



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA  
CAMPUS FLORIANÓPOLIS  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

David Madeira Borri de Almeida Sousa

**Avaliação probabilística baseada em desempenho de um trecho de LT  
submetido à excitação sísmica**

Florianópolis

2023



David Madeira Borri de Almeida Sousa

**Avaliação probabilística baseada em desempenho de um trecho de LT  
submetido à excitação sísmica**

Dissertação submetida ao Programa de Pós-Graduação  
em Engenharia Civil da Universidade Federal de  
Santa Catarina para a obtenção do título de mes-  
tre em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Leandro Fleck Fadel Miguel, Dr.  
Coorientador: Prof. Fábio Luís Alminhana de Oli-  
veira, Dr.

Florianópolis

2023



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

Sousa, David Madeira Borri de Almeida

Avaliação probabilística baseada em desempenho de um trecho de LT submetido à excitação sísmica / David Madeira Borri de Almeida Sousa ; orientador, Leandro Fleck Fadel Miguel, coorientador, Fábio Luís Alminhana de Oliveira, 2023.

100 p.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis, 2023.

Inclui referências.

1. Engenharia Civil. 2. Torre de linhas de transmissão. 3. Análise não linear. 4. Função de fragilidade. 5. Análise sísmica. I. Fleck Fadel Miguel, Leandro. II. Alminhana de Oliveira, Fábio Luís. III. Universidade Federal de Santa Catarina. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. IV. Título.

David Madeira Borri de Almeida Sousa

## **Avaliação probabilística baseada em desempenho de um trecho de LT submetido à excitação sísmica**

O presente trabalho em nível de Mestrado foi avaliado e aprovado por banca examinadora composta pelos seguintes membros:

**Profa. Poliana Dias de Moraes, Dra.**  
Universidade Federal de Santa Catarina

**Prof. João Kaminski Junior, Dr.**  
Universidade Federal de Santa Maria

Certificamos que esta é a **versão original e final** do trabalho de conclusão que foi julgado adequado para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

---

**Coordenação PPGEC/UFSC**  
Universidade Federal de Santa Catarina

---

**Prof. Leandro Fleck Fadel Miguel, Dr.**  
**(Orientador)**  
Universidade Federal de Santa Catarina

Florianópolis, 2023.

# Agradecimentos

A Martinho e Bruna, pela motivação e pelo incentivo em iniciar este mestrado em Florianópolis.

Aos professores Leandro e Fábio, pela constante orientação e pelo exemplo de comprometimento e disciplina no exercício da pesquisa.

Aos meus colegas do grupo de pesquisa CORE/UFSC, pelos laços de amizade.

Ao CNPq pela concessão de bolsa de pesquisa para a realização deste mestrado.

Aos demais professores da UFSC e a comissão examinadora.

A Karine, pelo amor e companheirismo.

À minha família, por ser a base de tudo.





# Resumo

As torres de linhas de transmissão (TLTs) fazem parte das linhas áreas de transmissão de energia (LTs), sendo responsáveis pela suspensão dos cabos condutores e para-raios, a fim de obedecer a critérios normativos de segurança quanto às suas distâncias elétricas mínimas. As TLTs típicas não são projetadas para excitações sísmicas, com base na suposição de que seu estado limite último seja governado por ações climáticas (vento e gelo). No entanto, não é incomum que os relatórios de inspeção de linha indiquem a observação de danos estruturais moderados a graves após movimentos intensos do solo, o que pode reduzir a capacidade dos elementos da torre. Nos últimos cinquenta anos, pesquisadores no oriente e ocidente têm realizado análises sobre o sistema de LTs e suas falhas em terremotos anteriores despertaram a preocupação sobre sua vulnerabilidade sísmica. Neste trabalho, a análise dinâmica por sismo foi abordada através de modelo mecânico não-linear para um trecho de LT, o qual normalmente é dominado pelo efeito do vento. Tendo em vista o carácter real do problema, foi adotado um modelo de LT projetado originalmente para uma pressão de vento de  $409 \text{ Pa}$  em condições da região norte do Chile onde não há formação de gelo. A fim de gerar funções de fragilidade ao modelo, para avaliar a probabilidade de colapso, foram adotados métodos de análise para coletar dados através de diversas simulações em intensidades e condições distintas de sismo. Foram consideradas normas internacionais de projeto envolvendo sismo assim como o desempenho sísmico de um modelo de trecho de linha de transmissão típica de  $230 \text{ kV}$ , considerando movimentos do solo artificiais e reais com base em dados da sismicidade chilena.

**Palavras-chave:** Torre de linhas de transmissão. Análise não linear. Análise dinâmica no domínio do tempo. Função de fragilidade. Análise sísmica.



# Abstract

The transmission line towers (TLTs) are part of the power transmission lines (TLs), being responsible for the suspension of conductor cables and lightning rods in order to comply with normative safety criteria regarding their minimum electrical distances. Typical TLTs are not designed for seismic excitations, based on the assumption that their ultimate limit state is governed by climatic actions (wind and ice). However, it is not uncommon for line inspection reports to indicate moderate to severe structural damage has been observed after heavy ground movements, which can reduce the capacity of tower elements. Over the past fifty years, researchers in the East and West have carried out analyzes of the TL system and its failures in previous earthquakes have raised concerns about its seismic vulnerability. In this work, the dynamic analysis by earthquake was approached through a non-linear mechanical model for a stretch of TL, which is normally dominated by the wind effect. In view of the real nature of the problem, an TL model was adopted, originally designed for a wind pressure of  $409\text{ Pa}$  in conditions in the northern region of Chile where there is no ice formation. In order to generate fragility functions to the model to evaluate the probability of collapse, analysis methods were adopted to collect data through several simulations in different earthquake intensities and conditions. International design standards involving earthquakes were considered as well as the seismic performance of a typical  $230\text{ kV}$  transmission line stretch model, considering artificial and real ground movements based on Chilean seismicity data.

**Key-words:** Transmission lines tower. Non-linear analysis. Dynamic analysis in the time domain. Fragility function. Seismic analysis.



# Lista de figuras

|                                                                                                                                                 |    |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figura 1 – Esquema simplificado das etapas de um sistema elétrico . . . . .                                                                     | 17 |
| Figura 2 – Rede brasileira de transmissão . . . . .                                                                                             | 18 |
| Figura 3 – Componentes de uma LT . . . . .                                                                                                      | 19 |
| Figura 4 – Diagrama de uma linha de transmissão . . . . .                                                                                       | 28 |
| Figura 5 – Relações entre carga e resistência . . . . .                                                                                         | 30 |
| Figura 6 – Diagrama de estados limites de componentes da linha . . . . .                                                                        | 32 |
| Figura 7 – Mapeamento da aceleração sísmica no Brasil, NBR 15421 (2006) . . . .                                                                 | 34 |
| Figura 8 – Espectro de resposta de estrutura no terremoto de El Centro (EUA)<br>em 1940 . . . . .                                               | 35 |
| Figura 9 – Acelerograma do sismo de El Centro (EUA) em 1940 . . . . .                                                                           | 36 |
| Figura 10 – Espectro de resposta referente a NBR 15421 (2006) . . . . .                                                                         | 37 |
| Figura 11 – Espectros chilenos normalizados . . . . .                                                                                           | 38 |
| Figura 12 – Comparação entre taxas de amortecimento da estrutura . . . . .                                                                      | 39 |
| Figura 13 – Sismo ocorrido em San Isidro, Valparaíso, Chile, em 1985 . . . . .                                                                  | 40 |
| Figura 14 – Sinal sísmico gerado artificialmente compatível a ETG A.0.21 (2018) .                                                               | 42 |
| Figura 15 – Sinal sísmico gerado artificialmente compatível a NCh 433 (2009) . . .                                                              | 43 |
| Figura 16 – Sistema de referência global (XYZ) . . . . .                                                                                        | 47 |
| Figura 17 – Esquema de um sistema dinâmico . . . . .                                                                                            | 47 |
| Figura 18 – Deslocamentos e forças nodais no elemento de pórtico espacial . . . . .                                                             | 51 |
| Figura 19 – Vetor de incremento de deslocamentos plásticos . . . . .                                                                            | 57 |
| Figura 20 – Fluxograma do método de análise não linear . . . . .                                                                                | 58 |
| Figura 21 – Curvas de risco para Santiago e norte do Chile . . . . .                                                                            | 63 |
| Figura 22 – Perfil transversal da torre . . . . .                                                                                               | 66 |
| Figura 23 – Perfis transversal e longitudinal da torre . . . . .                                                                                | 67 |
| Figura 24 – Perspectiva do trecho de LT com 1 torre . . . . .                                                                                   | 68 |
| Figura 25 – Curva de fragilidade - caso no plano XY - cenário (i) . . . . .                                                                     | 69 |
| Figura 26 – Colapso do trecho de LT com 1 torre para PGA de 1,50g - caso no plano<br>XY - cenário (i) . . . . .                                 | 70 |
| Figura 27 – Deslocamento no topo da torre - colapso do trecho de LT com 1 torre<br>para PGA de 1,50g - caso no plano XY - cenário (i) . . . . . | 71 |
| Figura 28 – Força axial - colapso do trecho de LT com 1 torre para PGA de 1,50g -<br>caso no plano XY - cenário (i) . . . . .                   | 71 |
| Figura 29 – Força axial - colapso do trecho de LT com 1 torre para PGA de 1,50g -<br>caso no plano XY - cenário (i) . . . . .                   | 72 |
| Figura 30 – Curva de fragilidade - caso ortogonal à LT - cenário (ii) . . . . .                                                                 | 72 |

|                                                                                                                                                      |    |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figura 31 – Colapso do trecho de LT com 1 torre para PGA de 1,50g - caso ortogonal à LT - cenário (ii) . . . . .                                     | 73 |
| Figura 32 – Deslocamento no topo da torre - colapso do trecho de LT com 1 torre para PGA de 1,50g - caso ortogonal à LT - cenário (ii) . . . . .     | 74 |
| Figura 33 – Força axial - colapso do trecho de LT com 1 torre para PGA de 1,50g - caso ortogonal à LT - cenário (ii) . . . . .                       | 74 |
| Figura 34 – Força axial - colapso do trecho de LT com 1 torre para PGA de 1,50g - caso ortogonal à LT - cenário (ii) . . . . .                       | 75 |
| Figura 35 – Curva de fragilidade - caso longitudinal à LT - cenário (iii) . . . . .                                                                  | 76 |
| Figura 36 – Colapso do trecho de LT com 1 torre para PGA de 1,80g - caso longitudinal a LT - cenário (iii) . . . . .                                 | 77 |
| Figura 37 – Força axial - colapso do trecho de LT com 1 torre para PGA de 1,80g - caso longitudinal à LT - cenário (iii) . . . . .                   | 77 |
| Figura 38 – Deslocamento no topo da torre - colapso do trecho de LT com 1 torre para PGA de 1,80g - caso longitudinal à LT - cenário (iii) . . . . . | 78 |
| Figura 39 – Força axial - colapso do trecho de LT com 1 torre para PGA de 1,80g - caso longitudinal à LT - cenário (iii) . . . . .                   | 78 |
| Figura 40 – PDF - Densidade de probabilidade para $E$ e $f_y$ . . . . .                                                                              | 79 |
| Figura 41 – CDF - Distribuição acumulada de probabilidade para $E$ e $f_y$ . . . . .                                                                 | 79 |
| Figura 42 – Perspectiva do trecho de LT com 5 torres . . . . .                                                                                       | 80 |
| Figura 43 – Curva de fragilidade para o caso de sismos reais . . . . .                                                                               | 81 |
| Figura 44 – Colapso do trecho de LT com 5 torres . . . . .                                                                                           | 82 |
| Figura 45 – Força axial - colapso do trecho de LT com 5 torres . . . . .                                                                             | 83 |
| Figura 46 – Deslocamento no topo da torre - colapso do trecho de LT com 5 torres . . . . .                                                           | 83 |
| Figura 47 – Força axial - colapso do trecho de LT com 5 torres . . . . .                                                                             | 84 |

# Lista de tabelas

|                                                                                                                                                       |     |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Tabela 1 – Relações entre níveis de confiabilidade e períodos de retorno . . . . .                                                                    | 31  |
| Tabela 2 – Movimentos de solo selecionados . . . . .                                                                                                  | 61  |
| Tabela 3 – Probabilidades de falha condicional da simulação: Modelo do trecho de<br>LT com 1 torre - caso no plano XY - cenário (i) . . . . .         | 68  |
| Tabela 4 – Estimativa da taxa anual de falha - caso no plano XY - cenário (i) . .                                                                     | 69  |
| Tabela 5 – Estimativa da taxa anual de falha na literatura . . . . .                                                                                  | 69  |
| Tabela 6 – Probabilidades de falha condicional da simulação: Modelo do trecho de<br>LT com 1 torre - caso ortogonal à LT - cenário (ii) . . . . .     | 72  |
| Tabela 7 – Estimativa da taxa anual de falha - caso ortogonal à LT - cenário (ii) .                                                                   | 73  |
| Tabela 8 – Probabilidades de falha condicional da simulação: Modelo de trecho de<br>LT com 1 torre - caso longitudinal à LT - cenário (iii) . . . . . | 75  |
| Tabela 9 – Estimativa da taxa anual de falha - caso longitudinal à LT - cenário (iii)                                                                 | 76  |
| Tabela 10 – Probabilidades de falha condicional da simulação: Modelo de trecho de<br>TL com 5 torres completo . . . . .                               | 81  |
| Tabela 11 – Estimativa da taxa anual de falha para o estudo de caso do Chile . . .                                                                    | 81  |
| Tabela 13 – Perfis da torre de LT de 230 $kV$ . . . . .                                                                                               | 100 |





# Sumário

|                                                                                    |           |
|------------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| <b>Lista de figuras . . . . .</b>                                                  | <b>11</b> |
| <b>Lista de tabelas . . . . .</b>                                                  | <b>13</b> |
| <b>1 Introdução . . . . .</b>                                                      | <b>17</b> |
| 1.1 Generalidades . . . . .                                                        | 17        |
| 1.2 Motivação . . . . .                                                            | 20        |
| 1.3 Estado da arte . . . . .                                                       | 21        |
| 1.4 Objetivos . . . . .                                                            | 24        |
| 1.4.1 Objetivo geral . . . . .                                                     | 24        |
| 1.4.2 Objetivos específicos . . . . .                                              | 24        |
| 1.5 Organização do trabalho . . . . .                                              | 24        |
| <b>2 Critérios de projeto vigentes para TLTs . . . . .</b>                         | <b>27</b> |
| 2.1 Filosofia de projeto . . . . .                                                 | 27        |
| 2.2 Estados limites associados . . . . .                                           | 33        |
| 2.3 Critérios de projeto para estruturas resistentes a sismo . . . . .             | 34        |
| 2.4 Sinais sísmicos reais e artificiais . . . . .                                  | 39        |
| <b>3 Análise dinâmica não linear física e geométrica aplicada a TLTs . . . . .</b> | <b>45</b> |
| 3.1 Sistema estrutural . . . . .                                                   | 45        |
| 3.1.1 Sistema de referência . . . . .                                              | 46        |
| 3.1.1.1 Sistema de coordenadas globais . . . . .                                   | 46        |
| 3.1.2 Análise dinâmica no domínio do tempo . . . . .                               | 47        |
| 3.1.2.1 Equações de movimento . . . . .                                            | 47        |
| 3.1.2.2 Esquema de solução . . . . .                                               | 48        |
| 3.1.3 Elemento de pórtico . . . . .                                                | 50        |
| 3.1.3.1 Formulação . . . . .                                                       | 50        |
| 3.1.4 Matriz de rigidez geométrica . . . . .                                       | 52        |
| 3.1.5 Matriz de redução plástica . . . . .                                         | 55        |
| 3.1.5.1 Critérios de plastificação . . . . .                                       | 56        |
| 3.1.5.2 Regra do fluxo . . . . .                                                   | 57        |
| <b>4 Engenharia sísmica baseada em desempenho aplicada a LTs . . . . .</b>         | <b>59</b> |
| 4.1 Definição dos desempenhos alvo para LTs . . . . .                              | 59        |
| 4.2 Modelo probabilístico de demanda sísmica . . . . .                             | 60        |
| <b>5 Estudos de caso . . . . .</b>                                                 | <b>65</b> |
| 5.1 Vulnerabilidade da direção em um trecho de LT . . . . .                        | 68        |
| 5.2 Sismos reais do Chile . . . . .                                                | 78        |

|                                                                       |           |
|-----------------------------------------------------------------------|-----------|
| <b>6 Conclusão . . . . .</b>                                          | <b>85</b> |
| <b>Referências . . . . .</b>                                          | <b>87</b> |
| <b>Apêndices</b>                                                      | <b>93</b> |
| <b>APÊNDICE A Matrizes de rigidez elástica e geométrica . . . . .</b> | <b>95</b> |
| <b>APÊNDICE B Planta da torre de LT de 230 kV . . . . .</b>           | <b>99</b> |

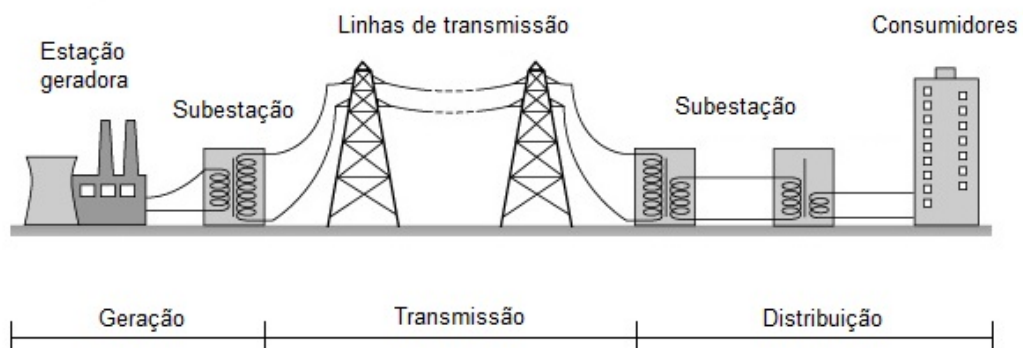
# 1 Introdução

## 1.1 Generalidades

A distribuição de energia elétrica desempenha um importante papel no desenvolvimento econômico de qualquer país. A América Latina tem o desafio de fornecer eletricidade a grandes extensões territoriais, e para isso tornam-se necessárias longas linhas de transmissão (LTs). Na Figura 1, é apresentado um esquema simplificado do sistema elétrico, onde é possível observar sua complexidade. Seja pela construção de novas estações geradoras ou importação de energia de países vizinhos, ambas soluções requerem um sistema de transmissão de energia responsável pela ligação entre as usinas e os centros consumidores. Isso é feito por meio da construção de novas LTs ou de um incremento na capacidade de transporte das linhas existentes (ALMINHANA, 2017).

O Brasil ocupa atualmente o posto de oitavo maior produtor de energia elétrica do mundo (HAJIYEV; ABDIMOMYNOVA; TRUKHAN, 2022). Esta posição foi conquistada devido principalmente ao seu grande potencial hidrelétrico, responsável por mais de 60% da eletricidade produzida no país, segundo a Agência Nacional de Energia Elétrica (ANEEL). Para que a energia possa ser aproveitada, ela deve percorrer um sistema elétrico composto pelos procedimentos de geração, transmissão e distribuição. A primeira etapa deste sistema ocorre nas usinas geradoras, responsáveis pela produção de energia. Na etapa seguinte, as LTs são encarregadas de conduzir a energia elétrica aos centros consumidores. Por último, ocorre a sua distribuição ao consumidor final.

Figura 1 – Esquema simplificado das etapas de um sistema elétrico



Fonte: Adaptado de Hong Kong Physics World (2000)

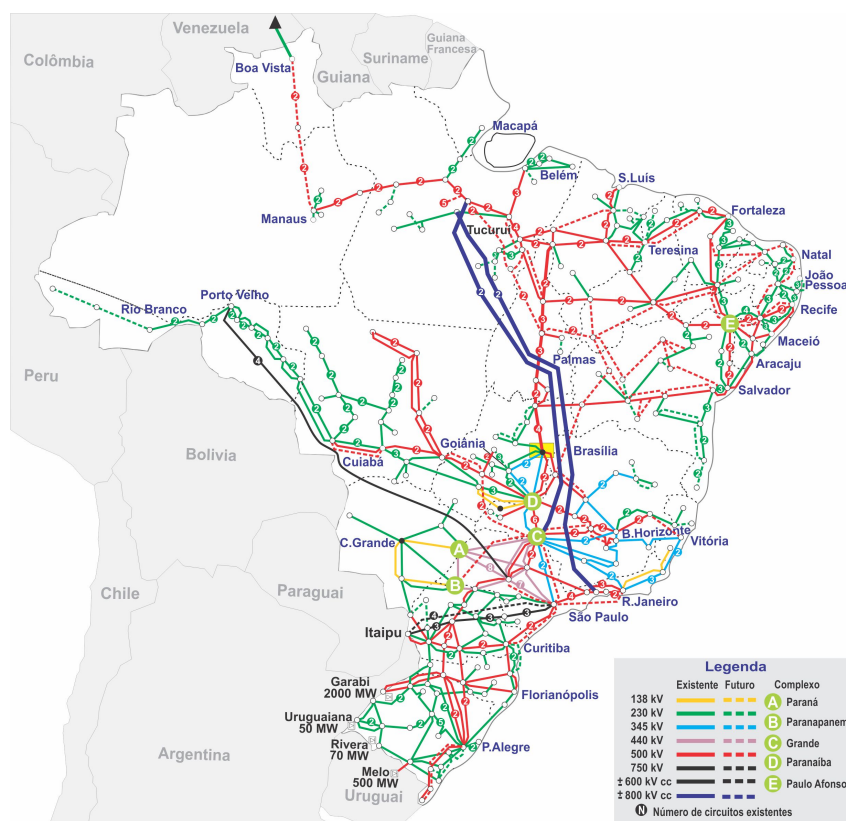
Atualmente, duas opções encontram-se disponíveis para a distribuição de energia: LT subterrânea ou aérea. A primeira é mais cara e também possui outras desvantagens,

por exemplo, a dificuldade de localizar danos e repará-los, o que a torna inadequada para linhas extensas. A segunda opção é a mais usual, porém requer estruturas para suportarem os cabos condutores e de para-raios e suspendê-los, garantindo todas as especificações elétricas exigidas. Essas funções em uma LT aérea são exercidas pelas torres de linha de transmissão (TLTs), as quais devem atender as especificações elétricas (VELASCO; LIMA; COUTO, 2006).

O conjunto de sistemas elétricos dá origem à rede de transmissão. A crescente demanda de energia elétrica reflete em uma constante ampliação da rede. Segundo o Operador Nacional do Sistema Elétrico (ONS), a rede brasileira atual, ilustrada na Figura 2, possui mais de 130 mil quilômetros de linhas construídas, sendo que há a previsão de instalação de mais 6,8 mil quilômetros de novas LTs no período de 2019 a 2023.

Em geral, as LTs são capazes de percorrer centenas de quilômetros de distância. Isto ocorre pelo fato de que a grande maioria das usinas geradoras estão instaladas em locais afastados dos principais centros de consumo de energia. Por serem estruturas mais leves e de fácil montagem em comparação a outras soluções estruturais, as torres treliçadas metálicas são usualmente empregadas como suporte dessas linhas.

Figura 2 – Rede brasileira de transmissão

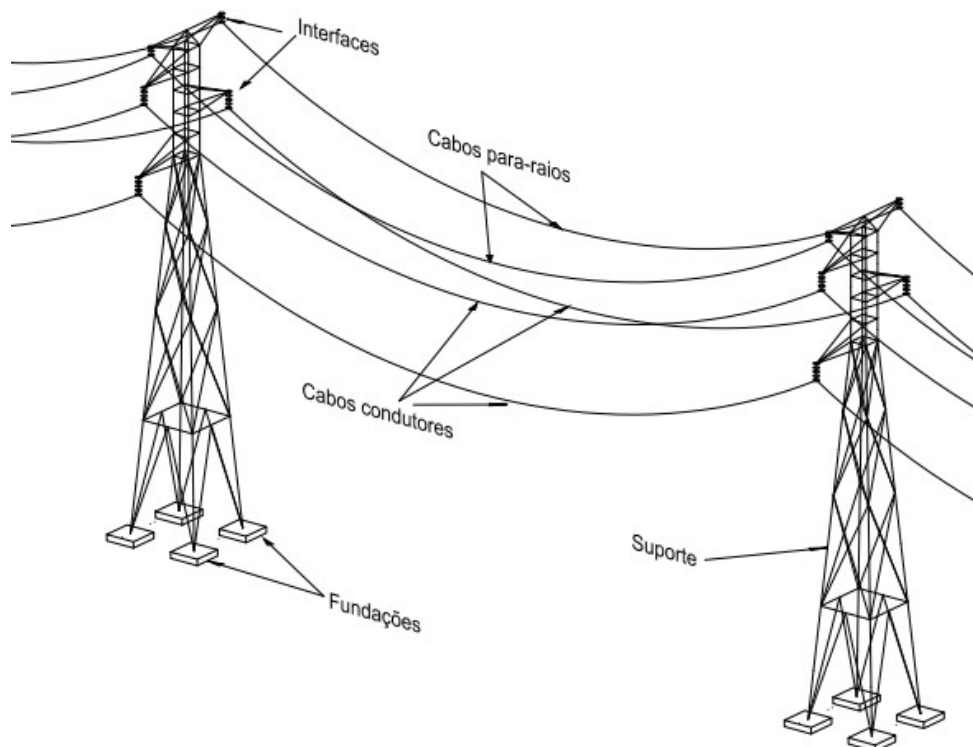


Fonte: ONS (2019)

As torres de LTs são um dos principais componentes das LTs. Em geral, são

estruturas treliçadas, constituídas por perfis cantoneira, e têm o objetivo de suspender os cabos, a fim de obedecer às exigências normativas quanto às distâncias elétricas. Como consequência, essas torres são responsáveis também por suportar os carregamentos dos cabos, isoladores e demais acessórios, tanto devido ao peso próprio quanto ao vento. Segundo Kaminski-Jr (2007), as linhas são compostas basicamente por suportes, cabos, interfaces e fundações, os quais estão indicados na Figura 3 e definidos a seguir.

Figura 3 – Componentes de uma LT



Fonte: Roman (2019)

- **Suportes:** estruturas que servem de suspensão aos cabos e evitam que estes toquem em objetos não pertencentes à rede. Podem ser constituídos de madeira, concreto ou metal, ou fabricados com soluções mistas. Segundo Labegalini *et al.* (1992), estruturas em aço permitem que sejam projetadas de diferentes tipos e formas. Como exemplos de suporte, podem ser citados os postes e as torres.
- **Cabos:** compõem esse grupo os cabos condutores, para-raios e fios terra. Eles são responsáveis por conduzir a corrente elétrica ou proteger a estrutura contra a incidência de raios.
- **Fundações:** estruturas que transferem os carregamentos do suporte ao solo. De acordo com Kaminski-Jr (2007), os tipos de fundações mais usuais são as grelhas metálicas, blocos, sapatas, tubulões, fundações ancoradas em rochas e estacas.

- **Interfaces:** são compostas por isoladores, conectores e ferragens. Essas peças conectam os cabos ao suporte e isolam a corrente elétrica.

## 1.2 Motivação

O projeto de estruturas de subestações para cargas sísmicas é uma prática na indústria de energia, no entanto, os códigos atuais relativos a linhas de transmissão e as especificações das concessionárias de energia desconsideram as excitações sísmicas no projeto de estruturas de linhas típicas, mesmo em países com atividade sísmica considerável (MIGUEL; ALMINHANA; BECK, 2021). Especialmente para torres treliçadas de aço, assume-se que o projeto de suporte da linha (estado limite último) é principalmente governado pelo clima (por exemplo, cargas de vento e gelo), enquanto as cargas de aceleração induzidas pelo solo geralmente não afetam o projeto (PAN *et al.*, 2020; LI; MCCLURE; WANG, 2021).

Segundo Zheng & Fan (2018), empresas de energia de muitos países já experimentaram um número indesejável de interrupções na transmissão elétrica causadas pelo colapso das estruturas das linhas de transmissão. Até hoje, a maior atenção em pesquisas sobre LT tem sido dada às ações de cargas estáticas de vento equivalente, e apenas alguns pesquisadores abordaram carga dinâmica neste âmbito (LI *et al.*, 2005; TIAN; LI; LIU, 2010). Segundo Li *et al.* (2005), a massa dos condutores pode ter efeitos consideráveis nas respostas dinâmicas das torres de LT e que poucas pesquisas estão relacionadas a terremotos em LT e estas indicam que mais estudos sobre o desempenho dinâmico em TLT devido à movimentação do solo são necessários. Tian, Li & Liu (2010) afirmam que por não haver provisões de código para projeto sísmico em LTs, é irreal presumir que as torres de linha de transmissão são seguras para terremotos sem uma análise adequada.

Na Califórnia, por exemplo, onde a sismicidade é alta, há regiões com leves cargas para vento e gelo de acordo com o *National Electrical Safety Code* IEEE NESC C2 (2017). Portanto forças sísmicas podem governar o projeto em áreas com grande atividade sísmica (GHOBARAH; AZIZ; EL-ATTAR, 1996). Zheng, Fan & Long (2017) sinalizam ainda que, normalmente, a falha de um membro-chave causa o colapso geral da estrutura, e por isso, o cálculo e a análise dinâmica das torres de transmissão de energia diante de perturbações sísmicas são justificados. Como os métodos numéricos podem servir de base para análise de fragilidade e otimizações a serem aplicados para torres de mais de uma linha de transmissão, o potencial desse estudo é ainda maior.

Vamvatsikos & Cornell (2002) afirmam que o crescimento do poder de processamento do computador tornou possível um impulso contínuo em direção a métodos de análise cada vez mais precisos, no entanto mais complexos. Assim, o estado da arte mudou progressivamente da análise estática para a análise dinâmica não linear.

Acidentes envolvendo LTs durante eventos sísmicos nem sempre são relatados, mas os poucos casos disponíveis na literatura revelam que a extensão do dano induzido pelo movimento do solo em estruturas de linha varia consideravelmente com a intensidade do tremor e pode não ser apenas devido à falha da fundação. Durante o terremoto Hanshin-Awaji de 1995, ao redor da área de Kobe (Japão), cerca de 30 suportes de linha sofreram danos leves a moderados embora não interrompendo a transmissão de energia, as linhas foram restabelecidas em dois dias (SHINOZUKA, 1995). O terremoto de Chi-Chi de 1999, no entanto, causou grandes danos na rede elétrica de Taiwan, resultando em mais de 350 suportes de linha afetados (HIRANO, 2000). O colapso das estruturas de linha que transportam duas das quatro linhas críticas que ligam as regiões central e norte da rede elétrica impactou profundamente o fornecimento de energia na ilha. A localização remota da maioria das linhas dificultou a avaliação dos danos e a adoção de medidas corretivas. Reparos permanentes foram concluídos somente após três anos do evento sísmico. Na Nova Zelândia, pequenos danos foram encontrados em TLTs após os terremotos de Christchurch, em 2010, enquanto a substituição de um suporte de linha foi necessária no terremoto de Kaikura de 2016, devido a danos críticos nos membros da perna (KWASINSKI *et al.*, 2014; LIU *et al.*, 2017). O terremoto de Wenchuan em 2008, na China, causou danos parciais a totais nas linhas de alta tensão e o colapso direto devido aos efeitos do terremoto pode ser observado (EIDINGER, 2009).

No Chile e em outros países sul-americanos da costa do Pacífico, uma região altamente instável geologicamente, a prática de projeto de suportes de linha também desconsidera as forças sísmicas, alegando que as forças de vento envolvem efeitos sísmicos para estruturas de linha típicas. No entanto, a ocorrência sem precedentes de três terremotos de grande magnitude no Chile durante o período de cinco anos (2010, 2014 e 2015) desencadeou a necessidade de atualizar as acelerações de projeto do terreno, e o aumento da intensidade sísmica pode desafiar a visão de que o vento controla o projeto de suportes da linha. Os estudos de Análise Probabilística de Riscos Sísmicos (PSHA) convergiram para um aumento significativo nos picos de aceleração do solo (PGA) atualmente adotados pelo código sísmico chileno (MEDINA; HARMSSEN; BARRIENTOS, 2017; DAS *et al.*, 2020; LEYTON; RUIZ; SEPÚLVEDA, 2009). Em determinadas regiões, o PGA atualizado é superior a duas vezes o anterior.

