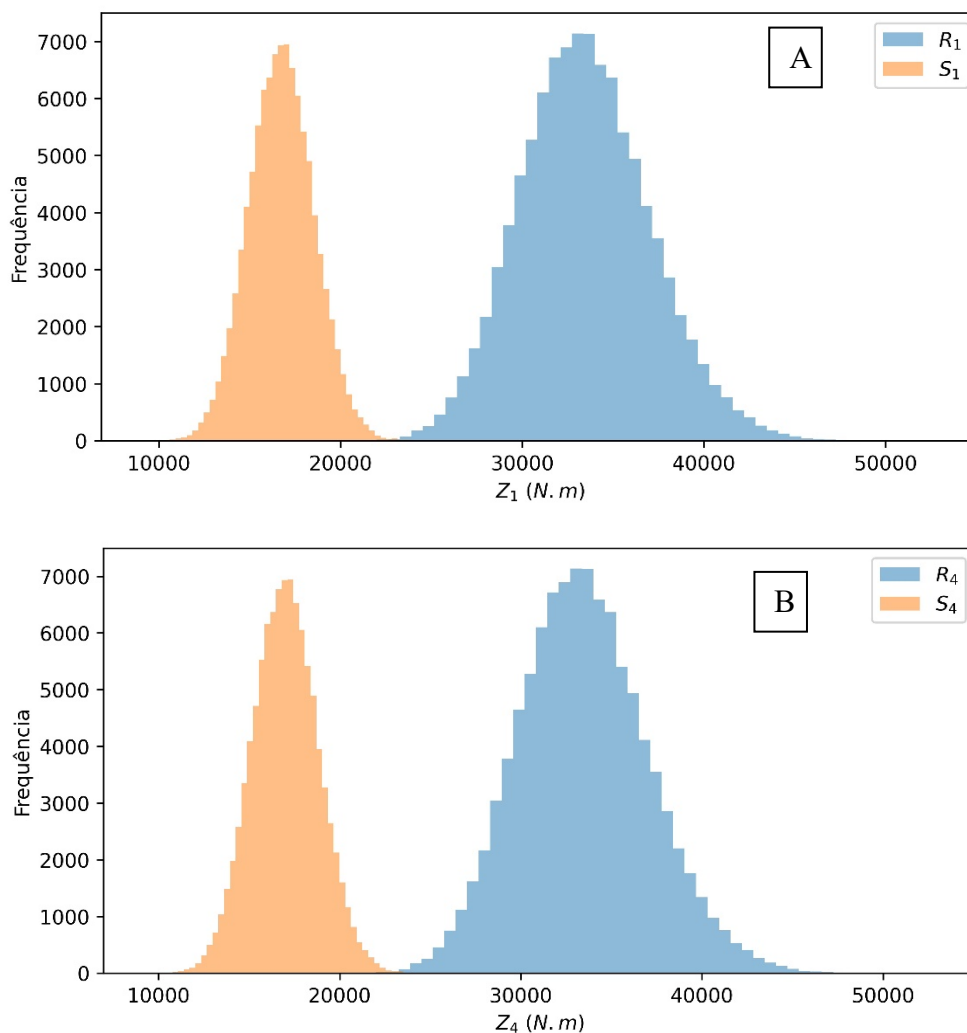
Fonte: Autor.

Como visto, as vigas b_1 e b_5 possuem mais falhas que os demais, em que 2 simulações tiveram os valores solicitados de momento fletor superiores ao resistido pela peça metálica. Isso ocorre devido ao momento fletor total do pórtico atuar mais nesse elemento, gerando uma solicitação maior desse esforço. Resultando, portanto, em um momento fletor máximo maior do que nos outros componentes, gerando assim, um número maior de falhas e menores índices de segurança.

Avaliando o histograma de distribuição de frequência dos valores resistidos e solicitados oriundos dos cálculos e combinações, conforme visto na Figura 4-9, em que $Z_n = S_n + R_n$, as vigas acumuladas de momento solicitados S_n e momento resistido R_n pela viga. Nota-se na região central, a sobreposição das curvas dos valores de resistência e solicitação, indicando que as amostras geradas presentes nesta região apresentam falha por momento fletor. Na região de interferência das Figura 4-9 (A) e (B), existem poucos valores de sobreposição. Portanto, é

possível observar no histograma, a baixa taxa de falhas do perfil. As demais vigas analisadas podem ser vistas no Apêndice A.

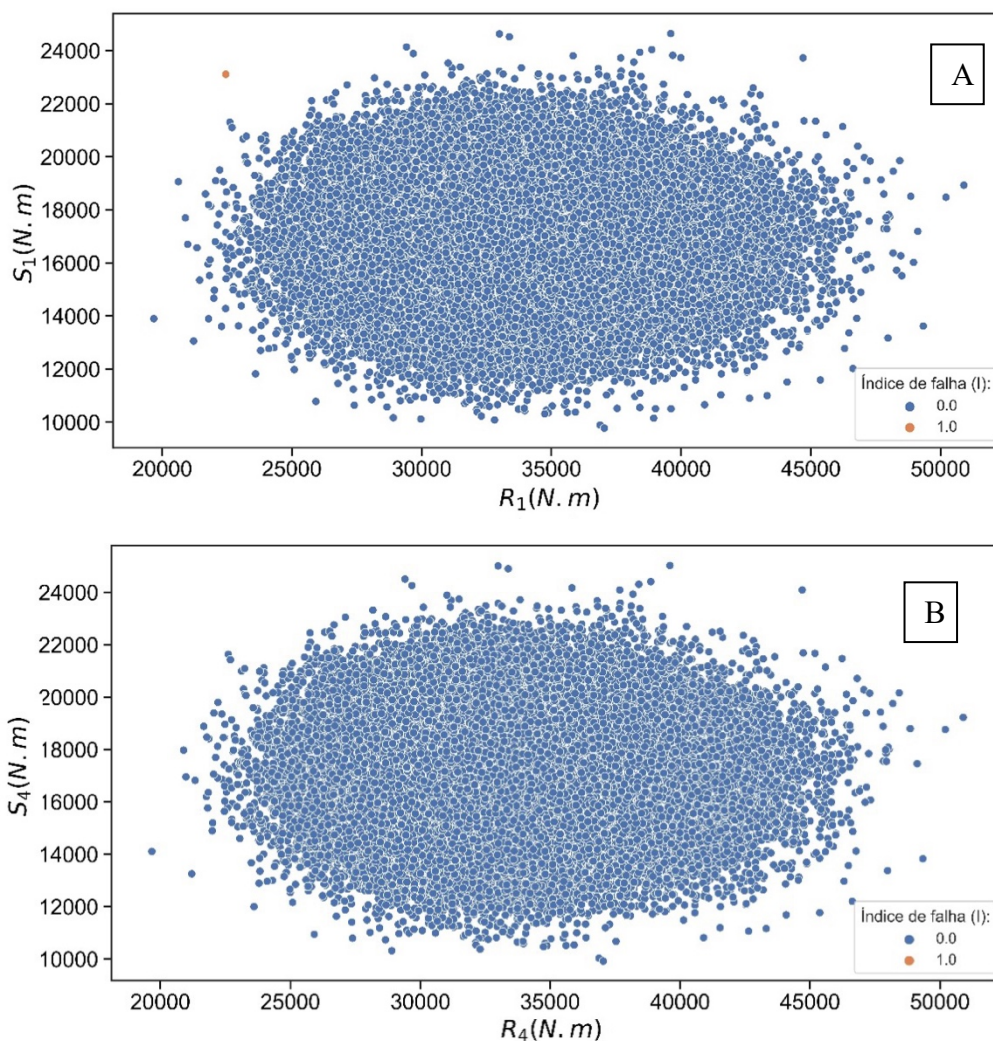
Figura 4-9 - Histogramas de frequência g_1 para S_n e R_n para b_1 (A) e b_4 (B) sem ISE



Fonte: Autor.

Apresenta-se na Figura 4-10 os valores referentes aos pares ordenados solicitados e resistidos pela viga em cada conjunto de amostras. Nesse caso, x refere-se aos esforços solicitados S_n e y aos esforços resistidos R_n . A classificação das amostras é feita pelo agrupamento dos pares de índices de falhas em valores 0 ou 1, onde 0 representa não falha e 1 representa a ocorrência de falha. Na dispersão 4.15 (A), observa-se o número de 2 falhas, enquanto em 4.15 (B), não ocorrem falhas oriundas da simulação.

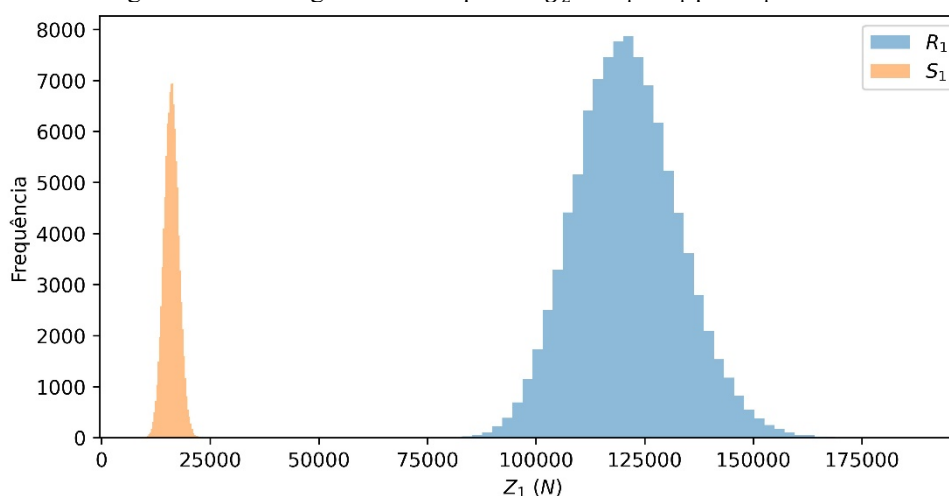
Figura 4-10 - Dispersão de valores e índice de falha de g_1 para b_1 (A) e b_4 (B) sem ISE



Fonte: Autor.

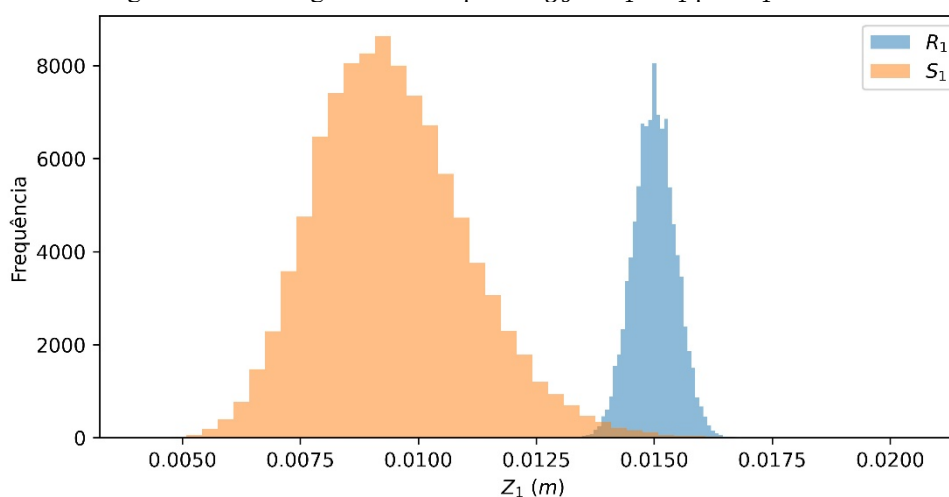
Também é possível afirmar que, em nenhuma das vigas analisadas do pórtico ocorreram falhas relacionadas à equação de estado limite g_2 , que se refere ao esforço cortante. Assim, a probabilidade de falha se encontra próxima de zero e o índice de confiabilidade apresenta maior segurança com valor de 5. Isso ocorre devido ao esforço solicitante ser inferior ao esforço resistido pela peça. Neste caso, a solicitação média para esta peça está em torno de 20,66 kN enquanto o valor resistido de 109,93 kN.

Esta diferença que representa a segurança pode ser vista de forma gráfica conforme Figura 4-11. Nota-se que não há região de sobreposição das curvas de resistência e solicitação.

Figura 4-11 - Histogramas de frequência g_2 de S_1 e R_1 para b_1 sem ISE

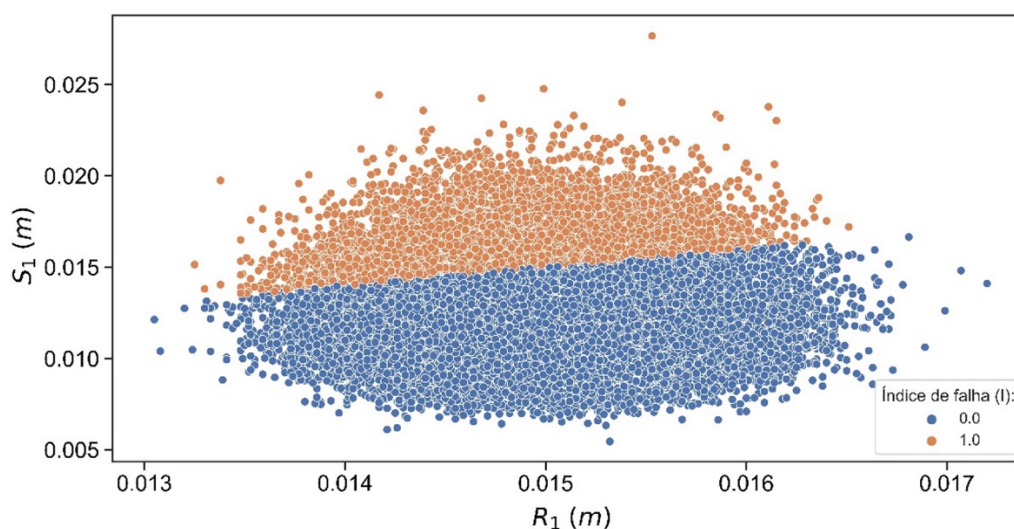
Fonte: Autor.

Por fim a equação de estado limite g_3 referente a deflexão atuante, apresenta interferências das curvas com sobreposição dos valores de resistência e solicitação. Indicando que as amostras geradas representam falha por excesso de deflexão, como visto na Figura 4-12 para a viga 1, e o comportamento das demais vigas vistas no Apêndice A. A região de sobreposição possui 13676 amostras que representam a falha como demonstrado na Tabela 4.7 para g_3 .

Figura 4-12 - Histogramas de frequência g_3 de S_1 e R_1 para b_1 sem ISE

Fonte: Autor.

Conforme o gráfico de dispersão na Figura 4-13, que demonstra a classificação das amostras pelo agrupamento das cores dos pares de índice de falha, nota-se a dispersão do número das 13676 falhas na cor laranja oriundas da deflexão excessiva representada pelo valor 1.

Figura 4-13 - Dispersão de valores e índice de falha de g_3 para b_1 sem ISE

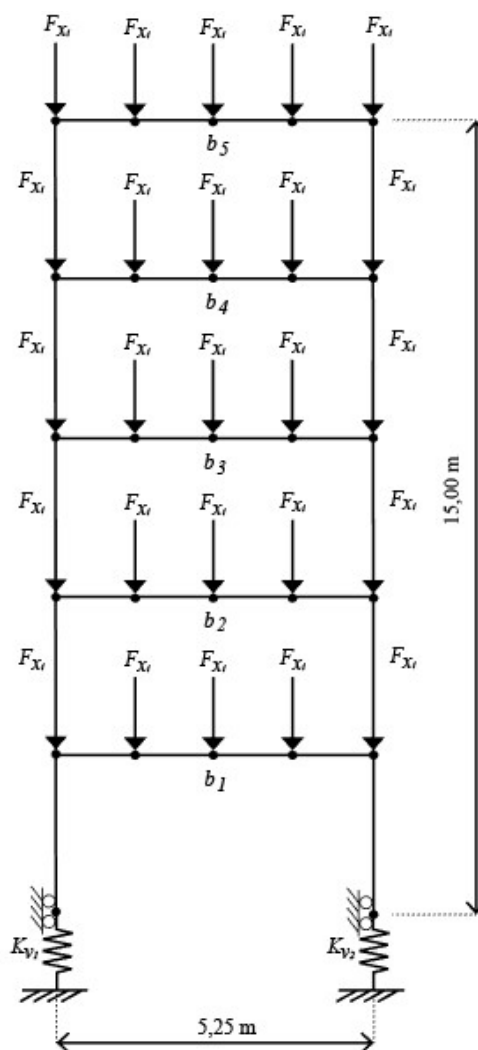
Fonte: Autor.

Portanto, como nos estudos pelo método dos estados limites de serviço, a deflexão causada pelos carregamentos solicitados, possui uma fragilidade maior do que os demais estados estudados, por consequência isso representa uma probabilidade de ocorrência mais recorrente como acontece em projetos reais de estruturas. Segundo valores de referência do JCSS para o estado limite de serviço (Tabela 3.3), para $\beta = 1,096$, o custo relativo está abaixo do valor de referência de 1,3 da tabela, representando, portanto, um custo relativo alto de segurança e não classificando a estrutura nos parâmetros do JCSS.

4.3.2 Pórtico Plano com Interação Solo-Estrutural

O pórtico plano sujeito a interação solo-estrutura, possui as mesmas definições do anterior dado na seção (4.3.1). Sendo cinco pavimentos em estrutura de aço, sem que haja ação de ventos e o engaste é substituído por constantes elásticas que representam as estruturas de fundação. Os carregamentos são nodais e os perfis metálicos em análise são W150 x 18, conforme o exemplo na Figura 4-14.

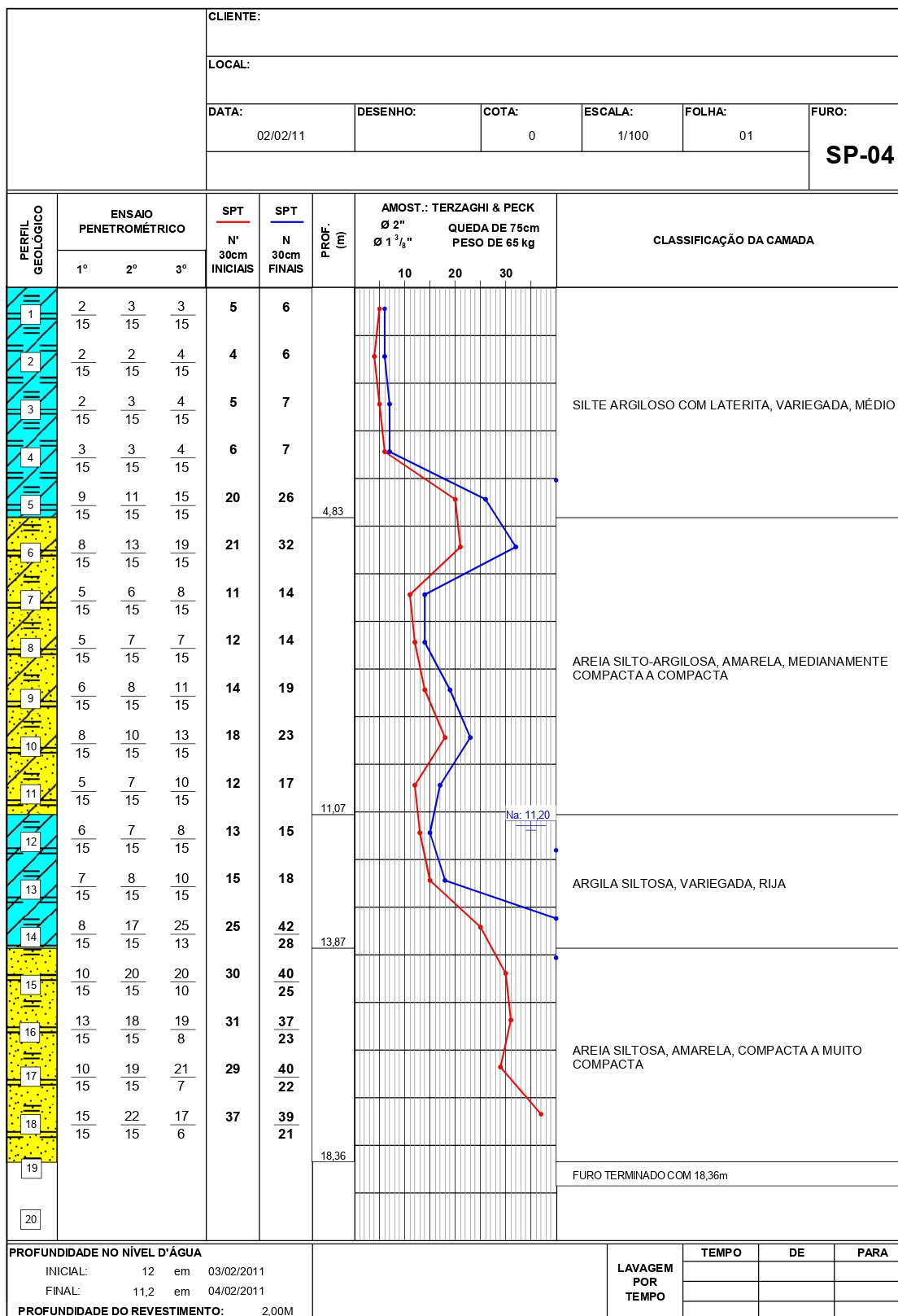
Figura 4-14 - Pórtico plano de cinco pavimentos com interação solo-estrutura



Fonte: Autor.

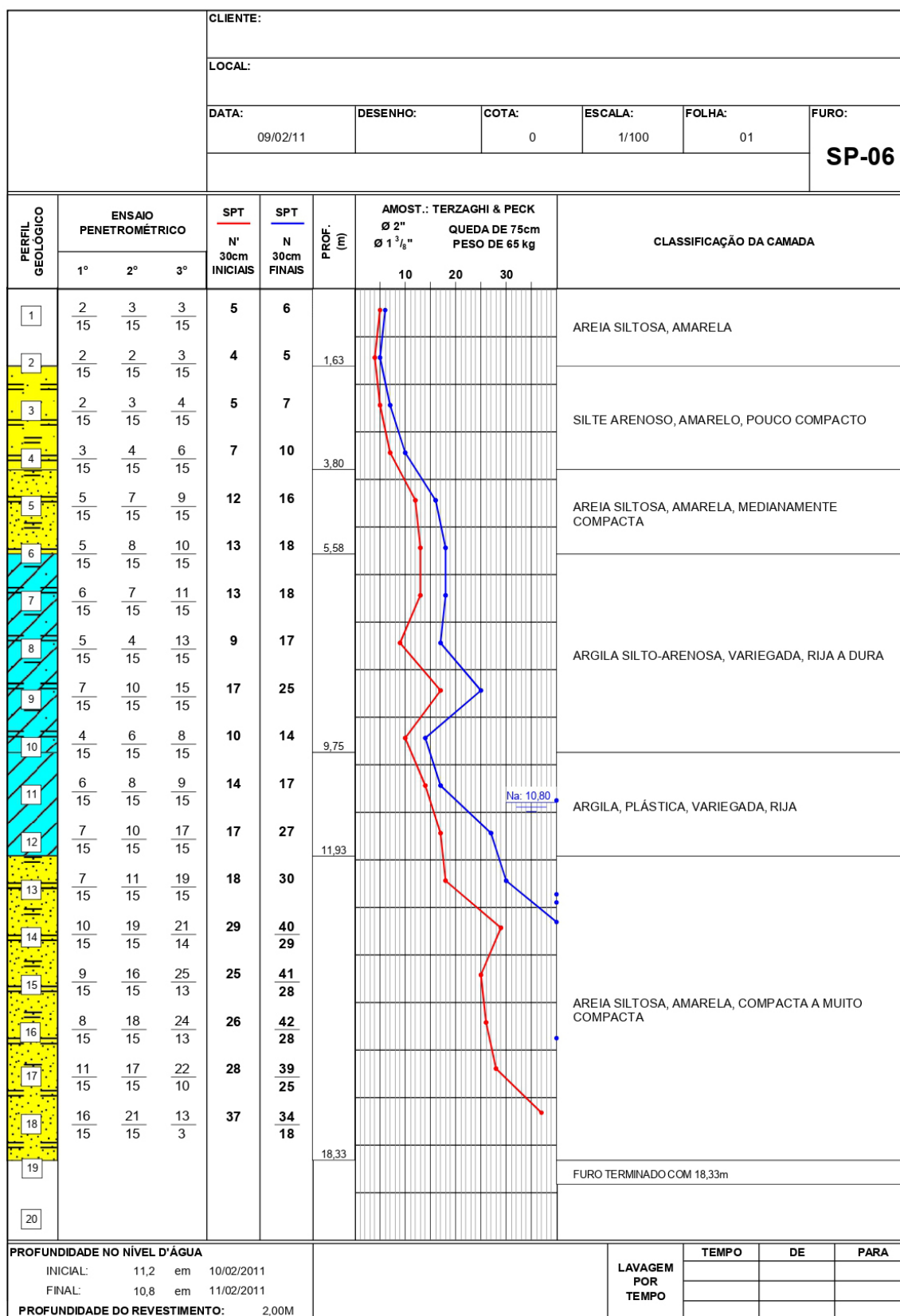
Para determinar o coeficiente de reação vertical (K_{v_i}), essencial para modelar e simular a interação solo-estrutura no sistema, deve-se identificar as características do solo e a região onde é feita a edificação. Para isso, foi selecionada uma sondagem à percussão de uma obra real com esboço de localização (Figura 4-15), oriunda de um ensaio de solo usando a resistência de ponta de cone SPT. As locações dos furos selecionados são os de número 4 e 6 (Figura 4-16 e Figura 4-17), respectivamente para o cálculo das constantes elásticas de K_{v1} e K_{v2} . A profundidade encontra-se por volta de 1 metro e o perfil geotécnico da sondagem define os tipos de solo de silte argiloso e areia siltosa. Com essas características, torna-se possível utilizar as tabelas dispostas no Tópico 2.2.3 para determinar o valor do módulo de rigidez do solo e o coeficiente de reação vertical a ser utilizado na modelagem de representação da interação pórtico, elementos de fundação e pórtico.

Figura 4-16 - Perfil individual de sondagem a percussão furo 04



Fonte: Autor.

Figura 4-17 - Perfil individual de sondagem a percussão furo 06



Fonte: Autor.

É importante ressaltar que o valor de K_v sofre influência significativa do módulo de rigidez do solo (E_{solo}) e da superfície concentrada do maciço de solo que recebe os carregamentos oriundos dos pilares. Nessa etapa de acoplamento dos elementos, a fundação é caracterizada do tipo superficial com uso de sapatas retangulares de concreto armado dimensionadas conforme descrito nos tópicos 2.2 e 2.3.

As funções de desempenho do problema de análise de confiabilidade estrutural nos elementos de viga com ISE, são também dadas pelas eq. (3.69), eq. (3.70) e eq. (3.71) As resistências referentes aos esforços máximos resistidos pelas vigas foram discutidas no Capítulo 2 e os esforços solicitantes nas mesmas, são oriundos do dimensionamento em cada ciclo do pórtico plano. Além disso, os esforços atuantes na estrutura do pórtico são originários de combinação da probabilidade de ações atuando simultaneamente sobre a estrutura conforme a NBR 8800.

As variáveis aleatórias da Tabela 3.4, são utilizadas como sendo os parâmetros de projeto de forma probabilística. As incertezas nos valores dos coeficientes de reação vertical são calculadas de forma indireta através das outras variáveis como, forças atuantes e as dimensões da seção metálica. Portanto, não há um valor definido de média ou desvio padrão que caracterize esta variável probabilística diretamente.

As simulações foram avaliadas com as funções de estado limite sujeitas a $g > 0$ e os resultados com 10^5 repetições. Os resultados da simulação, o número total de falhas, a probabilidade de falha e o índice de confiabilidade, podem ser vistos na Tabela 4.8 para cada viga do pórtico.

Observa-se que a equação de estado limite g_1 apresenta variações na probabilidade de falha conforme as vigas estudadas, com maior valor sendo 0,0066 e o menor valor encontra-se próximo de zero e, por isso, não representa falhas. O índice de confiabilidade apresentou maior segurança em b_3 e b_4 com valores de $\beta = 5$ e menor valor em $b_1 = 2,478$. Seguidos os valores de referência dados pelo JCSS, referentes a avaliação de situações de estado limite último, os índices β com valores próximos a 2 como em b_1 , apresentam custo relativo de segurança alto e podem gerar falhas estruturais. Como visto, o maior número de falhas está relacionado à viga b_1 . Assim, 660 simulações tiveram os valores solicitados de momento fletor superiores ao resistido pela peça metálica. Este número apresenta uma significativa diferença em relação ao número de falhas das outras vigas, isto ocorre devido o momento fletor atuante no pórtico sofrer influência do recálculo de esforços oriundos do solo, gerando assim uma maior solicitação nesta viga.

Tabela 4.8 - Simulação numérica do pórtico plano com ISE

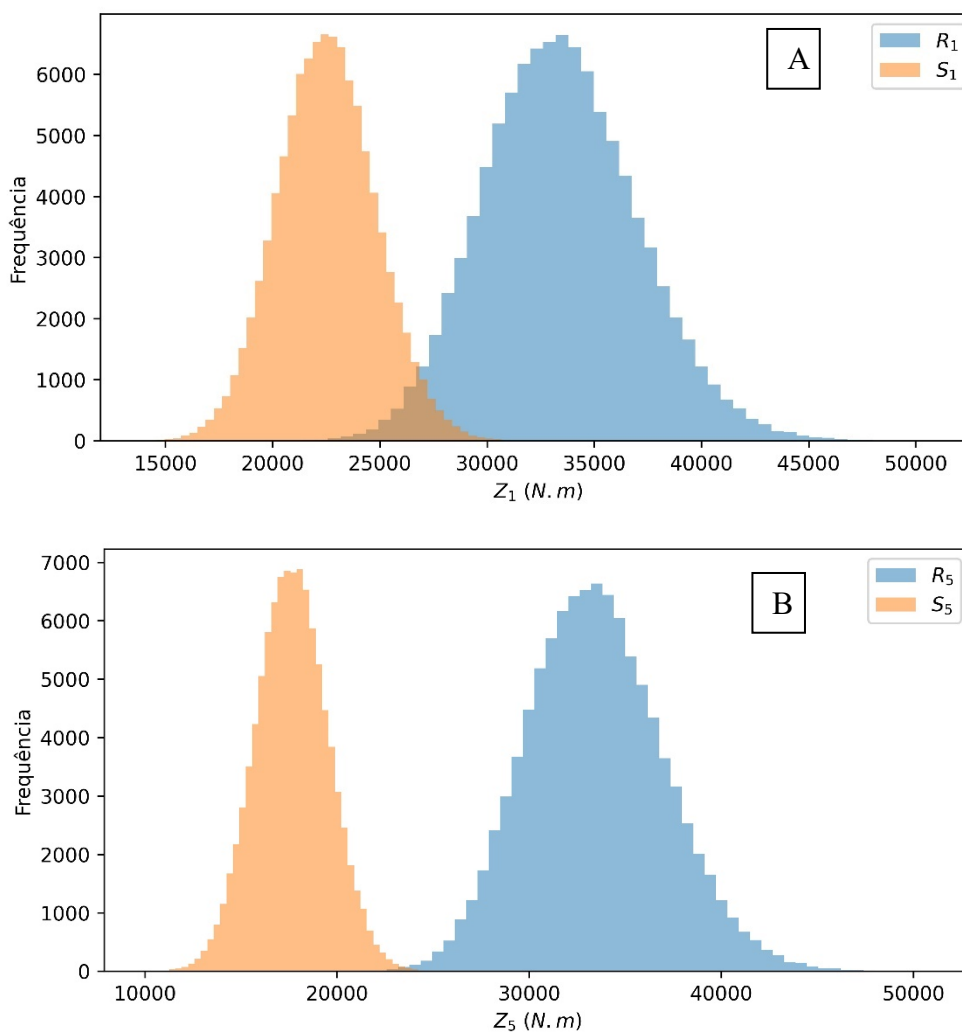
Função Estado Limite	Vigas	Falhas	P_f	β
g_1	b_1	660	0,00066	2,478
	b_2	1	0,00001	4,265
	b_3	0	<100000	5
	b_4	0	<100000	5
	b_5	1	0,00001	4,265
g_2	b_1	0	<100000	5
	b_2	0	<100000	5
	b_3	0	<100000	5
	b_4	0	<100000	5
	b_5	0	<100000	5
g_3	b_1	100000	1	0
	b_2	100000	1	0
	b_3	100000	1	0
	b_4	100000	1	0
	b_5	100000	1	0

Fonte: Autor.

O estudo do histograma de distribuição de frequência dos valores resistidos e solicitados, oriundos dos cálculos e combinações presentes na viga b_1 , visto na Figura 4-18, permite avaliar a interferência na sobreposição dos valores de resistência e solicitação, indicando amostras que apresentam falha por momento fletor.

A região central de sobreposição das curvas, demonstra que na Figura 4-18 (A), possui simulações com momentos fletores solicitados superiores aos resistidos, resultando em falhas e índices de confiabilidade mais baixos com menor segurança. Enquanto na Figura 4-18 (B), a viga b_5 não apresenta uma região de sobreposição de R_5 e S_5 , confirmando maior segurança no grau de confiabilidade estrutural. Os demais histogramas referentes a outras vigas desta análise podem ser vistos no Apêndice B.

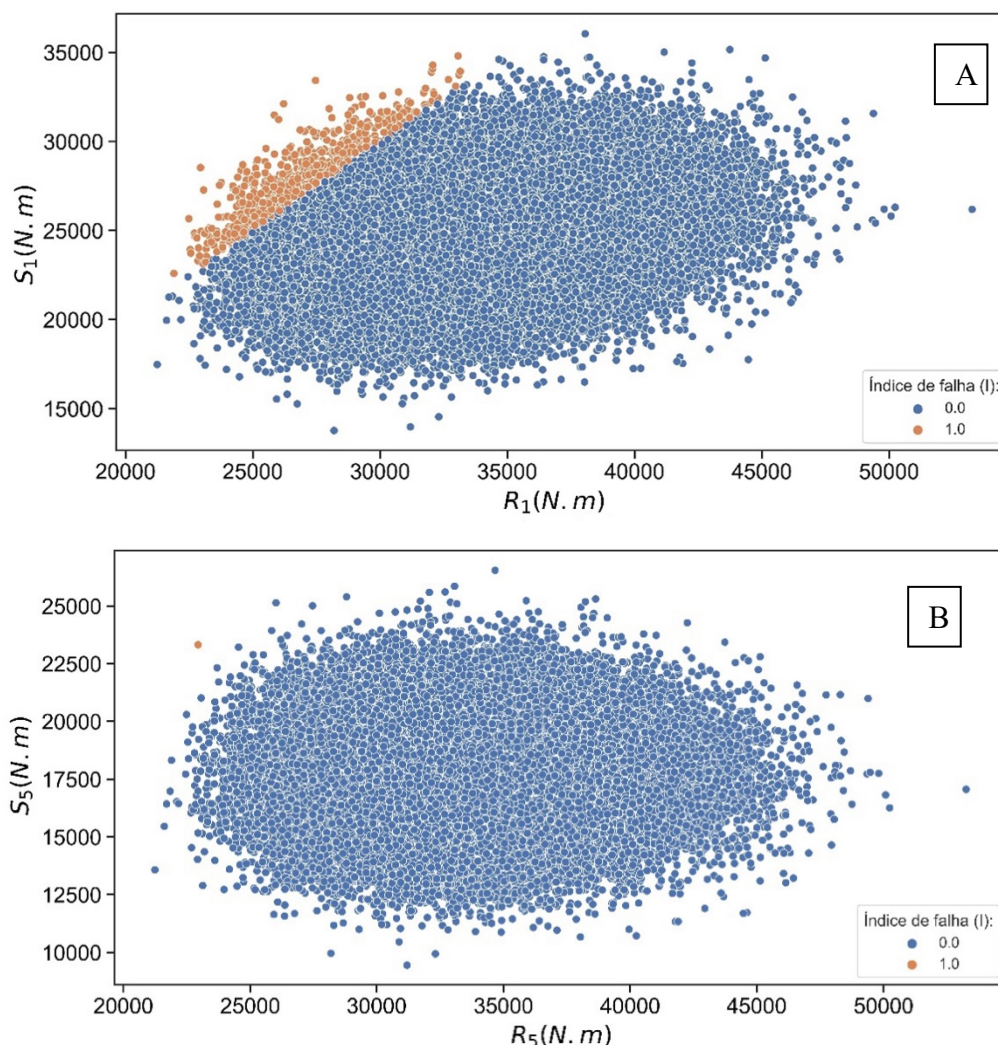
Figura 4-18 - Histogramas de frequência g_1 para S_n e R_n para b_1 (A) e b_5 (B) com ISE



Fonte: Autor.