## 1.3 Estado da arte

Um levantamento abrangente da literatura mostra alguns trabalhos recentes que buscam avaliar o comportamento de TLTs submetidas a excitações sísmicas. Tian *et al.* (2016) investigaram experimentalmente a influência da variação espacial dos movimentos do solo na resposta dinâmica de torres de linha de transmissão em sistema representativo. Um modelo experimental de um segmento de linha de transmissão composto por quatro

vãos apoiados por três torres foi construído e testado usando uma matriz de mesas de vibração. Para fins de comparação, tanto os movimentos uniformes do solo quanto os movimentos espacialmente variados do solo foram adotados nos testes da mesa de vibração, obtendo por resultado que o efeito das excitações sísmicas deve ser levado em conta em simulação de colapso progressivo. Além disso, foi realizada análise dinâmica incremental (IDA) para verificar os resultados obtidos. As excitações foram baseadas em movimentos do solo reais.

Zheng, Fan & Long (2017) propuseram um método explícito de análise dinâmica baseado em calcular o colapso progressivo de torres de transmissão de energia por meio de modelagem de treliças (sem cabos e isoladores) submetidas a cargas sísmicas. Os efeitos de três regras de falha foram avaliados. Obteve-se por resultado que a análise dinâmica explícita pode ser aplicada a fraturas de membros. Como simplificação, os cabos foram modelados como nós com massa equivalente, somados aos suportes da LT.

Tian, Ma & Qu (2018) avaliaram a resposta sísmica de um segmento de linha de transmissão de 220 kV para travessia de rio composto por três vãos e duas torres tubulares de 122 m de altura usando o *software* comercial Abaqus. Foi empregada uma análise dinâmica explícita adotando o método de integração de diferenças centrais. Embora o modelo de elementos finitos (MEF) tenha sido construído utilizando elementos de viga e treliça, os momentos fletores foram desconsiderados na análise de colapso. Além disso, o *Inter-Segment Displacement Ratio* (ISDR), semelhante ao *Inter-Story Drift* (ISD) utilizado para edifícios, foi definido para quantificar a resposta de deslocamento de cada segmento das torres de sustentação. Os resultados sugeriram a necessidade de considerar a variação dos movimentos do solo. Além disso, verificou-se que os movimentos artificiais do solo nem sempre podem ser adequados para análises de torres de transmissão dependendo de qual critério é usado na seleção de registros.

Tian, Pan & Ma (2019) desenvolveram um modelo de demanda sísmica probabilística (PSDM) para uma torre de transmissão de travessia de rio tubular de 117 m de altura. Primeiramente, foi realizada uma análise preliminar em uma torre autônoma (sem cabos) usando forças laterais na direção crítica (longitudinal a LT). Em seguida, foi definida o ISDR relacionado a cada estado limite (manutenção, controle de danos e prevenção de colapso). Finalmente, usando análise dinâmica incremental (IDA) com um conjunto de registros sísmicos (mais uma vez com a excitação paralela a LT) e o ISDR para cada estado limite obtido na análise preliminar, foram construídas curvas de fragilidade. A influência dos ângulos de incidência sísmica e o efeito de acoplamento entre a torre de transmissão e os cabos são ainda investigados através da mesma abordagem. Os resultados mostraram que o ângulo de incidência sísmica paralelo a LT é o crítico, confirmando a premissa dos experimentos numéricos pelos autores. Além disso, os resultados encontrados para o modelo de LT completo (com torres, isoladores e cabos) mostraram ter efeitos mais



críticos. Portanto, uma análise de uma torre autônoma pode levar à superestimação de sua capacidade.

Pan *et al.* (2020) ampliaram as investigações em Tian, Pan & Ma (2019), usando as mesmas ferramentas. Em Pan *et al.* (2020), foi avaliada a influência de fontes de incerteza, como tensão de escoamento e módulo de elasticidade nas respostas sísmicas e estimativas de fragilidade do modelo de TLT empregado. Variáveis aleatórias de diferentes parâmetros foram geradas pela técnica de amostragem de hipercubo latino (LHS). Em seguida, foram realizadas análises dinâmicas incrementais (IDAs) para estabelecer modelos de demanda sísmica probabilística (PSDMs), que são utilizados para desenvolver curvas de fragilidade. Os resultados sugerem que as incertezas no módulo de elasticidade, amortecimento e tensão de escoamento impactam significativamente nas respostas sísmicas, enquanto as incertezas nas dimensões geométricas têm efeitos desprezíveis nas respostas sísmicas em comparação com as propriedades do material.

Apesar dos avanços alcançados, lacunas importantes ainda podem ser observadas. Os estudos citados abordaram torres com elementos tubulares. De acordo com Tian, Ma & Qu (2018), os resultados observados a partir dessas estruturas, com as linhas de transmissão de longo alcance, podem não ser válidos para sistemas constituídos por trechos curtos ou intermediários de linhas de transmissão. Ainda segundo os autores, existem oportunidades de pesquisa para investigar a influência do comprimento das linhas de transmissão e outros parâmetros no desempenho sísmico das torres de transmissão. Além disso, os momentos fletores foram desconsiderados nas análises de colapso. Por fim, devido à alta carga computacional na modelagem ao usar métodos explícitos, o colapso da torre foi avaliado indiretamente.

Vamvatsikos (2011) desenvolveu um algoritmo para aplicação de IDA, o qual vem sendo amplamente aprimorado como método de avaliação em estruturas e também como base de parâmetros para outros métodos como análise probabilística e de fragilidade (VAMVATSIKOS; CORNELL, 2002). Segundo Baker (2015), resultados mostram que a *Multiple Stripes Analysis* (MSA) produz estimativas de fragilidade mais eficientes do que a IDA para um determinado número de análises estruturais. O método MSA consiste em analisar respostas estruturais tendo como base uma quantidade fixa de níveis de intensidade previamente estabelecidos. Desta maneira, cada resposta estará relacionada com uma medida de dano e passível de comparação.

Jennings, Housner & Tsai (1968), Vanmarcke & Gasparini (1976), Li, Kotronis & Wu (2017) apresentam métodos para gerar acelerogramas sísmicos artificiais, os quais simulam a aleatoriedade de um sinal sísmico. A análise de curvas de fragilidade é realizada a partir de respostas de uma dada estrutura submetida a sinais de entrada, sejam esses de aceleração, velocidade ou deslocamento em intensidades especificadas. Para que haja coerências em análises estruturais, sinais artificiais que simulem a aleatoriedade devem estar

de acordo com espectros de projeto estabelecidos por normas, o que torna a manipulação de acelerogramas um recurso importante e necessário.

## 1.4 Objetivos

### 1.4.1 Objetivo geral

O objetivo desta dissertação é realizar uma avaliação probabilística baseada em desempenho para um trecho típico de LT de 230 *kV* submetido à excitação sísmica, projetado originalmente para pressões de vento de acordo com a IEC 60826 (2017), e tendo em vista estudo de caso na região do Chile por apresentar alta sismicidade.

### 1.4.2 Objetivos específicos

Os objetivos específicos desta dissertação são:

- avaliar a influência da direção da movimentação do solo de maior impacto para um trecho de LT submetido a ações sísmicas;
- analisar o modelo mecânico de LT em estudo por meio de sinais reais ocorridos no Chile a fim de caracterizar os mais variados solos e regiões do país;
- examinar um trecho de LT mediante funções de fragilidade e estimativa da taxa anual de falha.

## 1.5 Organização do trabalho

Esta dissertação está organizada em seis capítulos. O atual capítulo introduz o tema desta dissertação e apresenta os objetivos geral e específicos. No Capítulo 2, são apresentados critérios e filosofia de projeto vigentes para TLTs, estados limites comumente adotados por normas, além de códigos e especificações técnicas internacionais relacionadas a terremotos em estruturas e uma abordagem de sinais sísmicos artificiais e reais. São apresentadas as recomendações via espectro de resposta e é realizado um comparativo destas para eleger os parâmetros mais adequados a este trabalho. No capítulo 3, é apresentado o modelo mecânico utilizado através de análise dinâmica não linear física e geométrica, desenvolvido por Alminhana (2017). São apresentados o sistema de coordenadas utilizado, o esquema de solução no tempo e o protocolo usado para representar as rótulas plásticas. O capítulo 4 apresenta o conceito de engenharia sísmica baseada em desempenho (PBEE), além dos estados limites utilizados neste trabalho, sugeridos por Miguel, Alminhana & Beck (2021). É discutido as abordagens mais comuns para construir funções de fragilidade, assim como são apresentadas a lista de sinais sísmicos usados neste trabalho e as curvas de

risco para as regiões de Santiago e norte do Chile. No capítulo 5, é dado enfoque para o estudo de caso realizado. Inicialmente, é feita uma avaliação do comportamento do modelo quanto ao efeito da direção do sinal aplicado. Em seguida, um trecho de LT é submetido a sinais reais, ocorridos na região do Chile, e são apresentadas as respostas de simulações desenvolvidas. Por fim, o Capítulo 6 apresenta as conclusões finais sobre os resultados obtidos e sugestões para trabalhos futuros.



## 2 Critérios de projeto vigentes para TLTs

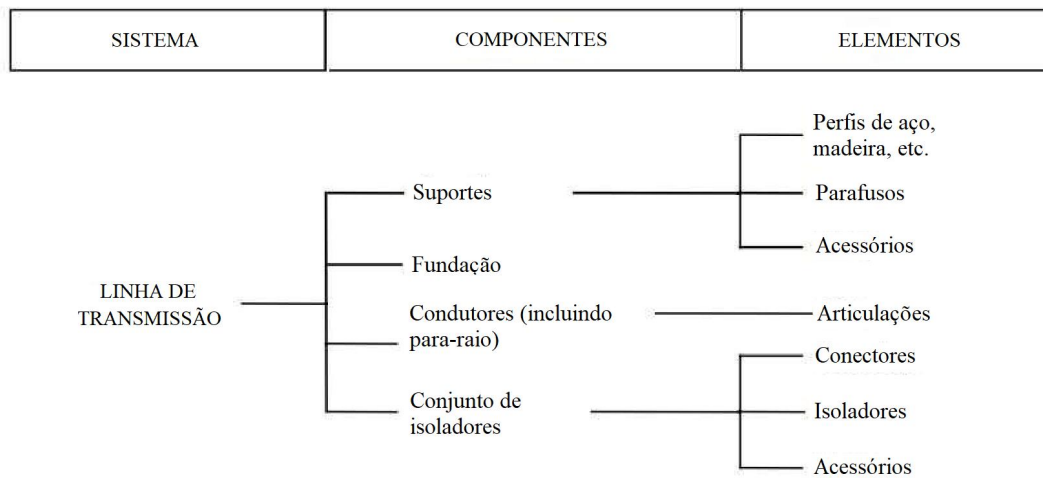
### 2.1 Filosofia de projeto

Como qualquer estrutura de engenharia civil, TLTs devem ser capazes de suportar os carregamentos impostos durante sua vida útil com algum nível de confiabilidade prescrito. Na prática, isso é realizado por meio de alguma filosofia de carga e de resistência especificada nos códigos de projeto. Em geral, para o projeto de estruturas metálicas no Brasil, o engenheiro combina recomendações padrão associadas à determinação de forças ABNT NBR 6123 (1988) e resistências ABNT NBR 8800 (2008). Contudo, segundo Souza (2020), para estruturas com características particulares como TLTs, a prática de projeto costuma empregar um protocolo distinto ao invés daqueles aplicados aos edifícios.

Segundo Souza (2020), os critérios de projeto para TLTs são regionalizados, empregando diferentes recomendações de acordo com cada país. O procedimento mais geral combina a aplicação da IEC 60826 (2017) com a ASCE 74 (2010) ou com a ASCE 10 (2015). Os documentos apresentam a filosofia básica de projeto e estabelecem as diretrizes para a determinação das cargas atuantes no sistema TLT. No contexto brasileiro, a ABNT NBR 5422 (1985) desempenha papel análogo. Para mais informações sobre os contrastes entre esses diferentes códigos, o leitor pode consultar Sandage (1993), Aboshosha *et al.* (2016) e suas referências.

A prática atual brasileira adotada pela grande maioria dos projetistas costuma empregar a combinação da IEC 60826 (2017) com a ASCE 10 (2015). Segundo Souza (2020), a preferência pela IEC 60826 (2017) é tipicamente justificada porque sua metodologia trata a LT como um sistema composto por componentes (suportes, fundações, cabos condutores e isoladores). De acordo com IEC 60826 (2017), esta abordagem permite ao projetista coordenar os pontos fortes dos elementos dentro do sistema e reconhece o fato de que uma linha de transmissão é uma composição de componentes onde a falha de qualquer um desses pode levar à perda de potência da capacidade de transmissão em uma rede elétrica. Espera-se que essa abordagem leve a um projeto econômico sem incompatibilidades indesejáveis. Os componentes considerados no sistema LT são ilustrados no diagrama da Figura 4. Cada componente pode ser dividido em elementos.

Figura 4 – Diagrama de uma linha de transmissão



Fonte: Adaptado de IEC 60826 (2017)

O principal objetivo da filosofia de projeto da IEC 60826 (2017) é fornecer linhas confiáveis e seguras. Para isso, os três requisitos a seguir devem ser atendidos

- **Requisitos de confiabilidade:** visam garantir que as linhas possam suportar as cargas limite climáticas definidas, bem como as cargas derivadas desses eventos climáticos durante o ciclo de vida projetado do sistema. Exemplos de cargas climáticas são vento, gelo, gelo e vento e terremoto, com período de retorno  $T$ . Consequentemente, o objetivo é garantir que a LT possa fornecer continuidade de serviço nessas condições.
- **Requisitos de segurança:** correspondem a cargas especiais e/ou medidas destinadas a reduzir o risco de falhas progressivas incontroláveis (ou em cascata) que podem se estender muito além de uma falha inicial. Algumas medidas de segurança, como as que proporcionam resistência longitudinal de condutores rompidos para contenção de falhas podem levar a um aumento da segurança para suportar outras cargas.
- **Requisitos de manutenção:** consistem em cargas especiais para as quais os componentes da linha (principalmente membros de suporte) devem ser projetados, para garantir que as operações de construção e de manutenção não representem riscos adicionais à segurança das pessoas.

Na prática, os requisitos de segurança indicam a aplicação de hipóteses com cargas longitudinais (sobre o eixo da LT) ao projeto de TLTs, enquanto os requisitos de manutenção impõem a aplicação de cargas verticais nas pontas dos perfis, sendo, basicamente, responsáveis pelo seu dimensionamento (SOUZA, 2016). Detalhes de cargas utilizadas em projeto estrutural de TLT podem ser encontrados em Gontijo (1994), Fang, Roy & Kramer (1999), Kaminski-Jr (2007), Alminhana (2017) e suas referências. Essas

cargas são determinadas com base no julgamento do engenheiro e em experiência, sem comprometer a confiabilidade do sistema. Alguns valores de referência são indicados pela IEC 60826 (2017).

Por envolver conceitos mais refinados, os requisitos de confiabilidade devem ser expandidos ainda mais. Neste contexto, uma vez que a linha é considerada um sistema em série, sua confiabilidade é uma função da confiabilidade de seus componentes. Assim, a confiabilidade anual do sistema ( $P_{ss}$  - sobrevivência do sistema) é igual ao produto da probabilidade anual de sobrevivência de cada componente individual  $i$ , conforme descrito na Eq. 2.1:

$$P_{SS} = P_{S1}P_{S2}...P_{Sn} = \sum_{i=1}^n P_{Si} \quad (2.1)$$

De acordo com IEC 60826 (2017), em alguns casos a confiabilidade do sistema pode ser aproximada pela do componente menos confiável. Essas exceções podem ser aplicadas quando a falta de confiabilidade dos componentes é menor que  $10^{-2}$ , o que geralmente é o caso de LTs típicas, e quando o componente menos confiável tem uma probabilidade de falha de aproximadamente uma ordem de magnitude maior que a de outros componentes. A IEC 60826 (2017) ainda indica que essa situação ocorre de forma não natural em muitas LTs, especialmente em áreas sem gelo, como é o caso do Brasil.

Para identificar o componente menos confiável, a IEC 60826 (2017) emprega um esquema de coordenação de força, baseado nos seguintes aspectos:

- (a) o primeiro componente a falhar (também chamado de elo mais fraco) deve ser escolhido de modo a introduzir o mínimo de efeitos secundários nos membros restantes;
- (b) o custo de reparo e o tempo após uma falha devem ser mínimos;
- (c) um componente de baixo custo em série deve ser projetado para ser, pelo menos, tão confiável quanto um componente primário de alto custo.

Assim, o condutor não deve ser escolhido como o elo mais fraco devido a (a) e (b), os conjuntos de isoladores devido a (c), as torres de ancoragem devido a (a) e (b) e as fundações devido a (b). Portanto, de acordo com a IEC 60826 (2017), a torre de suspensão é tida como o elo mais fraco entre os componentes do sistema de transmissão.

Então, teoricamente, para estimar a confiabilidade de uma linha de transmissão, pode-se aplicar o procedimento descrito abaixo (IEC 60826, 2017). O assunto de como avaliar a probabilidade de falha também é discutido no Capítulo 4.

- Primeiramente, é necessário estabelecer a função densidade de probabilidade ( $f_Q$ ), para um determinado tipo de carga climática (denominada  $Q$ ). Esta função é ajustada para refletir a intensidade máxima de carga que pode ocorrer dentro do

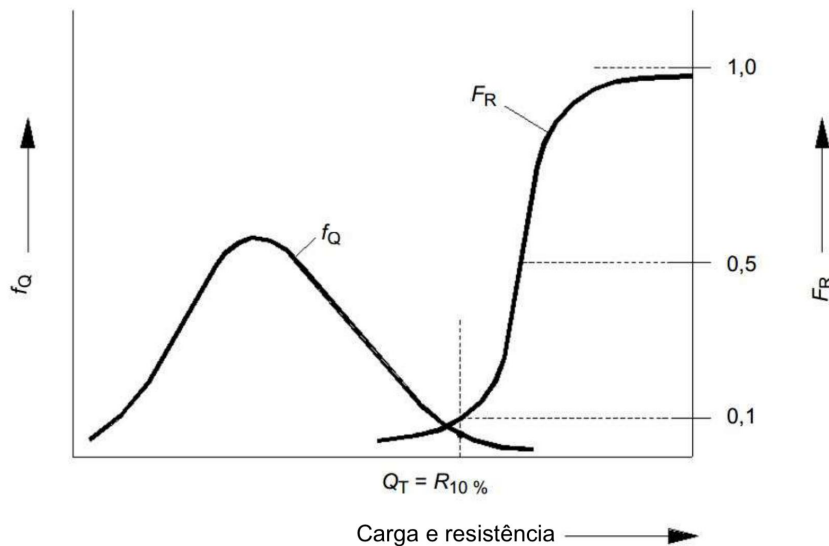
espaço coberto pela linha. Quaisquer tendências direcionais comprovadas que possam afetar a intensidade da carga também podem ser ponderadas na função de carga  $f_Q$ , caso contrário, assume-se a ação de carga na direção mais crítica.

- Em segundo lugar, é estabelecida a função densidade de probabilidade  $f_R$ , associada à força ( $R$ ) na LT como sistema estabelecido. A função  $f_R$  pode ser aproximada pela função densidade de resistência do componente mais fraco. É importante destacar que, para as comparações a seguir, ambas as funções de densidade de carga e resistência devem se referir à mesma ação crítica. A força de compressão no membro mais exigido e sua resistência à flambagem. Além disso, para uma melhor evidência prática, a função de densidade cumulativa de força ( $F_R$ ) é preferível à sua função de distribuição ( $f_R$ ).  $F_R$  é calculado através da integral de  $f_R$ .
- Finalmente, a posição relativa das funções  $f_Q$  e  $F_R$  deve ser determinada. Na IEC 60826 (2017), esta interseção representa uma carga com probabilidade anual de ocorrência  $1/T$  e uma força com limite de exclusão de 10%, conforme definido na Eq. 2.2.

$$Q_T = (10\%)R \quad (2.2)$$

A Figura 5 ilustra as posições relativas das curvas representadas na Equação 2.2. Mostra-se que a função  $f_Q$  e  $F_R$  estão dispostas de tal forma que a carga  $Q_T$  relacionada a um período de retorno  $T$  corresponde à força  $R$  com uma exclusão limite de 10% ( $F_R = 0,1$ ).

Figura 5 – Relações entre carga e resistência



Fonte: Adaptado de IEC 60826 (2017)



Ainda segundo a IEC 60826 (2017), as linhas de transmissão podem ser projetadas para diferentes níveis de confiabilidade. O nível de confiabilidade de referência é definido como a confiabilidade de uma linha projetada para um evento climático de período de retorno  $T$  anos associado a um limite de exclusão de resistência de 10% (que se aplica aos componentes selecionados como os menos confiáveis). Três níveis de confiabilidade ( $T = 50, 150$  e  $500$  anos) são propostos na IEC e supõe-se que cobrem a faixa de valores a serem considerados para a maioria das linhas de transmissão. A Tabela 1 ilustra a relação entre os níveis de confiabilidade e os períodos de retorno, onde a confiabilidade durante o ciclo de vida de 50 anos é definida na Eq. 2.3.

Tabela 1 – Relações entre níveis de confiabilidade e períodos de retorno

| Período de retorno dos limites de carga       | 50          | 150             | 500           |
|-----------------------------------------------|-------------|-----------------|---------------|
| Cofiabilidade mínima anual $P_{S1}$           | 0,98 a 0,99 | 0,993 a 0,997   | 0,998 a 0,999 |
| Probabilidade de falha anual $P_{f1}$         | 0,02 a 0,01 | 0,0067 a 0,0033 | 0,002 a 0,001 |
| Cofiabilidade para 50 anos $P_{S50}$          | 0,36 a 0,61 | 0,71 a 0,86     | 0,90 a 0,95   |
| Probabilidade de falha para 50 anos $P_{f50}$ | 0,64 a 0,39 | 0,29 a 0,14     | 0,10 a 0,05   |

Fonte: Adaptado de IEC 60826 (2017)

$$P_{Sn} = P_{S1}^n = [1 - P_{f1}]^n, \quad (2.3)$$

onde  $P_{Sn}$  é a probabilidade de duração por um ciclo de vida útil de uma LT em  $n$  anos. Da mesma forma, a probabilidade de falha para este período ( $P_{fn}$ ) pode ser avaliada a partir da Equação 2.4.

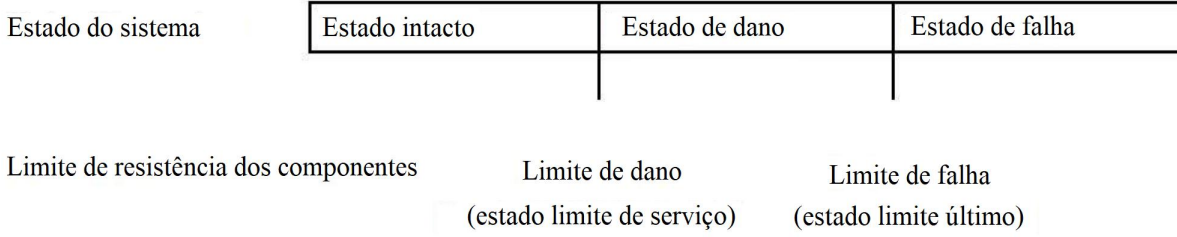
$$P_{fn} = 1 - P_{Sn} \quad (2.4)$$

A IEC 60826 (2017) indica que, em todos os casos, as LTs devem, no mínimo, atender aos requisitos de um nível de confiabilidade caracterizado por um período de retorno das cargas para 50 anos. Além disso, sugere-se a utilização de um nível de confiabilidade caracterizado por períodos de retorno de 150 anos para linhas acima de 230 kV. Adicionalmente, é indicado um nível de confiabilidade caracterizado por períodos de retorno de 500 anos para linhas, principalmente acima de 230 kV, que constituem a fonte principal ou a única fonte de alimentação de uma determinada carga elétrica, uma vez que sua falha teria sérias consequências para o fornecimento de energia.

Neste contexto, é importante abordar os conceitos clássicos de dimensionamento de estados limites, que podem ser divididos em estados limites últimos e estados limites de serviço. Componentes da linha podem apresentar uma deformação permanente quando submetidos a cargas crescentes. Este nível é chamado de dano ou estado limite de serviço. Se a carga for aumentada ainda mais, a deformação do componente ocorre em um nível chamado de falha ou estado limite último (IEC 60826, 2017).

A linha de transmissão é considerada intacta quando seus componentes são utilizados em cargas abaixo do seu limite de dano. Da mesma forma, é considerado em estado de dano se seus componentes excederem seu estado limite de dano. Por fim, considera-se que a linha falhou, se seus componentes atingiram seu limite de falha. A interpretação gráfica é mostrada na Figura 6 (IEC 60826, 2017).

Figura 6 – Diagrama de estados limites de componentes da linha



Fonte: Adaptado de IEC 60826 (2017)

Então, considerando determinadas combinações de requisitos de projeto e de estado limite, a seguinte condição deve ser verificada para os diferentes componentes da linha:

$$\text{Carga limite de projeto} \leq \text{resistência de projeto} , \quad (2.5)$$

ou mais precisamente:

$$\gamma_Q \times Q \leq \phi_R \times R_C , \quad (2.6)$$

onde  $\gamma_Q$  é o fator de carga.  $R_C$  é a resistência característica e  $\phi_R$  é um coeficiente de força.  $Q$  representa as cargas atuantes, relacionadas aos requisitos de projeto.

Para as cargas associadas a requisitos de segurança e de manutenção,  $\gamma_Q$  pode ter valor igual ou superior a 1. No entanto, na abordagem adotada pela IEC 60826 (2017), as cargas climáticas para projeto são usadas sem fatores de carga adicionais, e consequentemente,  $\gamma_Q$  é tomado igual a 1. Como os requisitos de confiabilidade envolvem cargas climáticas (vento, por exemplo) com período de retorno  $T$ , a carga  $Q$  pode ser reescrita como  $Q_T$ . Então, para as cargas climáticas, a Equação 2.6 pode assumir sua forma mais conhecida como na Equação 2.7, aplicada em um componente de linha específico.

$$Q_T \leq \phi_R \times R_C , \quad (2.7)$$

onde,  $Q_T$  é a carga para um período de retorno  $T$ , ou seja, associada a uma probabilidade anual de ser excedida igual a  $1/T$ . Além disso, o fator de resistência ( $\phi_R$ ), aplicável ao componente que está sendo projetado é definido na Equação 2.8.

$$\phi_R = \phi_N \times \phi_S \times \phi_Q \times \phi_C , \quad (2.8)$$

onde são consideradas as características relacionadas ao sistema e ao próprio componente.

- Funcionalidades relacionadas com o sistema
  - $\phi_N$  depende do número de componentes expostos ao limite  $Q_T$  durante qualquer ocorrência única deste evento de carga;
  - $\phi_S$  refere-se à coordenação de forças selecionadas entre os componentes.
- Recursos relacionados ao componente
  - $\phi_Q$  depende da diferença na qualidade do componente durante o teste de protótipo e a instalação real;
  - $\phi_C$  está associado à diferença entre o limite de exclusão real de  $R_C$  e supondo  $e = 10\%$ .

A prática brasileira adota o  $\phi_R = 0,93$  para o projeto de torres de suspensão quando são realizados testes completos de protótipos e  $\phi_R = 0,90$  caso contrário. Esses valores são baseados em Menezes (1988), Riera, Menezes & Dasilva (1990), CIGRÉ (2001), que avaliaram resultados de testes de protótipos realizados no Brasil com aproximadamente 111 suportes de protótipos de aço. A IEC 60826 (2017) também fornece instruções diretas sobre como determinar as forças de vento que atuam nos cabos (condutores e para-raio), suportes e conjuntos de isoladores. Essa abordagem é amplamente adotada pelos projetistas brasileiros.

## 2.2 Estados limites associados

Do ponto de vista do projeto, a estrutura da torre pode ser vista como um sistema em série, ou seja, se algum membro exceder sua capacidade de estado limite, o projeto é considerado insatisfatório e deve ser corrigido. Os critérios de carga adotados devem estar associados a um critério de resistência adequado. Para este fim, a IEC 60826 (2017) é empregada em conexão com o procedimento de estados limites apresentado na ASCE 10 (2015).

- **Estado limite último ELU:** os ELUs estão relacionados ao esgotamento da capacidade de carga da estrutura, até o ponto em que ela não pode mais suportar carga. Então, seguindo as recomendações da ASCE 10 (2015), três ELUs devem ser considerados: (i) tensão de tração controlada pelo escoamento da seção líquida; (ii) para membros sob compressão, o colapso por instabilidade ou escoamento (considerando também flambagem local); e (iii) para as conexões a ruptura por cisalhamento da haste do parafuso ou a capacidade de suporte do perfil no furo do parafuso.
- **Estado Limite de Utilização ELS:** os ELSs são aqueles em que sua ocorrência, repetição ou duração levam a danos ou efeitos inaceitáveis, conforme condições

especificadas para o uso normal da estrutura durante sua vida útil. A ASCE 10 (2015) não fornece nenhuma recomendação explícita para o estado limite de serviço.

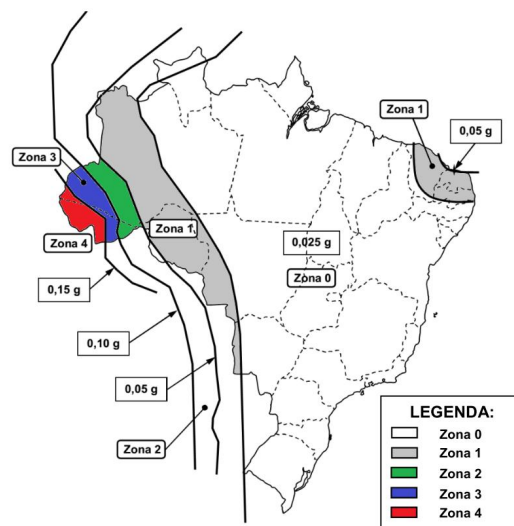
Conforme observado nas recomendações internacionais, nas seções 2.1 e 2.2, sismos não são verificados para TLTs. Os códigos atuais de linhas de transmissão e as especificações das concessionárias de energia desconsideram as excitações sísmicas no projeto de estruturas de linhas típicas, mesmo em países com atividade sísmica considerável. Geralmente, assume-se que o projeto de suporte da linha é governado pelo clima, ou seja, ações de vento e gelo, enquanto que as cargas de aceleração induzidas pelo solo não afetam o projeto (PAN *et al.*, 2020; LI; MCCLURE; WANG, 2021; MIGUEL; ALMINHANA; BECK, 2021).

## 2.3 Critérios de projeto para estruturas resistentes a sismo

Usualmente, na análise sísmica de estruturas, as normas apresentam três métodos clássicos, a saber: análise estática equivalente, análise por espectro de resposta e análise por simulação de séries temporais (BRASIL; SILVA, 2009). Mesmo as estruturas regulares podem ser analisadas segundo mais de um deles. A análise estática equivalente corresponde basicamente por aplicar uma força constante na base da estrutura assim como forças horizontais distribuídas ao longo da altura, estimando ou calculando o período natural da mesma.

Em função do escopo da presente dissertação, apenas será abordado com maior ênfase a análise espectral e por série temporal. Os três métodos citados, geralmente, usam como medida de intensidade (IM) o pico de aceleração do solo, do termo em inglês, *peak ground acceleration* (PGA), um fator descrito em função da gravidade. A norma brasileira considera 0,15g como PGA máximo, ilustrado na Figura 7.

Figura 7 – Mapeamento da aceleração sísmica no Brasil, NBR 15421 (2006)



Fonte: (ARAI, 2013)

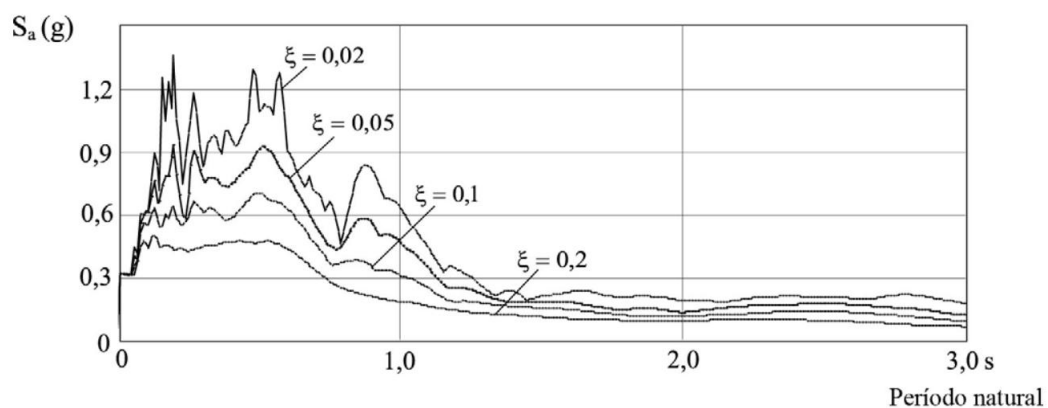
Na engenharia moderna de terremotos, o método do espectro de resposta surgiu como o método de análise mais comumente usado. A principal razão para essa popularidade é o fato de que fornece ao projetista uma base racional e simples para especificar a carga do terremoto através de um PGA de projeto.