Na Figura 4-19 observa-se os gráficos de dispersão dos valores dos pares ordenados de esforços solicitados S_n e esforços resistidos R_n pela viga, em cada conjunto de amostras para Figura 4-18 (A) e (B). Na dispersão dada na Figura 4-19 (A), observa-se 660 falhas na cor laranja na parte superior. Na Figura 4-19 (B) para b_5 , as amostras oriundas da simulação demonstram que não houveram falhas na função e todos os índices de falha apresentaram o mesmo valor.

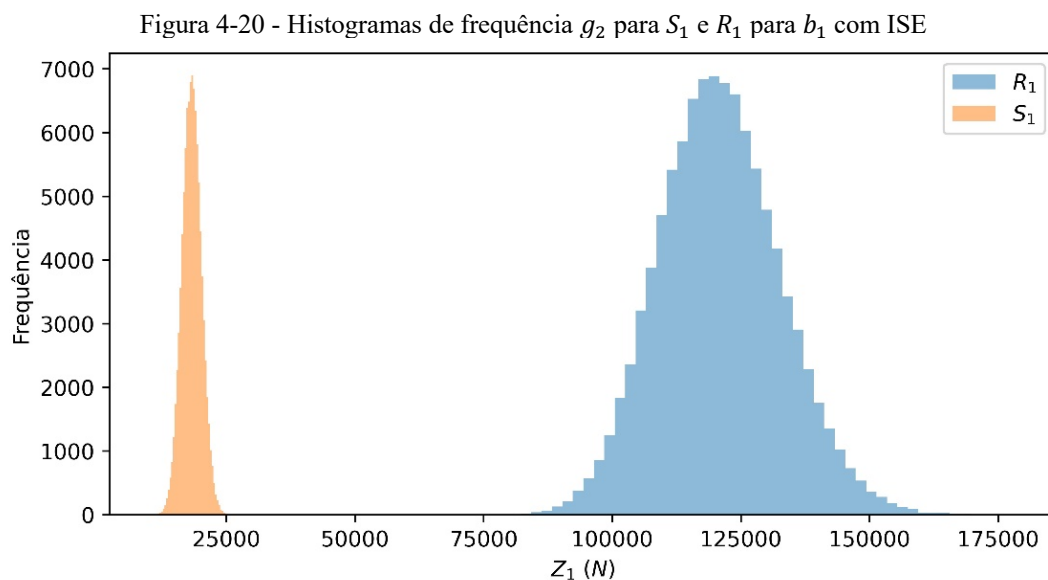
Figura 4-19 - Dispersão de valores e índice de falha para b_1 (A) e b_5 (B) com ISE



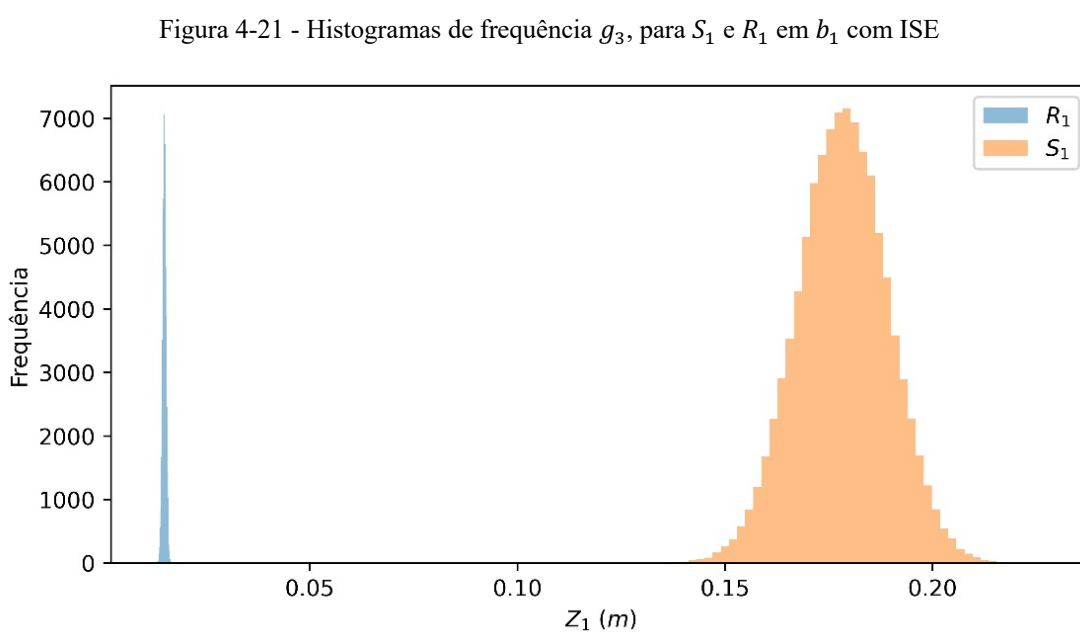
Fonte: Autor.

Como no problema envolvendo o pórtico sem interação solo estrutura, discutido na seção 4.3.1, a equação que se refere ao esforço normal g_2 , não possui amostras que apresentaram falhas, a probabilidade de falha é próxima de zero e o índice de confiabilidade apresenta com valor de 5. Os resultados se dão devido ao esforço cortante solicitante ser inferior ao esforço resistido pela peça, além de que elementos sujeitos a esforços cisalhantes com cargas concentradas, apresentam baixo valor de falha até mesmo no método dos estados limites, visto que o esforço cortante apresenta uma margem de segurança significativa. Na Figura 4-20, avaliando o histograma de frequências percebe-se que a curva dos esforços solicitantes se encontra inferior ao resistido, não gerando uma região central de interferências das curvas e nem sobreposição dos valores de resistência. Por consequência, conforme valores de referência do JCSS

Tabela 3.1 para o índice de confiabilidade β , para estados limites últimos com valores próximos a 5, apresentam um custo relativo de segurança baixo e índice máximo de segurança.

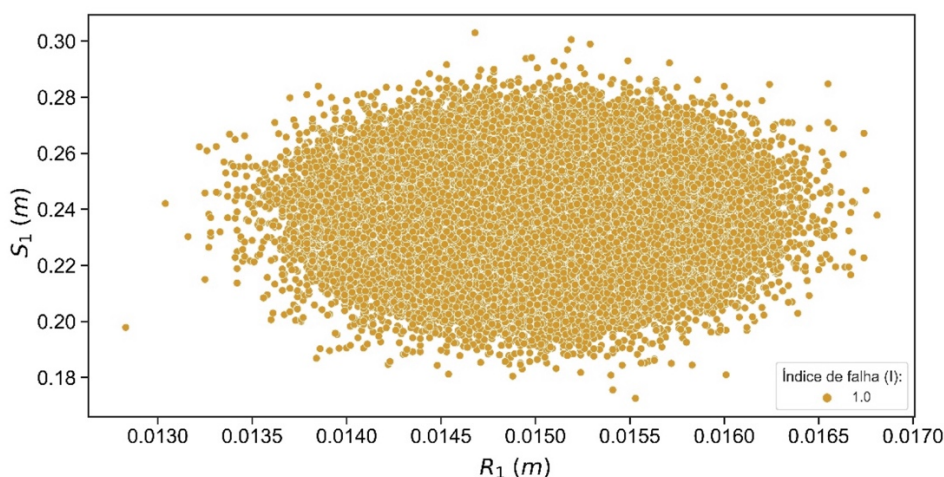


A deflexão estudada pela equação de estado limite g_3 , apresenta valores solicitados bem superiores de deflexão em todas as vigas do pórtico, como visto na Figura 4-21 e Apêndice B. Por consequência não há sobreposição de curvas e todas as amostras geradas representam falha por excesso de deflexão.



Conforme o gráfico de dispersão de pontos na Figura 4-22, a classificação das amostras pelo agrupamento das cores dos pares de índice de falha demonstra que não há dispersão dos valores, resultando no número de 10^5 pontos em laranja, ou seja, todas as amostras falharam resultando na deflexão excessiva representada pelo valor 1 na figura.

Figura 4-22 - Histogramas de frequência g_3 para S_1 e R_1 em b_1 com ISE



Fonte: Autor.

Logo, não houve nas simulações nenhuma deflexão solicitante que fosse menor do que a resistida pela peça representando colapso total. A deflexão causada pelos carregamentos solicitados possui uma fragilidade maior do que os demais estados estudados. Para este caso o efeito de deflexão foi incrementado devido a redistribuição de esforços da ISE, gerando incremento dos efeitos deslocamentos e de esforços solicitantes. Portanto para viga b_1 , sujeita a ISE, seguindo os valores de referência do JCSS para estado limite de serviço vistos na Tabela 3.3, não há valores que quantifiquem esta iminência de solicitação, classificando a estrutura em um nível de desempenho perigoso.

4.3.3 Análise da Confiabilidade Estrutural

Nas simulações de cada pórtico, tanto para o caso em que se desconsidera a interação solo estrutura, quanto levando em conta tal interação, foi possível identificar resultados relevantes sobre as diferentes condições aplicadas nas variações de esforços e parâmetros de confiabilidade.

Na modelagem do pórtico plano sem representatividade do solo, as equações de estado limite apresentaram poucas falhas, baixos índices de probabilidade de falha e bons índices de confiabilidade. Para o segundo problema, onde o pórtico está sujeito a representatividade do solo e estudo da sua interação, houve resultados dentro dos parâmetros de segurança (Segundo JCSS) para as funções de estado limite último. Na função estado limite de serviço no estudo da deflexão, houve variações significativas nos valores combinados que representaram falha total. Por consequência, estas vigas sujeitas a ISE demonstraram índices de confiabilidade e segurança inferiores a estrutura calculada sem ISE. Conforme determina o comitê internacional JCSS muitos destes parâmetros representaram índices mínimos e aceitáveis de segurança.

Os resultados nas duas simulações apresentaram estas variações devido a atuação do solo sob a estrutura, que gerou recálculo dos esforços oriundos da deflexão do solo e novos valores atuantes de momentos fletores, esforços cortantes e deslocamentos em todos os elementos presentes no pórtico. Realizar uma análise deste tipo de comportamento em edificações possibilita compreender os resultados conforme os parâmetros de segurança de confiabilidade estrutural.

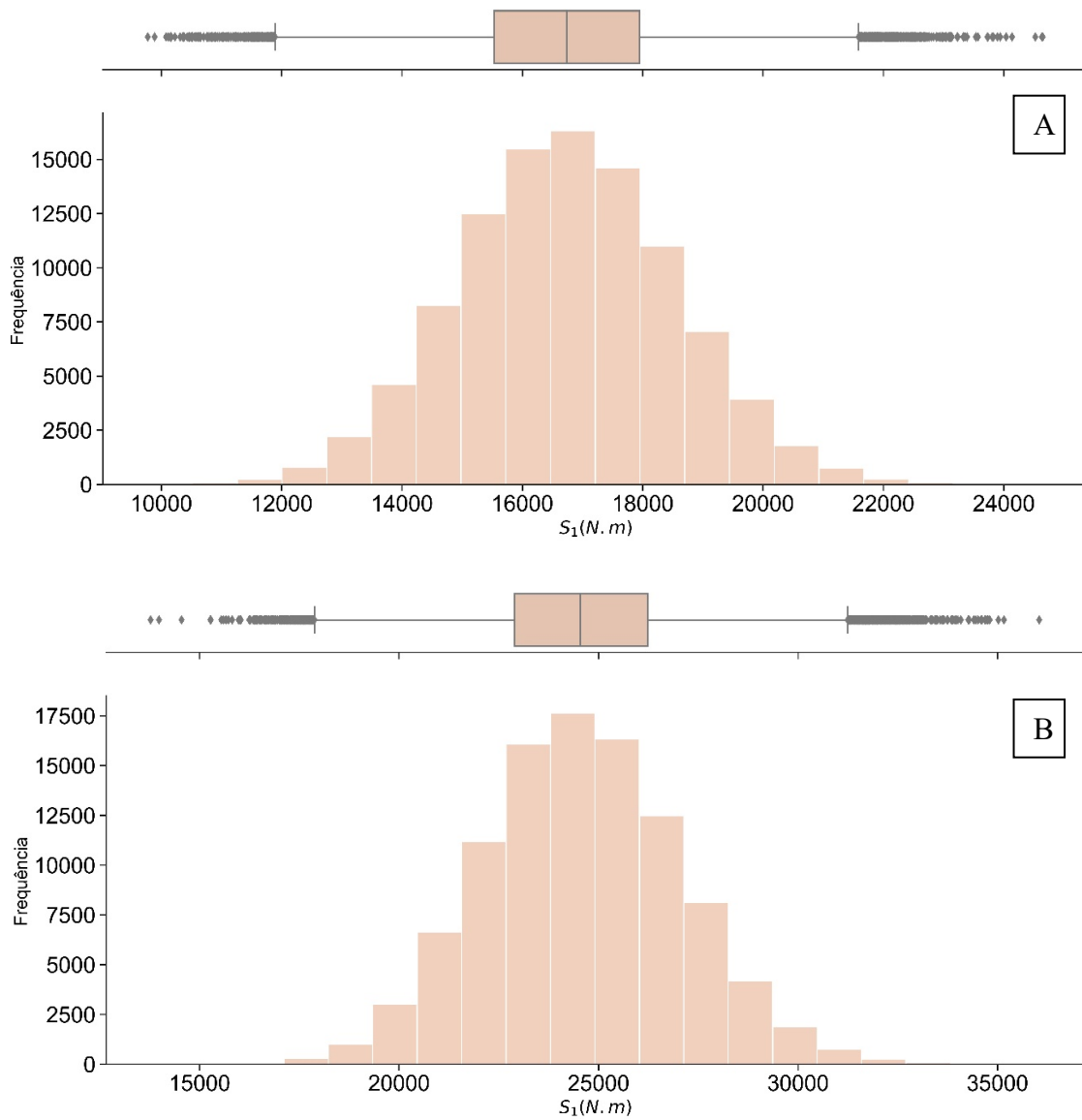
Nas análises dos dois pórticos deste trabalho, observa-se a região central de interferências das curvas para a equação estado limite na g_1 . Na Figura 4-18 (A) para a viga b_1 com ISE, nota-se que a sobreposição das curvas de resistência e solicitação, geraram 660 falhas por momento fletor, ao contrário da análise da mesma viga b_1 da Figura 4-9 (A), sem ISE, onde não há sobreposição de valores e há apenas duas falhas por momento fletor.

Nos gráficos da Figura 4-23 é possível visualizar a frequência da ocorrência da solicitação dos valores de momento fletor em b_1 e a distorção dos dados das amostras. Onde, na Figura 4-23 (A), tem-se a distribuição dos esforços S_1 sem ISE e na Figura 4-23 (B) com ISE.

Nota-se a frequência de geração das amostras na Figura 4-23 (A) com média de 16747,70 N.m e o desvio padrão de 1794,37 N.m enquanto Figura 4-23 (B) a média da solicitação é de 24588,13 N.m e o desvio padrão de 2478,24 N.m. Diante do recálculo dos esforços oriundos da deflexão do solo percebe-se que, nesta viga, há um incremento do momento fletor máximo médio de 46,81%, contribuindo para mais falhas na viga visto que os esforços máximos resistidos pela viga não se alteram, pois, a seção metálica continua sendo a mesma nos dois casos.

Contudo a análise demonstrou que o recálculo dos esforços gerou uma menor confiabilidade estrutural nas vigas do pórtico para g_1 . Os resultados estão em conformidade com os parâmetros definidos pelas normativas brasileiras e pelo método do estado limite último. Seguindo as recomendações do JCSS, do qual contempla a Tabela 4.9:

Figura 4-23 - Histograma de frequência de g_1 para S_1 em $b_1(A)$ sem ISE e (B) com ISE



Fonte: Autor.

Tabela 4.9 - Confiabilidade alvo β e probabilidades de falha para ELU

Custo relativo de segurança	Classe 1	Classe 2	Classe 3
Alto (A)	$\beta = 3,1$ ($P_f \cong 10^{-3}$)	$\beta = 3,3$ ($P_f \cong 5 * 10^{-4}$)	$\beta = 3,7$ ($P_f \cong 10^{-4}$)
Normal (B)	$\beta = 3,7$ ($P_f \cong 10^{-4}$)	$\beta = 4,2$ ($P_f \cong 10^{-5}$)	$\beta = 4,4$ ($P_f \cong 5 * 10^{-6}$)
Pequeno (C)	$\beta = 4,2$ ($P_f \cong 10^{-5}$)	$\beta = 4,4$ ($P_f \cong 5 * 10^{-6}$)	$\beta = 4,7$ ($P_f \cong 10^{-6}$)

Fonte: JCSS (2001).

A avaliação das probabilidades de falha para estado limite de último de momento fletor se dá, neste caso para pórticos de Classe 2, que trata-se de escritórios, edificações baixas e indústria. Observa-se que, para a viga b_1 sem ISE, com índice de confiabilidade $\beta = 4,107$, há um custo de segurança próximo ao normal e, para o caso com ISE, o índice é de $\beta = 2,481$, sendo que, neste caso, existe um custo alto de segurança. Logo, o elemento de viga b_1 com ISE não se classifica nos parâmetros de segurança propostos no JCSS. As outras vigas desta análise demonstraram resultados satisfatórios com pouca variação entre o estudo com e sem ISE e índices de confiabilidade com custo de segurança pequeno.

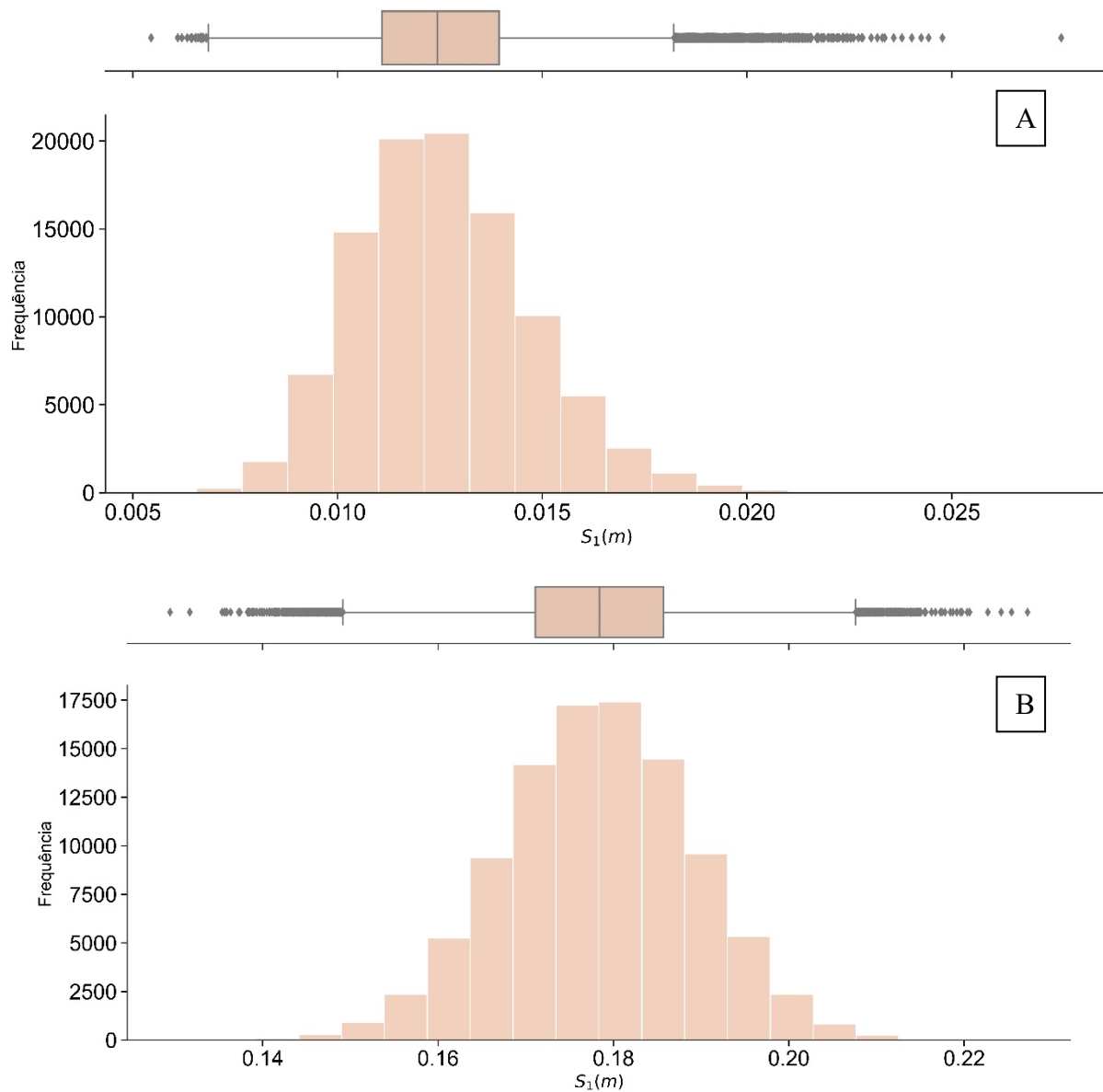
Diante do estudo das equações de estado limite para o esforço cortante g_2 , vistos na Tabela 4.7 e Tabela 4.8, que em todas as outras vigas contidas na estrutura, em ambas as situações de pórticos propostos, não foram verificadas falhas, assim, a probabilidade de falha é próxima de zero. Os índices de confiabilidade para o estado limite último da Tabela 4.9 representam o valor máximo do índice β próximos a 5, sendo que nesse caso, significando um pequeno custo relativo de segurança. Portanto, devido ao esforço solicitado ser inferior ao esforço resistido pela peça, classifica-se esta peça sujeita aos índices de confiabilidade com nível de desempenho alto com mínimos riscos.

Por fim, a equação de estado limite referentes a deflexão atuante g_3 , demonstrou a maior alteração quando submetida a condição de ISE em todos os elementos de viga contidos no pórtico. A região central de interferências das curvas com ISE na Figura 4-21 para b_1 , resultou em 10^5 falhas por deflexão limite que representam todas as amostras geradas, enquanto a mesma viga sem ISE da Figura 4-12 resultou em 13676 falhas.

Conforme os gráficos da Figura 4-24, é possível visualizar a frequência da ocorrência da solicitação de deflexão em b_1 . A Figura 4-24 (A) representa a distribuição dos esforços sem interação com solo e na Figura 4-24 (B) com interação solo-estrutura.

Na Figura 4-24 (A), a frequência de geração das amostras tem média de 0,0126 m e o desvio padrão de 0,0021 m, enquanto na Figura 4-24 (B) a média da solicitação é de 0,1783 m e o desvio padrão de 0,0145 m. Assim como na análise do momento fletor, devido ao recálculo dos esforços oriundos da deflexão do solo percebe-se que nesta viga, como também nas outras, ocorre um aumento expressivo de deflexão quando se compara as duas simulações propostas.

Figura 4-24 - Histograma de frequência de $g_3 S_1$ em $b_1(A)$ sem ISE e (B) com ISE



Fonte: Autor.

Para o estado limite de serviço o comitê de referência para confiabilidade estrutural JCSS define valores de referências propostos na Tabela 4.10:

Tabela 4.10 - Confiabilidade alvo β e probabilidades de falha para ELS

Custo relativo de segurança	Confiabilidade alvo β
Alto (A)	$\beta = 1,3 (P_f \cong 10^{-1})$
Normal (B)	$\beta = 1,7 (P_f \cong 5 * 10^{-2})$
Pequeno (C)	$\beta = 2,3 (P_f \cong 10^{-2})$

Fonte: JCSS (2001).

Neste caso, para o b_1 sem ISE o índice de confiabilidade é 1,096 e, para o caso com ISE o índice é de 1,096. No primeiro caso há um custo de segurança abaixo ao valor de referência 1,3 que representa um custo relativo alto de segurança, portanto a estrutura não se classifica nos parâmetros do JCSS. No segundo caso, não há valores que quantifiquem esta iminência de solicitação máxima dos esforços, classificando a estrutura em um nível de desempenho perigoso inviabilizando o seu uso.

Logo, mesmo que a estrutura estudada tenha apresentado bom comportamento para os elementos de viga diante dos estados limites últimos e com valores aceitáveis por parâmetros internacionais nas duas situações, as avaliações referentes ao estado limite de serviço sujeito a ISE apresentaram resultados muito além dos toleráveis. As deformações causadas pelos carregamentos solicitados oriundos do recalculo de esforço sujeitos as alterações do solo, demonstram-se ter ainda mais fragilidade e sensibilidade resultando em índices de segurança muito inferiores.

Em complemento a este problema, buscou-se avaliar se o comportamento deste mesmo pórtico utilizando-se dos métodos tradicionais de dimensionamento e realizando as verificações pelos métodos dos estados limites, assim como em 3.12.4. assim, foi feito o cálculo dos elementos do pórtico sem que houvesse uso das teorias de confiabilidade, simulações numéricas, incertezas inerentes nas variáveis, porém, desta vez com o pórtico acoplado ao solo.

Os resultados podem ser vistos na Tabela 4.11 e demonstram que o perfil escolhido seção W 150 x 18, é válido em todas as vigas no pórtico no estado limite último como momento fletor (g_1) e esforço cortante (g_2) onde os esforços solicitados encontram-se menores que os resistidos. No entanto, para o estado limite de serviço na análise da deflexão (g_3), se vê que o estado não é atendido pela estimativa de resistência da deflexão limite e todas as vigas do pórtico possuem solicitações maiores.

Portanto, a avaliação de confiabilidade para estrutura sujeitas a influência do solo apresentou falhas nas etapas de verificação, inviabilizando o uso desse perfil metálico. Diante disso, é necessário a escolha de uma nova seção e novas análises, de modo que seja possível atingir níveis de segurança e desempenho em ambos os métodos de dimensionamento estrutural.

Mesmo diante destes níveis de segurança, é importante ressaltar que estruturas verificadas e calculadas com normativas e metodologias consolidadas, ainda apresentam uma mínima probabilidade de colapso estrutural dada as inúmeras variáveis e problemáticas que fogem do controle de projeto.

Tabela 4.11 - Simulação numérica pórtico plano com ISE sujeito aos estados limites

Função Estado	Viga	Solicitado	Resistido
Limite			
		(N.m)	
g_1	b_1	29261,791	31681,818
	b_2	20676,827	31681,818
	b_3	21571,171	31681,818
	b_4	22134,911	31681,818
	b_5	22687,701	31681,818
		(N)	
g_2	b_1	23613,896	109936,364
	b_2	20103,993	109936,364
	b_3	20559,121	109936,364
	b_4	20773,879	109936,364
	b_5	20687,130	109936,364
		(m)	
g_3	b_1	0,1604	0,015
	b_2	0,1611	0,015
	b_3	0,1615	0,015
	b_4	0,1618	0,015
	b_5	0,1619	0,015

Fonte: Autor.

O presente trabalho apresentou resultados que possibilitam compreender o comportamento estrutural de um pórtico plano quando há interação com solo, análise de segurança e confiabilidade estrutural. Desta maneira, a ferramenta de cálculo RASD desenvolvida para o estudo apresentou grande potencial para avaliação de confiabilidade estrutural e avaliações de segurança de estruturas, contribuindo para um desenvolvimento mais sustentável, seguro e eficaz no ramo da engenharia estrutural.

5 CONCLUSÕES E PERSPECTIVAS FUTURAS

5.1 Conclusões

No presente trabalho buscou-se utilizar ferramentas estatísticas de quantificação de incertezas e análise de confiabilidade aplicadas a estruturas mecânicas para avaliar o seu comportamento diante da influência de variáveis aleatórias.

Inicialmente, foram discutidos critérios fundamentais envolvendo análise estrutural e métodos para analisar a segurança de estruturas. Foram descritas as principais características desses tipos de sistemas, sempre com foco na aplicação da metodologia estatística que é da natureza dos modelos de confiabilidade.

Procurou-se também discutir detalhadamente os critérios utilizados no dimensionamento de elementos estruturais, abordando os métodos dos estados limites e as teorias que o compõem. As metodologias utilizadas para análise estrutural e para a representatividade do solo foram consideradas de maneira a permitir a análise de todo o sistema. Para isto, utilizou-se de análise matricial para representar o comportamento dos elementos e a hipótese de Winkler na modelagem do solo.

Ainda empregou-se o método de cálculo de confiabilidade estrutural com auxílio de simulações numéricas de Monte Carlo a fim de verificar a probabilidade de falha, o índice de confiabilidade e o comportamento das funções de desempenho formuladas para o estado limite último e estado limite de serviço dos elementos de viga. Estes estudos foram realizados com auxílio da biblioteca RASD desenvolvida para este trabalho em linguagem computacional *Python*.

Os perfis metálicos estudados inicialmente foram avaliados pelo método dos estados limites, para compreender o comportamento das vigas metálicas presentes no pórtico diante dos métodos tradicionais, validando o seu uso para métodos que englobam confiabilidade estrutural. Primeiramente, foi feita a análise estrutural de um pórtico plano sem que houvesse a interação solo-estrutura e, assim, foi realizada a análise de confiabilidade para este sistema. Finalmente, abordou-se o principal problema deste trabalho, ou seja, a modelagem e análise de confiabilidade de um pórtico plano considerando a interação solo-estrutura.

É possível dizer que, as funções de desempenho para as vigas, no que tange os estados limites últimos como, o momento fletor e o esforço cortante, nas situações com e sem ISE, estão

dentro dos parâmetros de confiabilidade propostos pelo comitê internacional. No entanto, para o estado limite de serviço, na análise de desempenho da deflexão, as estimativas de resistência não são atendidas em ambos os casos para todas as vigas contidas no pórtico. Demonstrando que não há valores que quantifiquem esta iminência de solicitação e classificando a estrutura em um nível de desempenho perigoso.

Dada a execução dos problemas estruturais, seus resultados mostram que o modelo elaborado apresenta parâmetros e resultados importantes a serem considerados na elaboração de projetos de estruturas. De modo que, quando se refere à complexidade de uma estrutura, outras análises além das usuais relacionadas aos estados limites podem ser necessárias, com a finalidade de agregar a melhoria do nível de segurança.

O presente trabalho, portanto, apresentou resultados significativos relacionados à confiabilidade estrutural de um sistema considerando sua interação com solo, de maneira que foi possível compreender o comportamento de tal estrutura. Ainda, pode-se afirmar que os resultados apresentados poderão contribuir para um desenvolvimento mais sustentável, seguro e confiável no ramo da engenharia estrutural.

5.2 Perspectivas Futuras

Como perspectivas de trabalhos futuros tem-se:

- Realizar estudos do pórtico plano sujeito às condições propostas neste trabalho aplicando outras técnicas como FORM, SORM, Hipercubo Latino e Karhunen-Loève;
- Conduzir estudos utilizando os outros tipos de estrutura como concreto armado avaliando as funções de estado limite referentes a esse material;
- Simular através da plataforma RASD pórticos planos mais complexos com diferentes tipos de solo;
- Utilizar elementos de fundação do tipo profundo avaliando a resposta de confiabilidade.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALBUQUERQUE JÚNIOR, J. C. *Dimensionamento de pórticos planos baseado em confiabilidade considerando não-linearidade geométrica*. 2012. 126p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Centro de Tecnologia e Geociências. Universidade Federal de Pernambuco, Recife.

ALMEIDA, A. F. *Projeto ótimo baseado em confiabilidade de pórticos planos de concreto armado*. 2008. 147p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

ALVES, A. R. *Obtenção do índice de confiabilidade de ligações de perfis formados a frio com o emprego do método FORM*. 2014. 108p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Minas. Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto.

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION – AISC. *Specifications for structural steel building*. Chigado-IL, 2016.

ANDRADE, P. B. (1994). *Curso Básico de Estruturas de Aço*. 192p. 2 Ed.

ANG, A, H-S; TANG, W. *Probability Concepts in Engineering. Emphasis on Applications in Civil & Environmental Engineering*. John Wiley & Sons, Inc. Second Edition. 2006.

ANTONIAZZI, J. P. *Interação Solo-Estrutura De Edifícios Com Fundações Superficiais*. 2011. 139p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental). Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria.

ARAGÃO FILHO, L. A. C. M. *Notas de Aula Análise Matricial de Estruturas*. Disponível em <<http://www.ime.eb.br/~moniz/principal.html>> Acesso em: 28 de Ago. 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). *NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento*. Rio de Janeiro, 2014. 256 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. *NBR 6120. Cargas para o cálculo de estruturas de edificações*. Rio de Janeiro. 2019. 5p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. *NBR 6122. Projeto e execução de fundações*. Rio de Janeiro. 2010. 33p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. *NBR 8681. Ações e segurança nas estruturas - Procedimento*. Rio de Janeiro. 2004. 22p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. *NBR 8800. Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios*. Rio de Janeiro. 2008. 247p.

BALZAN, A. R.; RAMIRES, F. B.; LOPES Jr, L. S.. *Soil-Structure Interaction and Its Influence on the Structural Analysis of Steel Grain Silos*. Brazilian Journal of Development. Vol 7, N. 1. 2760-2779, 2021.

BASTOS, P. S. S.. *Sapatas de fundação*. Universidade Estadual Paulista – UNESP. 2019 Apostila de Estruturas de Concreto III.

BASTOS, F. P. S.. *Análise de Confiabilidade de Seções Submetidas à Flexão Simples e composta pelo Método de Monte Carlo*. 2012. 97p. Dissertação (Engenharia Civil) – Escola politécnica da Universidade Federal do Rio de Janeiro. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

BECK, A.T.; SOUZA Jr, A.C. (2010). *A first attempt towards reliability-based calibration of brazilian structural design codes*. Journal of the Brazilian Society of Mechanical Sciences and Engineering.

BECK, A. T. *Confiabilidade e Segurança das estruturas*. 1. Ed. São Carlos: GEN LTC, 2019.

BJERAGER, P. *On Computation Methods for Structural Reliability Analysis*. Structural Safety,9 (1990). Elsevier, 1990.

BORGES, R. A.; RODOVALHO, L. F. F.; SALES, T. P.; RADE, D. A. *Stochastic eigenfrequency and buckling analyses of plates subjected to random temperature distributions*. Journal of Mechanical Systems and Signal Processing. Vol. 147, 2021.

BUSSAB, W. O.; MORETTIN, P. A.. *Estatística Básica*. 6 Ed. São Paulo: Saraiva, 2019.

CAMACHO, J. S. *Introdução Ao Estudo Do Concreto Armado*. Ilha Solteira. Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista “Júlio de Mesquita Filho”. 2005.

CAMPOS, J. C. *Elementos de Fundações em Concreto*. 1 Ed. São Paulo: Oficina de textos, 2015.

CARDOSO, F. S.. ZHANG, H.. RASMUSSEN, K. J. R. YAN, S. *Reliability calibrations for the design of cold-formed steel portal frames by advanced analysis*. Engineering Structures. Vol. 182. N. 1. 164-171. 2019.

CASTANHEIRA, A.M. *Avaliação da confiabilidade de vigas metálicas dimensionadas pela NBR 8800*. 2004. 129p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Minas. Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto.

CINTRA, J. C. A., AOKI, N., ALBIERO, J. H. *Fundações Diretas - Projeto Geotécnico*. 1 Ed. São Paulo: Oficina de textos, 2011.

COELHO, J. D. *Confiabilidade de vigas de concreto armado no estado limite de serviço*. 2011. 272p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC). Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis.

CORNELL, C.A. *A probability based structures code*. Journal of American Concrete Institute, 66 (12) 974-985, 1969.

DU, X. *Probabilistic Engineering Design Chapter Eight: Monte Carlo Simulation. Reliability Methods*. University of Missouri Rolla, 2005.

EUROCODE 3. DESIGN OF STEEL STRUCTURES. *Part 1-1: General rules and rules for buildings*. Bruxelas, 2005.

EUROCODE 3. DESIGN OF STEEL STRUCTURES: *Basis of Structural Design*. Bruxelas, 2001.

FISSLER, B., NEUMANN, H.-J. E RACKWITZ, R.; *Quadratic Limit States in Structural Reliability*. Journal of the Engineering Mechanics Division, vol. 105, Número EM4. 1979.

FRIAS, P. H.; BAHIA, G. A. D. MOTA, T. M.; PEREIRA, T. M.. *Modelagem de Superfícies para Análise de Estabilização de Recalques na Perspectiva da Interação Solo Estrutura*. Brazilian Journal of Development. Vol 7, N. 1. 1613–1628, 2020.

GENTLE, J. E. *Randon Number Generation and Monte Carlo Methods*. 2 Ed. Fairfax. Springer. 2003. EM 1993-1-1. Brussels, 2003.

GUIMARÃES, R. M. *Análise dos efeitos da interação solo-estrutura em edifícios estruturados em aço*. 2018. 204p. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) - Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia. Universidade Federal de São Carlos, São Carlos.

GRIFFITHS, D. V. & FENTON, G. A. (2007). *Probabilistic Methods in Geotechnical Engineering*. International Center for Mechanical Sciences. Springer, ed 2007th. New York.

GERDAU. *Tabelas de Perfis Gerdau Aço Minas Bitola W e HP*. Disponível em <<http://www.gerdau.com.br/perfisgerdauacominas>> Acesso em: 28 de Nov. 2020.