Tendo em mão um caso concreto de uma estrutura modelada com uma determinada frequência e taxa de amortecimento, consulta-se o espectro adequado e, dele, retira-se a máxima aceleração. Segundo Brasil & Silva (2009), a geração de um Espectro de Resposta Elástica pode ser entendida fisicamente da forma que segue:

- adota-se uma taxa de amortecimento para o modelo;
- faz-se variar, em passos pequenos, a frequência (ou período) natural do modelo;
- para cada passo, isto é, para cada frequência (ou período), obtém-se a resposta do modelo ao longo do tempo para todo o acelerograma de entrada;
- para cada passo, pesquisa-se, no histórico de resposta, o valor da aceleração máxima;
- desenha-se um gráfico dando esse valor máximo para cada frequência (ou período) natural do modelo. Esse gráfico é o Espectro de Resposta Elástica para uma dada taxa de amortecimento;
- repete-se o processo para outra taxa de amortecimento (como por exemplo, ilustra a Figura 8).

A Figura 8 ilustra a representação gráfica do espectro de resposta em termos da aceleração da gravidade, para o caso do sismo ocorrido em El Centro (1940) e com as razões de amortecimento 0,02; 0,05; 0,1 e 0,2 representadas pela letra grega  $\xi$ .

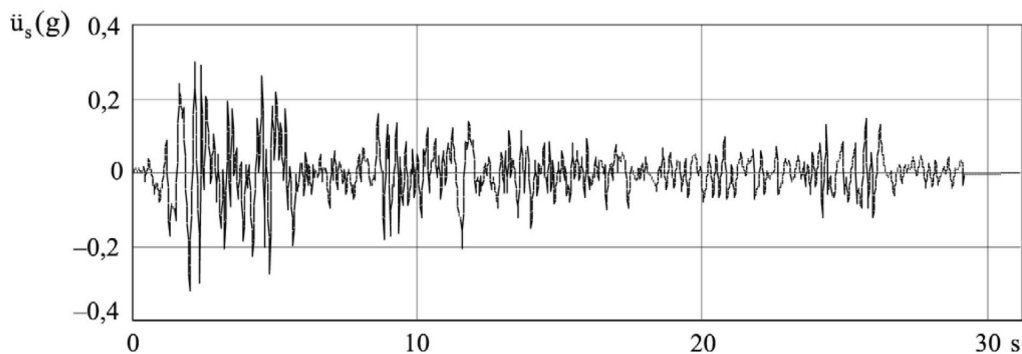
Figura 8 – Espectro de resposta de estrutura no terremoto de El Centro (EUA) em 1940



Fonte: (SORIANO, 2014)

A Figura 9 ilustra a representação gráfica de um importante acelerograma para a componente Norte-Sul do sismo de El Centro ocorrido em 18 de maio de 1940 em termos da aceleração da gravidade.

Figura 9 – Acelerograma do sismo de El Centro (EUA) em 1940



Fonte: (SORIANO, 2014)

Cada norma apresenta critérios distintos para condições do solo, fatores de amplificação ou redução relativos à estrutura e ao grau de importância da mesma. Tais critérios dão origem ao espectro de resposta de projeto, o qual oferece subsídio normatizado aos projetistas. O espectro de resposta apresenta os picos de diversos acelerogramas para cada período ou frequência natural.

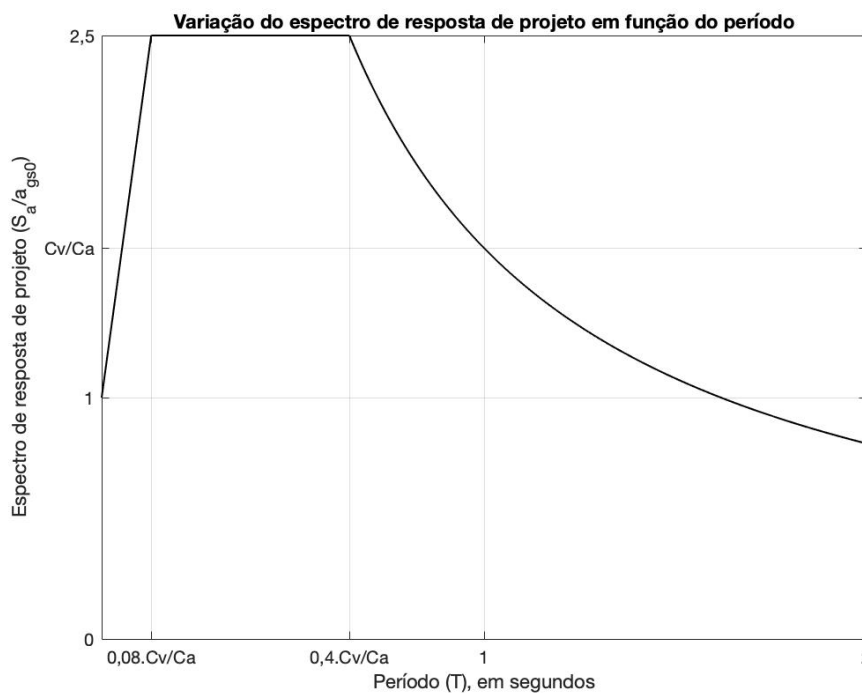
A nível de comparação, os espectros analisados estão normalizados assim como foram adotados com um mesmo valor para taxa de amortecimento de 5%, como sugere a Eurocode 8 (2004). As características de rigidez e de capacidade de dissipar energia da particular estrutura em análise podem ser levadas em conta quanto maior o coeficiente modificador da resposta  $R$ , que corresponde a uma relação entre o comportamento elástico e o plástico da estrutura para o caso de análise pseudo dinâmica. As normas apresentam diversos números de coeficiente a depender da circunstância em que a obra esteja submetida. Para o presente estudo, foi considerado  $R = 1$ , o que sugere a desconsideração da absorção ou da dissipação de energia por parte da estrutura, uma vez que se pretende realizar uma análise dinâmica não linear (Eurocode 8, 2004).

Os espectros de resposta reais, como o ilustrado na Figura 8, têm alterações bruscas, o que não é conveniente em códigos normativos de projeto. Por tanto, os códigos normativos apresentam critérios para a construção de espectros de resposta de projeto que, através de trechos lineares e curvas suavizadas, apresentam uma “média” de vários sismos, com a consideração probabilística da sismicidade local e das características relacionadas.

Como exemplo inicial de espectro de projeto, a NBR 15421 (2006) expõe aceleração sísmica horizontal característica de projeto ( $a_g$ ) mapeada na Figura 7. A partir de  $a_g$ , e da classe do terreno (rocha sã, rocha, solo muito rígido, solo rígido ou solo mole), são

estabelecidos os fatores de amplificação sísmica  $C_a$  e  $C_v$ . Com esses fatores são definidas as acelerações espectrais horizontais ( $a_{gs0} = C_a a_g$ ) e ( $a_{gs1} = C_v a_g$ ) que consideram a amplificação sísmica no solo, para a construção do espectro de resposta que é ilustrado na Figura 10. Para a norma brasileira, é possível obter o valor de  $0,375g$  como PGA corrigido máximo, que será comparável aos espectros seguintes, dado pela multiplicação de  $2,5$  (Pico do espectro de projeto, Figura 10) por  $0,15g$  (zona 4, Figura 7). Nota-se que a NBR 15421 (2006) adota valores de pico de aceleração do solo baixos em comparação a outros países com maior atividade sísmica conforme ilustram os espectros seguintes.

Figura 10 – Espectro de resposta referente a NBR 15421 (2006)



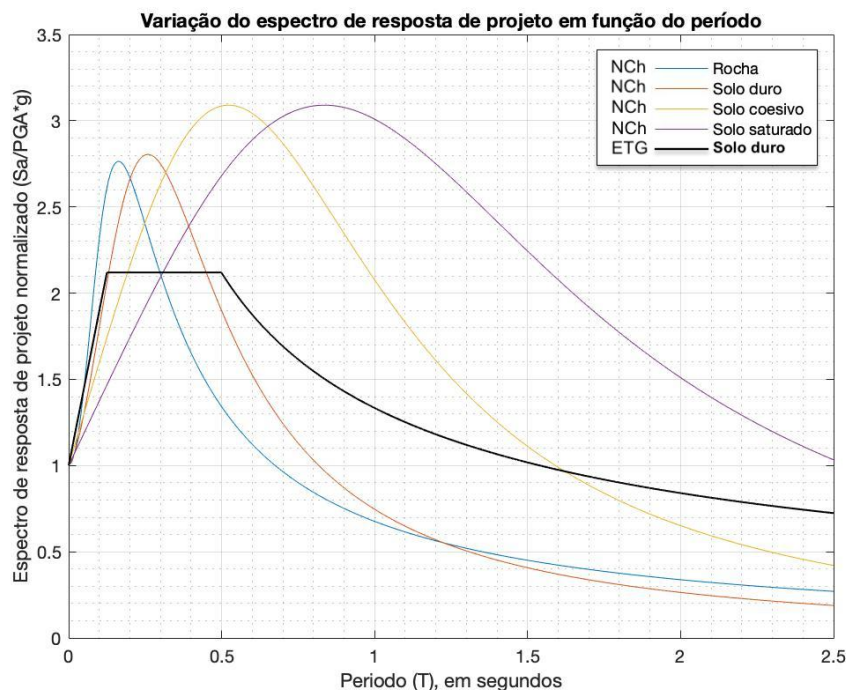
Fonte: (NBR 15421, 2006)

Os códigos sísmicos chilenos existentes para projetar edifícios, estruturas industriais, instalações elétricas de alta tensão e subestações são NCh 433 (2009), NCh 2369 (2003) e ETG A.0.21 (2018), os quais passaram mais de 35 anos sem sofrer alterações. Tais códigos apresentam abordagens semelhantes, dividindo o país em três zonas sísmicas e variando o PGA inicial de  $0,20g$  a  $0,50g$ . No entanto, o Chile passou por três grandes terremotos sem precedentes no período de cinco anos (Maule, 2010 -  $M_w = 8,8$ ; Iquique, 2014 -  $M_w = 8,1$ ; e Illapel, 2015 -  $M_w = 8,4$  para a escala de magnitude Richter). Essa atividade sísmica gerou um comitê para revisar os códigos sísmicos existentes (MEDINA; HARMSEN; BARRIENTOS, 2017). Estudos recentes de Medina, Harmsen & Barrientos (2017), Das *et al.* (2020), Leyton, Ruiz & Sepúlveda (2009) baseados em análise probabilística de risco sísmico (PSHA) convergiram para um aumento significativo no PGA atualmente adotado

pelo código sísmico chileno. Em determinadas regiões, o PGA sugerido é superior a duas vezes o atual, por um período de retorno de 475 anos.

A norma NCh 433 (2009), mais conservadora do que a brasileira, apresenta PGA inicial elevado de 0,40g para a pior zona sísmica, além de considerar um fator de majoração (I) devido à importância e ao risco para centrais elétricas de 1,2 do espectro de resposta. A Figura 11 ilustra quatro curvas relativas às características do solo segundo a NCh 433 (2009). Não foi considerado fator de majoração para esta análise. Tendo em vista o gráfico normalizado, percebe-se que, para o pior tipo de solo, a relação de pico e PGA inicial ultrapassa o valor 3, superior às demais normas.

Figura 11 – Espectros chilenos normalizados



Fonte: (ETG A.0.21, 2018; NCh 433, 2009)

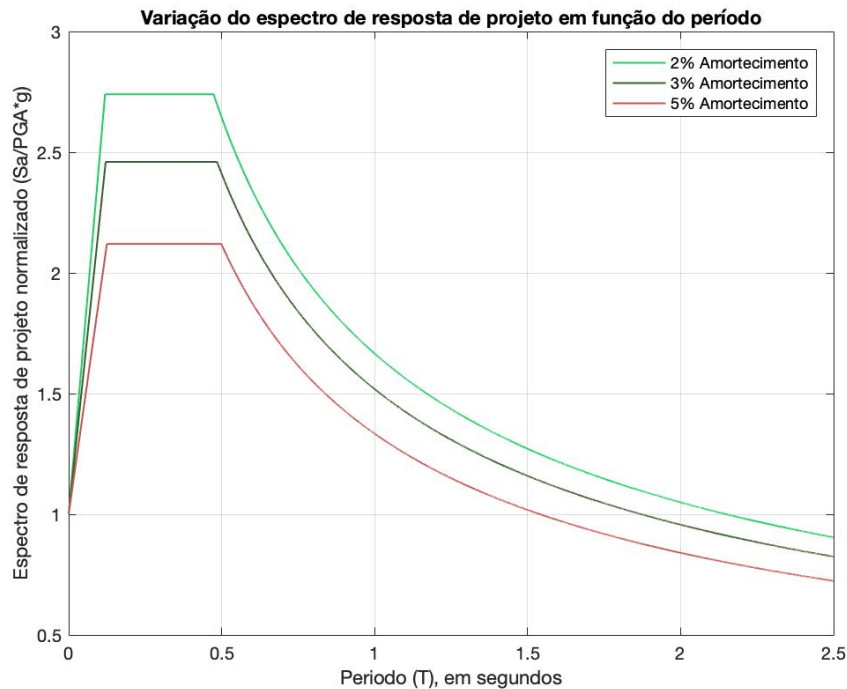
Tomando como referência a NCh 433 (2009) e a ETG A.0.21 (2018), verifica-se na Figura 11 a relativa diferença entre ambos. Este trabalho adotará, especialmente, os espectros chilenos por conta do estudo de caso para essa localidade. O espectro da ETG A.0.21 (2018) foi selecionado para criar séries temporais artificiais e avaliar o modelo numérico em estudo.

A nível de comparação, a Figura 11 ilustra o espectro de resposta de projeto normalizado para a especificação técnica da ETG A.0.21 (2018) e relação entre pico e PGA inicial de 2,12. Ainda mais conservadora do que a norma chilena, quando não normalizada, apresenta PGA inicial de 0,50g e pico do espectro de 1,06g para uma taxa de amortecimento de 5% (também despreza o fator de redução e majoração).



A Figura 12 ilustra três curvas para uma comparação dentre diferentes taxas de amortecimento. Nota-se que quanto menor o amortecimento, mais conservador torna-se o espectro de resposta e, conseqüentemente, mais caro o projeto.

Figura 12 – Comparação entre taxas de amortecimento da estrutura



Fonte: (ETG A.0.21, 2018)

Outro fator dependente da localização da obra é a amplificação dinâmica devido ao solo. Para tanto, os solos são classificados conforme sua rigidez, relacionada com o período de vibração, e um fator multiplicador pode ser atribuído a cada classe de solo. A NCh 433 (2009) ilustra curvas relacionadas a cada tipo de solo na Figura 11. Para uma rocha, o espectro é mais brando e, para um solo saturado, o espectro é mais conservador.

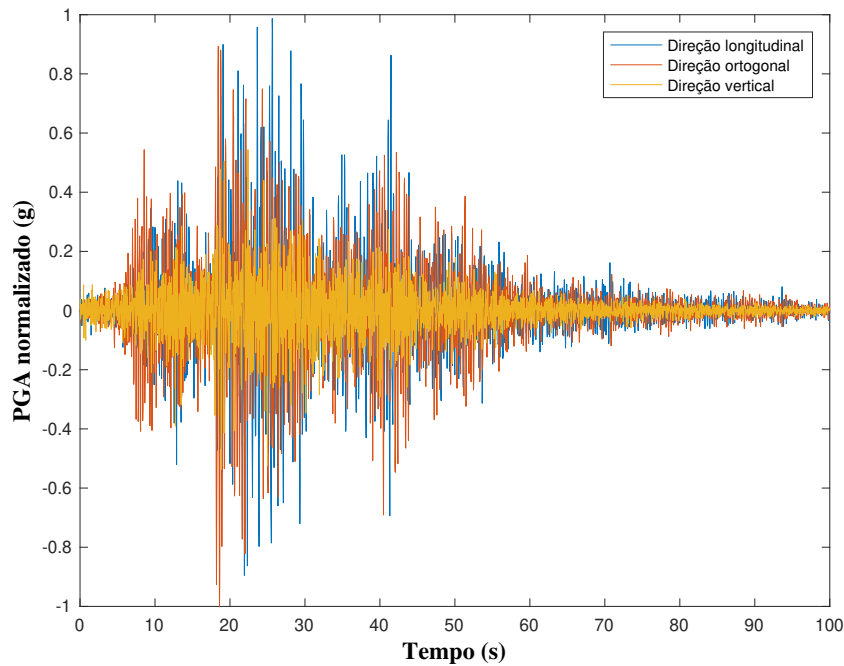
Os espectros de resposta relativos à norma americana ASCE 7-16 (2017) para um solo duro, assim como o Eurocode 8 (2004) para solo tipo rocha, apresentam semelhante PGA de 2, 50g. Para um melhor estudo sobre as normas de sismo, recomenda-se o trabalho de dissertação de Arai (2013).

## 2.4 Sinais sísmicos reais e artificiais

Segundo Gupta (1990), os espectros de projeto em geral representam máximos de vários efeitos e, em muitos casos, especialmente onde os efeitos não lineares devem ser tratados, muitas vezes é desejável possuir a resposta detalhada do que apenas um valor máximo. Para isso, normas de projeto permitem dois procedimentos para análise dinâmica

via séries temporais. O primeiro é com sinais reais e o segundo com sinais artificiais via espectros compatíveis. A Figura 13 ilustra os acelerogramas nas direções tridimensionais registrados em San Isidro, Valparaíso no Chile, em 1985 devido ao terremoto ocorrido.

Figura 13 – Sismo ocorrido em San Isidro, Valparaíso, Chile, em 1985



Fonte: Adaptado de RENADIC-UCH (2021)

Desde os anos 70, o Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Chile (DIC) realiza esforços sistemáticos para instalar equipamentos que registrem as informações sobre os principais eventos sísmicos ocorridos no país. Esses dados são fornecidos em arquivos que contêm acelerações temporais reais, constituindo um banco de dados sísmico que têm ajudado a aumentar o conhecimento do fenômeno sísmico, da engenharia estrutural e de normas para projeto e construção de estruturas mais seguras. Os dados correspondem integralmente à informação recolhida no momento pelo equipamento durante a ocorrência de eventos sísmicos, bem como processadas de forma padronizada (RENADIC-UCH, 2021).

Tendo em vista o estudo de caso para sismos reais considerando a região do Chile, foram analisados para o presente trabalho 8 terremotos. Alguns desses foram registrados em mais de uma localidade, totalizando 20 acelerogramas que serão detalhados no Capítulo 4 e apresentados os resultados no Capítulo 5 para o estudo de caso.

No sentido de gerar sinais artificiais para realizar as análises dinâmicas não lineares, segundo Li, Kotronis & Wu (2017), entre os modelos de acelerogramas sintéticos, o mais popular e comumente usado é o proposto por Vanmarcke & Gasparini (1976), por sua simplicidade e eficiência. A vantagem deste modelo é que os espectros dos acelerogramas

gerados são diretamente combinados com o espectro alvo (seja o espectro de um terremoto registrado ou o espectro dos códigos de projeto). Os acelerogramas artificiais, ilustradas nas Figuras 14 e 15, são gerados por séries senoidais, (VANMARCKE; GASPARINI, 1976):

$$a(t) = q(t) \sum_{i=1}^n A_i \sin(\omega_i t + \Phi_i) , \quad (2.9)$$

onde  $q(t)$  é uma função envelope,  $A_i$ ,  $\omega_i$  e  $\Phi_i$  são respectivamente a amplitude, frequência e ângulo de fase senoidal  $i$ . Para corresponder ao espectro alvo prescrito, as amplitudes  $A_i$  devem ser ajustadas e corrigidas, o que ocorre em um processo iterativo. Uma correção linear iterativa simples é aplicada por Vanmarcke & Gasparini (1976) pela Eq. 2.10 para  $j$  iterações:

$$A_{j+1} = \frac{S_{a,objetivo}}{S_a} A_j. \quad (2.10)$$

Segundo Vanmarcke & Gasparini (1976), o número recomendado de iterações é  $j \geq 3$ . Um número de iteração maior resulta em um ajuste mais preciso com os espectros alvo, aumentando, entretanto, o tempo computacional necessário. Neste estudo, ao invés de utilizar um número fixo de iterações, adota-se um critério de convergência. Mais especificamente, a Eq. 2.11 é usado para avaliar o erro relativo entre a função objetivo e os resultados calculados.

$$R = \frac{|X_{objetivo} - X_{calculado}|}{|X_{objetivo}|} \% , \quad (2.11)$$

onde  $R$  é o erro relativo,  $X_{objetivo}$  o valor da função objetivo e  $X_{calculado}$  o valor calculado. Quanto mais rigorosa for a tolerância (menor o valor de  $R$ ), mais iterações serão necessárias. Para Li, Kotronis & Wu (2017), são necessárias 3 a 5 iterações para alcançar a convergência com uma tolerância de  $R \leq 20\%$ . Seguindo este procedimento, os acelerogramas artificiais podem ser obtidos ajustando-se as amplitudes  $A_i$ . Desta forma, a correspondência de espectro é realizada no domínio da frequência.

Ainda segundo Li, Kotronis & Wu (2017), considerando o domínio do tempo, a função envelope  $q(t)$  desempenha um papel importante nas propriedades dos acelerogramas gerados, e nesse sentido, diferentes funções envelope têm sido propostas na literatura. Uma função envelope comumente usada com o formato do envelope por partes é aplicada neste trabalho. As amostras de aceleração do solo foram feitas em um passo de tempo constante de 0,01s para corresponder ao espectro de resposta de aceleração de projeto ETG A.0.21 (2018) como apresentado na Eq. 2.12. Uma função envelope, proposta por Jennings, Housner & Tsai (1968) com  $t_1 = 2s$  e  $t_2 = 12s$ , é empregado para atingir a recomendação Eurocode 8 (2004) de que a parte estacionária deve ser pelo menos igual a

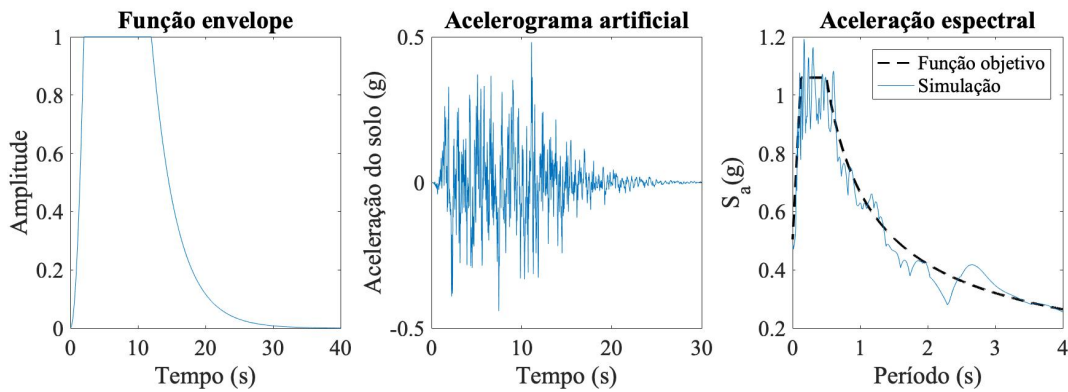
10 segundos. A Figura 14 ilustra a função envelope, o acelerograma artificial normalizado gerado e seu espectro de resposta correspondente.

$$S_a(T) = \begin{cases} A\left(\frac{T}{T_1}\right) + a_0\left(1 - \frac{T}{T_1}\right) & 0 < T < T_1 \\ A & T_1 \leq T \leq T_2 \\ A\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 < T \end{cases} \quad (2.12)$$

Na Eq. 2.12,  $S_a$  é o espectro de resposta de aceleração de projeto para terremoto, em função de  $T$ , considerado o período de vibração do sistema.  $A$  é o fator máximo de modificação da resposta de projeto, adotado como 1,06.  $a_0$  é o pico de aceleração do solo,  $T_1$  é o limite do período de aceleração crescente do espectro e  $T_2$  é o limite do período de aceleração constante do espectro.

Quanto às componentes da aceleração do solo nas três direções ortogonais, não há um critério definido sobre a simultaneidade e a magnitude descritas na literatura. A NCh 433 (2009) especifica que a estrutura deve ser analisada, no mínimo, para sinais sísmicos independentes de acordo com cada direção horizontal crítica, enquanto a ETG A.0.21 (2018) indica o mesmo procedimento, mas também considerando a presença de um componente vertical correspondente a 60% do espectro de resposta da aceleração de projeto no plano horizontal. Em contraste, o Eurocode 8 (2004) sugere que o movimento sísmico deve consistir em três acelerogramas independentes e atuando simultaneamente quando um modelo espacial da estrutura é necessário. Por esta razão, diferentes cenários de excitação são criados e detalhados na seção de estudo de caso.

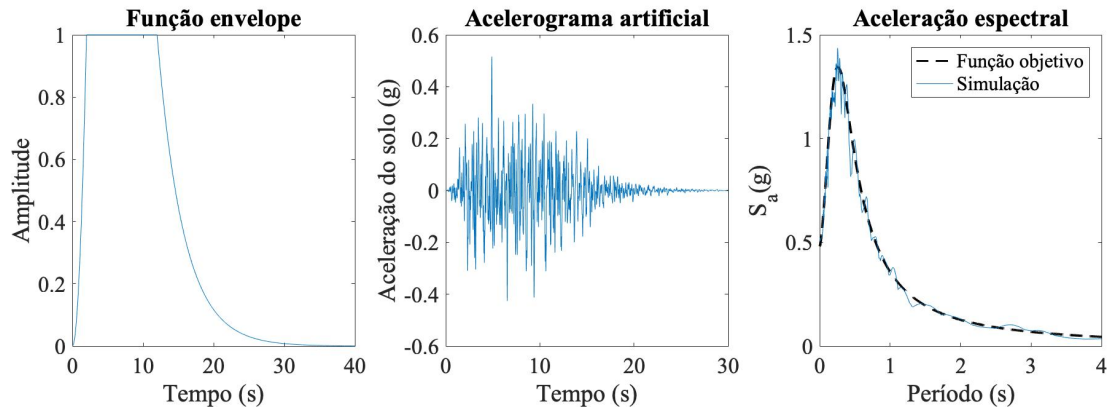
Figura 14 – Sinal sísmico gerado artificialmente compatível a ETG A.0.21 (2018)



Tendo em vista que o algoritmo utilizado busca representar aleatoriedade para os sinais artificiais gerados, o pico do gráfico aproxima-se do PGA proposto, no entanto, não necessariamente o alcança. A Figura 14 ilustra para esta dada simulação o PGA proposto

de  $0,5g$ , mostrando-se coerente com a norma utilizada através da aceleração espectral a qual converge com o espectro de resposta de projeto da Transelec S.A., o que valida a utilização dos sinais para a análise dinâmica que segue.

Figura 15 – Sinal sísmico gerado artificialmente compatível a NCh 433 (2009)



Para esta simulação adotou-se a categoria de solo duro (tipo III da norma), PGA proposto de  $0,5g$ . Nota-se coerente com o espectro da norma utilizada na Figura 15 através da convergência da simulação com o espectro de resposta de projeto chileno.



## 3 Análise dinâmica não linear física e geométrica aplicada a TLTs

### 3.1 Sistema estrutural

Neste trabalho, uma análise dinâmica compacta não linear no domínio do tempo é utilizada para obter a resposta do trecho de LT de múltiplos vãos sob forças dependentes do tempo e das condições de contorno. Todos os principais componentes da linha são modelados, ou seja, condutores, isoladores e suportes. Um elemento de pórtico é usado para simular a não linearidade física e geométrica exibidas pelos membros principais das torres treliçadas de aço. A formulação pode detectar a flambagem do elemento. A resposta dinâmica não linear é investigada no domínio do tempo através de integração das equações de movimento. O equilíbrio dinâmico é aplicado em incrementos de tempo sucessivos e as propriedades do sistema são atualizadas continuamente de acordo com a configuração de cada deslocamento.

Cada seção de linha é simulada como um grupo de três tipos básicos de subestrutura: vãos condutores e para-raio, suportes (torres) e conjuntos de isoladores. Por sua vez, cada subestrutura é formada por um conjunto de elementos básicos: elementos de treliça (isoladores), elementos de cabos (condutores e para-raio) e elementos de pórtico (suportes). Os conjuntos de isoladores são modelados com elementos tipo "*tension-only*", que são um caso particular de elementos de treliça que exibem apenas forças internas de tração. Um elemento de cabo baseado em relações de catenária foi desenvolvido para incorporar o comportamento geométrico não linear das subestruturas de cabos. A sua formulação assume um modelo constitutivo elástico linear, adequado para análise dinâmica (ALMINHANA, 2017). O algoritmo pode lidar com cargas uniformes aplicadas ao longo do comprimento do elemento, como a gravidade. A configuração de equilíbrio do elemento é obtida usando um esquema iterativo, onde as reais projeções horizontal e vertical do cabo devem corresponder aos respectivos valores obtidos por meio de relações analíticas. A formulação do elemento de cabo é descrita em mais detalhes em (ALMINHANA, 2017; ALMINHANA; ALBERMANI; MASON, 2015).

Toda a estrutura do suporte é simulada como elemento de pórtico de paredes finas. Matrizes de rigidez linear e geométrica acopladas a uma matriz de redução plástica são usadas para representar o elemento de pórtico em uma estrutura Lagrangiana Atualizada. Assume-se que a restrição oferecida pelas ligações dos elementos em relação aos momentos induzidos nos membros da torre é grande o suficiente para considerá-los rígidos. A formulação principal para o elemento de pórtico é descrita na Seção 3.1.3.

### 3.1.1 Sistema de referência

Na formulação das relações carga-deslocamento, dois métodos são principalmente empregados para descrever a cinemática da forma deformada de um corpo, as formulações Lagrangiana e Euleriana. Na abordagem Lagrangiana, a localização de uma determinada partícula é rastreada no tempo, enquanto nos métodos Eulerianos as quantidades físicas associadas às partículas que cruzam um local fixo são controladas. A formulação Lagrangiana é amplamente empregada em dinâmica analítica, pois representa uma abordagem mais natural e eficaz, enquanto a formulação Euleriana é mais adotada em mecânica dos fluidos, descrevendo o comportamento de um escoamento em função do tempo e do espaço. Dentro dos métodos Lagrangianos, duas abordagens são adotadas de acordo com a configuração de referência assumida: Formulações Lagrangianas Total e Atualizada (ALMINHANA, 2017).

Na formulação Lagrangiana Total, a configuração inicial (tempo  $t = 0$ ) é tomada como configuração de referência durante toda a análise. O equilíbrio do sistema é equacionado no tempo  $t$  na configuração inicial. As forças e os deslocamentos são avaliados no tempo  $t + \Delta t$ , enquanto a configuração de referência permanece a configuração inicial ( $t = 0$ ). As forças atuantes na configuração atual referem-se à inicial. Este método é consistente sob uma perspectiva matemática, mas é fisicamente artificial (ALMINHANA, 2017).