HASOFER A.M, LIND N.C, 1974: *Exact and Invariant Second Moment Code Format*, J. Eng. Mech. ASCE 100, 111-121.

HENRIQUES, A. A. R.. *Aplicação de Novos Conceitos de Segurança no Dimensionamento do Betão Estrutural*. 1998. 552p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia. Universidade do Porto, Porto.

IWAMOTO, R. K. *Alguns aspectos dos efeitos da interação solo – estrutura em edifícios de múltiplos andares com fundação profunda*. 2000. 157p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, São Carlos.

JOINT COMMITTEE ON STRUCTURAL SAFETY – JCSS. *The Probabilistic Model Code*. Disponível em: <<https://www.jcss-lc.org/>>. Acesso em: 02 de Fev. 2021.

KESHTEGAR, B.. KISI, O...*M5 model tree and Monte Carlo simulation for efficient structural reliability analysis*. Applied Mathematical Modelling. Vol. 48. N.1. 899-910. 2017.

KIUREGHIAN, A. D.; ASEE, M. E LIU, P-L.; *Structural Reliability Under Incomplete Probability Information*. Journal of Engineering Mechanics n- 1. 1986.

KROETZ, H. M. *Otimização Estrutural sob Incertezas: Métodos e Aplicações*. 2019. 143p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, São Carlos.

LIMA, A. KOROISHI, E. H.; CAVALINI JR., A.; M. G.; STEFFEN JR., V. *Stochastics Modeling of Flexible Rotors*. Journal of the Brazilian Society of Mechanical Sciences and Engineering, v. 34, p. 597-603, 2012.

MARTHA, L. F. *Análise de Estruturas Conceitos e Métodos Básicos*. 2 Ed. São Paulo: Elsevier, 2010.

MAPA, D. L. S. *Confiabilidade estrutural de pórticos metálicos planos*. 2016. 149p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Escola de Minas. Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto.

MELCHERS, R. E.; BECK, A. *Structural Reliability Analysis and Prediction*. John Wiley & Sons, 2018.

MOOD A. M., GRAYBILL F., BOES, D. C. (1986). *Introduction to the theory of statistics*. McGrawHill Book Company.

MORAES, M.C. *Estruturas de fundações*. 2. ed. São Paulo, SP, McGraw Hill, 1976.

MOURELATOS, Z. P; LIANG, J. *An efficient unified approach for reliability and robusted engineering design*. Mechanic Engineering. Oakland University. 2010.

NOWAK, A. S., COLLINS, K. R. *Reliability of structures*. McGraw-Hill. 2000.

NATAF A, 1962: *Determination des Distributions dont les Marges sont Donnees*. Comptes Rendus de l'Academie des Sciences 225, 42-43.

PEREIRA, L. C. *Quantificação de Incertezas Aplicada à Geomecânica de Reservatórios*. 2015. 195p. Tese de Doutorado (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Pernambuco, Pernambuco.

RACKWITZ R, FIESSLER B,. *Structural Reliability Under Combined Load Sequences*. 1978. Computers & Structures 9, 489-494.

REBELLO, Y. C. P. *A Concepção Estrutural e a Arquitetura*. 9º Ed. São Paulo: Ziguarate, 2000.

REIS, J.H.C. *Modelo de atrito estático em interfaces de contato entre concreto e areia*. 2006. 188p. Tese de doutorado (Doutorado em Geotecnia). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos.

RIBEIRO, M. R. R. *Aplicação da teoria de confiabilidade na análise estrutural de edifícios considerando a interação solo-estrutura*. 2019. 121p. Dissertação (Mestrado em Ciências) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Universidade de São Paulo, São Carlos.

RICARDO, A.S. *Análise da confiabilidade estrutural de elementos de aço em situação de incêndio*. 2015. 143p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis.

SÁLES, J. J.; MALITE, M.; GONÇALVES, R. M. (2004). *Segurança nas estruturas*. São Carlos. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. (Notas de aula da disciplina “SET-403 – Sistemas Estruturais”).

SANTIAGO, W.C.; KROETZ, H. M.; SANTOS S.H.C.; STUCCHI, F.R.; BECK, A. T.. *Reliability-based calibration of main Brazilian structural design codes*. Latin American Journal of Solids and Structures, v. 17, p. 2245, 2019.

SANTOS, D. M.; STUCCHI, F. R.; BECK, A. T. *Confiabilidade de vigas projetadas de acordo com as normas brasileiras*. Rev. IBRACON Estrut. Mater. 2014, vol.7, n.5, pp.723-746.

SANTOS, J. A. *Obras Geotécnicas: Fundações por Estacas - Ações Horizontais – elementos teóricos*. S.I: Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, 2008.

SILVA, J. L. *Metodologia de Projeto de Fundações por Estacas incluindo Probabilidade de Ruína*. 2004. 121p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, São Carlos.

SOUZA, R. A. *Concreto Estrutural: Análise e Dimensionamento de Elementos com Descontinuidades*. 2004. 442p. Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola Politécnica da Universidade Federal de São Paulo. Universidade de São Paulo.

VELLOSO, Dirceu de A.; LOPES, Francisco de R. *Fundações - critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas*. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.

TQS Informática Ltda. *CRV – Sapatas e Tubulões*. Disponível em <<http://docs.tqs.com.br/Docs/Details?id=3828&language=pt-br>> Acesso em: 05 de set. 2020.

TRAN, N. L., NGUYEN, T. H.. *Reliability Assessment of Steel Plane Frame's Buckling Strength Considering Semi-rigid Connections*. Engineering, Technology & Applied Science Research. Vol. 10, N. 1. 5099-5103. 2020.

USACE. *Risk Assessment Handbook Volume I: Human Health Evaluation*. EM 200-1-4. Washington. U.S. Army Corps of Engineers. 1999.

WAGNER, J.G. *Proposta Metodológica para Identificação, Classificação e Minimização das Incertezas em Estudos de Riscos*. 2010. 178p. Tese (Doutorado em Engenharia) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Universidade de São Paulo, São Paulo.

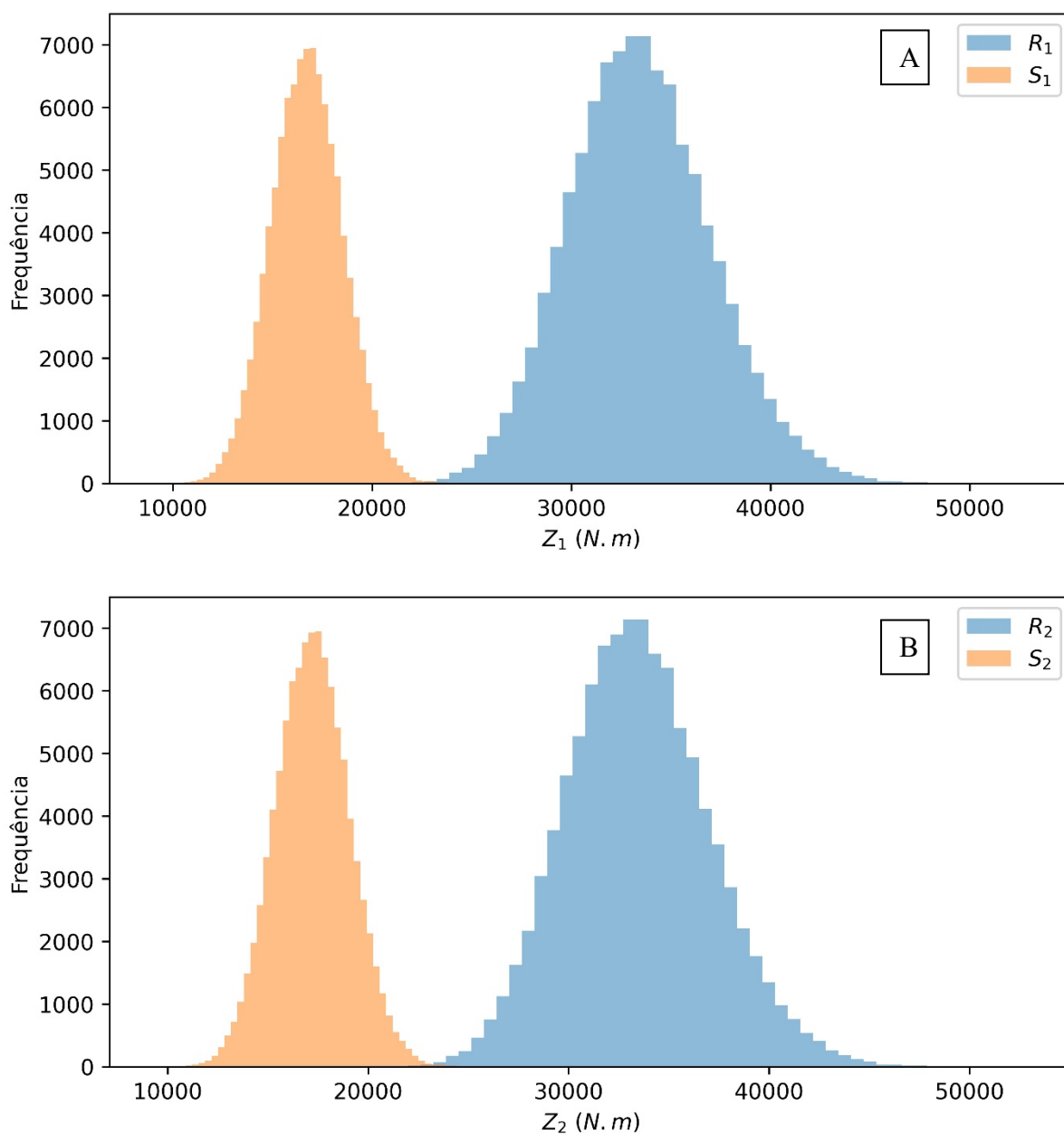
WINKLER, E. *Die lehre von der Elastizität und Festigkeit*. Domicius. Prag, 1867. 1ed.

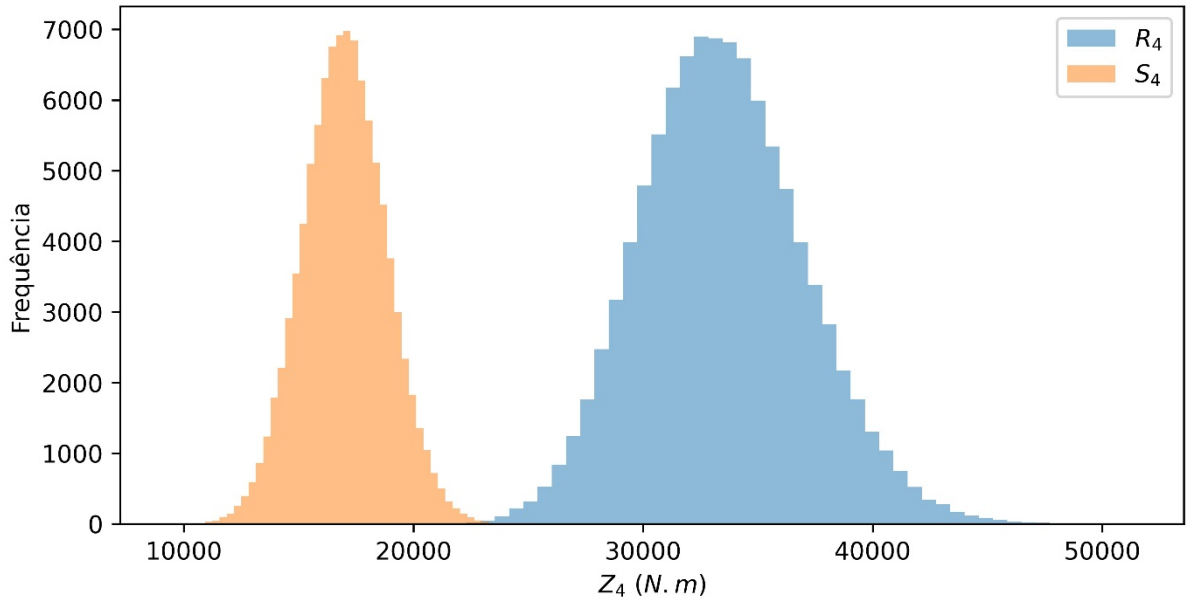
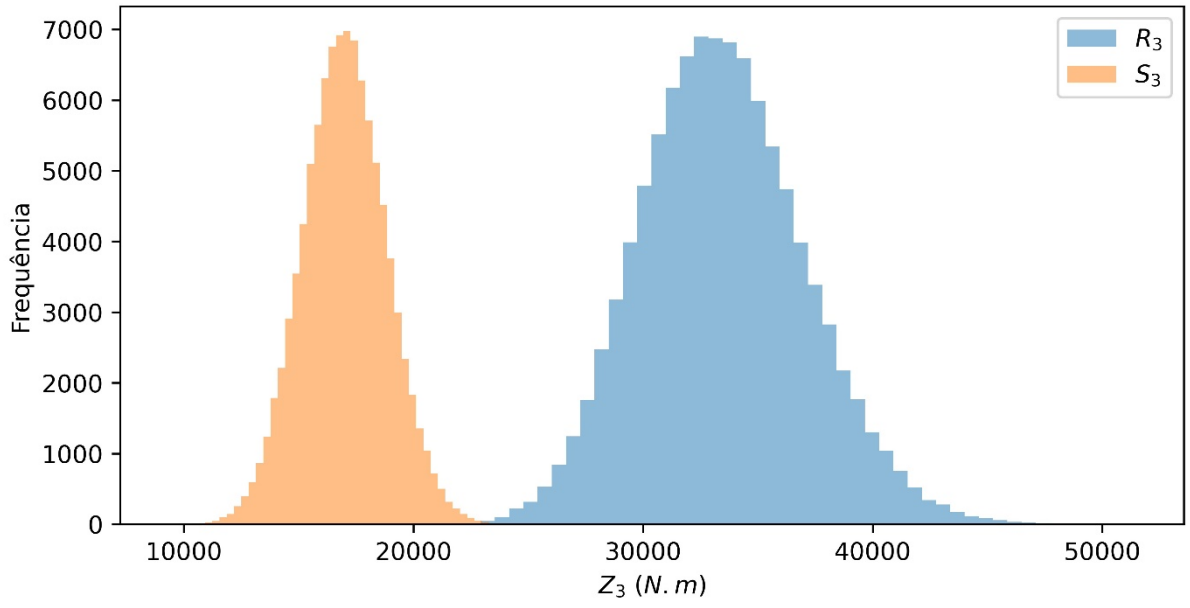
ZHANG, H., SHAYAN, S., RASMUSSEN, K. J.R., ELLINGWOOD, B. R.. *System-based design of planar steel frames, I: Reliability framework*. Journal of Constructional Steel Research. Vol 123, N. 1. 135-143. 2016.

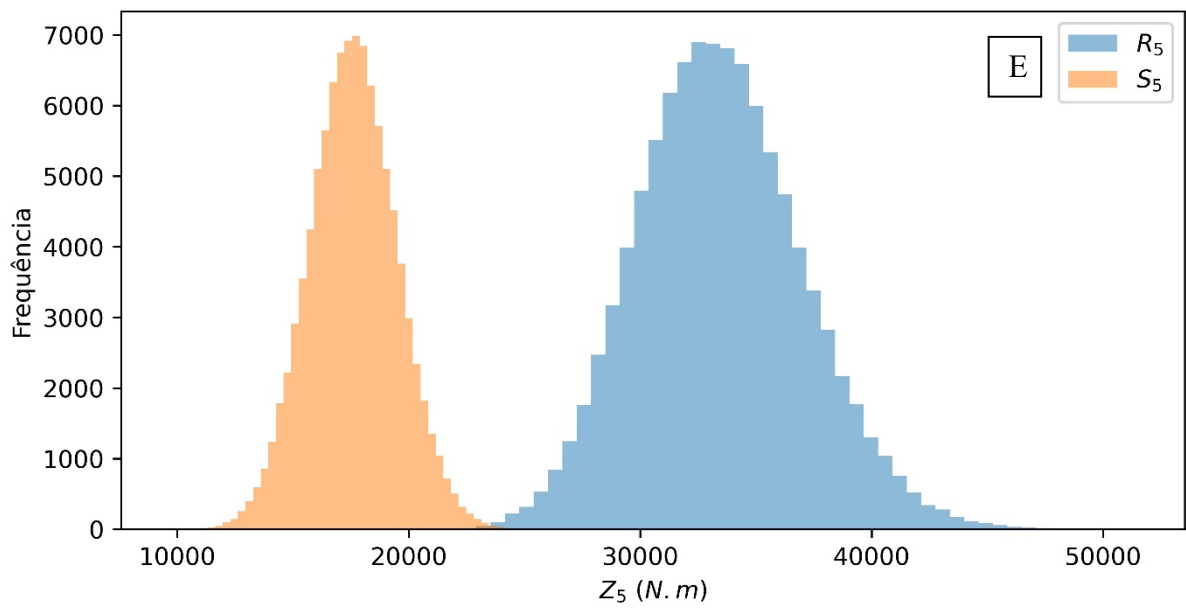
APÊNDICE A

RESULTADOS PÓRTICO SEM INTERAÇÃO SOLO ESTRUTURA

Seguem neste apêndice os gráficos do pórtico de 5 pavimentos sem interação solo-estrutura, onde a Figura 1 representa a distribuição da frequência das variáveis de solicitação S_n e resistência R_n para as vigas b_1 (A), b_2 (B), b_3 (C), b_4 (D) e b_5 (E) sujeitas a equação de estado limite g_1

Figura 1 - Histogramas de frequência g_1 para S_n e R_n sem ISE

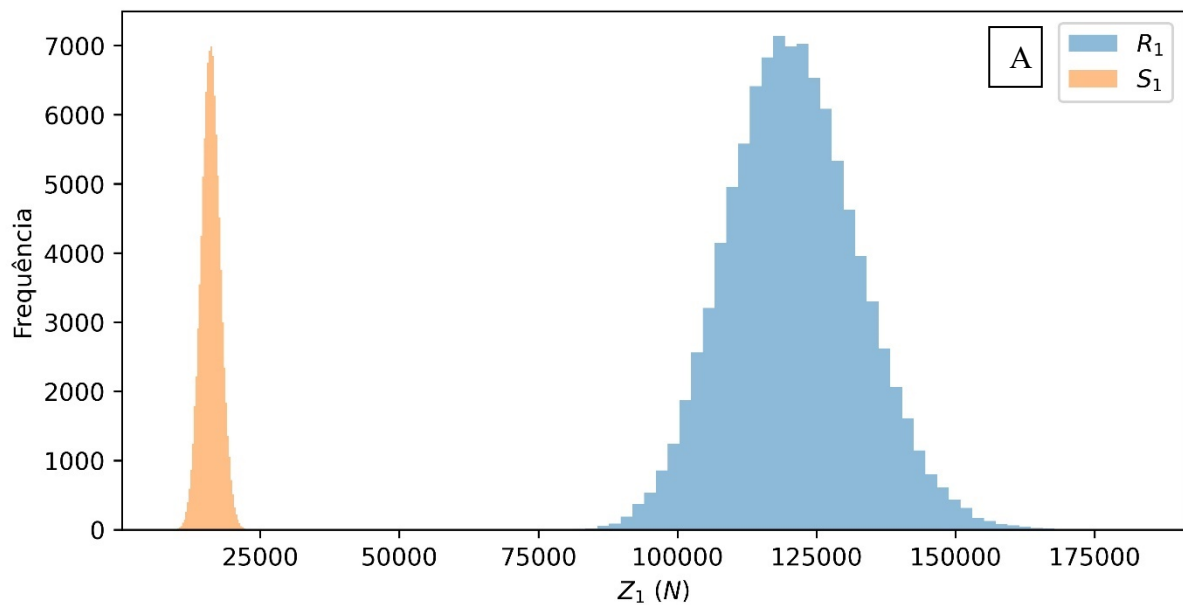


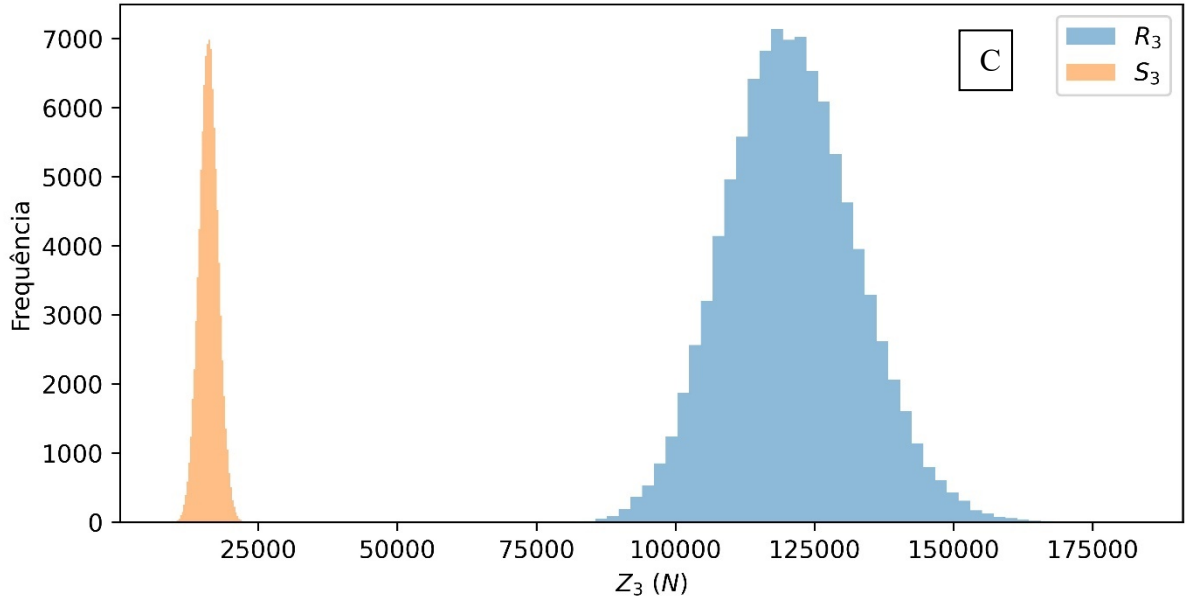
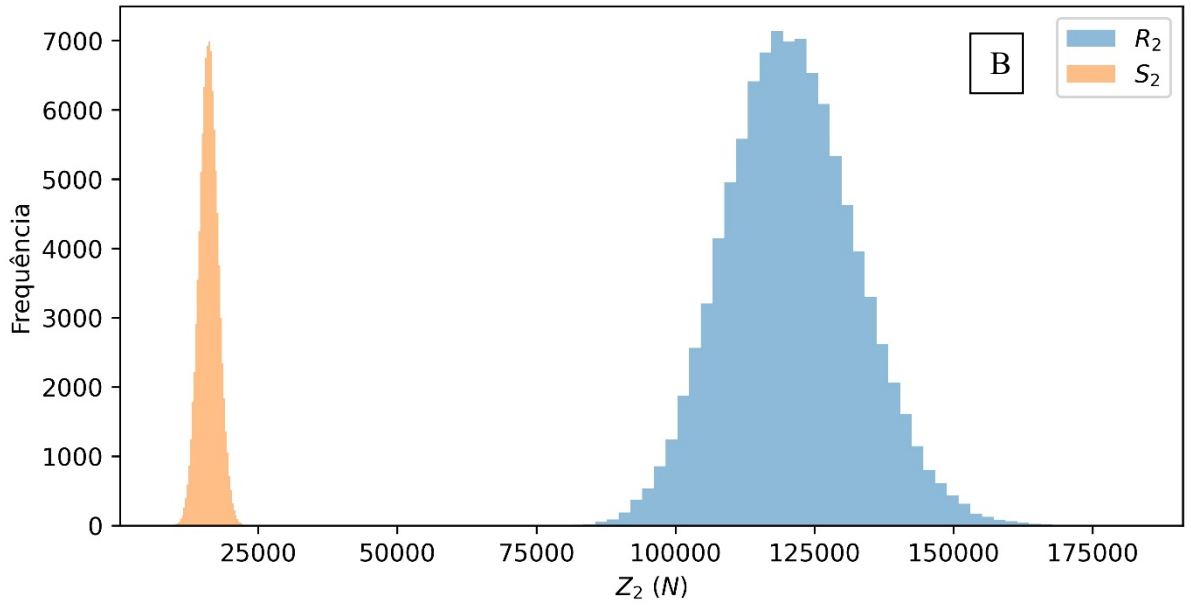


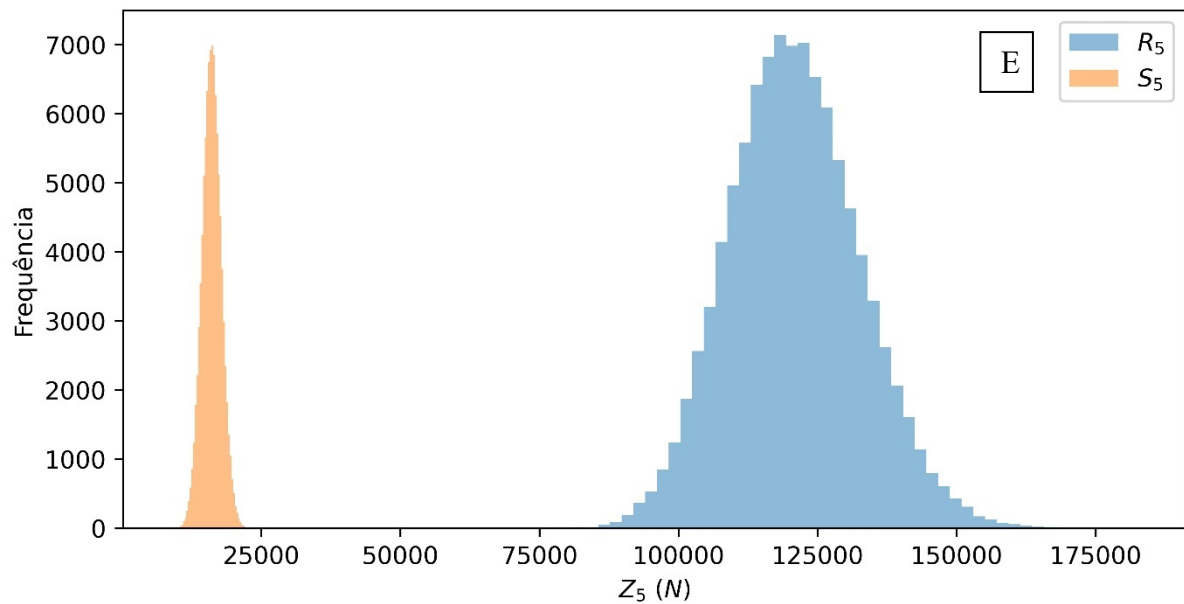
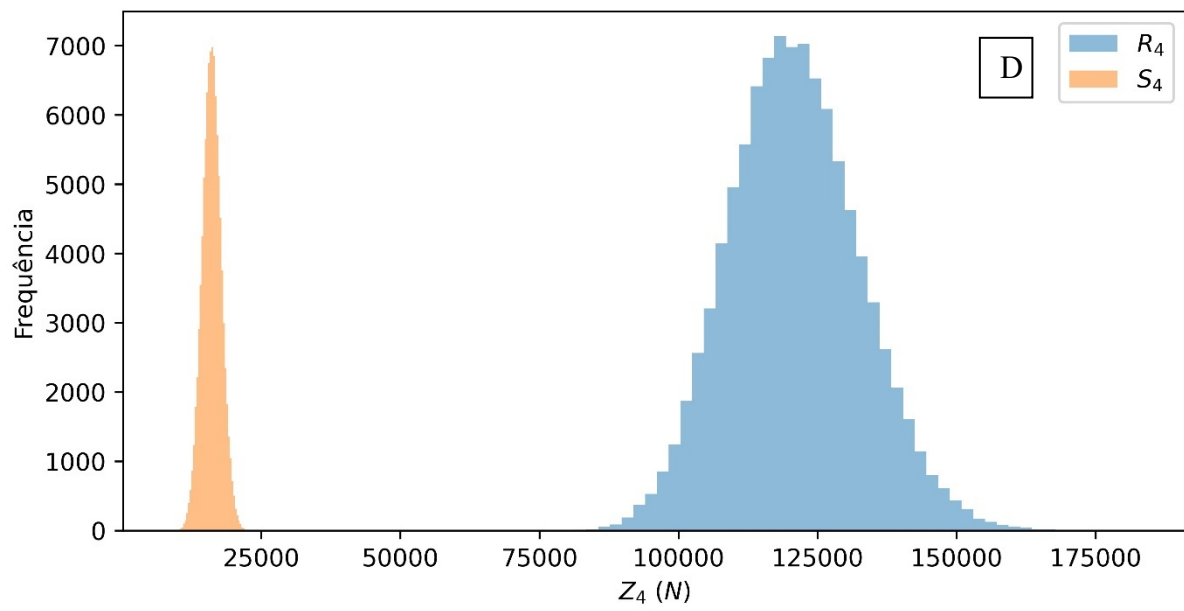
Fonte: Autor.

Na Figura 2, encontram-se os gráficos que representa a distribuição da frequência das variáveis de solicitação S_n e resistência R_n para as vigas b_1 , b_2 , b_3 , b_4 e b_5 sujeitas a equação de estado limite g_2 .

Figura 2 - Histogramas de frequência g_2 para S_n e R_n sem ISE.

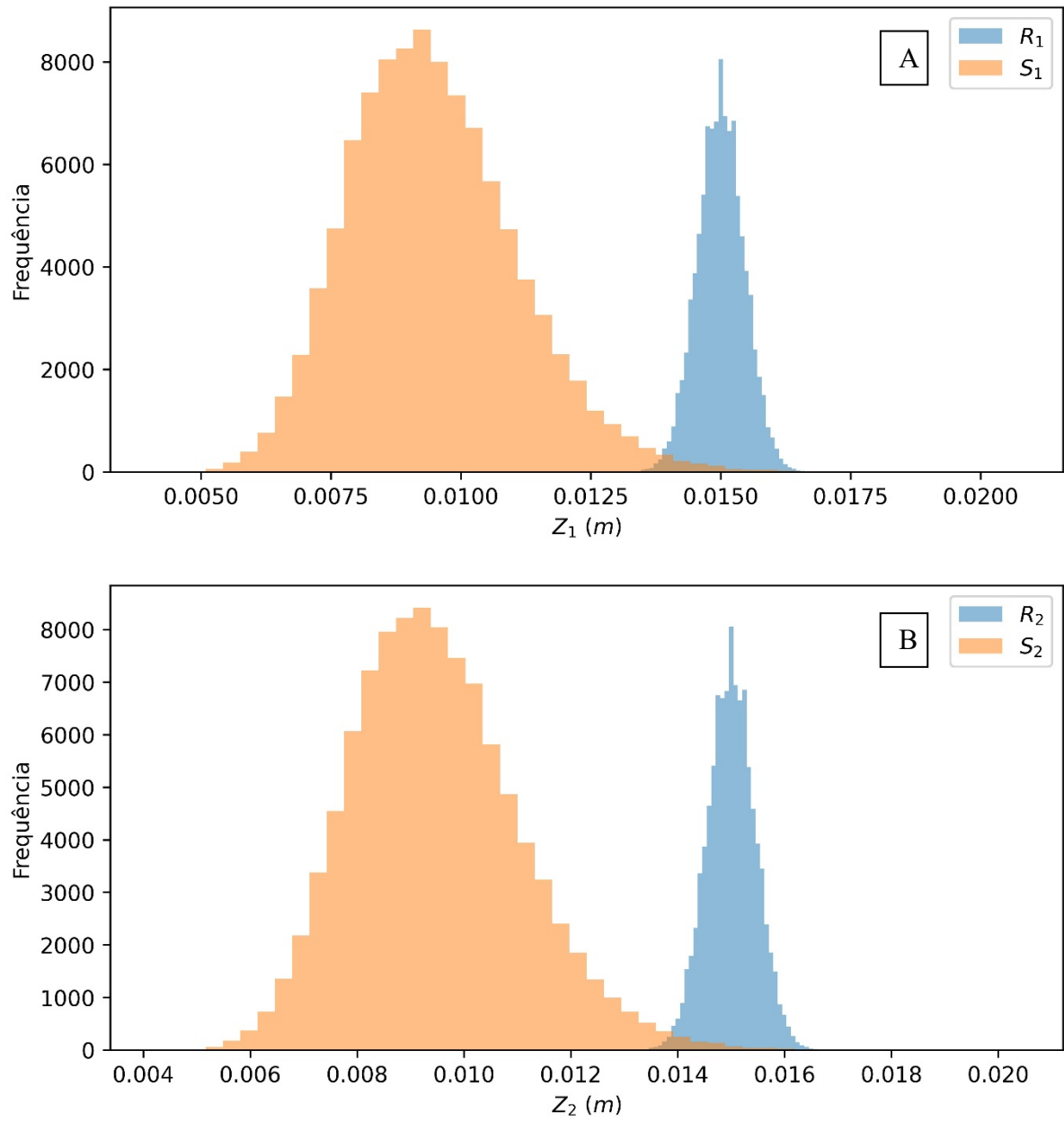


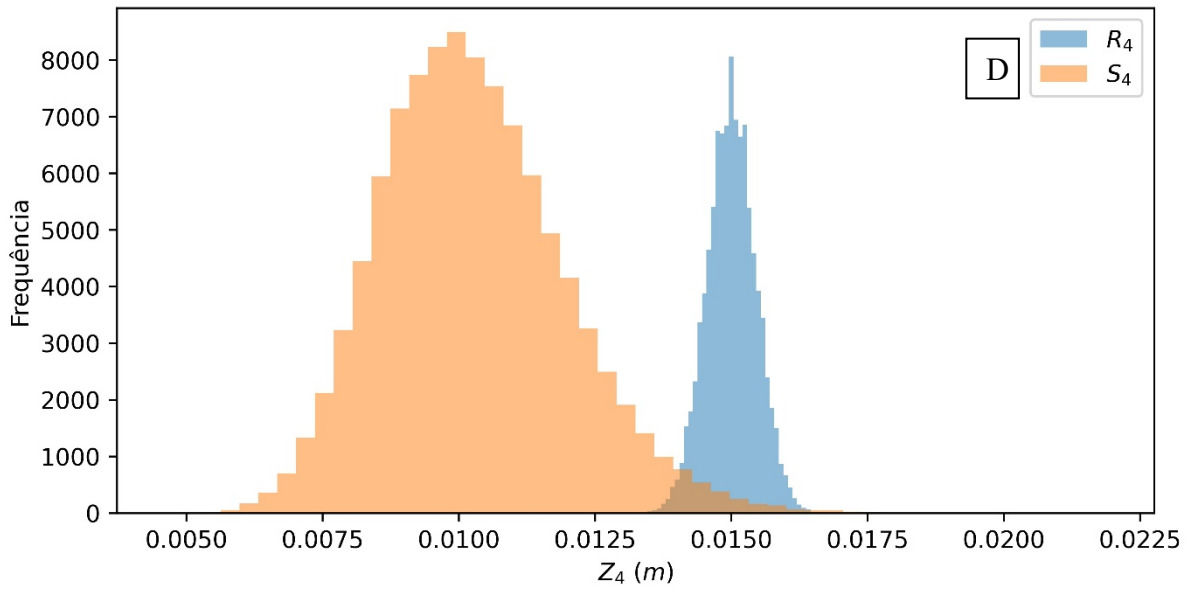
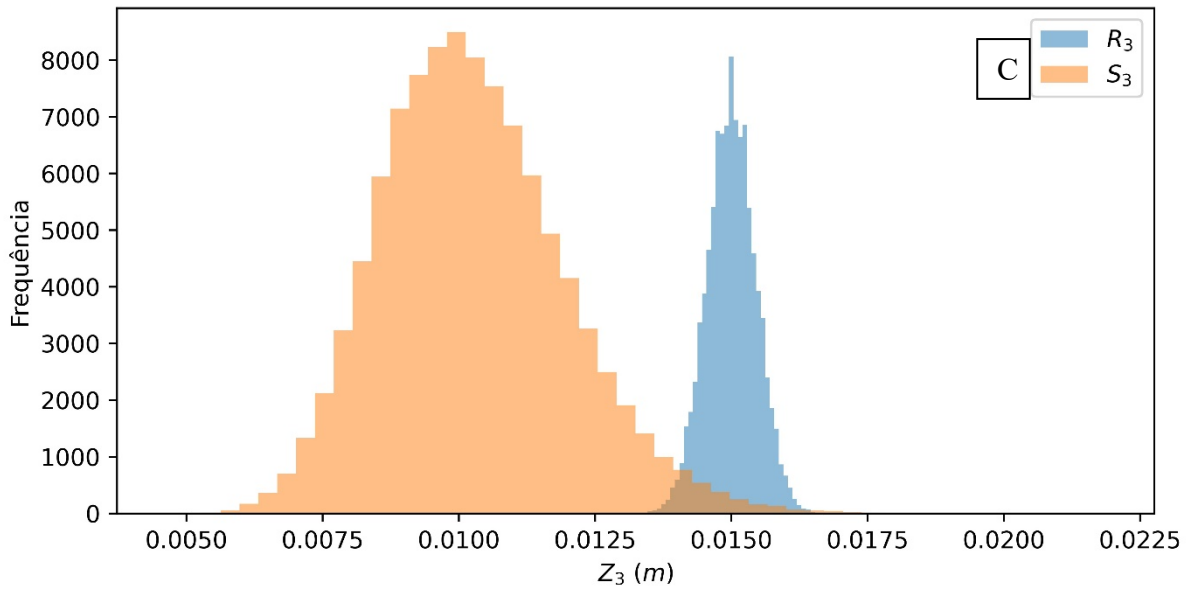