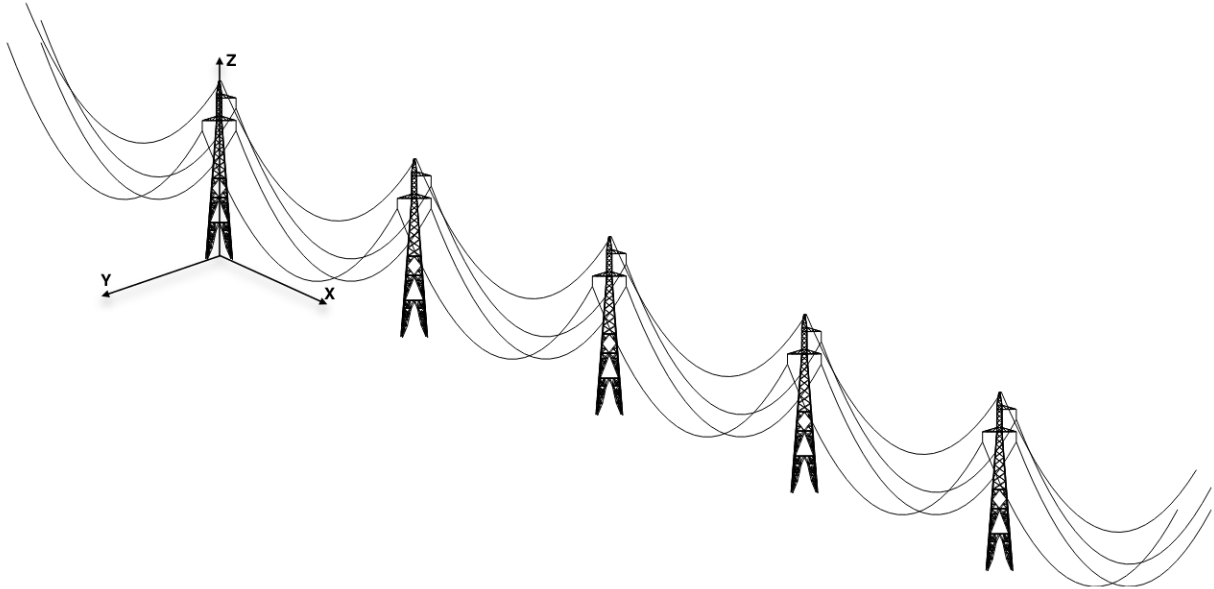
Na formulação Lagrangiana Atualizada, a configuração atual é tomada como configuração de referência. Quando o equilíbrio do sistema é formulado no tempo  $t$ , a configuração de referência é a configuração atual (ou seja, no tempo  $t$ ), enquanto forças e deslocamentos são determinados para o tempo  $t + \Delta t$ . Esta abordagem atualizada é adequada para problemas com grandes deslocamentos e pequenas deformações. A formulação Lagrangiana Atualizada é a adotada no modelo mecânico utilizado (ALMINHANA, 2017).

#### 3.1.1.1 Sistema de coordenadas globais

O principal sistema de coordenadas globais de referência (XYZ) tem sua origem na posição do suporte e está ligado ao ponto mais baixo do eixo vertical da primeira torre. O sistema é destro com eixo vertical Z orientado para cima e com os eixos horizontais X e Y, longitudinal e transversal, respectivamente, em relação à primeira seção da linha, conforme indicado na Figura 16. A localização dos suportes de linha é inicialmente estabelecida com base em sua estação (distância cumulativa ao longo do eixo da linha), elevação do solo e deflexão da linha, sendo então transformada em coordenadas do sistema global.



Figura 16 – Sistema de referência global (XYZ)

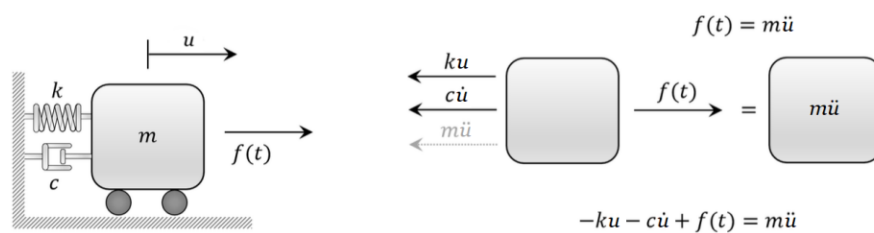


### 3.1.2 Análise dinâmica no domínio do tempo

#### 3.1.2.1 Equações de movimento

A resposta de sistemas estruturais sujeitos a carregamento dinâmico é determinada pela resolução de suas equações de movimento. Essas equações podem ser conceituadas por meio da interação de três componentes principais - mola, massa e amortecedor - conforme ilustrado na Figura 17 para um sistema de um grau de liberdade (GDL).

Figura 17 – Esquema de um sistema dinâmico



(a) Sistema de um grau de liberdade (b) Diagrama de corpo livre

Fonte: Adaptado de Miguel (2020)

As equações de movimento para sistemas de 1 GDL podem ser formuladas matematicamente considerando o equilíbrio das forças que atuam no sistema, conforme ilustrado no diagrama de corpo livre da Figura 17(b), resultando em:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = f(t) , \quad (3.1)$$

onde:

- $m$ ,  $c$  e  $k$  são a massa, amortecedor viscoso constante e rigidez do sistema;
- $\ddot{u}$ ,  $\dot{u}$  e  $u$  são as variáveis dependentes do tempo: aceleração, velocidade e deslocamento;
- $f(t)$  é a força aplicada dependente do tempo.

Para sistemas com vários GDL lineares, a Eq. 3.1 deve ser expandida para cada GDL do sistema. Para representar a condição de equilíbrio para todos os GDL sob a mesma notação, a Eq. 3.1 pode ser expressa em uma forma de matriz mais conveniente como:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}\mathbf{u} = \mathbf{F} , \quad (3.2)$$

onde  $\mathbf{M}$ ,  $\mathbf{C}$  e  $\mathbf{K}$  são as matrizes de massa, amortecimento viscoso e rigidez da estrutura, respectivamente;  $\ddot{\mathbf{u}}$ ,  $\dot{\mathbf{u}}$  e  $\mathbf{u}$  são os vetores de aceleração, velocidade e deslocamentos dependentes do tempo; e  $\mathbf{F}$  é o vetor de forças aplicadas, também dependente do tempo.

### 3.1.2.2 Esquema de solução

Dado que a não linearidade exibida pelos componentes da linha é incorporada na análise, a matriz de rigidez global  $\mathbf{K}$  é dependente do histórico temporal dos deslocamentos. Um método de integração explícito baseado em um esquema de diferenças finitas centrais é aplicado neste método. As equações de movimento são formadas em um tempo discreto  $t$ , fazendo com que a matriz de rigidez  $\mathbf{K}$  multiplique um vetor conhecido de deslocamentos da iteração anterior. Isso desacopla as equações de movimento desde que as matrizes de massa e amortecimento sejam diagonais. Uma abordagem de massa concentrada é adotada, resultando em uma matriz diagonal  $\mathbf{M}$ . Um amortecimento proporcional à massa é assumido, então a matriz  $\mathbf{C}$  também é diagonal (ALMINHANA, 2017). Como consequência, o sistema pode ser resolvido independentemente para cada GDL, com a seguinte fórmula:

$$u_{i+1} = \frac{1}{2 + \alpha c_m \Delta t} \left[ \frac{(1 + \alpha) \alpha (p_i - \sum_{j=1}^N f_i^j) \Delta t^2}{m} + 2(1 + \alpha) u_i - (2 - c_m \Delta t) \alpha u_{i-1} \right] , \quad (3.3)$$

onde:

- $u_{i+1}$ ,  $u_i$  e  $u_{i-1}$  são deslocamentos em passos de tempo  $(i+1)$ ,  $i$  e  $(i-1)$ ;
- $m$  é a massa nodal;
- $c_m$  é a constante de proporcionalidade entre o coeficiente de amortecimento e a massa nodal;
- $p_i$  é a carga externa aplicada associada ao passo de tempo  $i$ ;
- $\sum_{j=1}^N f_i^j$  é a soma das forças internas de extremidade  $f_i$  no passo de tempo  $i$  dos  $N$  elementos conectados a um determinado nó.
- $\alpha = \frac{\Delta t_{i+1}}{\Delta t_i}$  é a razão de tempo entre dois passos de tempo consecutivos, o que permitir mudanças no passo de tempo durante a análise.

À medida que os membros entram no regime inelástico, é necessário garantir que a transição entre as zonas elástica e plástica não seja abrupta e que os incrementos de força no regime inelástico não se desviem significativamente da superfície de escoamento. Estratégias baseadas na redução de  $\Delta t$  são utilizadas para controlar esses problemas (ALMINHANA, 2017).

O coeficiente  $c_m$  é selecionado para obter uma razão de amortecimento específico para o enésimo modo de vibração das subestruturas do sistema. Embora  $c_m$  possa combinar os efeitos das diferentes fontes de amortecimento, é usado aqui para considerar apenas o amortecimento estrutural. O procedimento para incorporar forças na análise dinâmica é detalhado em Alminhana (2017).

O método das diferenças finitas centrais é condicionalmente estável, ou seja, produz resultados significativos apenas se o intervalo de tempo adotado for curto o suficiente (BATHE, 2006). No caso de estruturas treliçadas, a convergência e a precisão da solução podem ser asseguradas se o passo de tempo  $\Delta t$  for menor que um passo de tempo crítico  $\Delta t_{crit}$ , conforme:

$$\Delta t \leq \Delta t_{crit} = \frac{T_n}{\pi} . \quad (3.4)$$

A Eq. 3.4 utiliza o menor período natural de vibração  $T_n$  do sistema, sendo necessária uma análise modal prévia para obtenção das frequências naturais do sistema. Para contornar esta etapa, uma expressão aproximada para  $\Delta t_{crit}$ , válida para estruturas treliçadas (ALMINHANA, 2017), pode ser empregada:

$$\Delta t_{crit} = \frac{L_{min}}{v} , \quad (3.5)$$

onde  $L_{min}$  é o menor comprimento dos membros da treliça e  $v$  é a velocidade do som no meio, dada por:

$$v = \sqrt{\frac{E}{\rho}} . \quad (3.6)$$

Na Eq. 3.6,  $E$  e  $\rho$  são o módulo de elasticidade e a massa específica do material, respectivamente. Para elementos de aço, considerando  $E \cong 200$  GPa e  $\rho \cong 7750$  kg/m<sup>3</sup>, a velocidade do som pode ser assumida como  $v \cong 5000$  m/s.

### 3.1.3 Elemento de pórtico

Um elemento finito de pórtico foi adotado na análise para modelar o comportamento não linear físico e geométrico dos suportes de LT. Seções assimétricas de paredes finas, como seções cantoneira de abas iguais, são amplamente utilizadas como membros das torres. Elas têm resistência relativamente baixas à torção e à flexão e são conectadas excentricamente, o que torna a sua formulação mais complexa do que elementos com seção duplamente simétrica.

Kitipornchai & Chan (1987) desenvolveram uma matriz de rigidez geométrica para seções assimétricas de paredes finas, que é usada neste trabalho para lidar com a não linearidade geométrica. O método permite determinar a resposta da estrutura no estágio pré e pós flambagem. A matriz obtida permite a verificação de instabilidade devido à flambagem por flexão e por flexo-torção.

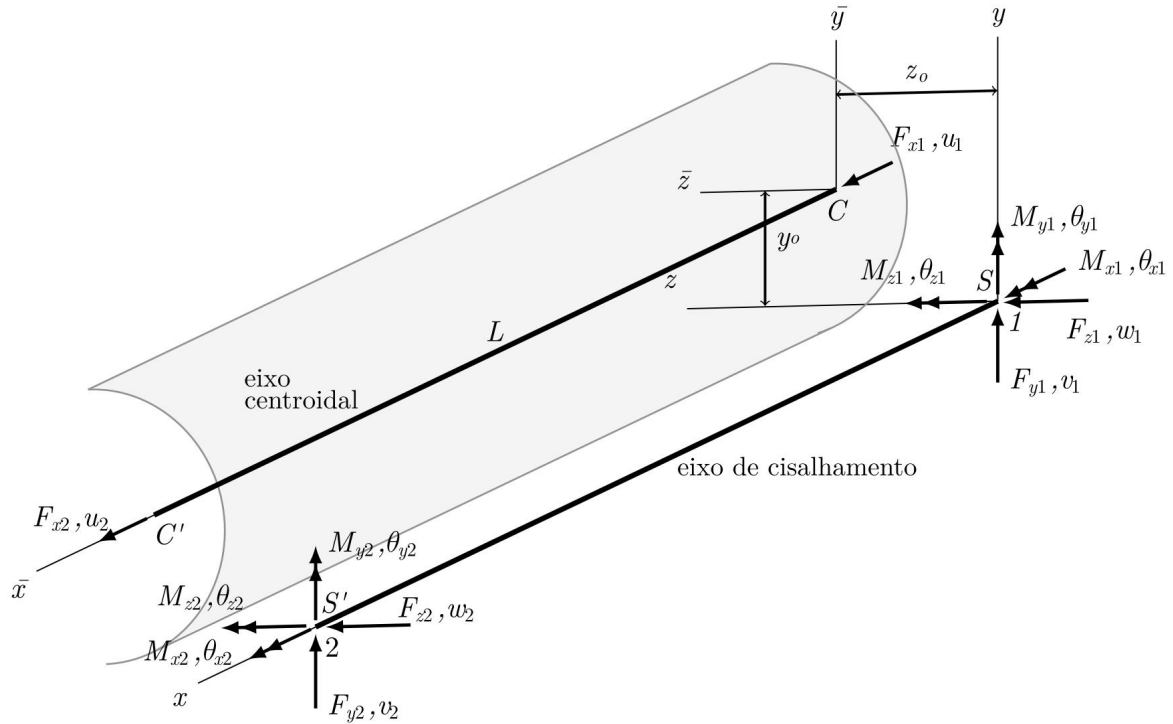
A não linearidade física dos elementos é contemplada ao adotar um modelo de plasticidade concentrada, em conjunto com o conceito de superfície de escoamento, o que é uma maneira de incluir o comportamento inelástico de grandes conjuntos de elementos de pórtico. Assume-se que, após o material atingir a tensão de escoamento, a seção transversal inteira irá se comportar de maneira inelástica, onde a interação entre tensões irá resultar na plastificação da seção. A plastificação completa da seção, ou seja, a formação de rótulas plásticas, irá ocorrer devido à ação combinada da força axial e momentos fletores atuantes em cada nó do elemento (ALMINHANA, 2017).

#### 3.1.3.1 Formulação

A Figura 18 ilustra como é definido o elemento de pórtico, formado por dois nós, com seis graus de liberdade para cada nó, referentes às rotações e translações. Um sistema ortogonal de coordenadas  $xyz$  é definido de modo que os eixos  $y$  e  $z$  passem através dos centros de corte  $S$  e  $S'$  da seção transversal, em cada extremidade do elemento. Um sistema paralelo de coordenadas  $\bar{x}\bar{y}\bar{z}$  passa através dos centroides  $C$  e  $C'$  da seção transversal do elemento. Há seis possíveis ações que podem ser aplicadas em cada extremidade do elemento, três de força ( $F$ ),  $F_x$ ,  $F_y$ ,  $F_z$ , e três de momento ( $M$ )  $M_x$ ,  $M_y$  e  $M_z$ , com seis correspondentes componentes de deslocamento,  $u$ ,  $v$ ,  $w$ ,  $\theta_x$ ,  $\theta_y$  e  $\theta_z$ .

As seguintes considerações são adotadas na formulação das relações força-deslocamento do elemento de pórtico:

Figura 18 – Deslocamentos e forças nodais no elemento de pórtico espacial



Fonte: Roman (2019)

- o elemento de pórtico é prismático, reto e compacto, ou seja,  $d/L \leq 0,1$ ; onde  $d$  é qualquer dimensão da seção transversal do elemento e  $L$  é seu comprimento;
- a seção transversal é rígida e permanece plana;
- a seção transversal é compacta o suficiente para evitar a ocorrência de flambagem local;
- o efeito do empenamento é negligenciável;
- as deformações são pequenas, mas os deslocamentos podem ser grandes;
- as deformações plásticas são confinadas às zonas plásticas nas extremidades do elemento;
- antes de alcançar o limite de plastificação, o material é elástico, homogêneo e isotrópico;
- depois do limite plástico, considera-se que o material possui comportamento elástico perfeitamente plástico sem encruamento;
- os efeitos das forças cisalhantes não contribuem para a plastificação da seção. Assim, o escoamento é gerado apenas pela combinação da força axial e momentos fletores;
- as deformações plásticas são governadas pelo critério da normalidade.

A equação de equilíbrio do problema pode ser descrita como

$$\mathbf{F}_{t+\Delta t} = \mathbf{F}_t + \underbrace{[\mathbf{K}_L + \mathbf{K}_G + \mathbf{K}_P]}_{\mathbf{K}_T} \Delta \mathbf{u} , \quad (3.7)$$

onde  $\mathbf{F}_{t+\Delta t}$  e  $\mathbf{F}_t$  são os vetores de forças nodais entre nas configurações  $t + \Delta t$  e  $t$ , respectivamente. Eles podem ser expandidos em termos dos componentes de força correspondentes aos graus de liberdade do elemento

$$\mathbf{F} = [F_{x1} \ F_{y1} \ F_{z1} \ M_{x1} \ M_{y1} \ M_{z1} \ F_{x2} \ F_{y2} \ F_{z2} \ M_{x2} \ M_{y2} \ M_{z2}]^T . \quad (3.8)$$

Na Eq. 3.7,  $\mathbf{K}_T$  é a matriz de rigidez tangente, que é obtida somando a matriz de rigidez elástica linear clássica  $\mathbf{K}_L$  por uma matriz de rigidez geométrica  $\mathbf{K}_G$  e uma matriz de redução plástica  $\mathbf{K}_P$ , que incorpora as não linearidades geométricas e físicas. As matrizes  $\mathbf{K}_G$  e  $\mathbf{K}_P$  são discutidas nas seções 3.1.4 e 3.1.5, respectivamente. O vetor  $\Delta \mathbf{u}$  é o vetor de incrementos de deslocamento entre os passos de carga  $t$  e  $t + \Delta t$ , que é referenciado à configuração do sistema no passo de carga anterior  $t$ , é definido por

$$\Delta \mathbf{u} = [\Delta u_1 \ \Delta v_1 \ \Delta w_1 \ \Delta \theta_{x1} \ \Delta \theta_{y1} \ \Delta \theta_{z1} \ \Delta u_2 \ \Delta v_2 \ \Delta w_2 \ \Delta \theta_{x2} \ \Delta \theta_{y2} \ \Delta \theta_{z2}]^T . \quad (3.9)$$

### 3.1.4 Matriz de rigidez geométrica

Uma matriz geométrica  $\mathbf{K}_G$  para o elemento de pórtico, como ilustra a Figura 18, pode ser derivada a partir da energia potencial total  $\Pi$  para o elemento de acordo com:

$$\Pi = U - V , \quad (3.10)$$

onde  $U$  representa a energia de deformação armazenada no elemento e  $V$  o trabalho realizado pelas cargas aplicadas. Para um elemento de pórtico onde os efeitos de deformação por cortante podem ser desprezados, a energia de deformação do elemento pode ser formulada como (KITIPORNCHAI; CHAN, 1987):

$$U = \frac{1}{2} \int_0^L \left[ EA \left( \frac{d^2 u}{dx^2} \right)^2 + EI_z \left( \frac{d^2 v}{dx^2} \right)^2 + EI_y \left( \frac{d^2 w}{dx^2} \right)^2 + GJ \left( \frac{d^2 \phi}{dx^2} \right)^2 \right] dx \quad (3.11)$$

onde:

- $E$  é o módulo de elasticidade;
- $G$  é o módulo de cisalhamento;
- $A$  é a área de seção transversal;
- $I_y$  e  $I_z$  são os momentos de inercia dos eixos  $y$  e  $z$ , respectivamente;
- $J$  é a constante de torção.

O trabalho realizado pelas cargas aplicadas pode ser considerado como a superposição de duas partes principais, como:

$$V = V_1 - V_2 , \quad (3.12)$$

O termo  $V_1$  considera deformações lineares e é obtido pelo produto das cargas aplicadas com seus respectivos deslocamentos:

$$V_1 = \sum_{i=x,y,z} (F_{i1}\Delta_{i1} + F_{i2}\Delta_{i2} + M_{i1}\theta_{i1} + M_{i2}\theta_{i2}) , \quad (3.13)$$

onde  $F_i$ ,  $\Delta_i$ ,  $M_i$  e  $\theta_i$  são as forças nodais, deslocamentos, momentos e rotações, respectivamente, de acordo com as extremidades próximas ou distantes, ou seja, 1 ou 2. O termo  $V_2$  pode ser expresso como:

$$V_2 = \int \sigma_{ij}\epsilon_{ij}dV , \quad (3.14)$$

em que  $\sigma_{ij}$  e  $\epsilon_{ij}$  são a tensão e o tensor de deformação quadrática, respectivamente. Para um elemento de pórtico,  $V_2$  pode ser simplificado considerando apenas a tensão direta  $\sigma_{xx}$  e as tensões de cisalhamento no plano  $zy$ ,  $\tau_{yx}$  e  $\tau_{zx}$ , resultando em:

$$V_2 = \int (\sigma_{xx}\epsilon_{xx} + 2\tau_{yx}\epsilon_{yx} + 2\tau_{zx}\epsilon_{zx}) dV . \quad (3.15)$$

As tensões  $\sigma_{xx}$ ,  $\tau_{yx}$  e  $\tau_{zx}$  podem ser escritas em termos de cargas como:

$$\sigma_{xx} = \frac{P}{A} + \frac{M_z\bar{y}}{I_{\bar{z}}} + \frac{M_y\bar{z}}{I_{\bar{y}}} , \quad (3.16a)$$

$$\tau_{yx} = \frac{V_y}{A} , \quad (3.16b)$$

$$\tau_{zx} = \frac{V_z}{A} , \quad (3.16c)$$

em que  $P$  é a força axial ao longo do eixo centroidal,  $V_y$  e  $V_z$  o cisalhamento nas direções  $y$  e  $z$  atuando em um par de planos paralelos aos eixos principais, e  $M_y$  e  $M_z$  os momentos sobre os eixos principais. As coordenadas centroidais,  $\bar{y}$  e  $\bar{z}$ , estão relacionadas às coordenadas do centro de cisalhamento,  $y$  e  $z$ , conforme:

$$\bar{y} = y - y_o , \quad (3.17a)$$

$$\bar{z} = z - z_o , \quad (3.17b)$$

em que  $y_o$  e  $z_o$  são as coordenadas do centroide em relação ao centro de cisalhamento. A

respectiva deformação quadrática é expressa como:

$$\epsilon_{xx} = \frac{1}{2} \left[ \left( \frac{d^2 v_i}{dx^2} \right)^2 + \left( \frac{d^2 w_i}{dx^2} \right)^2 \right] , \quad (3.18a)$$

$$\epsilon_{yx} = \frac{1}{2} \left( \frac{dw_i}{dy} \frac{dw_i}{dx} + \frac{dv_i}{dy} \frac{dv_i}{dx} \right) , \quad (3.18b)$$

$$\epsilon_{zx} = \frac{1}{2} \left( \frac{dv_i}{dz} \frac{dv_i}{dx} + \frac{dw_i}{dz} \frac{dw_i}{dx} \right) , \quad (3.18c)$$

em que  $v_i$  e  $w_i$  representam os deslocamentos de um ponto arbitrário na seção transversal segundo as direções  $y$  e  $z$ , respectivamente. Substituindo Eq. 3.16 e Eq. 3.18 em Eq. 3.15 resulta:

$$\begin{aligned} V_2 = & \frac{1}{2} \int \left( \frac{P}{A} + \frac{M_z y_o}{I_{\bar{z}}} + \frac{M_y z_o}{I_{\bar{y}}} \right) \left[ \left( \frac{d^2 v_i}{dx^2} \right)^2 + \left( \frac{d^2 w_i}{dx^2} \right)^2 \right] dV + \\ & + \frac{1}{2} \int \frac{V_y}{A} \left( \frac{dw_i}{dy} \frac{dw_i}{dx} + \frac{dv_i}{dy} \frac{dv_i}{dx} \right) dV + \frac{1}{2} \int \frac{V_z}{A} \left( \frac{dv_i}{dz} \frac{dv_i}{dx} + \frac{dw_i}{dz} \frac{dw_i}{dx} \right) dV . \end{aligned} \quad (3.19)$$

Assumindo uma variação linear entre os nós, os momentos  $M_y$  e  $M_z$  podem ser expressos em termos de seus valores nodais de acordo com:

$$M_y = -M_{y1}\rho_1 + M_{y2}\rho_2 , \quad (3.20a)$$

$$M_z = M_{z1}\rho_1 - M_{z2}\rho_2 , \quad (3.20b)$$

onde:

$$\rho_1 = 1 - \frac{x}{L} , \quad (3.21a)$$

$$\rho_2 = \frac{x}{L} . \quad (3.21b)$$

Os valores de  $V_y$  e  $V_z$  podem ser obtidos a partir de estatísticas simples. Considerando deformações pequenas, mas finitas,  $v_i$  e  $w_i$  podem ser expressos em termos de deslocamentos do centro de cisalhamento ( $v$ ,  $w$ ) e o ângulo de torção  $\theta_x$  em relação ao eixo central de cisalhamento, ou seja:

$$v_i = v - \theta_x z , \quad (3.22a)$$

$$w_i = w + \theta_x y . \quad (3.22b)$$



Substituindo Eq. 3.17 e Eq. 3.20 por Eq. 3.22 em Eq. 3.19, resulta:

$$\begin{aligned}
V_2 = & \frac{1}{2} \int_0^L P \left[ \left( \frac{dv}{dx} \right)^2 + \left( \frac{dw}{dx} \right)^2 - 2z_o \frac{dv}{dx} \frac{d\theta_x}{dx} + 2y_o \frac{dw}{dx} \frac{d\theta_x}{dx} + I_p \left( \frac{d\theta_x}{dx} \right)^2 \right] dx + \\
& + \frac{1}{2} \int_0^L (-M_{y1}\rho_1 + M_{y2}\rho_2) \left[ \beta_{\bar{y}} \left( \frac{d\theta_x}{dx} \right)^2 - 2 \frac{dv}{dx} \frac{d\theta_x}{dx} \right] dx + \\
& + \frac{1}{2} \int_0^L (M_{z1}\rho_1 - M_{z2}\rho_2) \left[ \beta_{\bar{z}} \left( \frac{d\theta_x}{dx} \right)^2 + 2 \frac{dw}{dx} \frac{d\theta_x}{dx} \right] dx + \\
& + \int_0^L V_y \theta_x \frac{dw}{dx} dx - \int_0^L V_z \theta_x \frac{dv}{dx} dx , \tag{3.23}
\end{aligned}$$

em que  $I_p$  é o segundo momento polar da área, e as constantes  $\beta_{\bar{y}}$  e  $\beta_{\bar{z}}$  são dadas por:

$$I_p = \frac{1}{A} \int_A (y^2 + z^2) dA = \frac{I_{\bar{y}} + I_{\bar{z}}}{A} + y_o^2 + z_o^2 , \tag{3.24a}$$

$$\beta_y = \frac{1}{I_{\bar{y}}} \int_A (\bar{z}^3 + \bar{z}^2 \bar{y}) dA + 2z_o , \tag{3.24b}$$

$$\beta_z = \frac{1}{I_{\bar{z}}} \int_A (\bar{y}^3 + \bar{y}^2 \bar{z}) dA + 2y_o . \tag{3.24c}$$

A Eq. 3.23 pode ser avaliada através da adoção de funções de deslocamento para o elemento. Selecionando uma função polinomial cúbica para  $v$  e  $w$  e uma variação linear para as componentes  $u$  e  $\theta_x$ , tais funções podem ser escritas como:

$$\begin{bmatrix} w \\ v \\ u \\ \theta_x \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} a_1 & a_2 & a_3 & a_4 \\ b_1 & b_2 & b_3 & b_4 \\ c_1 & c_2 & 0 & 0 \\ d_1 & d_2 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 \\ x \\ x^2 \\ x^3 \end{bmatrix} . \tag{3.25}$$

Os coeficientes na Eq. 3.25 podem ser expressos em termos de deslocamentos nodais do elemento. Substituindo esta equação em Eq. 3.23,  $V_2$  pode ser reescrito como:

$$V_2 = \frac{1}{2} [\mathbf{u}^T \mathbf{K}_G \mathbf{u}] , \tag{3.26}$$

em que  $\mathbf{u}$  é o vetor de deslocamentos nodais. A matriz geométrica  $\mathbf{K}_G$  obtida com essa formulação é dada na Eq. A.4 no apêndice A.

### 3.1.5 Matriz de redução plástica

Nesta seção, a matriz de redução plástica  $\mathbf{K}_P$ , a ser incorporada na relação força-deslocamento pela Eq. 3.7, é discutida, obtida de Marques (1990), Wong (2011) e Alminhana (2017). Os conceitos de análise elastoplástica necessários para obter  $\mathbf{K}_P$  são discutidos.

### 3.1.5.1 Critérios de plastificação

Von Mises e Tresca elaboraram os critérios mais usados para detectar o escoamento de materiais estruturais dúcteis (CHEN; HAN, 2007). De acordo com Von Mises, “um elemento estrutural dúctil irá falhar se a energia associada à mudança de forma de um corpo, submetido a um carregamento multiaxial, ultrapassar a energia de distorção de um corpo de prova submetido a um ensaio uniaxial de tração”. O critério de Tresca diz que “um elemento estrutural dúctil irá entrar em escoamento se a tensão cisalhante máxima ultrapassar a máxima tensão cisalhante obtida em um ensaio de tração uniaxial realizado no mesmo material”.

Quando todos os pontos da seção transversal de uma barra estão sujeitos a estados de tensão que satisfazem ao critério de escoamento adotado, diz-se que naquela seção existe uma rótula plástica. Como em elementos de barra não se determina diretamente as tensões, pode-se estabelecer uma relação que deve ser cumprida pelos esforços internos, atuantes numa dada seção transversal, para que nela ocorra a plastificação total, ou seja, a formação de uma rótula plástica. Essa relação é referida como um critério de plastificação da seção transversal e sua representação geométrica no espaço dos esforços internos é chamada de superfície de escoamento. A superfície de escoamento  $\Phi$  divide um espaço de forças de dimensão  $n$  em regiões elásticas e plásticas (ROMAN, 2019). Para materiais idealizados com comportamento elástico perfeitamente plástico sem encruamento, sujeitos a forças axiais  $F_x$  e momentos fletores  $M_y$  e  $M_z$ , a condição de escoamento pode ser expressa como uma função das forças nodais do elemento, definida por

$$\Phi(F_x, M_y, M_z) = 1, \quad (3.27)$$

onde as forças cortantes são desconsideradas no critério de plastificação da seção. Na aplicação da Eq. 3.27, três situações são possíveis

$$\Phi \begin{cases} < 1, & \text{região elástica,} \\ = 1, & \text{região plástica,} \\ > 1, & \text{inadmissível.} \end{cases} \quad (3.28)$$

De modo a ser corretamente empregada na análise elastoplástica, a superfície de escoamento deve possuir uma forma convexa e fechada. Além disso, é desejável que a superfície seja contínua para definir corretamente seu vetor normal (ROMAN, 2019). Recomenda-se que, na verificação da ocorrência de uma região plástica em uma seção, seja adotada uma margem de tolerância, usando o que pode ser chamado de faixa de plastificação. Isso significa que são consideradas plastificadas as seções que não cumpram, a rigor, o critério de plastificação  $\Phi = 1$ . Nesse trabalho, adotou-se como plastificadas as seções com superfície de escoamento no intervalo  $0,999 \leq \Phi \leq 1,001$  (ALMINHANA, 2017).