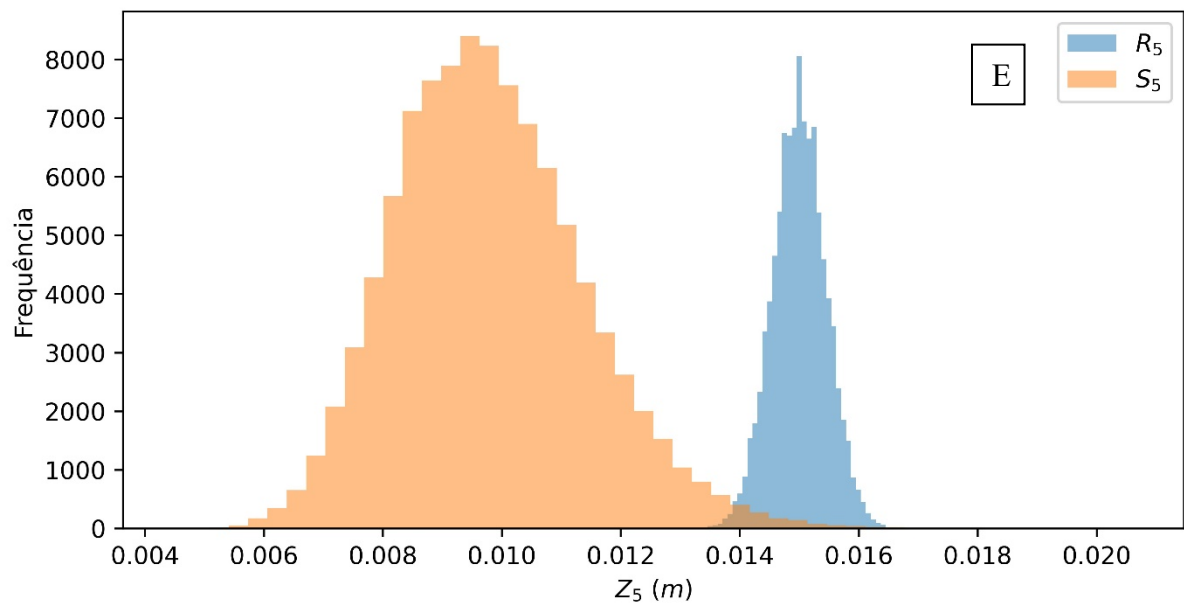


Fonte: Autor.

Segue na Figura 3, os gráficos que representa a distribuição da frequência das variáveis de solicitação S_n e resistência R_n para as vigas b_1 , b_2 , b_3 , b_4 e b_5 sujeitas a equação de estado limite g_3 .

Figura 3 - Histogramas de frequência g_3 para S_n e R_n sem ISE





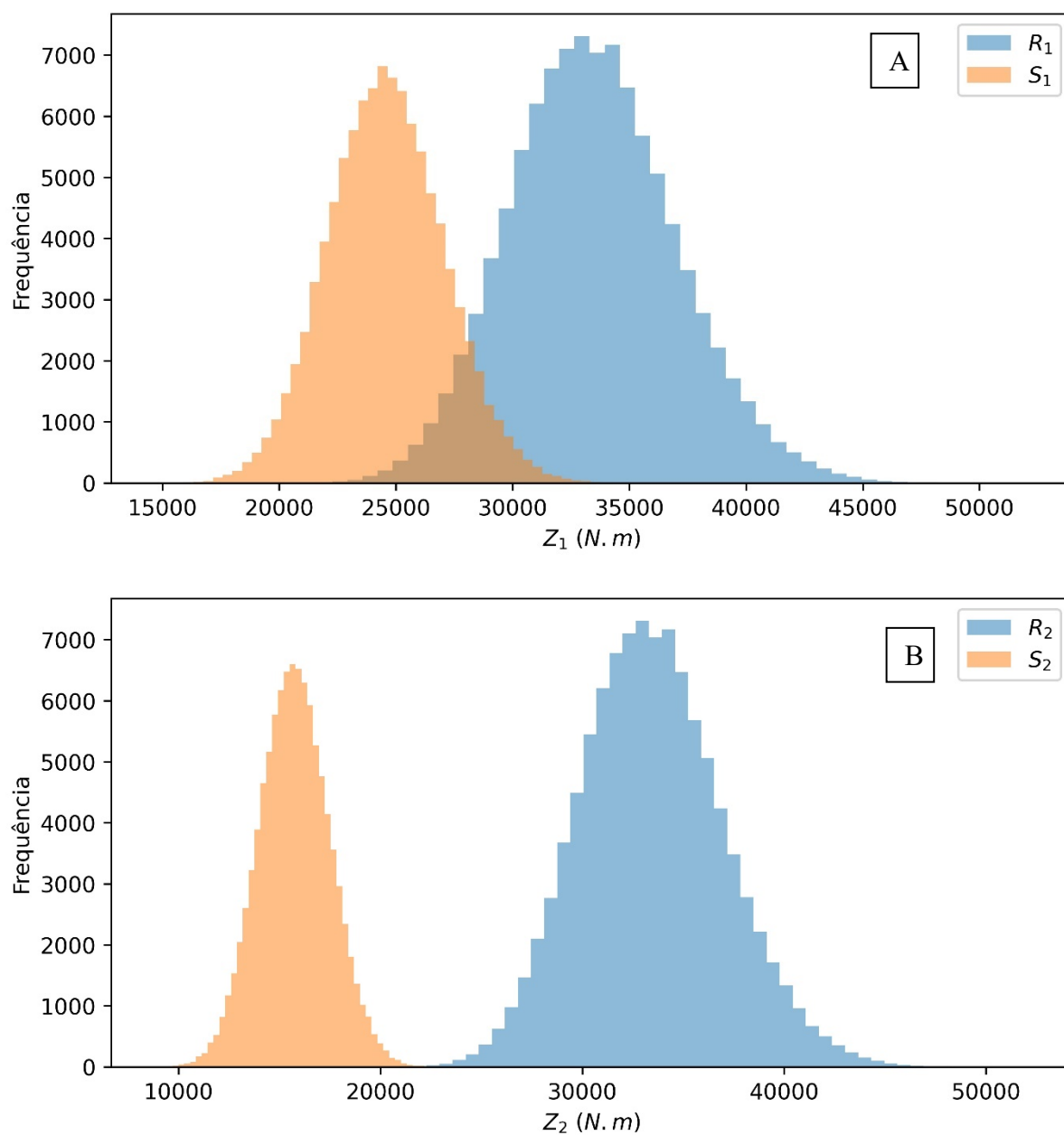
Fonte: Autor.

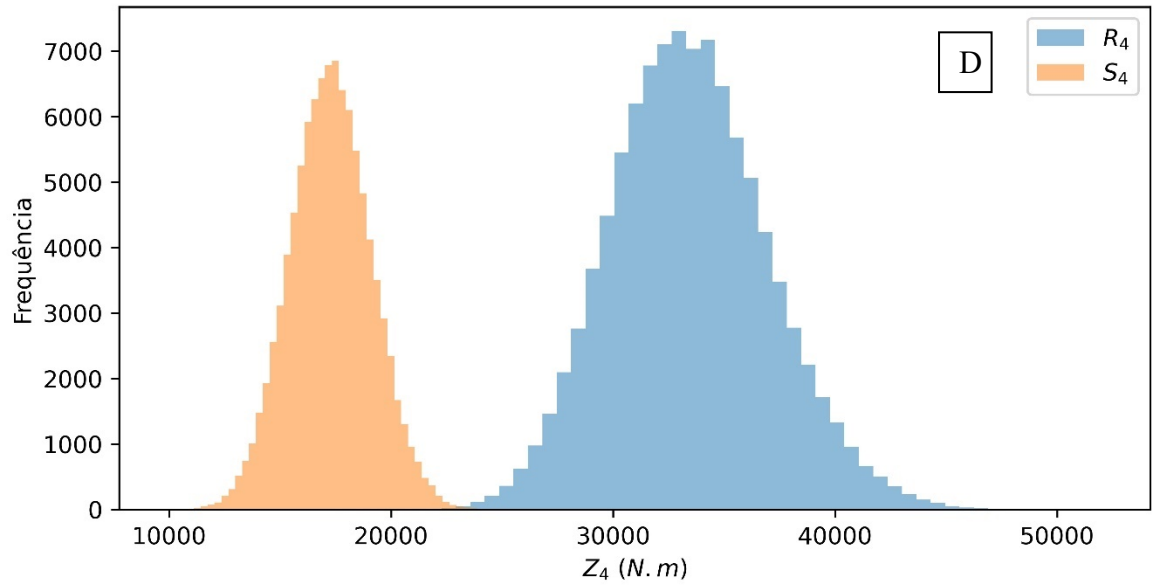
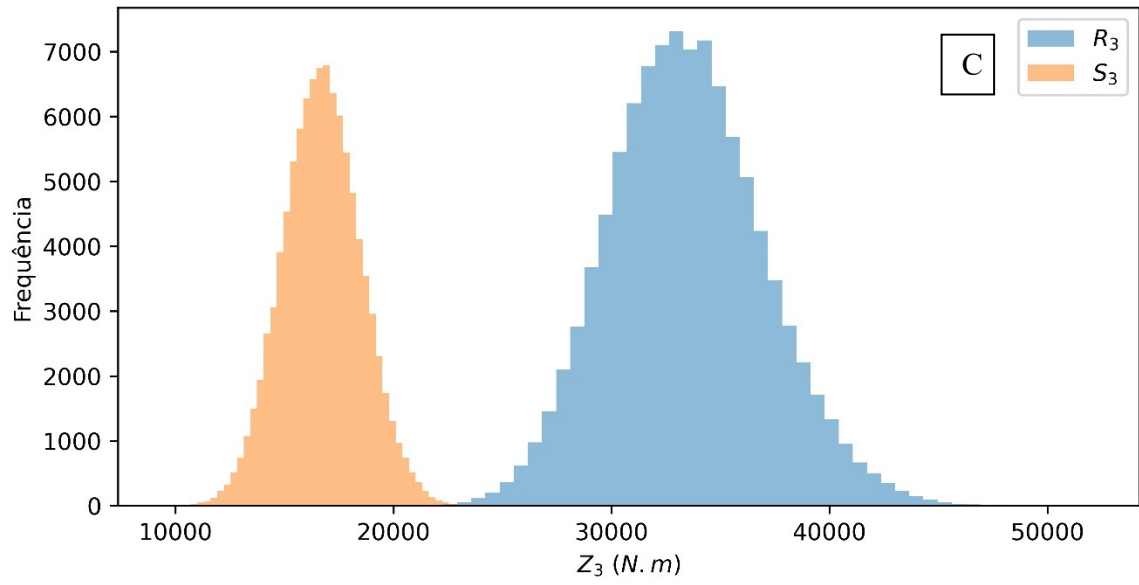
APÊNDICE B

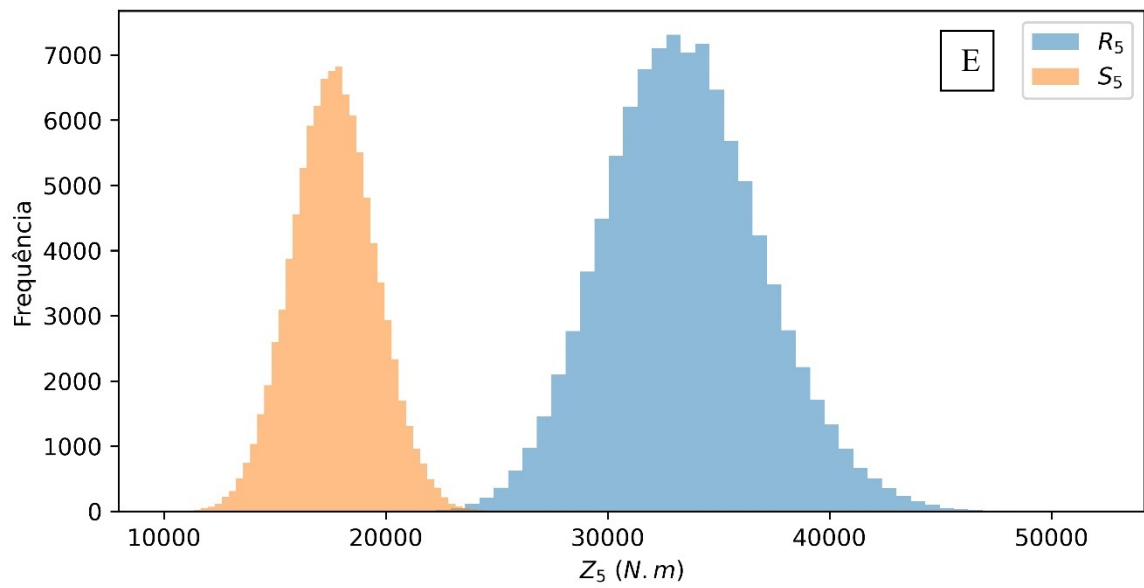
RESULTADOS PÓRTICO COM INTERAÇÃO SOLO ESTRUTURA

Seguem neste apêndice os gráficos do pórtico de 5 pavimentos com interação solo-estrutura, onde a Figura 1 representa a distribuição da frequência das variáveis de solicitação S_n e resistência R_n para as vigas b_1 (A), b_2 (B), b_3 (C), b_4 (D) e b_5 (E) sujeitas a equação de estado limite g_1

Figura 1 - Histogramas de frequência g_1 para S_n e R_n sem ISE



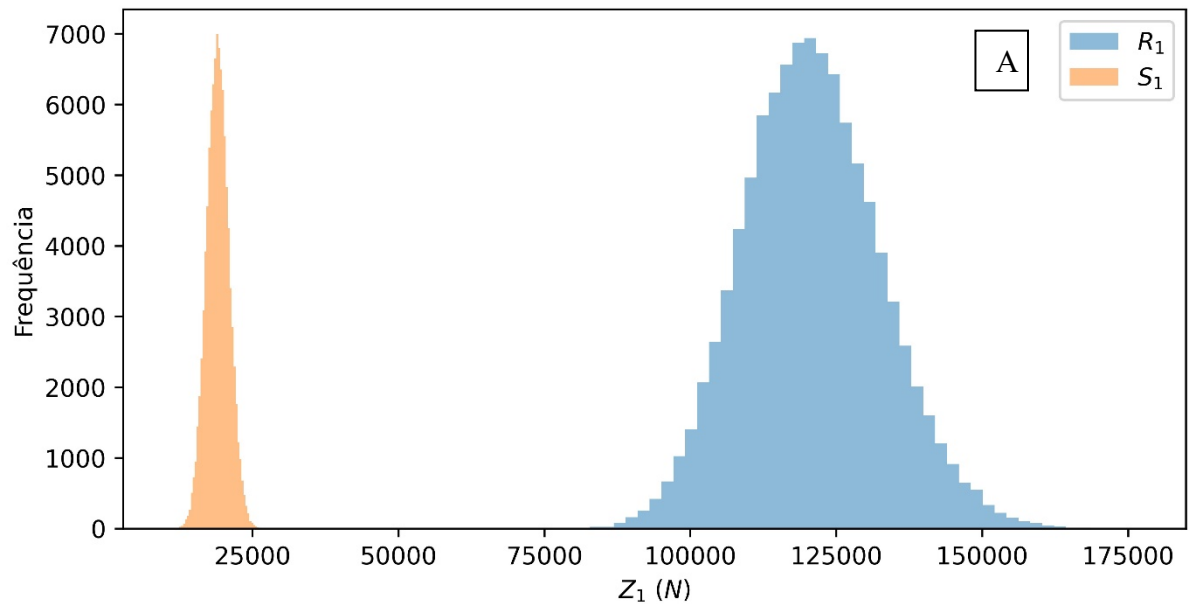


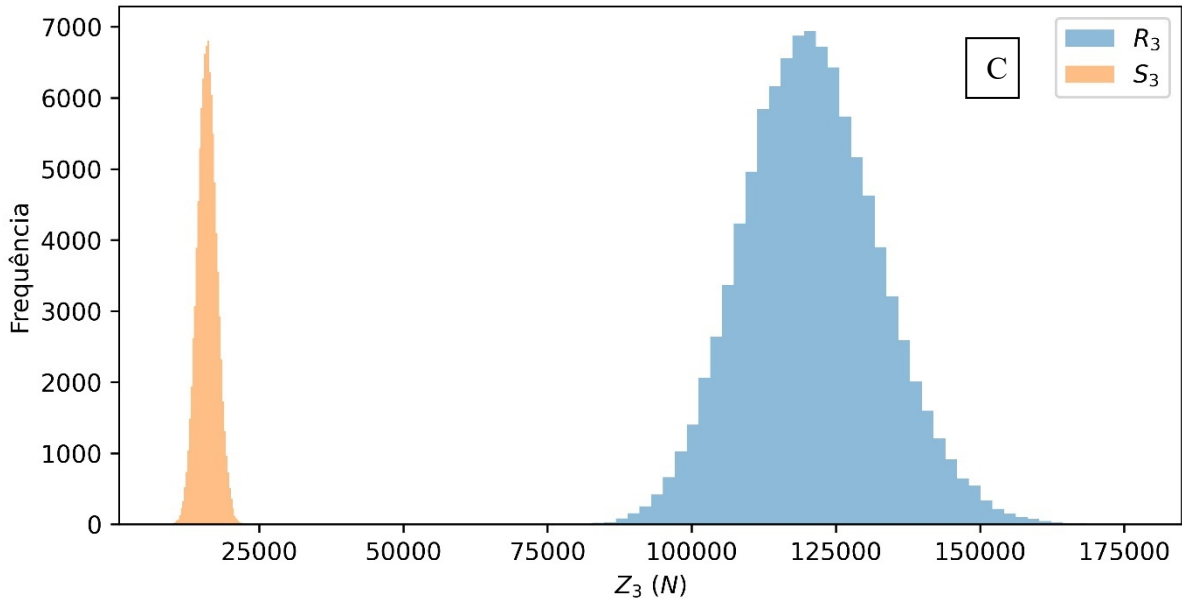
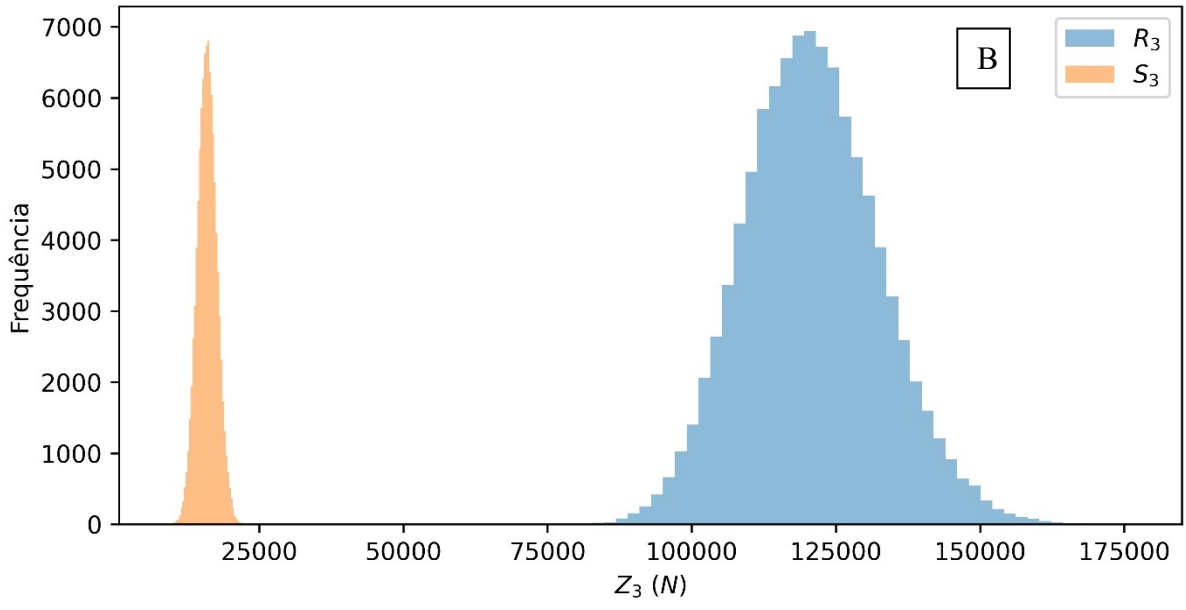