## 3.1.5.2 Regra do fluxo

Segundo Roman (2019), a regra do fluxo afirma que as taxas de deformações plásticas e taxa de tensões são proporcionais. Para materiais elásticos perfeitamente plásticos, uma regra do fluxo baseada nas relações de Prandtl-Reuss é geralmente empregada. Essa relação afirma que os incrementos de deslocamentos plásticos variam linearmente com as tensões e pode ser expressa por

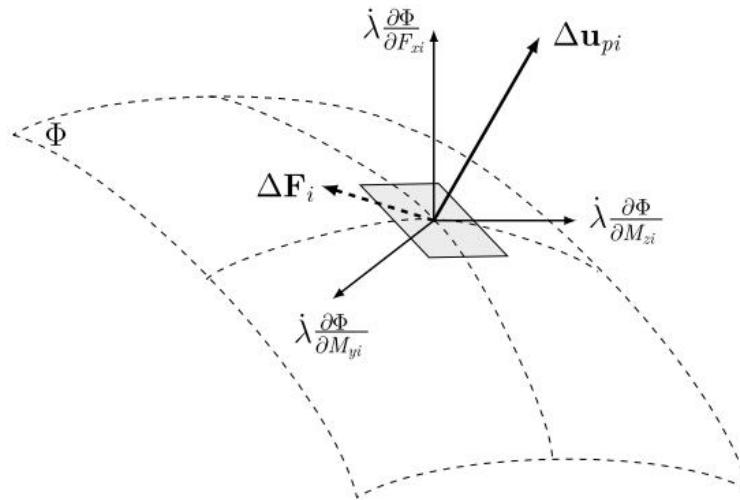
$$\Delta \mathbf{u}_{pi} = \dot{\lambda}_i \nabla \Phi(F_{xi}, M_{yi}, M_{zi}) , \quad (3.29)$$

onde  $\Delta \mathbf{u}_{pi}$  é o componente plástico dos incrementos de deslocamentos nodais,  $\dot{\lambda}_i$  é a constante de plastificação e  $\nabla \Phi(F_{xi}, M_{yi}, M_{zi})$  é o vetor gradiente da superfície de escoamento, todos referentes à extremidade  $i$  do elemento, como ilustra na Figura 19. O vetor gradiente é dado por

$$\nabla \Phi(F_{xi}, M_{yi}, M_{zi}) = \begin{bmatrix} \frac{\partial \Phi}{\partial F_{xi}} \\ \frac{\partial \Phi}{\partial M_{yi}} \\ \frac{\partial \Phi}{\partial M_{zi}} \end{bmatrix} . \quad (3.30)$$

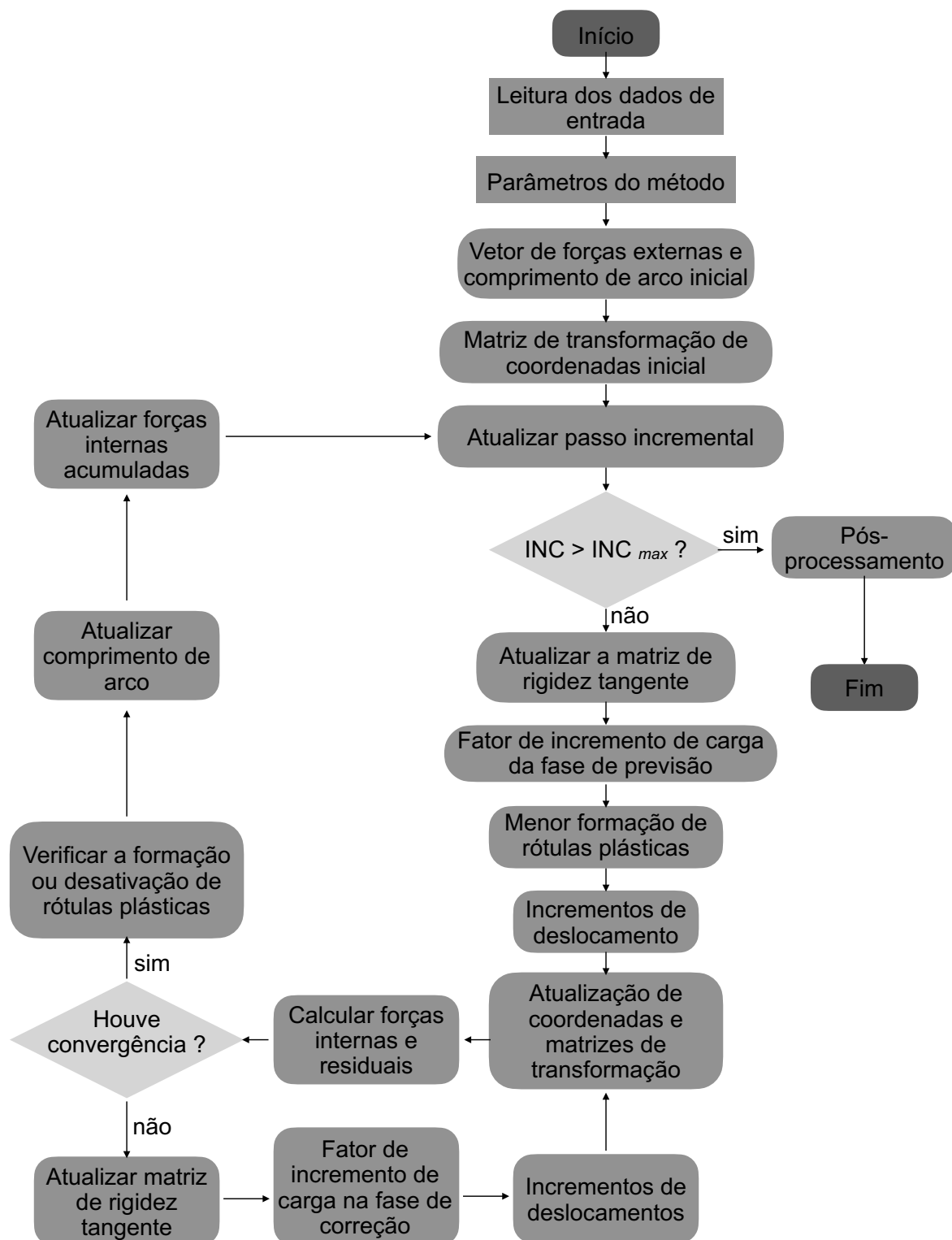
No caso de materiais com comportamento elástico perfeitamente plástico, a superfície de escoamento permanece fixa e nenhum trabalho plástico adicional pode ser gerado (ROMAN, 2019). Como resultado, qualquer incremento das forças nodais  $\Delta F_i$  do elemento no regime plástico deve ser sempre tangente à superfície de escoamento, enquanto os incrementos de deslocamentos plásticos são sempre ortogonais (ALMINHANA, 2017).

Figura 19 – Vetor de incremento de deslocamentos plásticos



Fonte: Roman (2019)

Figura 20 – Fluxograma do método de análise não linear



## 4 Engenharia sísmica baseada em desempenho aplicada a LTs

Na década de 80, engenheiros sísmicos começaram a observar que edifícios dimensionados pela lógica ELU e ELS estavam apresentando danos significativos para sismos que não eram últimos, o que pode gerar um custo de reparo muito alto (AUGUSTI; CIAMPOLI, 2008). Nos últimos 20 anos, a engenharia sísmica baseada em desempenho (PBEE) foi consolidada como uma abordagem moderna para lidar com projetos resistentes a sismos e o conceito foi generalizado para engenharia estrutural (AUGUSTI; CIAMPOLI, 2008; AKTAN; ELLINGWOOD; KEHOE, 2007). Segundo Beck, Kougiumtzoglou & Santos (2014), PBEE é uma filosofia de projeto e de análise para abordar instalações sujeitas a vários perigos de diferentes magnitudes, para os quais, vários níveis de desempenho (conforto, danos menores, danos graves e colapso) são aceitos com diferentes probabilidades.

A análise via PBEE busca avaliar não apenas estados limites, mas garantir um desempenho sob o ponto de vista de custo de reparo, ou seja, procura-se garantir que a estrutura tenha um desempenho adequado para um sismo intenso mas não último. Esse desempenho é garantido verificando que o custo de reparo deve ter um limite, que ainda compense a manutenção (AKTAN; ELLINGWOOD; KEHOE, 2007).

Segundo Miguel, Alminhana & Beck (2021), a PBEE tem sido amplamente desenvolvida e empregada em edifícios e outras estruturas, contudo, LTs não são projetadas para excitações sísmicas, com a suposição de que seu estado limite último é governado por outras ações climáticas (vento e gelo), e nenhum controle de danos é realizado. Assim sendo, uma avaliação crítica dos estados limites associados a danos em LTs quando submetidos a movimentos do solo é altamente desejável.

### 4.1 Definição dos desempenhos alvo para LTs

A princípio, torres de LTs são dimensionadas para ELU sendo verificadas para ELS. Seguindo a lógica de PBEE para edifícios, também é importante avaliar casos intermediários entre serviço e colapso. Dois critérios bem estabelecidos para definição de estados limites em uma avaliação PBEE são tomados como referência na análise que se segue. O primeiro critério é baseado no documento Vision (2000) da *Structural Engineers Association of California*. O segundo critério é referente a quatro estados limites descritos em Priestley (2007): Totalmente Operacional, Operacional, Manutenção e Quase Colapso. No entanto, ainda segundo Priestley (2007), embora este critério seja aplicável conceitualmente, ele fornece uma descrição incompleta do desempenho porque não inclui um nível de estado

limite de controle de danos (MIGUEL; ALMINHANA; BECK, 2021).

Com base em Priestley (2007), que estabelece critérios bem estabelecidos para definição de estados limites em uma avaliação PBEE, e também com base em Miguel, Alminhana & Beck (2021), três estados limites são considerados neste trabalho: serviço (S), controle de danos (CD) e colapso (C). São os seguintes:

- **Estado limite de serviço:** Este estado limite é equivalente ao nível de desempenho Totalmente Operacional descrito em Priestley (2007). Espera-se que nenhuma ação de reparo crucial seja necessária se este estado limite for excedido.
- **Estado limite de controle de danos:** Este estado limite não foi definido em Priestley (2007), mas é a base para a maioria das estratégias de projeto sísmicos atuais e pode ser definido como o estado limite pelo qual uma certa quantidade de dano reparável é aceitável, contudo o custo de reparo deve ser significativamente menor do que o custo de substituição (MIGUEL; ALMINHANA; BECK, 2021).
- **Estado limite de colapso:** neste estado limite, são esperados danos extensos a um nível em que os custos de reparo não sejam mais econômicos. Além disso, o colapso estrutural não deve ocorrer.

## 4.2 Modelo probabilístico de demanda sísmica

Segundo Baker (2015), a vulnerabilidade estrutural pode ser definida como a probabilidade da estrutura violar algum estado limite (EL) de interesse em função de uma determinada medida de intensidade de movimento do solo (IM). Esse modelo de demanda sísmica é a chamada curva de fragilidade, que geralmente segue uma função de distribuição cumulativa lognormal, como:

$$P(EL|IM = x) = \Phi \left( \frac{\ln(x/\nu)}{\zeta} \right) , \quad (4.1)$$

onde  $P(EL|IM = x)$  é a probabilidade de que um movimento do solo com  $IM = x$  leve a estrutura a exceder um EL especificado,  $\Phi$  é a Função de Distribuição Cumulativa (CDF) normal padrão,  $\nu$  é a mediana da função de fragilidade e  $\zeta$  é o desvio padrão de  $\ln(IM)$  (BAKER, 2005).

As duas abordagens mais comuns para construir funções de fragilidade são a Análise Dinâmica Incremental (IDA) e a Análise de Faixas Múltiplas (MSA), segundo Baker (2015). Por meio da MSA, adotada neste trabalho, a análise estrutural dinâmica é realizada em um conjunto discreto de níveis IM composto por um grupo de movimentos do solo distintos (e parâmetros estruturais, quando também estão incluídas incertezas nos parâmetros do

modelo mecânico). Então, a probabilidade de falha para cada nível de IM é obtida contando o número relativo de falhas.

Para representar totalmente as incertezas dos movimentos do solo, 60 sinais sísmicos correspondentes aos componentes longitudinal, ortogonal e vertical de 20 grandes terremotos (com  $M_w \geq 6,8$ ) que ocorreram nos últimos 35 anos no Chile, foram selecionados a partir de bancos de dados online CESMD (2021), RENADIC-UCH (2021) para estudo de caso a ser apresentado no capítulo 5. A Tabela 2 resume as informações sobre os eventos sísmicos.

Tabela 2 – Movimentos de solo selecionados

| Local       | Terremoto           |      | PGA (g) | Estação de registro |
|-------------|---------------------|------|---------|---------------------|
|             | Magnitude ( $M_w$ ) | Ano  |         |                     |
| Antofagasta | 7,8                 | 1995 | 0,50    | Tocopilla           |
| Iquique     | 8,2                 | 2014 | 0,36    | Chusmiza            |
| Maule       | 8,8                 | 2010 | 0,93    | Angol               |
| Maule       | 8,8                 | 2010 | 0,40    | Concepción          |
| Maule       | 8,8                 | 2010 | 0,64    | Constitución        |
| Maule       | 8,8                 | 2010 | 0,46    | Hualañe             |
| Maule       | 8,8                 | 2010 | 0,70    | Llolleo             |
| Maule       | 8,8                 | 2010 | 0,34    | Matanzas            |
| Maule       | 8,8                 | 2010 | 0,48    | Talca               |
| Maule       | 8,8                 | 2010 | 0,14    | Valdívia.           |
| Punitaqui   | 6,8                 | 1997 | 0,27    | Illapel             |
| Punitaqui   | 6,8                 | 1997 | 0,14    | Papudo              |
| Punitaqui   | 6,8                 | 1997 | 0,19    | Santiago            |
| Tarapaca    | 7,9                 | 2005 | 0,44    | Cuya                |
| Tarapaca    | 7,9                 | 2005 | 0,73    | Pica                |
| Sul do Peru | 8,4                 | 2001 | 0,27    | Arica               |
| Sul do Peru | 8,4                 | 2001 | 0,25    | Poconchile          |
| Tocopilla   | 7,7                 | 2007 | 0,60    | Tocopilla           |
| Valparaíso  | 7,8                 | 1985 | 0,51    | Melipilla           |
| Valparaíso  | 7,8                 | 1985 | 0,70    | San isidro          |

Fonte: CESMD (2021), RENADIC-UCH (2021)

Os 60 sinais de aceleração são normalizados respeitando a proporcionalidade das componentes XYZ, considerando a maior componente do plano XY no sentido ortogonal a linha de transmissão. Foi considerado um conjunto discreto de níveis especificados de PGAs

para construir os IMs distintos necessários. Os resultados são apresentados no capítulo de estudo de caso.

Após determinar a fração de falhas para cada nível de IM, uma abordagem de ajuste deve ser empregada para determinar os parâmetros  $\nu$  e  $\zeta$  da Eq. 4.1. De acordo com Baker (2015), a estimação de máxima verossimilhança é a técnica adequada para este problema, pois os mínimos quadrados ignoram que a variância das frações observadas de falhas é não constante, conforme descrito abaixo:

$$\{\hat{\nu}, \hat{\zeta}\} = \arg \max_{\nu, \zeta} \prod_{j=1}^m \binom{n_j}{z_j} \Phi \left( \frac{\ln(x_j/\nu)}{\zeta} \right)^{z_j} \left[ 1 - \Phi \left( \frac{\ln(x_j/\nu)}{\zeta} \right) \right]^{n_j - z_j}, \quad (4.2)$$

onde  $m$  é o número de níveis de IM,  $\prod$  é o operador do produto,  $z_j$  é o número de falhas observadas de  $n_j$  movimentos de solo, para um IM específico ( $IM = x_j$ ). Esta abordagem assume a independência das observações em cada nível de IM. No entanto, isso não ocorre quando os mesmos movimentos de solo são usados em vários níveis de  $x_i$ .

A partir das simulações numéricas, as estimativas das correspondentes funções de fragilidade  $F(x)$  são obtidas, conforme detalhado no Capítulo 5. A incerteza na intensidade sísmica (níveis de PGA) é modelada usando as curvas de risco  $H(IM)$  para o norte do Chile e Santiago, extraídas de Petersen *et al.* (2018), onde IM é a medida de intensidade, ou PGA. O uso das informações desses dois locais permite verificar o comportamento da LT em duas condições diferentes de PGA (o norte do Chile é propenso a maiores acelerações do solo). A Figura 21 ilustra as duas curvas de risco consideradas, bem como as aproximações por mínimos quadrados que se ajustam aos dados.

As taxas anuais de falha são calculadas integrando as curvas de fragilidade em todas as intensidades de risco:

$$\lambda_{EL} = \int_0^{+\infty} H(x) f_k(x) dx, \quad EL \in [S, CD, C], \quad (4.3)$$

onde a variável de integração  $x$  é a medida de intensidade (ou PGA, em  $g$ ),  $H(x)$  é a curva de risco para um local específico e  $f(x)$  é a derivada da função de fragilidade, ou função de densidade de probabilidade lognormal:

$$f(x) = \frac{1}{\zeta x \sqrt{2\pi}} \exp \left[ -\frac{1}{2} \left( \frac{\ln(x) - \nu}{\zeta} \right)^2 \right], \quad (4.4)$$

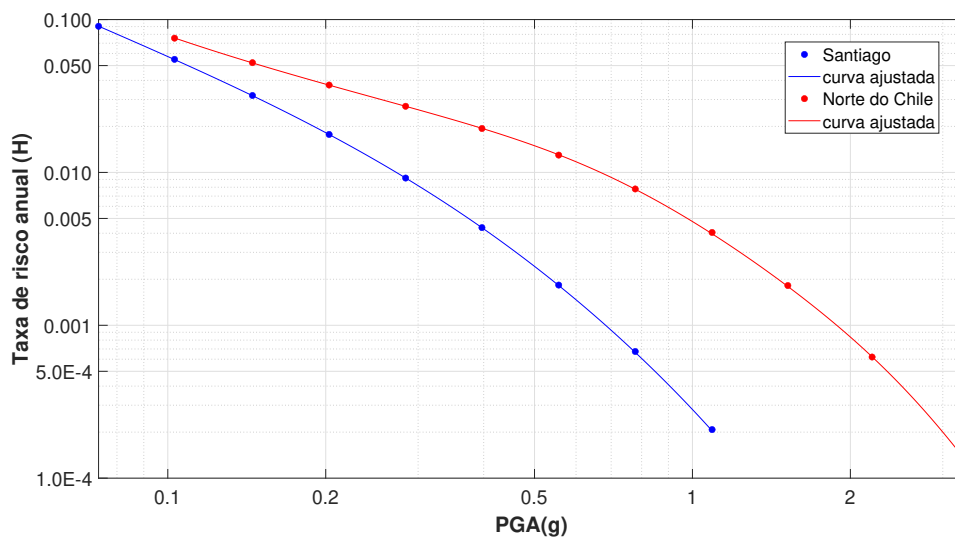
onde  $\nu$  e  $\zeta$  são os parâmetros da função de fragilidade lognormal, obtidos por mínimos quadrados a partir dos resultados das simulações. Probabilidades de falha ( $P_f$ ) para a vida útil  $t$  são obtidos a partir de:

$$P_{fEL} = 1 - \exp[-\lambda_{EL}t], \quad EL \in [S, CD, C]. \quad (4.5)$$



A resposta da LT a terremotos é afetada por incertezas nas séries temporais artificiais e espectros sísmicos, bem como nos parâmetros estruturais da torre e outros componentes da linha. Neste trabalho, as incertezas nos históricos de tempo e nos valores de PGA são tratadas usando um número limitado de amostras, de acordo com as técnicas descritas nos capítulos 1 e 2. Conforme discutido por Pan *et al.* (2020), as estimativas de confiabilidade de linhas de transmissão submetidas a cargas sísmicas são muito mais influenciadas pela incerteza associada ao PGA, enquanto parâmetros estruturais determinísticos são aceitáveis para estimar a fragilidade sísmica.

Figura 21 – Curvas de risco para Santiago e norte do Chile



Para viabilizar o conjunto de simulações realizadas (considerando as faixas de PGA estudadas para os exemplos no capítulo 5), um passo de tempo variável foi empregado na solução não linear de histórico de tempo para garantir suavidade na transição entre as zonas elásticas e plásticas. Caso contrário, um passo de tempo muito pequeno deve ser usado para garantir que os incrementos de força não se desviem significativamente da superfície de escoamento. Este esquema permite resolver a análise de histórico de tempo não linear em um tempo computacional razoavelmente menor. Mesmo assim, o modelo de trecho de LT com 5 torres leva até 36 horas para ser executado para cada amostra sísmica de PGA leve, enquanto que para PGA intenso leva até 120 horas. Neste trabalho foram utilizados computadores com processador de 3,6 GHz e 32 Gb de memória RAM. Os pontos de resposta calculados para cada estado limite (serviço, dano e colapso) são utilizados como pontos de apoio para o ajuste das curvas de fragilidade lognormal. Conforme preconizado na literatura PBEE, as funções de fragilidade são modeladas como distribuições cumulativas lognormais (BAKER, 2015).



## 5 Estudos de caso

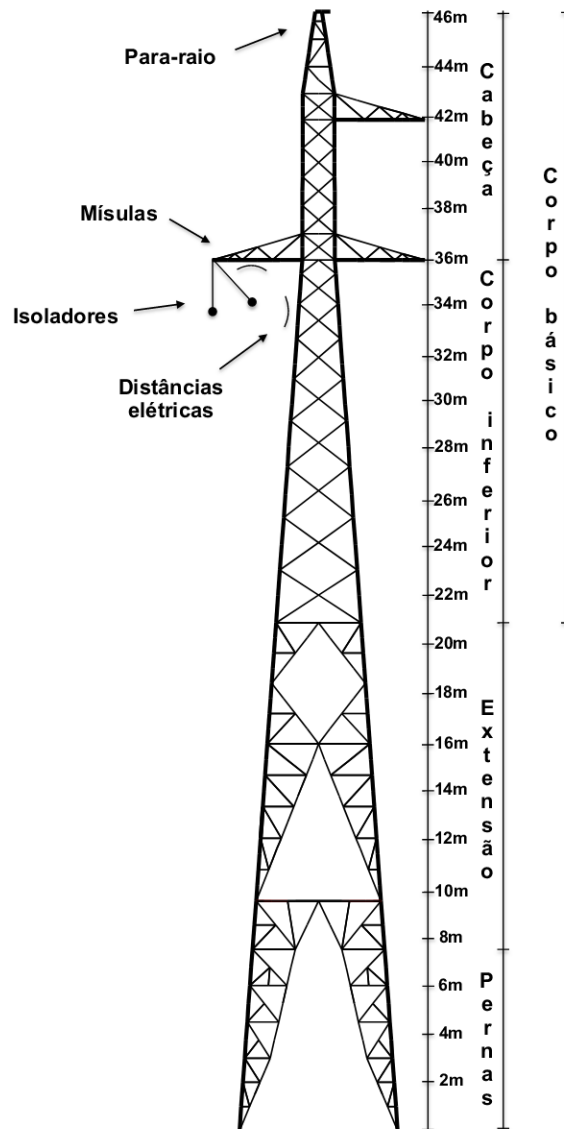
O presente estudo de caso é organizado em duas seções. A primeira seção apresenta respostas para um trecho de LT submetido a sinais sísmicos artificiais gerados por espectro compatível de projeto. A segunda seção apresenta respostas para um trecho de LT submetido a sinais reais do Chile. Deste modo, as seções 5.1 e 5.2 apresentam as respostas a cargas sísmicas para um trecho de LT típico de 230  $kV$ . Tratando-se da adoção de uma torre de suspensão treliçada de aço projetada originalmente para condições distintas de carregamento de vento e sem tolerância para cargas sísmicas.

A primeira seção desta pesquisa foi realizada através de três cenários distintos para o trecho de LT, sendo esses a aplicação do sinal sísmico em ambas direções horizontais simultaneamente (i), apenas na direção ortogonal (ii) e apenas na direção longitudinal (iii), objetivando apurar a vulnerabilidade da direção do sinal sísmico em um trecho de LT. A direção vertical foi considerado igual para os três cenários com 60 % do valor do plano horizontal.

Na segunda seção do estudo de caso, é respeitada a proporção tridimensional dos sinais reais coletados em bancos de dados chileno CESMD (2021), RENADIC-UCH (2021), no entanto foi considerada a componente ortogonal à linha como sendo a mais intensa. Assume-se que os locais de estudo de caso estão no Chile, e os eventos sísmicos foram empregados de acordo para tal. Para ambos os casos, sinais artificiais e reais, foram avaliados a intensidade de forças axiais em barras selecionadas assim como o deslocamento no topo.

Conforme ilustra a Figura 22 e detalhado no apêndice B, a torre adotada no trecho de LT tem uma altura total de 46,3  $m$  e uma base retangular de 4,86×6,56  $m$  nas direções longitudinal (X) e transversal (Y), respectivamente. Todos os membros da torre são perfil cantoneira de aço estrutural com tensão de escoamento ( $f_y$ ) de 350  $MPa$ . A torre original foi projetada para forças de vento seguindo os procedimentos da IEC 60826 (2017), com base em uma pressão de vento dinâmica de referência de  $q_0 = 409 Pa$  (durante um período de 10 minutos a um nível de 10  $m$  acima do solo) para uma rugosidade de terreno categoria B. As frequências naturais da torre autônoma, considerando massas equivalentes aos cabos nos nós dos isoladores, foram determinadas usando uma rotina auxiliar baseada no método Lanczos–Ritz e as três primeiras frequências naturais são 1,61; 2,23 e 4,03  $Hz$ , correspondendo aos modos longitudinal, lateral e torcional, respectivamente (MIGUEL; ALMINHANA; BECK, 2021). Estes valores estão de acordo com medições experimentais de estruturas reais encontradas em Alminhana *et al.* (2020).

Figura 22 – Perfil transversal da torre



Foram utilizadas dois trechos de linha distintos para avaliar a resposta da torre. Ambos os trechos são compostos por três fases condutores e um para-raio, fixados por suportes igualmente espaçados por vãos de 580 m. O primeiro trecho, empregado para sinais artificiais, é composto por cinco suportes conforme ilustrado na Seção 5.1, onde apenas o suporte central está totalmente modelado (com a torre), e os demais suportes foram substituídos por torres de suspensão simplificadas (suportes rígidos) ou torres de ancoragem simplificadas (condutores fixados diretamente a suportes rígidos). No segundo trecho, ilustrado na Seção 5.2, foram consideradas 5 torres totalmente modeladas em meio a seis vãos, tendo sido utilizado para o estudo de caso de sinais reais.

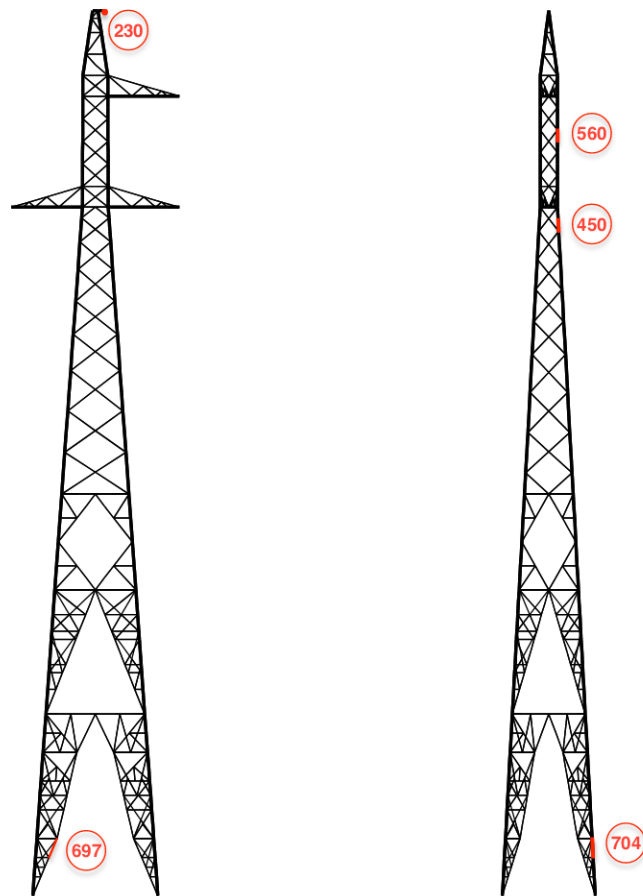
Cada fase é composta por um único condutor de alumínio do tipo reforçado com aço (ACSR). Todas as fases foram fletidas de acordo com um parâmetro de catenária de  $C = 1503 \text{ m}$  para temperatura ambiente média de  $20 \text{ }^{\circ}\text{C}$  e sem vento. Esse caso climático é normalmente chamado de estresse diário (EDS) na prática de projeto para LT padrão.

A componente de tensão axial horizontal é  $H = 19,65 \text{ kN}$ . Os cabos para-raio também são simples, do tipo EHS 3/8", aço de alta resistência. Um parâmetro de catenária de  $C = 1670 \text{ m}$  foi adotado, também na condição de tempo EDS, equivalente a tensão axial horizontal de  $H = 6,65 \text{ kN}$ . A malha de elementos de cabo para condutores e para-raio foi gerada automaticamente dividindo o comprimento total de cada vão em um número de elementos com comprimento aproximadamente de  $25 \text{ m}$ . Assumindo um alcance nivelado de  $580 \text{ m}$ , a frequência mais baixa para as formas de modo no plano é de cerca de  $0,3 \text{ Hz}$  para condutores e para-raio.

Os isoladores de suspensão possuem comprimento de  $2,65 \text{ m}$  com peso por unidade de comprimento de  $350 \text{ N/m}$  e rigidez axial de  $200 \text{ MN}$ . Uma constante proporcional de massa de  $c_m = 0,2 \text{ s}^{-1}$  foi adotada para as torres e  $c_m = 0,1 \text{ s}^{-1}$  para cabos, equivalente a uma razão de amortecimento crítica de  $\xi = 1 \%$  (cabos) e  $\xi = 4,8 \%$  (torres), aproximadamente.

A Figura 23 ilustra os elementos de barra, os quais foram considerados para verificar o esforço axial sofrido, e o nó no topo que se considerou o deslocamento para os estudos de caso que seguem.

Figura 23 – Perfis transversal e longitudinal da torre

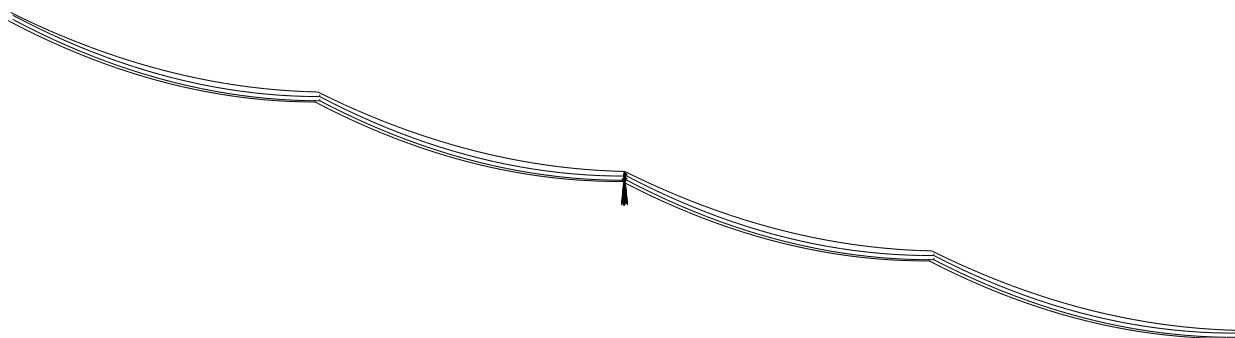


## 5.1 Vulnerabilidade da direção em um trecho de LT

Nesta seção, busca-se identificar de forma mais apurada a direção sísmica crítica na resposta da torre. Para isso, o PGA é fixado em cinco faixas como descrito no decorrer do capítulo, e três cenários diferentes de acelerogramas horizontais são considerados, enquanto a componente vertical é definida como 60% deste valor de aceleração pré-definido:

- (i) o terremoto atuando nas duas componentes horizontais por sinais distintos aplicados simultaneamente (Plano XY);
- (ii) o terremoto atuando apenas no sentido ortogonal à LT (direção Y);
- (iii) o terremoto atuando apenas no sentido longitudinal da LT (direção X).

Figura 24 – Perspectiva do trecho de LT com 1 torre



A seguir, serão apresentados os resultados para o trecho de LT com apenas 1 torre conforme Figura 24, tendo sido considerado para este estudo os cenários (i), (ii) e (iii), podendo, deste modo, representar bem a influencia da direção do movimento do solo para o trecho de LT.

Para o cenário (i) relativo ao plano XY, os resultados para 50 simulações são apresentada nas tabelas 3 e 4 e figuras 25 a 29 tendo sido considerado a intensidade igual no plano XY, no entanto sinais distintos, conforme configuração de 100% do PGA no eixo X, 100% no eixo Y e 60% no eixo Z. Para este caso, foram gerados 10 sinais tridimensionais para cada intensidade, conforme Tabela 3.

Tabela 3 – Probabilidades de falha condicional da simulação: Modelo do trecho de LT com 1 torre - caso no plano XY - cenário (i)

| PGA   | Estado limite de serviço | Estado limite de controle de danos | Estado limite último |
|-------|--------------------------|------------------------------------|----------------------|
| 0,50g | 2/10                     | 0/10                               | 0/10                 |
| 0,70g | 9/10                     | 4/10                               | 0/10                 |
| 0,80g | 10/10                    | 6/10                               | 0/10                 |
| 1,20g | 10/10                    | 10/10                              | 1/10                 |
| 1,50g | 10/10                    | 10/10                              | 9/10                 |

Figura 25 – Curva de fragilidade - caso no plano XY - cenário (i)

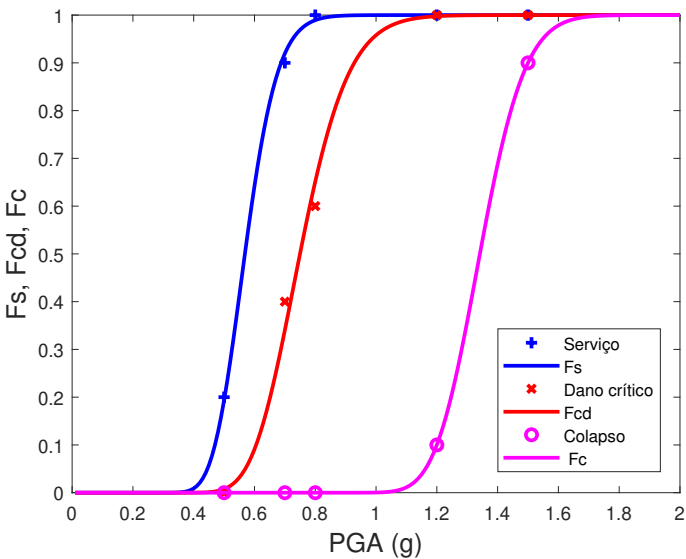


Tabela 4 – Estimativa da taxa anual de falha - caso no plano XY - cenário (i)

| Níveis de desempenho (Priestlay, 2007)               | Estado limite de serviço | Estado limite de controle de danos | Estado limite último |
|------------------------------------------------------|--------------------------|------------------------------------|----------------------|
| Falha anual ( $\lambda_{EL}$ ) para Santiago         | 0,001839                 | 0,000843                           | 0,000096             |
| Falha anual ( $\lambda_{EL}$ ) para o norte do Chile | 0,012582                 | 0,008319                           | 0,002391             |

Tabela 5 – Estimativa da taxa anual de falha na literatura

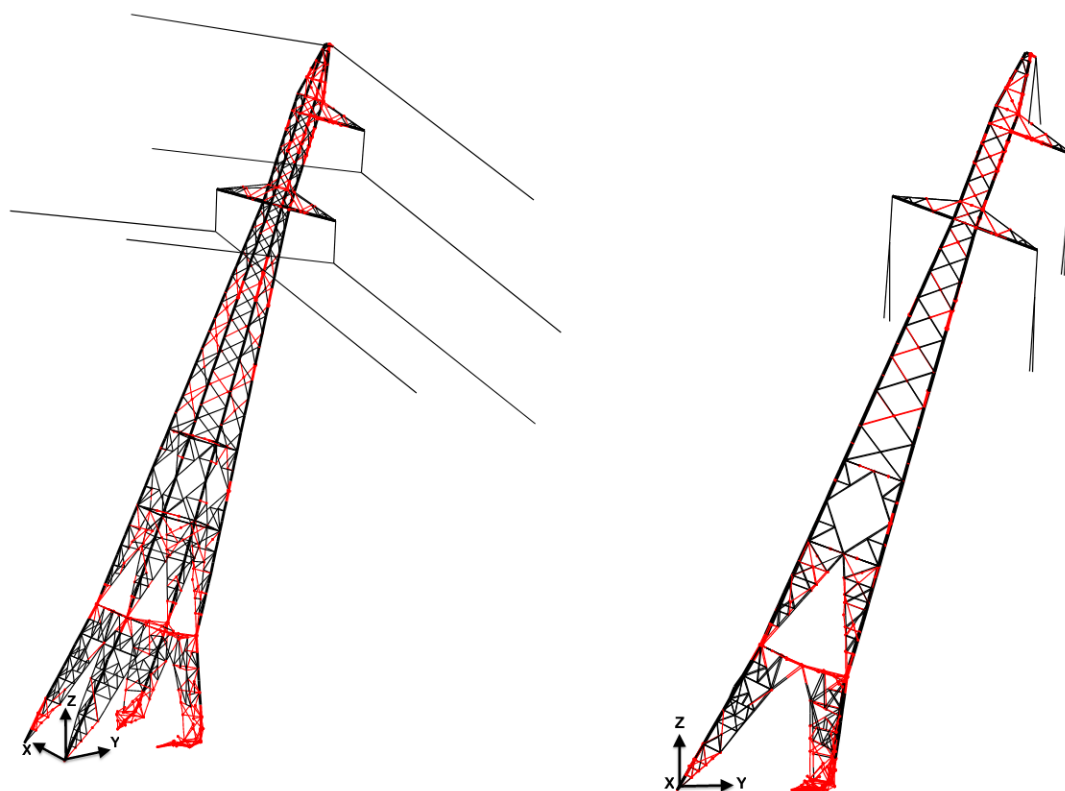
| Níveis de desempenho (Priestlay, 2007)               | Estado limite de serviço                      | Estado limite de controle de danos    | Estado limite último                 |
|------------------------------------------------------|-----------------------------------------------|---------------------------------------|--------------------------------------|
| Níveis de desempenho (Vision, 2000)                  | Totalmente operacional $\lambda_S \leq 0,023$ | Operacional $\lambda_{CD} \leq 0,014$ | Quase colapso $\lambda_C \leq 0,001$ |
| Falha anual ( $\lambda_{EL}$ ) para Santiago         | 0,002508                                      | 0,001326                              | 0,000286                             |
| Falha anual ( $\lambda_{EL}$ ) para o norte do Chile | 0,0113                                        | 0,00737                               | 0,00292                              |

Fonte: Adaptado de Miguel, Alminhana & Beck (2021)

Até  $0,7g$ , os experimentos numéricos mostram a formação de rótulas plásticas em vários membros, com danos significativos associados apenas a alguns deles. Por outro lado, para uma faixa entre  $0,7g$  e  $1,2g$ , a flambagem torna-se generalizada.

A Tabela 5 apresenta valores para a estimativa da taxa de falha anual presente na literatura passível de comparação com as respostas desta pesquisa. Nota-se que, para a região de Santiago, todos os estados limites apresentaram valores menores, contudo próximos. No entanto, para a região do norte do Chile, os estados limite de serviço e de controle de dano apresentaram valores maiores, enquanto que o estado limite último apresentou valor menor.

Figura 26 – Colapso do trecho de LT com 1 torre para PGA de  $1,50g$  - caso no plano XY - cenário (i)



A Figura 27 ilustra o deslocamento no nó do topo da torre, enquanto as figuras 28 e 29 ilustram os gráficos de força axial referente as barras selecionadas (consulte Figura 23) pertinentes a mesma simulação de colapso da Figura 26.

Embora a ocorrência de flambagem como tipo de dano não esteja associada a um estado limite último, pode requerer manutenção imediata, com reparo de suporte (ou substituição) e até mesmo interrupção do fornecimento de energia. Se não forem reparadas, as torres danificadas tornam-se altamente vulneráveis às cargas do vento e podem desmoronar sob ações moderadas, e frequentes, do vento. Segundo este estudo de caso, a falha da torre ocorre para valores de PGA em torno de  $1,2g$  (ver Tabela 3).



Figura 27 – Deslocamento no topo da torre - colapso do trecho de LT com 1 torre para PGA de 1,50g - caso no plano XY - cenário (i)

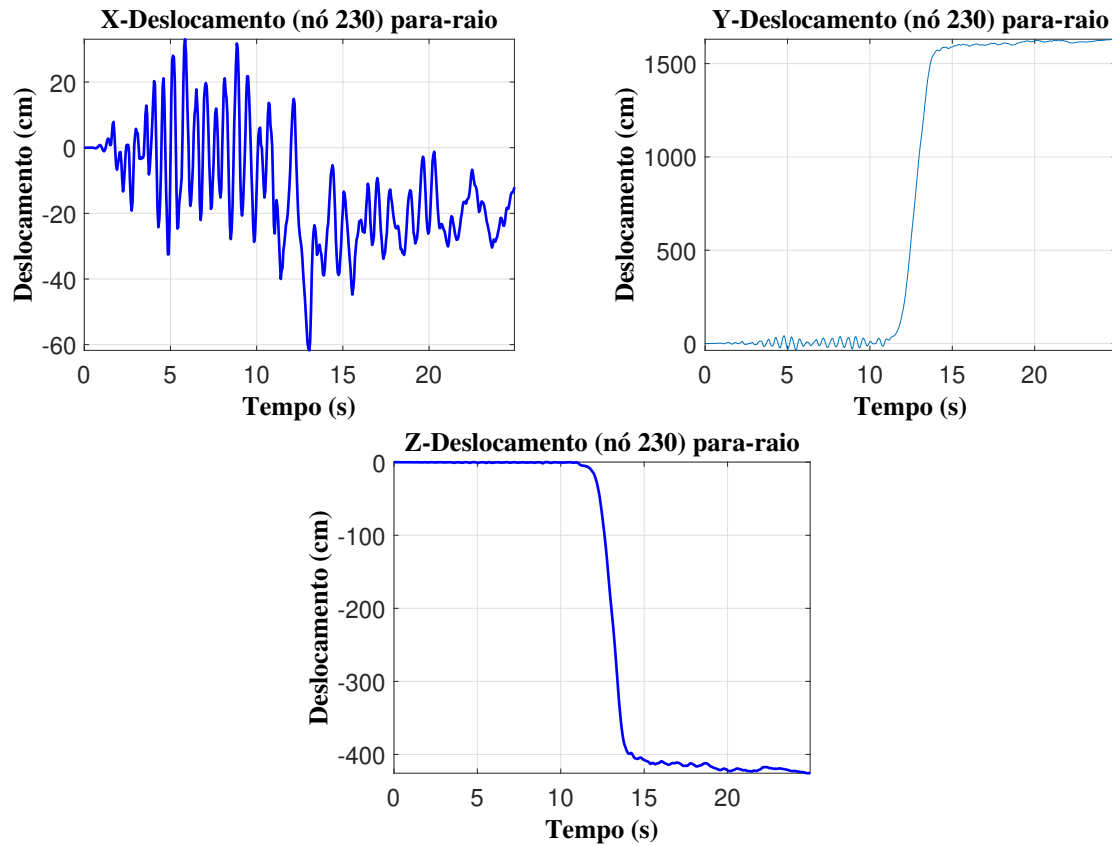


Figura 28 – Força axial - colapso do trecho de LT com 1 torre para PGA de 1,50g - caso no plano XY - cenário (i)

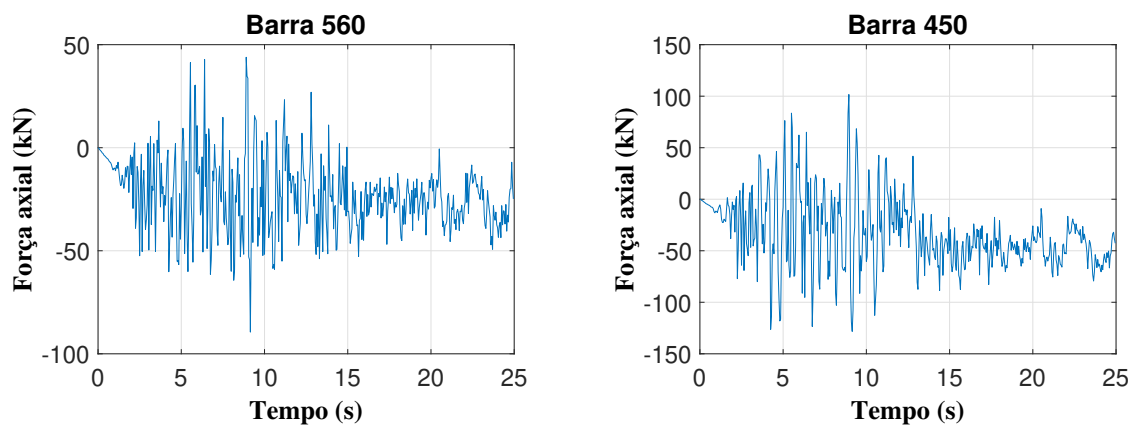
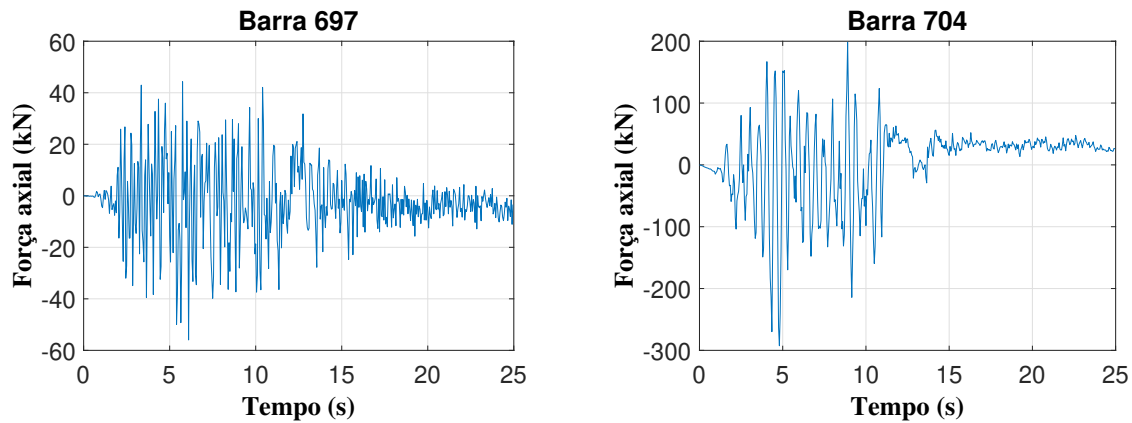


Figura 29 – Força axial - colapso do trecho de LT com 1 torre para PGA de 1,50g - caso no plano XY - cenário (i)

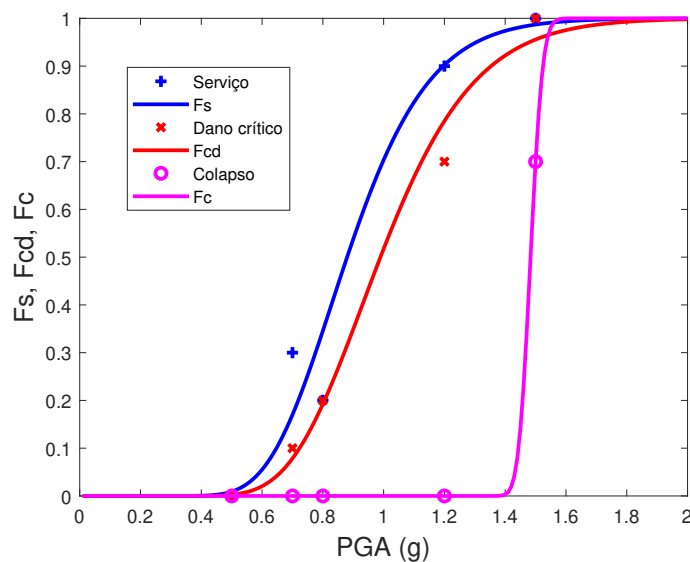


Referente ao cenário (ii) para o caso ortogonal a LT, os resultados para 50 simulações são apresentados através das tabelas 6 e 7 e figuras 30 a 34. Foi considerado a configuração de 0% do PGA no eixo X, 100% no eixo Y e 60% no eixo Z para cada nível de intensidade fixado. Para este caso foram gerados 10 sinais tridimensionais para cada intensidade conforme Tabela 6.

Tabela 6 – Probabilidades de falha condicional da simulação: Modelo do trecho de LT com 1 torre - caso ortogonal à LT - cenário (ii)

| PGA   | Estado limite de serviço | Estado limite de controle de danos | Estado limite último |
|-------|--------------------------|------------------------------------|----------------------|
| 0,50g | 0/10                     | 0/10                               | 0/10                 |
| 0,70g | 3/10                     | 1/10                               | 0/10                 |
| 0,80g | 2/10                     | 2/10                               | 0/10                 |
| 1,20g | 9/10                     | 7/10                               | 0/10                 |
| 1,50g | 10/10                    | 10/10                              | 7/10                 |

Figura 30 – Curva de fragilidade - caso ortogonal à LT - cenário (ii)

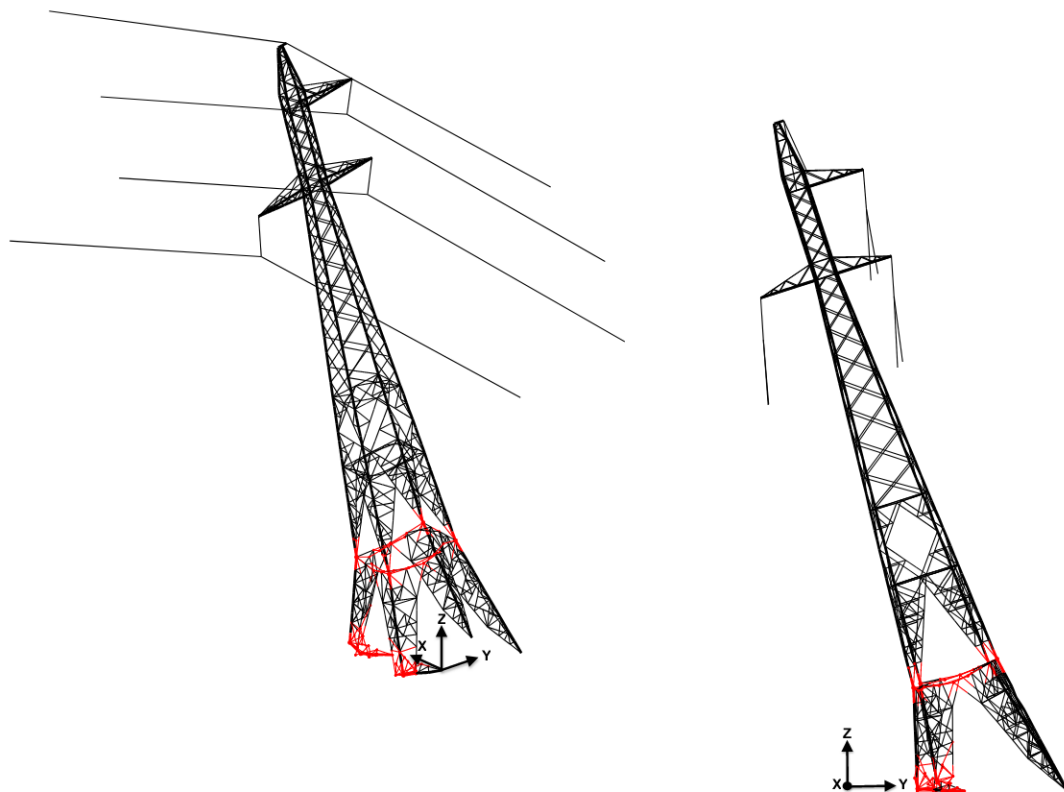


A Tabela 7 apresenta estimativas para a taxa anual de falha relativo ao caso ortogonal, cenário (ii). Percebe-se para todos os estados limites valores menores que o cenário (i), o que é coerente pela menor intensidade de movimentação do solo reduzida a uma direção no plano horizontal.

Tabela 7 – Estimativa da taxa anual de falha - caso ortogonal à LT - cenário (ii)

| Níveis de desempenho (Priestlay, 2007)         | de    | Estado limite de serviço | de | Estado limite de controle de danos | de | Estado limite último |
|------------------------------------------------|-------|--------------------------|----|------------------------------------|----|----------------------|
| Falha ( $\lambda_{EL}$ ) para Santiago         | anual | 0,000580                 |    | 0,000401                           |    | 0,000059             |
| Falha ( $\lambda_{EL}$ ) para o norte do Chile | anual | 0,006460                 |    | 0,005190                           |    | 0,001808             |

Figura 31 – Colapso do trecho de LT com 1 torre para PGA de 1,50g - caso ortogonal à LT - cenário (ii)



A Figura 32 ilustra o deslocamento no nó do topo da torre enquanto as figuras 33 e 34 ilustram os gráficos de força axial referente as barras selecionadas (consulte Figura 23) pertinentes a mesma simulação de colapso da Figura 31.

Figura 32 – Deslocamento no topo da torre - colapso do trecho de LT com 1 torre para PGA de 1,50g - caso ortogonal à LT - cenário (ii)

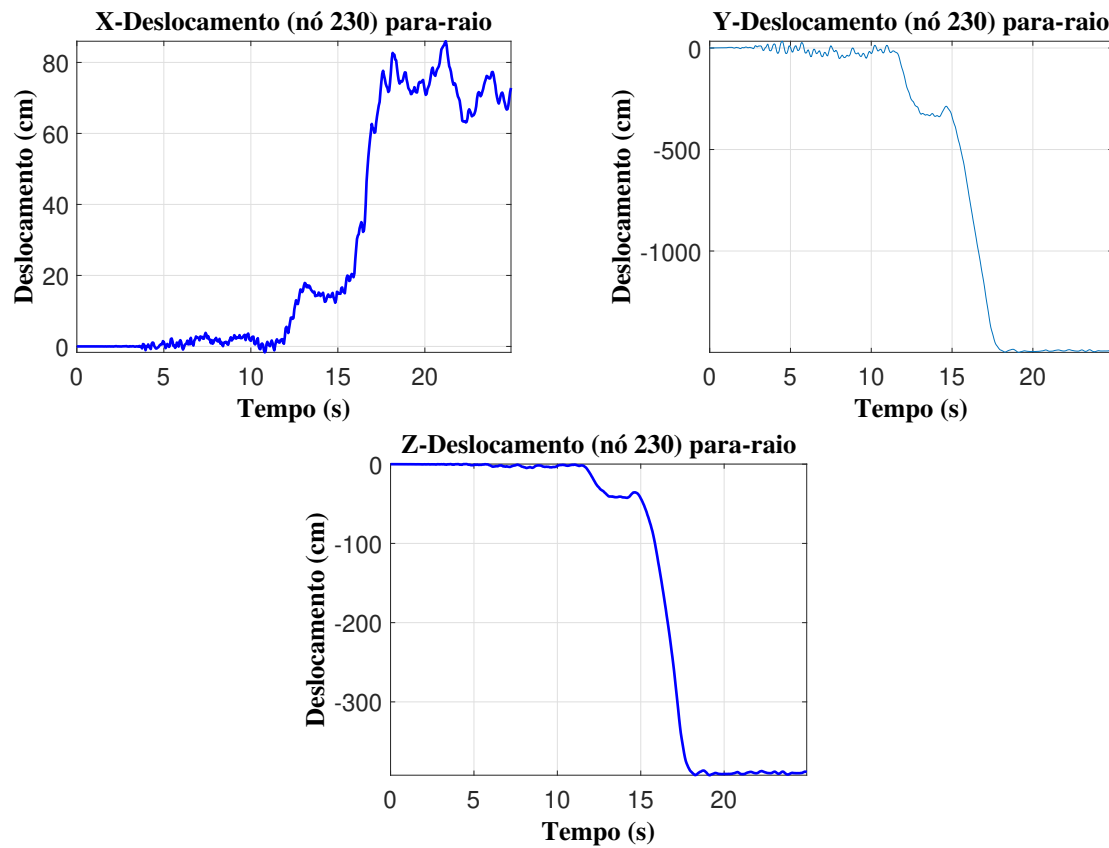


Figura 33 – Força axial - colapso do trecho de LT com 1 torre para PGA de 1,50g - caso ortogonal à LT - cenário (ii)

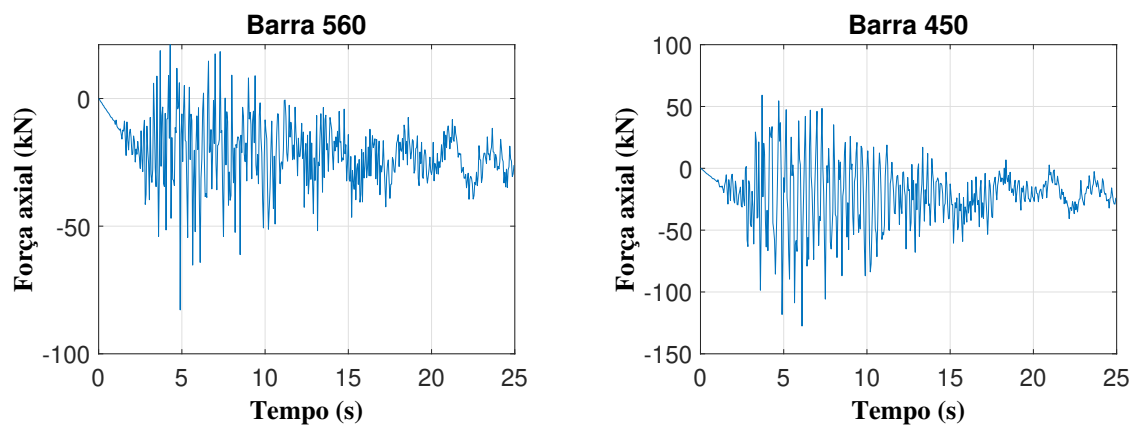
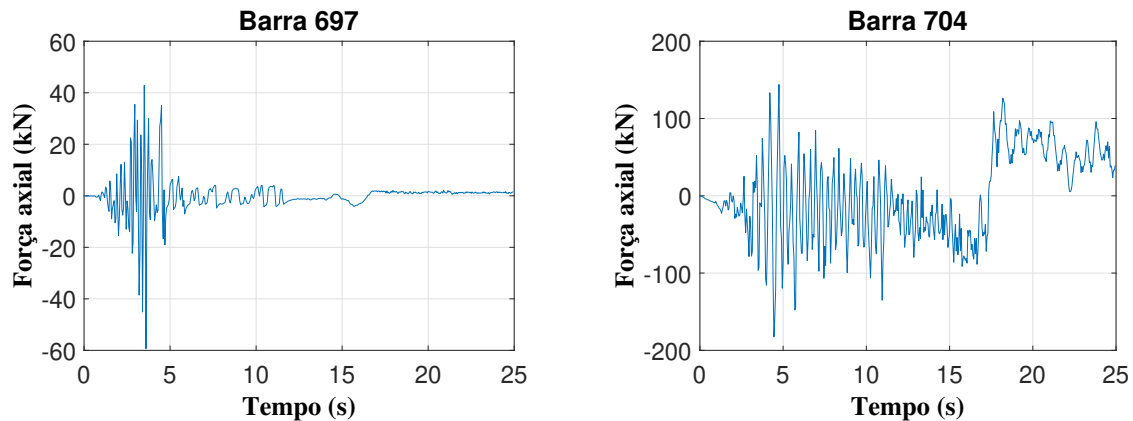


Figura 34 – Força axial - colapso do trecho de LT com 1 torre para PGA de 1,50g - caso ortogonal à LT - cenário (ii)



Para o cenário (iii), os resultados referentes a disposição de intensidade principal na direção longitudinal são apresentados através das tabelas 8 e 9 e figuras 35 a 39 com 100% do PGA no eixo X, 0% no eixo Y e 60% no eixo Z. Para este caso foram gerados 10 sinais para cada intensidade conforme Tabela 8. Para este caso foi considerado 60 simulações, diferentemente dos casos acima uma vez que a disposição longitudinal não apresentou colapso para a intensidade de 1,5g previamente estipulado como a mais intensa nesta pesquisa, o que sugere que a direção longitudinal atenua o efeito do movimento do solo por conta dos cabos.

Tabela 8 – Probabilidades de falha condicional da simulação: Modelo de trecho de LT com 1 torre - caso longitudinal à LT - cenário (iii)

| PGA   | Estado limite de serviço | Estado limite de controle de danos | Estado limite último |
|-------|--------------------------|------------------------------------|----------------------|
| 0,50g | 1/10                     | 0/10                               | 0/10                 |
| 0,70g | 6/10                     | 0/10                               | 0/10                 |
| 0,80g | 7/10                     | 0/10                               | 0/10                 |
| 1,20g | 10/10                    | 2/10                               | 0/10                 |
| 1,50g | 10/10                    | 7/10                               | 0/10                 |
| 1,80g | 10/10                    | 10/10                              | 9/10                 |

No cenário (iii), percebe-se o início da ocorrência de flambagem a partir da intensidade de PGA de 1,2 g, o que serve para estudo comparativo da direção aplicada do sinal sísmico, uma vez que para o cenário (ii) houve caso de flambagem para a intensidade de 0,7 g.

A Tabela 9 apresenta a estimativa da taxa anual de falha para o caso longitudinal a LT, cenário (iii). Percebe-se que todos os valores de probabilidade de falha do cenário (iii) são menores que o cenário (i). Para os estados limites de controle de dano e ultimo, o cenário (iii) apresenta taxas menores que o cenário (ii), o que indica o pior caso como sendo a direção ortogonal ao trecho de LT.

Uma vez concluído que a direção ortogonal seja o pior cenário, na seção seguinte de estudo de caso de sinais reais, tendo sido mantida a proporcionalidade tridimensional dos dados, foi aplicada a maior intensidade na direção ortogonal ao trecho de LT no plano XY.

Figura 35 – Curva de fragilidade - caso longitudinal à LT - cenário (iii)

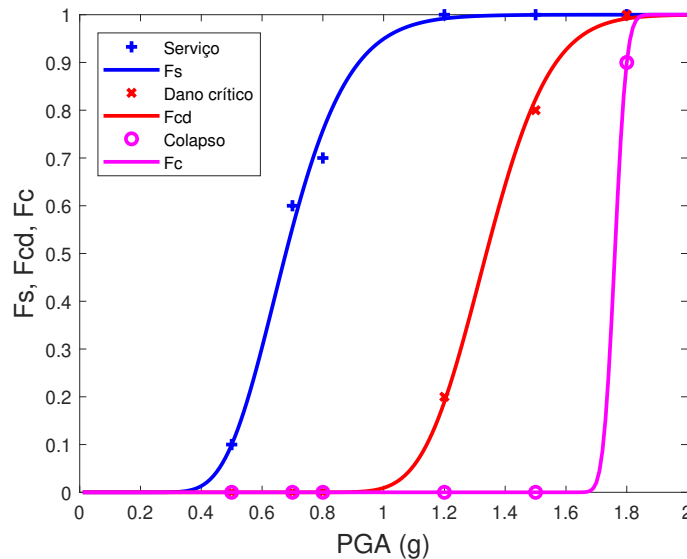
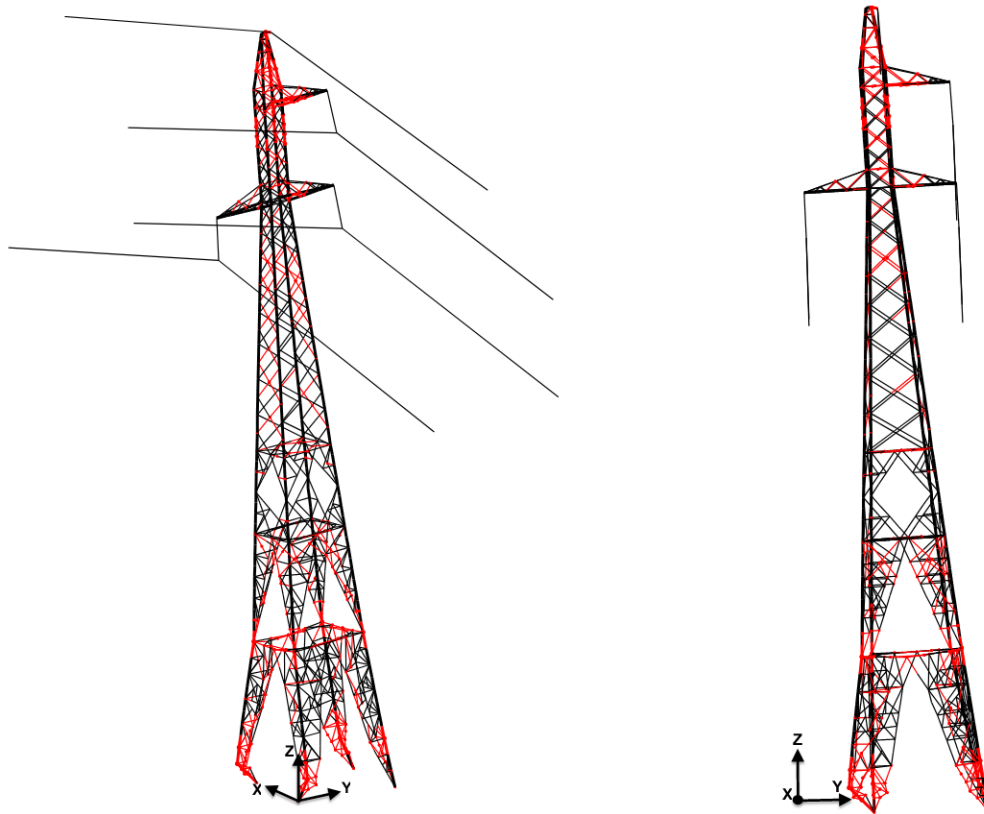


Tabela 9 – Estimativa da taxa anual de falha - caso longitudinal à LT - cenário (iii)

| Níveis de desempenho (Priestlay, 2007)         | de    | Estado limite de serviço | de | Estado limite de controle de danos | de | Estado limite último |
|------------------------------------------------|-------|--------------------------|----|------------------------------------|----|----------------------|
| Falha ( $\lambda_{EL}$ ) para Santiago         | anual | 0,001261                 |    | 0,000097                           |    | 0,000026             |
| Falha ( $\lambda_{EL}$ ) para o norte do Chile | anual | 0,009948                 |    | 0,002359                           |    | 0,001109             |

Tian *et al.* (2013) afirma que os caminhos de colapso longitudinais ou transversais são diferentes e sugere que três ou mais simulações devam ser usadas para análise de colapso longitudinal ou transversal. Tendo em vista comparar o efeito do sismo entre as direções, foi avaliado o comportamento do modelo aplicando a perturbação unicamente em cada direção, ortogonal e longitudinal. Diante das simulações realizadas, nota-se o pior efeito na direção ortogonal à linha, o que sugere que na direção longitudinal os cabos podem atenuar o efeito sísmico.