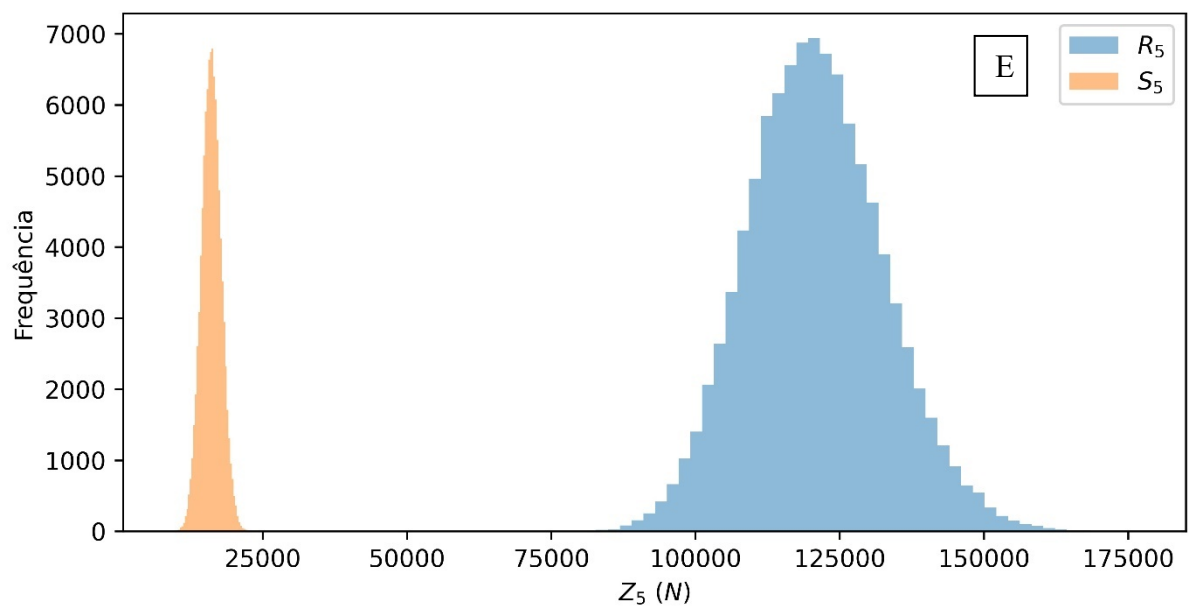
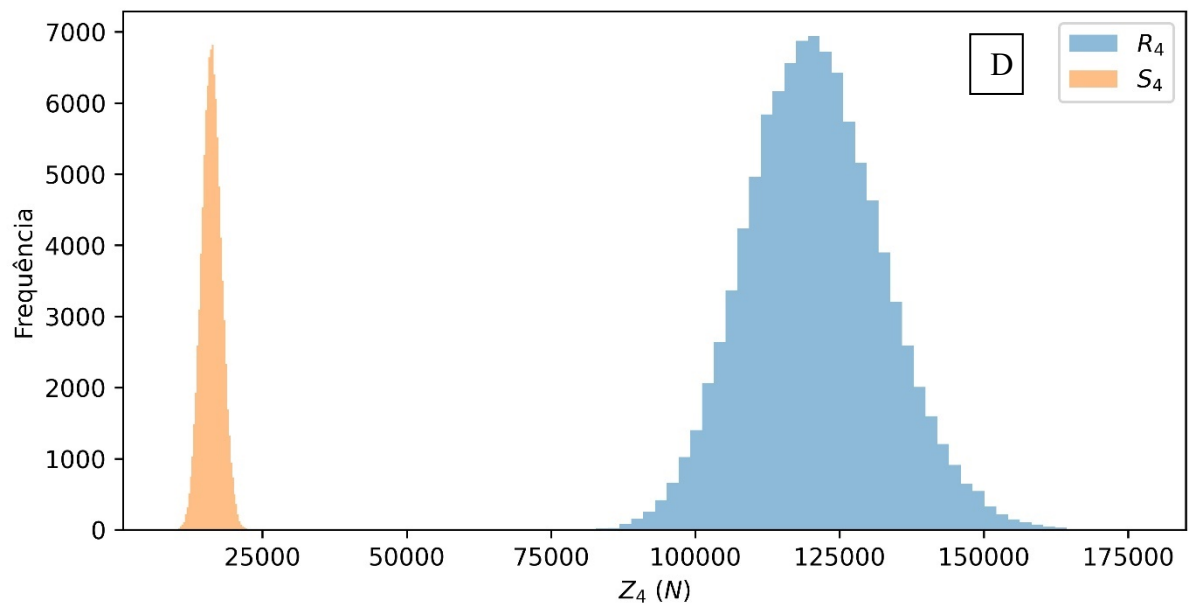
Fonte: Autor.

Na Figura 2, encontram-se os gráficos que representa a distribuição da frequência das variáveis de solicitação S_n e resistência R_n para as vigas b_1 , b_2 , b_3 , b_4 e b_5 sujeitas a equação de estado limite g_2 .

Figura 2 - Histogramas de frequência g_2 para S_n e R_n sem ISE

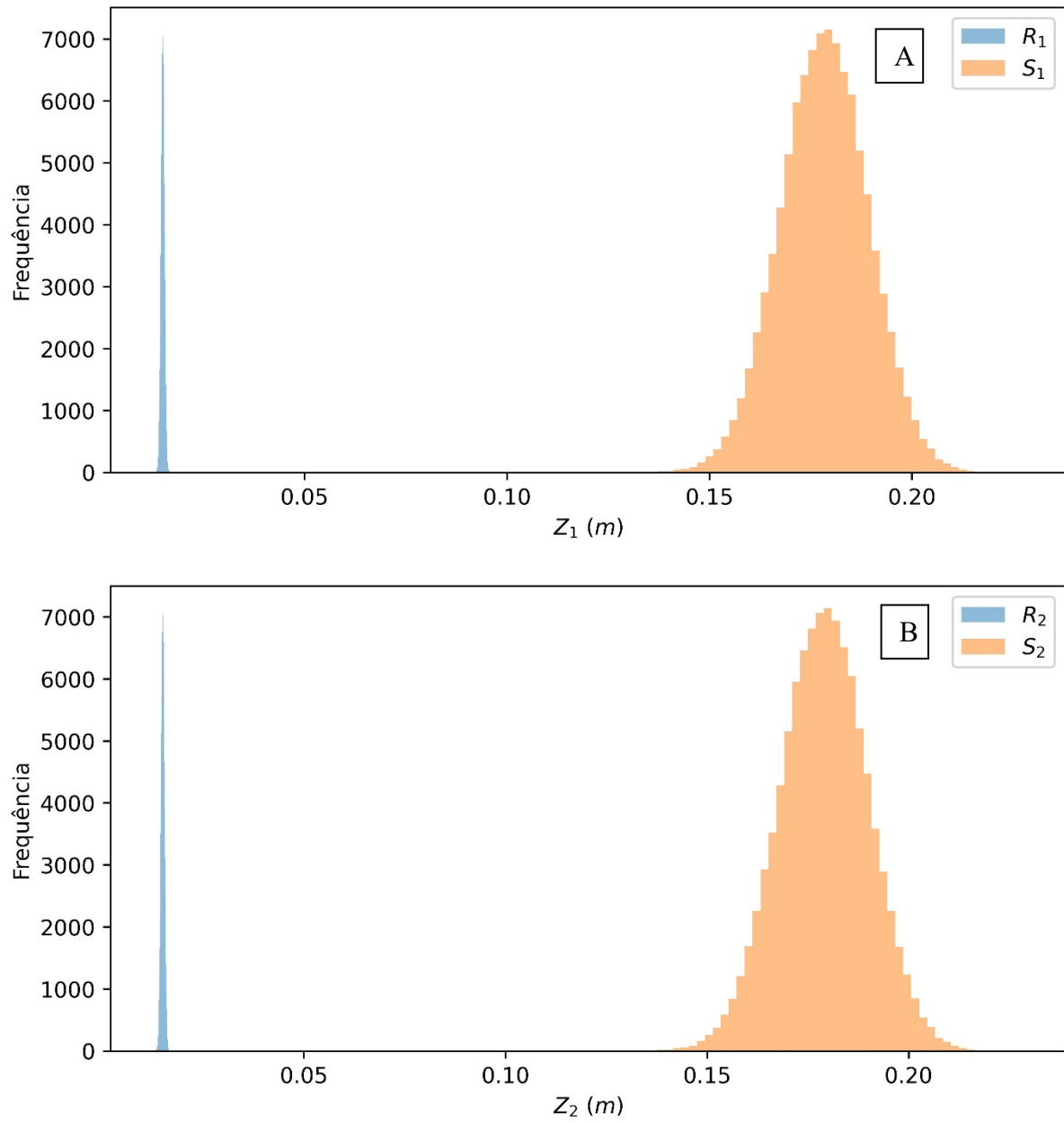


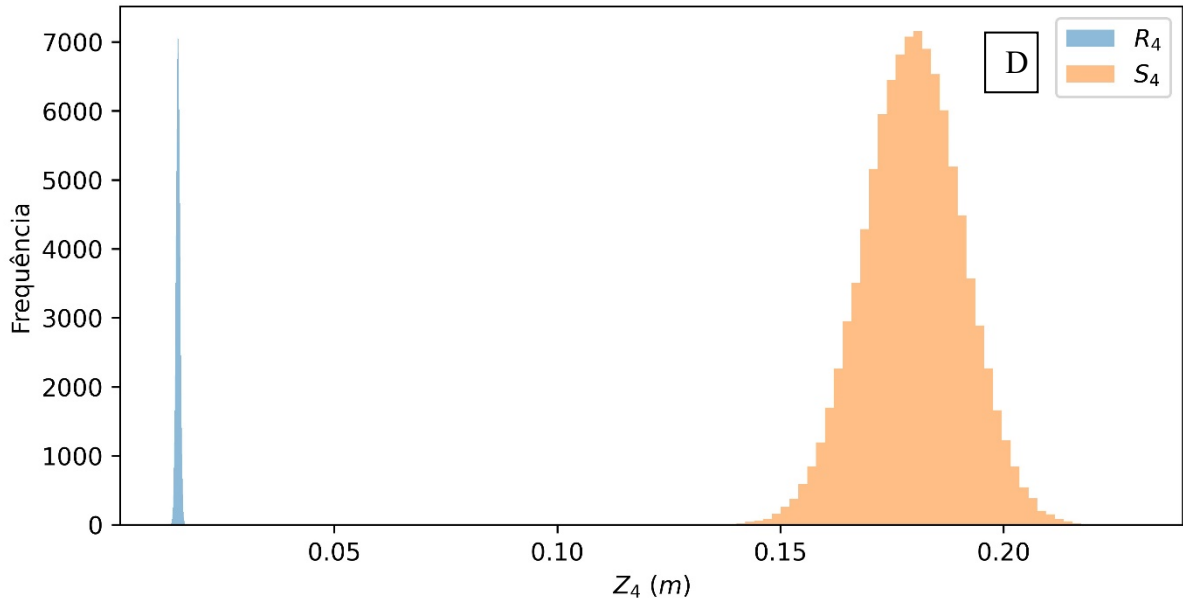
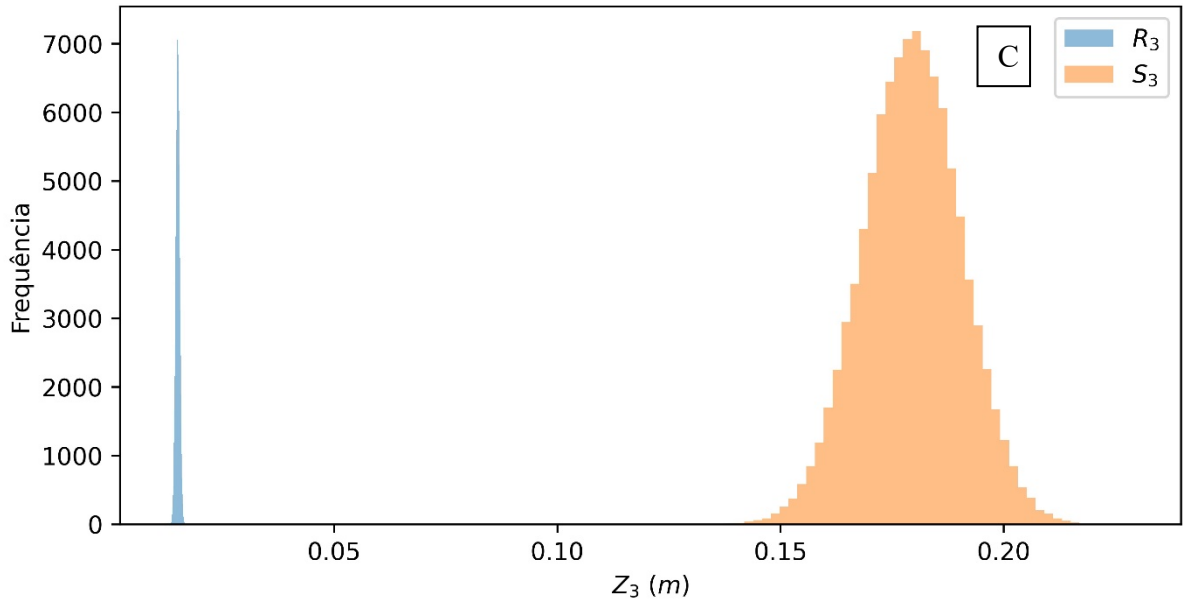


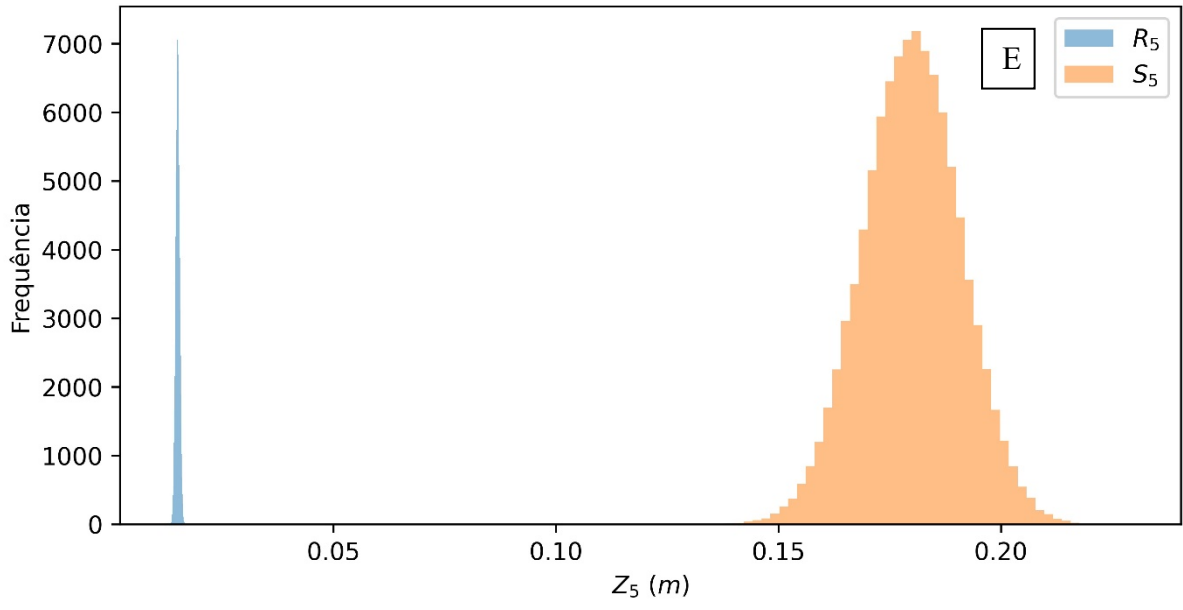


Fonte: Autor.

Segue na Figura 3, os gráficos que representa a distribuição da frequência das variáveis de solicitação S_n e resistência R_n para as vigas b_1 , b_2 , b_3 , b_4 e b_5 sujeitas a equação de estado limite g_3 .

Figura 3 - Histogramas de frequência g_3 para S_n e R_n sem ISE





Fonte: Autor.