Figura 36 – Colapso do trecho de LT com 1 torre para PGA de 1,80g - caso longitudinal a LT - cenário (iii)



A Figura 38 ilustra o deslocamento no nó do topo da torre enquanto as figuras 37 e 39 ilustram os gráficos de força axial referente as barras selecionadas (consulte Figura 23) pertinentes a mesma simulação de colapso da Figura 36.

Figura 37 – Força axial - colapso do trecho de LT com 1 torre para PGA de 1,80g - caso longitudinal à LT - cenário (iii)

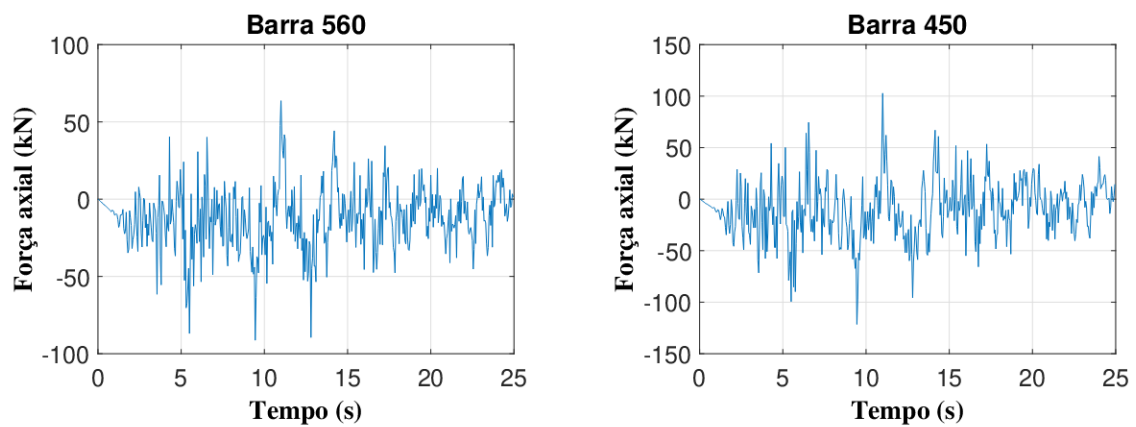


Figura 38 – Deslocamento no topo da torre - colapso do trecho de LT com 1 torre para PGA de 1,80g - caso longitudinal à LT - cenário (iii)

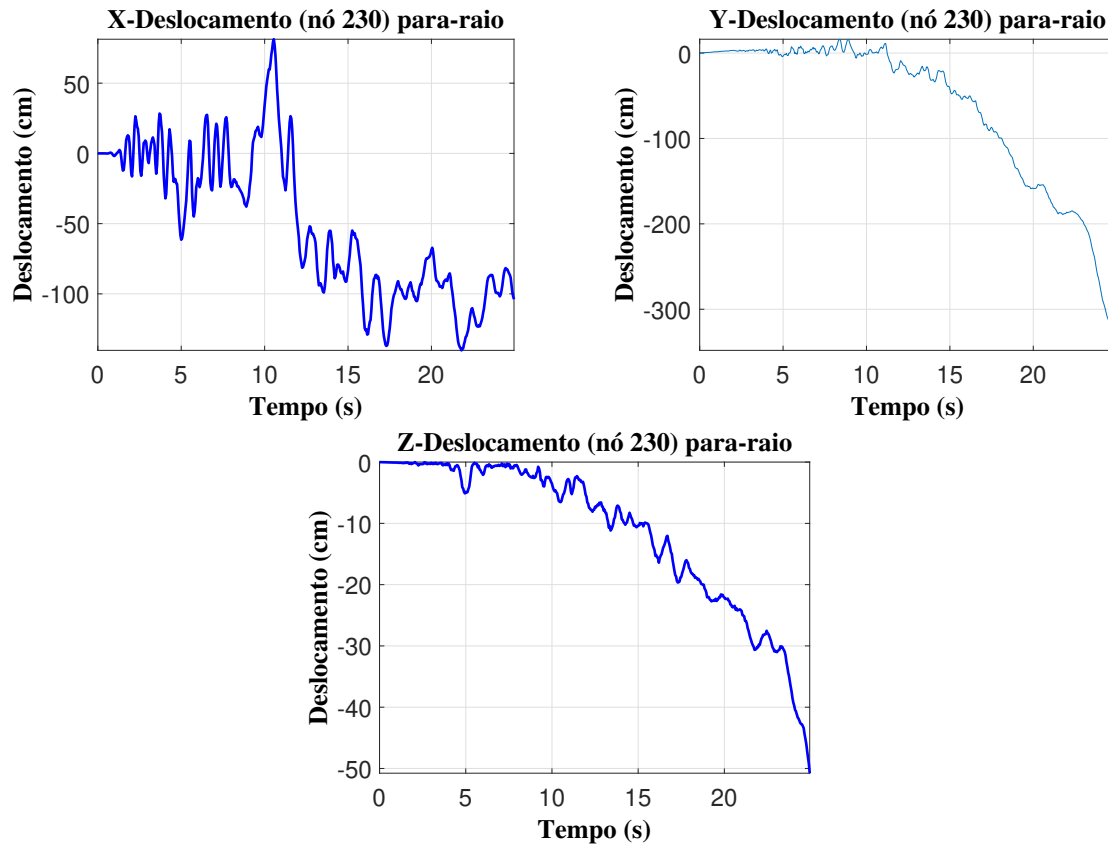
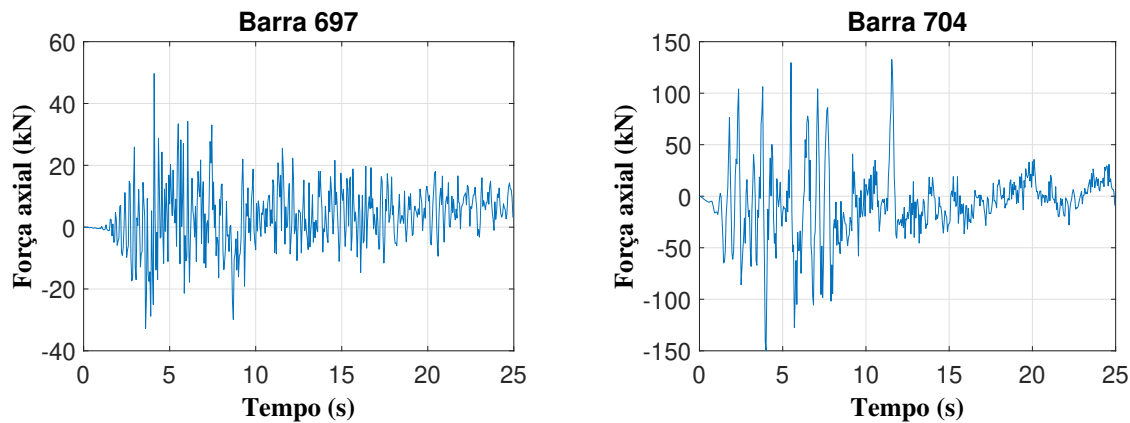


Figura 39 – Força axial - colapso do trecho de LT com 1 torre para PGA de 1,80g - caso longitudinal à LT - cenário (iii)



## 5.2 Sismos reais do Chile

Nesta seção, serão apresentados os resultados para o estudo de caso de sismos reais. Foram utilizadas variáveis aleatórias (VAs) relativas aos valores do módulo de elasticidade ( $E$ ) e tensão de escoamento ( $f_y$ ) para cada torre. Para este estudo, foram utilizados dados de 20 sinais sísmicos ocorridos no Chile, os quais, após serem normalizados, foram



utilizados para 7 níveis de intensidade, totalizando 140 simulações. Tendo sido consideradas 5 torres no trecho de LT, foram gerados 700 valores de  $E$  e 700 valores de  $f_y$ . A Figura 40 ilustra a densidade de probabilidade das amostras (PDF, do inglês *Probability Density Function*) o que caracteriza a probabilidade de cada valor aparecer, enquanto a Figura 41 ilustra a função de distribuição acumulada de probabilidade (CDF, do inglês *Cumulative Distribution Function*) para  $E$  e  $f_y$ , o que caracteriza a probabilidade de cada valor não ser excedido.

Figura 40 – PDF - Densidade de probabilidade para  $E$  e  $f_y$

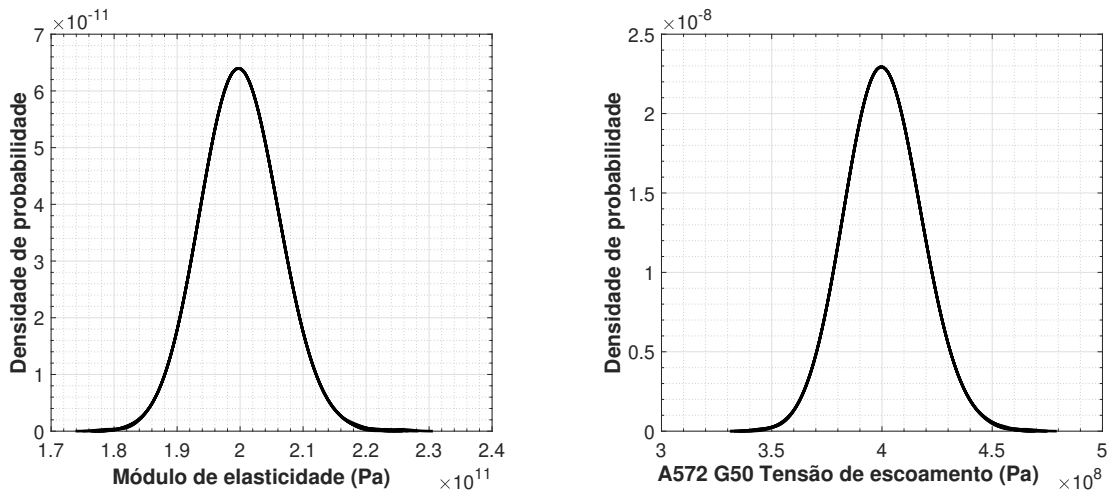
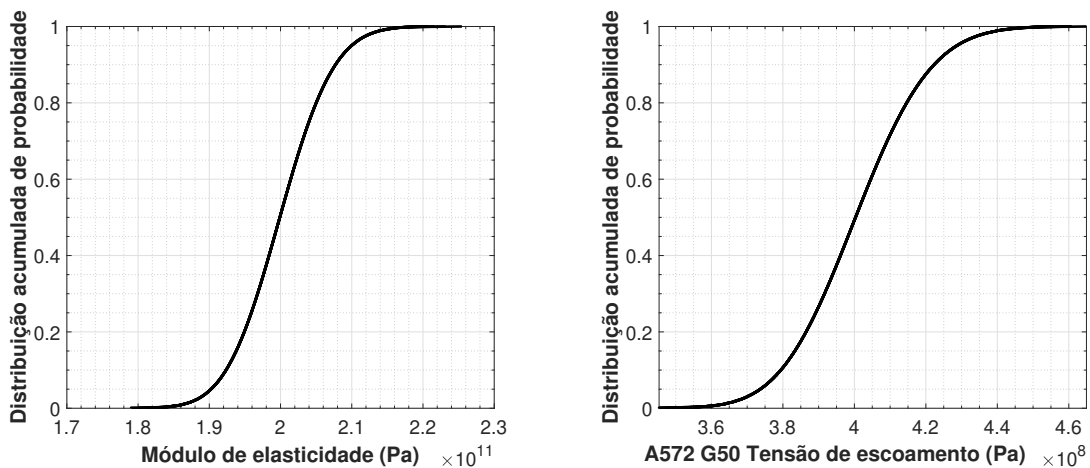


Figura 41 – CDF - Distribuição acumulada de probabilidade para  $E$  e  $f_y$



Segundo Reddy (2011), uma variável aleatória (VA) é uma descrição numérica do resultado de um experimento, cujo valor depende do acaso, ou seja, o resultado não é totalmente previsível, como por exemplo, lançamento de dados de seis faces. Como dados aleatórios são indeterminados, para lidar com isto, uma longa sequência de dados em conjunto revela uma estabilidade que pode servir de base para previsões razoavelmente precisas. O método do Hipercubo Latino (LHS, do inglês *Latin Hypercube Sampling*),

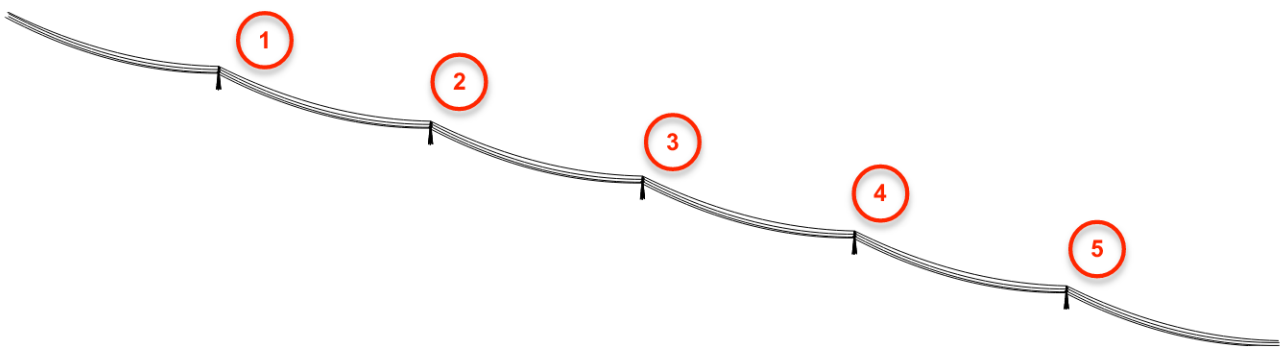
utilizado neste trabalho para gerar as amostras, busca realizar a amostragem de variáveis aleatórias a partir de uma estratificação, que consiste em dividir o domínio de uma dada distribuição em intervalos de igual probabilidade e elege apenas uma amostra aleatória de cada estratificação.

O módulo de elasticidade ( $E$ ) para aço estrutural comumente apresenta baixa variabilidade. Assim, seguindo Graubner & Brehn (2011), um valor médio de  $200GPa$ , coeficiente de variação de 3% e distribuição lognormal são adotadas.

CIGRÉ (2009) apresenta dados experimentais de perfis cantoneira de aço A572-G50 empregados em TLTs brasileiras. Para a tensão de escoamento ( $f_y$ ), a média adotada é  $400,7MPa$  e o coeficiente de variação é 4,18%, os mesmos parâmetros usados por Alves (2022). Para  $f_y$ , é adotada a distribuição lognormal, modelo de probabilidade considerado em Menezes & Silve (2000).

Para este caso foi respeitada a proporção tridimensional dos eventos, considerando a maior intensidade do plano na direção ortogonal a linha. Nesta seção é apresentado o resultado para o estudo de caso de sismos reais tendo sido considerado 20 acelerogramas de terremotos reais ocorridos na região do Chile, obtidos através do banco de dados DIC (2005). A Figura 42 ilustra o trecho de LT com 5 torres utilizado para este estudo de caso. Os resultados para o presente estudo de caso são apresentados através das tabelas 10 e 11 e figuras 43 a 47.

Figura 42 – Perspectiva do trecho de LT com 5 torres



Danos significativos são verificados nos membros internos da perna, compatíveis com a descrição apresentada na literatura para faixa de PGAs baixos como apresentado na Tabela 10 e também com os observados nos relatórios de terremoto de Liu *et al.* (2017).

Tabela 10 – Probabilidades de falha condicional da simulação: Modelo de trecho de TL com 5 torres completo

| PGA   | Estado limite de serviço | Estado limite de controle de danos | Estado limite último |
|-------|--------------------------|------------------------------------|----------------------|
| 0,50g | 9/20                     | 4/20                               | 0/20                 |
| 0,60g | 13/20                    | 7/20                               | 0/20                 |
| 0,70g | 17/20                    | 12/20                              | 0/20                 |
| 0,85g | 19/20                    | 15/20                              | 2/20                 |
| 1,20g | 20/20                    | 19/20                              | 4/20                 |
| 1,50g | 20/20                    | 20/20                              | 10/20                |
| 1,70g | 20/20                    | 20/20                              | 14/20                |

Figura 43 – Curva de fragilidade para o caso de sismos reais

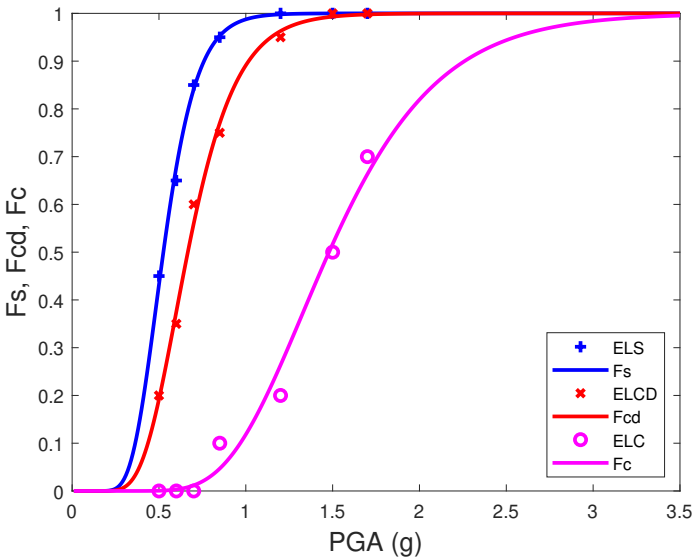


Tabela 11 – Estimativa da taxa anual de falha para o estudo de caso do Chile

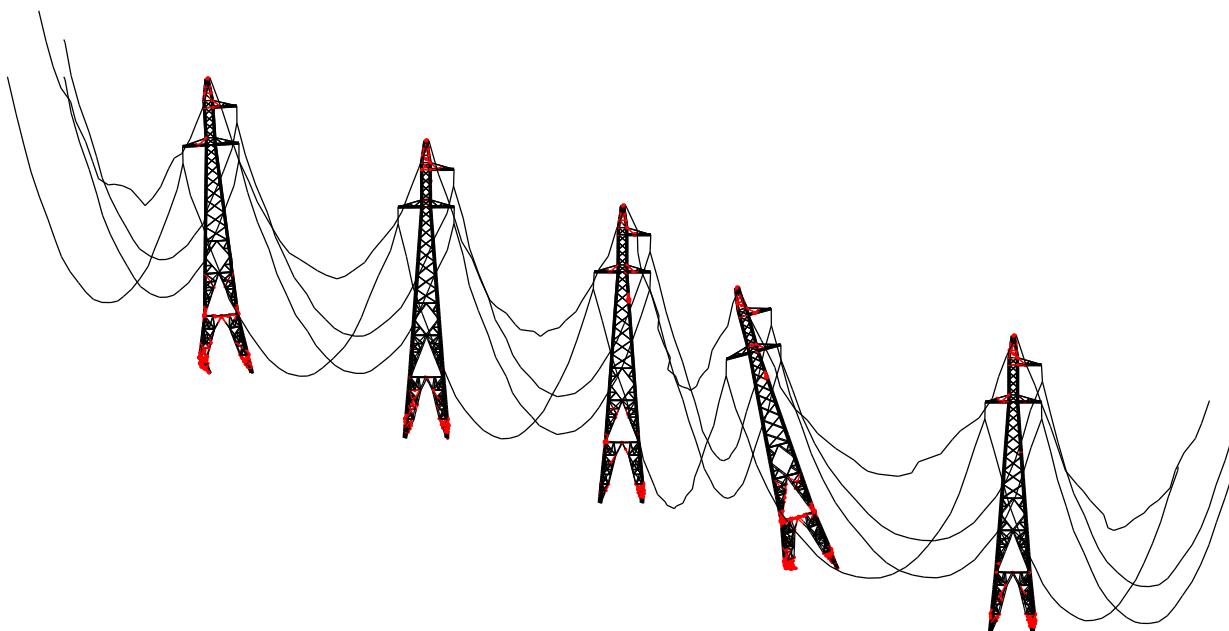
| Níveis de desempenho (Priestlay, 2007)               | Estado limite de serviço                      | Estado limite de controle de danos    | Estado limite ultimo                 |
|------------------------------------------------------|-----------------------------------------------|---------------------------------------|--------------------------------------|
| Níveis de desempenho (Vision, 2000)                  | Totalmente operacional $\lambda_S \leq 0,023$ | Operacional $\lambda_{CD} \leq 0,014$ | Quase colapso $\lambda_C \leq 0,001$ |
| Falha anual ( $\lambda_{EL}$ ) para Santiago         | 0,002689                                      | 0,001567                              | 0,000128                             |
| Falha anual ( $\lambda_{EL}$ ) para o norte do Chile | 0,014257                                      | 0,010514                              | 0,002370                             |

A Tabela 11 apresenta as estimativas para taxa anual de falha referente ao presente estudo de caso de sismos reais no Chile. Ao comparar os resultados com os valores da literatura presentes na Tabela 5, nota-se que, para os estados limites de serviço e de

controle de dano, o presente estudo expõe valores maiores. Contudo, para o estado limite último, são valores menores, todavia próximos, o que corrobora para a validação do modelo mecânico utilizado. Os resultados indicam forte dependência do local em que a LT está situada.

Em Santiago, as estimativas de taxa anual de falha para os três estados limites são inferiores aos valores-alvo da Vision (2000). No entanto, para o norte do Chile, a taxa de falha para o estado limite de quase colapso excede o valor alvo recomendado da Vision (2000). Por outro lado, os estados limites de serviço e controle de danos apresentaram estimativas de taxa anual de falha inferiores aos valores-alvo da Vision (2000).

Figura 44 – Colapso do trecho de LT com 5 torres



A Figura 44 ilustra o colapso do trecho de LT relativo ao terremoto ocorrido no ano de 1985, em San Isidro, Valparaíso, no Chile. A simulação é referente à intensidade de  $1,70g$  e o colapso ocorreu aos 28 segundos quando o tempo total do abalo sísmico seria de 100 segundos.

Os níveis de desempenho sísmico de Vision (2000) e de Priestley (2007) estão associados a códigos de construção de edifícios e os custos de reparo são bastante diferentes dos custos para LTs. Portanto, para atingir o estado limite de controle de danos, esses custos (incluindo o relacionado à interrupção do fornecimento de energia) devem ser avaliados em conexão com o procedimento de manutenção necessário para encontrar o equilíbrio mais econômico (especialmente para suportes e linhas com algum papel crítico na rede de transmissão). De fato, os estados limites de controle de danos devem ser mais investigados. Conforme discutido no Capítulo 2, a abordagem IEC 60826 (2017) apenas

estabelece um estado limite de serviço (para cargas de vento e gelo), ignorando estados limites associados a custos de reparo.

As figuras 45 e 47 ilustram os gráficos de força axial referente às barras selecionadas (consulte Figura 23). A Figura 46 ilustra o deslocamento no nó do topo da torre 4, (consulte Figura 42) pertinentes à mesma simulação de colapso da Figura 44, tocante à torre em pior estado.

Figura 45 – Força axial - colapso do trecho de LT com 5 torres

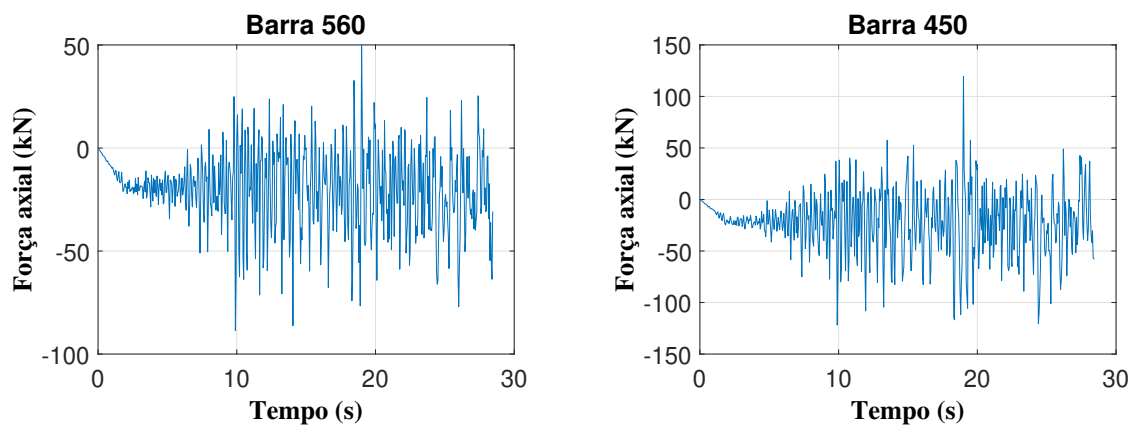


Figura 46 – Deslocamento no topo da torre - colapso do trecho de LT com 5 torres

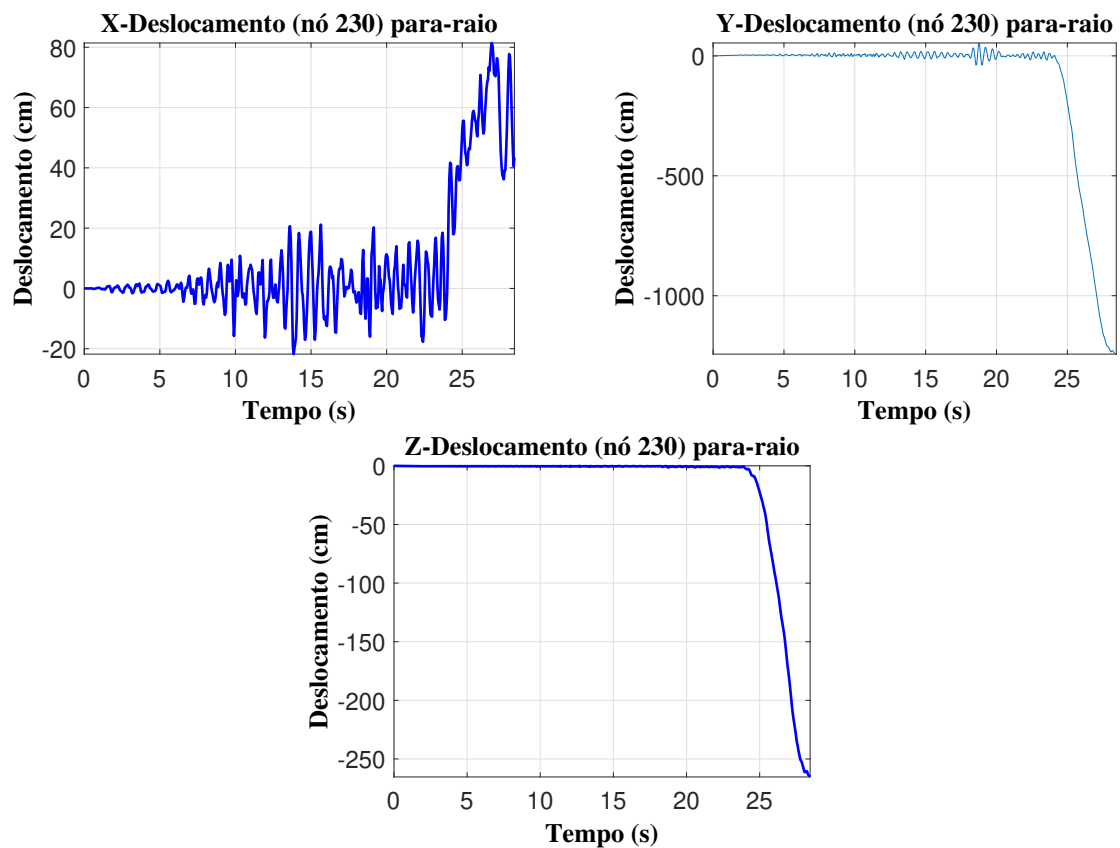
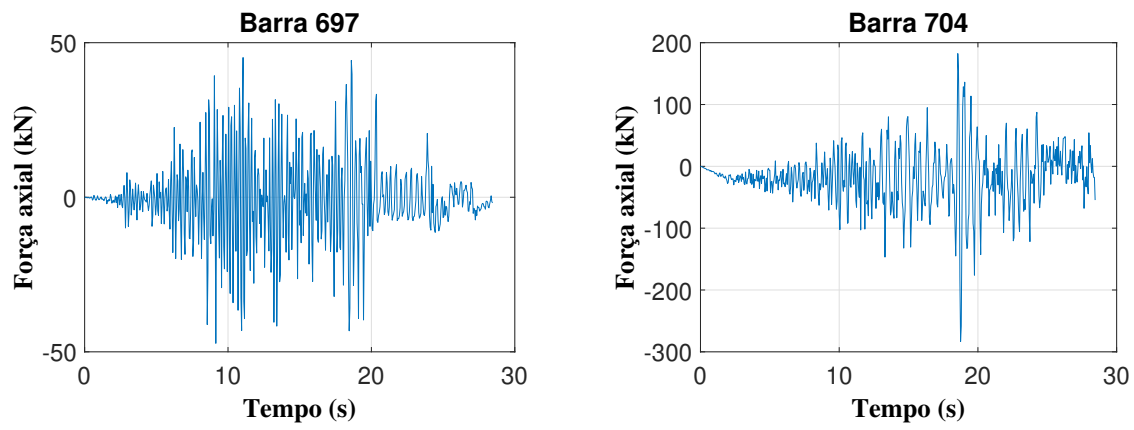


Figura 47 – Força axial - colapso do trecho de LT com 5 torres



## 6 Conclusão

A prática atual de projeto para TLTs típicas de altura média é baseada nos estados limites últimos e de serviço, considerando cargas de vento e gelo. Conforme apresentado nesta pesquisa, essas torres podem estar sujeitas a danos significativos por ações sísmicas, se localizadas em zonas sísmicas como o norte do Chile. Esta observação é o principal resultado de uma avaliação da engenharia sísmica baseada em desempenho (PBEE) para a TLT típica chilena de 230 *kV* considerada neste estudo e projetada de acordo com a IEC 60826 (2017) para pressões de vento distintas.

Um esquema compacto dinâmico não linear usando o método de integração de diferenças finitas centrais foi empregado. Esta ferramenta numérica leva em conta as não linearidades geométricas e físicas. Assim, a formulação pode capturar a flambagem torcional por flexão (uma instabilidade típica dos perfis cantoneira), e representar a excentricidade das conexões e a orientação do ângulo do perfil. Além disso, um passo de tempo adaptativo é adotado para reduzir o tempo computacional necessário. Em seguida, foram realizadas análises por séries temporais no modelo mecânico com diferentes níveis de complexidade.

O estudo inicial incluiu três cenários distintos para o trecho de LT, objetivando analisar a direção crítica em que o sinal sísmico é aplicado. Foi constatado que o trecho de LT submetido a movimentações do solo unicamente em cada direção sofre piores danos na direção ortogonal, levando a conclusão de que na direção longitudinal os cabos tem efeito de atenuar o efeito sísmico. Um trecho de LT com cinco torres também foi considerado, incluindo na segunda análise variáveis aleatórias para as características de módulo de elasticidade e tensão de escoamento. Para a segunda análise, foram considerados sinais reais ocorridos no Chile. Os métodos para análise utilizados foram coerentes com a literatura.

Em geral, foram observadas probabilidades de ocorrência significativas para os estados limites de serviço, controle de danos e colapso. Relativo ao estudo de caso de sismos reais (seção 5.2), os níveis de danos observados para PGA entre 0,7 *g* e 0,85 *g* foram semelhantes, e em casos até maiores, aos observados nos relatórios do terremoto de Liu *et al.* (2017), que já exigiam manutenção de suporte e substituição de torres. Tal comparação corrobora para a validação do modelo mecânico utilizado.

Em conclusão, nota-se que os efeitos sísmicos são dependentes do local e que as recomendações prescritas na IEC 60826 (2017) e ASCE 74 (2010) não envolvem os efeitos da aceleração do solo.

Tendo em vista recomendações para futuras pesquisas é sugerido que o estado limite de controle de danos seja mais investigado. Os custos de reparo e substituição devem ser avaliados em relação aos relacionados à interrupção do fornecimento de energia para

encontrar um equilíbrio mais econômico ao atingir o estado limite de controle de danos, especialmente para suportes e linhas com algum papel crítico na rede de transmissão.



## Referências

- ABOSHOSHA, H.; ELAWADY, A.; ANSARY, A. E.; DAMATTY, A. E. Review on dynamic and quasi-static buffeting response of transmission lines under synoptic and non-synoptic winds. *Engineering Structures*, Elsevier, v. 112, p. 23–46, 2016.
- AKTAN, A. E.; ELLINGWOOD, B. R.; KEHOE, B. Performance-based engineering of constructed systems. *Journal of structural engineering*, American Society of Civil Engineers, v. 133, n. 3, p. 311–323, 2007.
- ALMINHANA, F.; ALBERMANI, F.; MASON, M. Comparison of responses of guyed and freestanding transmission line towers under conductor breakage loading. *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, World Scientific, v. 15, n. 08, p. 1540023, 2015.
- ALMINHANA, F.; MENEZES, R.; SILVA, J. Ferreira da; KEMPNER, L.; A, H. Dynamic loading effects on overhead lines: Impact on structures. *Paris: CIGRÉ - Conseil International des Grands Réseaux Electriques*, 2020.
- ALMINHANA, F. L. *Cascading collapse of transmission line structures*. Tese (Doutorado) — The University of Queensland, School of Civil Engineering, 2017.
- ALVES, G. P. *Confiabilidade de torre estaiada de transmissão de energia elétrica existente via simulação de colapso e Krigagem*. Dissertação (Mestrado) — Universidade Federal de Santa Catarina. Departamento de engenharia Civil. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2022.
- AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. *ASCE 74: Guidelines for electrical transmission line structural loading*. Virginia, 2010. 219 p.
- AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. *ASCE 10 - Design of latticed steel transmission structures*. Reston, 2015. 75 p.
- AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. *ASCE 7-16: Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures*. Virginia, 2017. 77-240 p.
- ARAI, A. *Estudo comparativo de normas de projetos de estruturas resistentes a sismo*. Dissertação (Mestrado) — Universidade Federal do Rio de Janeiro. Escola Politécnica. Programa de Projeto de Estruturas, 2013.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 5422: Projeto de linhas aéreas de transmissão de energia elétrica*. Rio de Janeiro, 1985. 57 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações*. Rio de Janeiro, 1988. 66 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 15421: Projeto de estruturas resistentes a sismos — procedimento*. Rio de Janeiro, 2006. 26 p.

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 8800*: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008. 237 p.
- AUGUSTI, G.; CIAMPOLI, M. Performance-based design in risk assessment and reduction. *Probabilistic Engineering Mechanics*, Elsevier, v. 23, n. 4, p. 496–508, 2008.
- BAKER, J. W. *Vector-Valued Ground Motion Intensity Measures for Probabilistic Seismic Demand Analysis*. Tese (Doutorado) — The University of Stanford, School of Civil and environmental Engineering, 2005.
- BAKER, J. W. Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis. *Earthquake Spectra*, v. 31, p. 579–599, 2015.
- BATHE, K.-J. *Finite element procedures*. [S.l.]: Klaus-Jurgen Bathe, 2006.
- BECK, A. T.; KOUGIOUMTZOGLOU, I. A.; SANTOS, K. R. dos. Optimal performance-based design of non-linear stochastic dynamical rc structures subject to stationary wind excitation. *Engineering structures*, Elsevier, v. 78, p. 145–153, 2014.
- BRASIL, R.; SILVA, M. *Introdução à dinâmica das estruturas*. 2. ed. São Paulo: Blucher, 2009. 268 p.
- CHEN, W.-F.; HAN, D.-J. *Plasticity for structural engineers*. [S.l.]: J. Ross Publishing, 2007.
- CIGRÉ. Probabilistic design of overhead transmission lines. In: *CIGRÉ Brochure 178*. Paris: [s.n.], 2001.
- CIGRÉ. Influence of the hyperstatic modeling on the behavior of transmission line lattice structures. In: *CIGRÉ Brochure 387*. Paris: [s.n.], 2009.
- DAS, R.; GONZALEZ, G.; LLERA, J. C. de la; SAEZ, E.; SALAZAR, P.; GONZALEZ, J.; MENESES, C. A probabilistic seismic hazard assessment of southern peru and northern chile. *Engineering Geology*, Elsevier, v. 271, p. 105585, 2020.
- DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL UNIVERSIDAD DE CHILE. *Red de cobertura nacional de acelerografos*. Chile, 2021. Disponível em: <<http://www.terremotosuchile.cl/>>.
- DIC, R. E. A. *INFORME PRELIMINAR RED DE ACELEROGRAFOS ZONA NORTE*. Tese (Doutorado) — UNIVERSIDAD DE CHILE, 2005.
- EIDINGER, J. Wenchuan earthquake impact to power systems. In: *TCLEE 2009: Lifeline Earthquake Engineering in a Multihazard Environment*. [S.l.: s.n.], 2009. p. 1–12.
- EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. *Eurocode 8/1998*: Design of structures for earthquake resistance. Bruxelas, 2004. 219 p.
- FANG, S.-J.; ROY, S.; KRAMER, J. Transmission structures. In: WAI-FAH, C. (Ed.). *Structural Engineering Handbook*. Boca Raton: CRC Press LLC, 1999. cap. 15.
- GHOBARAH, A.; AZIZ, T. S.; EL-ATTAR, M. Response of transmission lines to multiple support excitation. *Engineering Structures*, v. 18, p. 936–946, 1996.

- GONTIJO, C. R. *Contribuição à análise e projeto de torres autoportantes de linhas de transmissão*. Dissertação (Mestrado) — Universidade Federal de Minas Gerais, 1994.
- GRAUBNER, C.; BREHN, E. Jcss probabilistic model code part 3: Resistance models. In: *3.2 masonry properties*. [S.l.: s.n.], 2011.
- GUPTA, A. K. *Introdução à Análise dinâmica das estruturas*. 3. ed. Massachusetts: Blackwell Scientific Publications, 1990. 187 p.
- HAJIYEV, N.; ABDIMOMYNOVA, A.; TRUKHAN, D. Global and local aspects of world energy consumption: forecast and risks. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Energy*, Thomas Telford Ltd, p. 1–32, 2022.
- HIRANO, M. Y. Event report chi-chi taiwan earthquake. In: *Event report Chi-Chi Taiwan earthquake. Technical report 2*. [S.l.: s.n.], 2000.
- HONG KONG PHYSICS WORLD. *Energy power electricity*: Disponível em: [http://www.hk-phy.org/energy/power/elect\\_is03\\_e.html](http://www.hk-phy.org/energy/power/elect_is03_e.html), acesso em: 19 jun. 2021. [S.l.], 2000.
- INSTITUTO NACIONAL DE NORMALIZACIÓN. *NCh 2369/2003*: Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales. Chile, 2003.
- INSTITUTO NACIONAL DE NORMALIZACIÓN. *NCh 433/1996*: Diseño sísmico de edificios. Chile, 2009. 43 p.
- INTERNATIONAL ELECTROTECHNICAL COMMISSION. *IEC 60826*: Design criteria of overhead transmission lines. Genebra, 2017. 243 p.
- JENNINGS, P. C.; HOUSNER, G. W.; TSAI, N. C. Simulated earthquake motions: A report on reasearch conducted under a grant from the national science foundation. *California Institute of Technology. Earthquake Engineering Research Laboratory*, Pasadena, p. 22, 1968.
- KAMINSKI-JR, J. *Incertezas de modelo na análise de torres metálicas treliçadas de linhas de transmissão*. Tese (Doutorado) — Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2007.
- KITIPORNCHAI, S.; CHAN, S. L. Nonlinear finite element analysis of angle and tee beam-columns. *Journal of Structural Engineering*, American Society of Civil Engineers, v. 113, n. 4, p. 721–739, 1987.
- KWASINSKI, A.; EIDINGER, J.; TANG, A.; TUDO-BORNAREL, C. Performance of electric power systems in the 2010–2011 christchurch, new zealand, earthquake sequence. *Earthquake Spectra*, SAGE Publications Sage UK: London, England, v. 30, n. 1, p. 205–230, 2014.
- LABEGALINI, P. R.; LABEGALINI, J. A.; FUCHS, R. D.; ALMEIDA, M. T. de. *Projetos mecânicos das linhas aéreas de transmissão*. 2. ed. São Paulo: Edgard Blücher Ltda, 1992. 528 p.
- LEYTON, F.; RUIZ, S.; SEPÚLVEDA, S. Preliminary re-evaluation of probabilistic seismic hazard assessment in chile: from arica to taitao peninsula. *Advances in Geosciences*, Copernicus GmbH, v. 22, p. 147–153, 2009.

- LI, H. N.; SHI, W. L.; WANG, G. X.; JIA, L. G. Simplified models and experimental verification for coupled transmission tower-line system to seismic excitations. *Journal of Sound and Vibration*, v. 3, p. 569–585, 2005.
- LI, J.-X.; MCCLURE, G.; WANG, S.-H. Ensuring the structural safety of overhead transmission lines by design. *Journal of Aerospace Engineering*, v. 34, p. 04021010, 2021.
- LI, Z.; KOTRONIS, P.; WU, H. Simplified approaches for arias intensity correction of synthetic accelerograms. *Bulletin of Earthquake Engineering*, v. 15, n. 10, p. 4067–4087, 2017.
- LIU, Y.; NAIR, N.-K.; RENTON, A.; WILSON, S. Impact of the kaikōura earthquake on the electrical power system infrastructure. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, v. 50, n. 2, p. 300–305, 2017.
- MARQUES, S. P. C. Análise não linear física e geométrica de pórticos espaciais. 1990.
- MEDINA, F.; HARMSSEN, S.; BARRIENTOS, S. Probabilistic seismic hazard analysis for chile. In: *16th World Conf. on Earthquake Engineering*. [S.l.: s.n.], 2017.
- MENEZES, R. C. R. d. *Estudos de confiabilidade de linhas de transmissão submetidas à ação do vento*. Dissertação (Mestrado) — Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia. Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 1988.
- MENEZES, R. C. R. de; SILVE, J. B. G. F. da. On the variability of mechanical properties of materials for thansmission line steel towers. In: *Electra*, n. 189. On behalf of WG08. [S.l.: s.n.], 2000.
- MIGUEL, L. *Análise Dinâmica de Estruturas*. [S.l.], 2020.
- MIGUEL, L. F. F.; ALMINHANA, F.; BECK, A. T. Performance based assessment of transmission lines to seismic events. *Engineering Structures*, Elsevier, v. 249, p. 113298, 2021.
- ONS. 2019. Disponível em: <[http://www.ons.org.br/PublishingImages/paginas/Setembro2019\\_Mapa%20Sistema%20de%20Transmissao.jpg](http://www.ons.org.br/PublishingImages/paginas/Setembro2019_Mapa%20Sistema%20de%20Transmissao.jpg)>.
- PAN, H.; TIAN, L.; FU, X.; LI, H. Sensitivities of the seismic response and fragility estimate of a transmission tower to structural and ground motion uncertainties. *Journal of Constructional Steel Research*, v. 167, p. 105941, 2020.
- PETERSEN, M. D.; HARMSSEN, S. C.; JAISWAL, K. S.; RUKSTALES, K. S.; LUCO, N.; HALLER, K. M.; MUELLER, C. S.; SHUMWAY, A. M. Seismic hazard, risk, and design for south americaseismic hazard, risk, and design for south america. *Bulletin of the Seismological Society of America*, GeoScienceWorld, v. 108, n. 2, p. 781–800, 2018.
- PRIESTLEY. Direct displacement-based seismic design of structures. In: CITESEER. *NZSEE conference*. [S.l.], 2007. p. 1–23.
- REDDY, T. A. *Applied data analysis and modeling for energy engineers and scientists*. [S.l.]: Springer Science & Business Media, 2011.
- RIERA, J.; MENEZES, R.; DASILVA, V. Evaluation of the probability distribution of the strength of transmission line steel towers based on tower test results. In: *CIGRE*. Paris, French: [s.n.], 1990. p. 22–305.

- ROMAN, R. R. *Simulação numérica de ensaio de protótipo em torres de linha de transmissão*. Dissertação (Mestrado) — Universidade Federal de Santa Catarina. Departamento de engenharia Civil. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2019.
- SANDAGE, K. M. *A probabilistic analysis for transmission line structures*. Dissertação (Mestrado) — Iowa State University, 1993.
- SHINOZUKA, M. The hanshin-awaji earthquake of january 17, 1995 performance of lifelines. In: *The hanshin-awaji earthquake of January 17, 1995 performance of lifelines*. [S.l.: s.n.], 1995. p. 225–225.
- SORIANO, H. L. *Introdução à dinâmica das estruturas*. 1. ed. Rio de Janeiro: Elsevier Editora Ltda, 2014. 464 p.
- SOUZA, R. R. *Efeito do deslizamento de ligações parafusadas em torres de linha de transmissão: recomendações de projeto e otimização topológica*. Tese (Doutorado) — Universidade Federal de Santa Catarina. Departamento de engenharia Civil. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2020.
- SOUZA, R. R. de. *A procedure for the size, shape and topology optimization of transmission line towers*. Dissertação (Mestrado) — Universidade Federal de Santa Catarina, 2016.
- THE INSTITUTE OF ELECTRICAL AND ELECTRONICS ENGINEERS. *IEEE NESC C2*. New York, 2017. 361 p.
- TIAN, L.; GAI, X.; QU, B.; LI, H.; ZHANG, P. Influence of spatial variation of ground motions on dynamic responses of supporting towers of overhead electricity transmission systems: An experimental study. *Engineering Structures*, v. 128, p. 67–81, 2016.
- TIAN, L.; LI, H.; LIU, G. Seismic response of power transmission tower-line system subjected to spatially varying ground motions. *Mathematical Problems in Engineering*, 2010.
- TIAN, L.; MA, R.; QU, B. Influence of different criteria for selecting ground motions compatible with ieee 693 required response spectrum on seismic performance assessment of electricity transmission towers. *Engineering Structures*, Elsevier, v. 156, p. 337–350, 2018.
- TIAN, L.; PAN, H.; MA, R. Probabilistic seismic demand model and fragility analysis of transmission tower subjected to near-field ground motions. *Journal of Constructional Steel Research*, v. 156, p. 266–275, 2019.
- TIAN, L.; WANG, W.; MA, R.; WANG, L. Progressive collapse analysis of power transmission tower under earthquake excitation. *The Open Civil Engineering Journal*, v. 7, p. 164–169, 2013.
- TRANSELEC S.A. *ETG A.0.21: Solicitaciones sísmicas sobre estructuras y fundaciones de subestaciones*. Chile, 2018. 14 p.
- US GEOLOGICAL SURVEY USGS. *Center for engineering strong motion data CESMD*. California, 2021. Disponível em: <<http://www.strongmotioncenter.org>>.
- VAMVATSIKOS, D. Performing incremental dynamic analysis in parallel. *Computers and Structures*, v. 89, n. 1-2, p. 170–180, 2011.

- VAMVATSIKOS, D.; CORNELL, C. A. Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, v. 31, p. 491–514, 2002.
- VANMARCKE, E. H.; GASPARINI, D. A. Simulated earthquake ground motions. *Massachusetts Institute of Technology, department of civil engineering*, Cambridge, p. 12, 1976.
- VELASCO, G. D. N.; LIMA, A. M. L. P.; COUTO, H. T. Z. do. Análise comparativa dos custos de diferentes redes de distribuição de energia elétrica no contexto da arborização urbana. *Revista Árvore*, v. 30, p. 679–686, 2006.
- VISION. Performance based seismic engineering of buildings. *Structural Engineers Association of California (SEAOC)*, 2000.
- WONG, M. B. *Plastic analysis and design of steel structures*. [S.l.]: Butterworth-Heinemann, 2011.
- ZHENG, H. D.; FAN, J. Analysis of the progressive collapse of space truss structures during earthquakes based on a physical theory hysteretic model. *Thin-Walled Structures*, v. 123, p. 70–81, 2018.
- ZHENG, H. D.; FAN, J.; LONG, X. H. Analysis of the seismic collapse of a high-rise power transmission tower structure. *Journal of Constructional Steel Research*, v. 134, p. 180–193, 2017.

## Apêndices





# APÊNDICE A – Matrizes de rigidez elástica e geométrica

As matrizes elásticas  $\mathbf{K}_L$  12x12 e rigidez geométrica  $\mathbf{K}_G$  são dadas em Eq. A.3 e Eq. A.4, respectivamente. Os elementos correspondentes aos dofs  $\theta_{x1}$  e  $\theta_{x2}$  na matriz de rigidez geométrica, Eq. A.4 linhas 4 e 10, foram suprimidos para fins de representação. Eles podem ser obtidos assumindo  $K_{ij} = K_{ji}$  para  $i \neq j$ , pois ambas as matrizes são simétricas, enquanto os elementos  $K_{4,4}$ ,  $K_{10,10}$  e  $K_{4,10} = K_{10,4}$  são dados em Eq. A.1a abaixo.

$$K_{4,4} = \frac{Pr_1^2}{L} + \frac{\beta_z(M_{z1} - M_{z2})}{2L} - \frac{\beta_y(M_{y1} - M_{y2})}{2L} \quad (\text{A.1a})$$

$$K_{4,10} = -\frac{2Pr_1^2}{L} + \frac{\beta_z(-M_{z1} + M_{z2})}{2L} + \frac{\beta_y(M_{y1} - M_{y2})}{2L} \quad (\text{A.1b})$$

$$K_{10,10} = \frac{Pr_1^2}{L} + \frac{\beta_z(M_{z1} - M_{z2})}{2L} + \frac{\beta_y(-M_{y1} + M_{y2})}{2L} \quad (\text{A.1c})$$

onde  $\beta_y$ ,  $\beta_z$  e  $r_1$  são propriedades de seção transversal dadas por:

$$\beta_y = \int_A (\bar{z}^3 + \bar{z}^2 \bar{y}) A + 2z_o \quad (\text{A.2a})$$

$$\beta_z = \int_A (\bar{y}^3 + \bar{y}^2 \bar{z}) A + 2y_o \quad (\text{A.2b})$$

$$r_1 = \int_A (y^2 + z^2) A \quad (\text{A.2c})$$

A notação adotada para os elementos das matrizes  $\mathbf{K}_L$  e  $\mathbf{K}_G$  está listada a seguir.

|                                |                                                                              |
|--------------------------------|------------------------------------------------------------------------------|
| $\theta_x, \theta_y, \theta_z$ | Rotações sobre os eixos $x$ , $y$ e $z$ ;                                    |
| $A$                            | Área de seção transversal;                                                   |
| $E$                            | Módulo de Elasticidade;                                                      |
| $G$                            | Módulo de elasticidade transversal;                                          |
| $I_y, I_z$                     | Menor e maior momentos de inércia dos eixos principais;                      |
| $J$                            | Constante de torção da seção;                                                |
| $L$                            | Comprimento do elemento;                                                     |
| $M_y, M_z$                     | Momentos em relação aos eixos principais;                                    |
| $P$                            | Força axial;                                                                 |
| $u$                            | Deslocamento axial do elemento ao longo do eixo centroidal;                  |
| $v, w$                         | Deslocamentos do centro de cisalhamento do elemento nas direções $y$ e $z$ ; |

$V_y, V_z$ Forças cortantes nas direções  $y$  e  $z$ ; $y_o, z_o$ 

Coordenadas do centroide relativas ao centro de cisalhamento.

(A.3)

$$\mathbf{K}_L = \begin{matrix} GDL & u_1 & v_1 & w_1 & \theta_{x1} & \theta_{y1} & \theta_{z1} & u_2 & v_2 & w_2 & \theta_{x2} & \theta_{y2} & \theta_{z2} \\ \begin{matrix} u_1 \\ v_1 \\ w_1 \\ \theta_{x1} \\ \theta_{y1} \\ \theta_{z1} \\ u_2 \\ v_2 \\ w_2 \\ \theta_{x2} \\ \theta_{y2} \\ \theta_{z2} \end{matrix} & \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI_z}{L^3} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI_z}{L^2} & 0 & 0 & -\frac{12EI_z}{L^3} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI_z}{L^2} \\ 0 & 0 & \frac{12EI_y}{L^3} & 0 & -\frac{6EI_y}{L^2} & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{12EI_y}{L^3} & 0 & -\frac{6EI_y}{L^2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{GJ}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{GJ}{L} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{6EI_y}{L^2} & 0 & \frac{4EI_y}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI_y}{L^2} & 0 & \frac{2EI_y}{L} & 0 \\ 0 & \frac{6EI_z}{L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{4EI_z}{L} & 0 & 0 & -\frac{6EI_z}{L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{2EI_z}{L} \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI_z}{L^3} & 0 & 0 & 0 & -\frac{6EI_z}{L^2} & 0 & 0 & \frac{12EI_z}{L^3} & 0 & 0 & 0 & -\frac{6EI_z}{L^2} \\ 0 & 0 & -\frac{12EI_y}{L^3} & 0 & \frac{6EI_y}{L^2} & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{12EI_y}{L^3} & 0 & -\frac{6EI_y}{L^2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\frac{GJ}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{GJ}{L} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{6EI_y}{L^2} & 0 & \frac{2EI_y}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI_y}{L^2} & 0 & \frac{4EI_y}{L} & 0 \\ 0 & \frac{6EI_z}{L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{2EI_z}{L} & 0 & 0 & -\frac{6EI_z}{L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{4EI_z}{L} \end{bmatrix} \end{matrix}$$

$$\mathbf{K}_G = \begin{bmatrix}
GDL & u_1 & v_1 & w_1 & \theta_{x1} & \theta_{y1} & \theta_{z1} & u_2 & v_2 & w_2 & \theta_{x2} & \theta_{y2} & \theta_{z2} \\
u_1 & 0 & -\frac{F_y}{L} & -\frac{F_z}{L} & 0 & 0 & 0 & -\frac{F_y}{L} & \frac{F_y}{L} & \frac{F_z}{L} & 0 & 0 & 0 \\
v_1 & -\frac{F_y}{L} & \frac{6F_x}{5L} & 0 & -\frac{2F_x z_0 + M_{y1} - M_{y2}}{2L} + \frac{F_z}{2} & 0 & \frac{F_x}{10} & \frac{F_y}{L} & -\frac{6F_x}{5L} & 0 & \frac{2F_x z_0 - M_{y1} + M_{y2}}{2L} + \frac{F_z}{2} & 0 & \frac{F_x}{10} \\
w_1 & -\frac{F_z}{L} & 0 & \frac{6F_x}{5L} & \frac{2F_x y_0 + M_{z1} - M_{z2}}{2L} - \frac{F_y}{2} & -\frac{F_x}{10} & 0 & \frac{F_z}{L} & 0 & -\frac{6F_x}{5L} & -\frac{2F_x y_0 - M_{z1} + M_{z2}}{2L} - \frac{F_y}{2} & -\frac{F_x}{10} & 0 \\
\theta_{x1} & 0 & K_{4,2} & K_{4,3} & K_{4,4} & K_{4,5} & K_{4,6} & 0 & K_{4,8} & K_{4,9} & K_{4,10} & K_{4,11} & K_{4,12} \\
\theta_{y1} & 0 & 0 & -\frac{F_x}{10} & \frac{M_{z1} + M_{z2} - F_y L}{12} & \frac{2F_x L}{15} & 0 & 0 & 0 & \frac{F_x}{10} & -\frac{M_{z1} - M_{z2} + F_y L}{12} & -\frac{F_x L}{30} & 0 \\
\theta_{z1} & 0 & \frac{F_x}{10} & 0 & -\frac{M_{y1} + M_{y2} + F_z L}{12} & 0 & \frac{2F_x L}{15} & 0 & -\frac{F_x}{10} & 0 & \frac{M_{y1} + M_{y2} + F_z L}{12} & 0 & -\frac{F_x L}{30} \\
u_2 & 0 & \frac{F_y}{L} & \frac{F_z}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{F_y}{L} & -\frac{F_z}{L} & 0 & 0 & 0 \\
v_2 & \frac{F_y}{L} & -\frac{6F_x}{5L} & 0 & \frac{2F_x z_0 - M_{y1} + M_{y2}}{2L} - \frac{F_z}{2} & 0 & -\frac{F_x}{10} & -\frac{F_y}{L} & \frac{6F_x}{5L} & 0 & -\frac{2F_x z_0 + M_{y1} - M_{y2}}{2L} - \frac{F_z}{2} & 0 & -\frac{F_x}{10} \\
w_2 & \frac{F_z}{L} & 0 & -\frac{6F_x}{5L} & -\frac{2F_x y_0 + M_{z1} - M_{z2}}{2L} + \frac{F_y}{2} & \frac{F_x}{10} & 0 & -\frac{F_z}{L} & 0 & \frac{6F_x}{5L} & \frac{2F_x y_0 + M_{z1} - M_{z2}}{2L} + \frac{F_y}{2} & \frac{F_x}{10} & 0 \\
\theta_{x2} & 0 & K_{10,2} & K_{10,3} & K_{10,4} & K_{10,5} & K_{10,6} & 0 & K_{10,8} & K_{10,9} & K_{10,10} & K_{10,11} & K_{10,12} \\
\theta_{y2} & 0 & 0 & -\frac{F_x}{10} & -\frac{M_{z1} + M_{z2} + F_y L}{12} & -\frac{F_x L}{30} & 0 & 0 & 0 & \frac{F_x}{10} & \frac{M_{z1} + M_{z2} + F_y L}{12} & \frac{2F_x L}{15} & 0 \\
\theta_{z2} & 0 & \frac{F_x}{10} & 0 & \frac{M_{y1} + M_{y2} + F_z L}{12} & 0 & -\frac{F_x L}{30} & 0 & -\frac{F_x}{10} & 0 & -\frac{M_{y1} - M_{y2} - F_z L}{12} & 0 & \frac{2F_x L}{15}
\end{bmatrix}$$

(A.4)

# APÊNDICE B – Planta da torre de LT de 230 kV

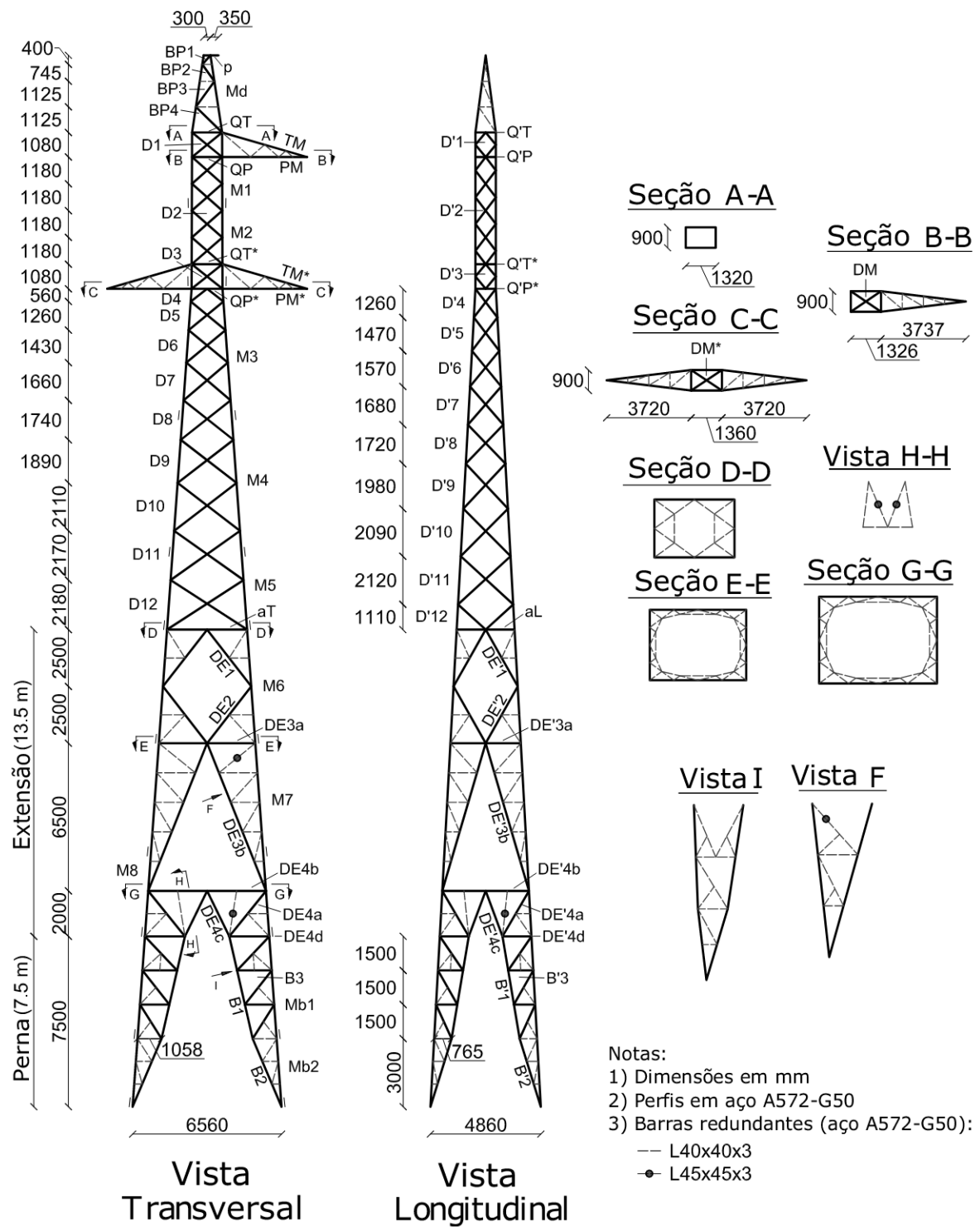


Tabela 13 – Perfis da torre de LT de 230 kV

| Grupo | Perfil (mm) |
|-------|-------------|
| BP1   | L40x40x3    |
| BP2   | L40x40x3    |
| BP3   | L40x40x3    |
| BP4   | L40x40x3    |
| Md    | L50x50x4    |
| TM    | L50x50x3    |
| PM    | L60x60x5    |
| DM1   | L40x40x3    |
| DM2   | L40x40x3    |
| M1    | L60x60x4    |
| M2    | L60x60x4    |
| QT    | L40x40x3    |
| QP    | L60x60x4    |
| QT*   | L40x40x3    |
| QP*   | L60x60x4    |
| Q'T   | L50x50x3    |
| Q'P   | L50x50x3    |
| Q'T*  | L40x40x3    |
| Q'P*  | L40x40x3    |
| D1    | L45x45x3    |
| D2    | L45x45x3    |
| D3    | L45x45x3    |
| D'1   | L40x40x3    |
| D'2   | L45x45x3    |
| D'3   | L40x40x3    |
| M4    | L75x75x5    |
| M5    | L75x75x5    |
| M6    | L75x75x5    |
| M7    | L75x75x5    |
| M8    | L75x75x6    |
| D4    | L45x45x3    |
| D5    | L45x45x3    |
| D6    | L50x50x3    |
| D7    | L50x50x3    |
| D8    | L60x60x4    |
| D9    | L50x50x3    |
| D10   | L50x50x3    |
| D11   | L60x60x4    |
| D12   | L50x50x3    |
| DE1   | L65x65x4    |
| DE2   | L65x65x4    |
| DE3   | L65x65x4    |
| DE4a  | L50x50x3    |
| DE4b  | L50x50x3    |
| DE4c  | L65x65x5    |
| DE4d  | L65x65x5    |
| Mb    | L50x50x4    |
| B     | L65x65x4    |