

Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Escola de Engenharia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

ANÁLISE DINÂMICA DE PONTES RODOVIÁRIAS TÍPICAS SOB AÇÃO SÍSMICA

José Aragão da Silva Filho

Porto Alegre
2024

JOSÉ ARAGÃO DA SILVA FILHO

**ANÁLISE DINÂMICA DE PONTES RODOVIÁRIAS TÍPICAS
SOB AÇÃO SÍSMICA**

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia.

Porto Alegre
2024

CIP - Catalogação na Publicação

Silva Filho, José Aragão da
Análise dinâmica de pontes rodoviárias típicas sob
ação sísmica / José Aragão da Silva Filho. -- 2024.
197 f.
Orientadora: Leticia Fleck Fadel Miguel.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal do
Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de
Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre,
BR-RS, 2024.

1. Análise sísmica. 2. Pontes de concreto armado.
3. Análise dinâmica não linear. I. Miguel, Leticia
Fleck Fadel, orient. II. Título.

JOSÉ ARAGÃO DA SILVA FILHO

**ANÁLISE DINÂMICA DE PONTES RODOVIÁRIAS
TÍPICAS SOB AÇÃO SÍSMICA**

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA, na área de concentração Estruturas, e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 22 de Julho de 2024

Prof. Letícia Fleck Fadel Miguel
Dra. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil
Orientadora

Prof. Nilo Cesar Consoli
Ph.D. pela Concordia University, Canadá
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Esequiel Fernandes Teixeira Mesquita (PPGEC/UFC)
Dr. pela Universidade do Porto, Portugal

Prof. Joaquim Eduardo Mota (DEECC/UFC)
Dr. pela Universidade de São Paulo, Brasil

Prof. Mauro de Vasconcellos Real (PPGEC/UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente à Deus, por todas as vitórias alcançadas e por ter me dado resiliência para que este trabalho fosse possível.

Aos meus pais, José e Jarina, pelo apoio incondicional, por sempre acreditarem em mim e lutarem ao meu lado pela realização dos meus sonhos.

À minha esposa, Layla, pela sua presença e amor diário, me apoiando em todos os momentos, sendo minha companheira do início ao fim e me mostrando que tudo é possível.

Aos meus sogros, Tarcísio e Regina, minha cunhada, Jádía, e minha prima, Duda, por me acolherem e estarem sempre torcendo pelo meu sucesso.

Aos colegas de mestrado, em especial Ígor e Mário, pela companheirismo, pelas conversas e por toda a ajuda durante a realização das disciplinas e da minha pesquisa.

Aos colegas do CEMACOM, Augusto, Mateus, Marcos, Lucas e Luiz, por todo o apoio durante a minha estadia em Porto Alegre, por terem me ajudado no momento em que eu mais precisava.

Aos amigos, Giulia e Vinícius, por terem sido família durante o período que residi em Porto Alegre.

Aos amigos de Sobral e Fortaleza, em especial Samuel, Mislane, Ruann e Isaac, pela presença em todos os momentos, principalmente os mais difíceis, buscando sempre ajudar em tudo que era possível.

Ao professor Audelis, pelas conversas, conhecimento compartilhado e ajuda imprescindível para que esta dissertação fosse possível.

À minha orientadora, professora Letícia, pela confiança na minha capacidade, por todo o auxílio na elaboração da dissertação, pela compreensão com relação a todas as dificuldades enfrentadas nesta fase e por sempre me ajudar a buscar as melhores soluções.

À todos os membros da banca, tanto àqueles que fizeram parte na etapa do seminário quanto aos presentes na defesa final. Em especial, gostaria de agradecer ao professor Joaquim por todos os ensinamentos desde a época da graduação e pela sua gentileza em sempre ajudar.

À UFRGS pelo excelente corpo acadêmico e pela estrutura disponível e à CAPES por ter tornado possível minha dedicação em tempo integral ao mestrado.

Olhe no espelho, abra seu coração,
porque as sementes que você planta são o futuro.

Here in the Now – Angra

RESUMO

SILVA FILHO, J. A. **Análise dinâmica de pontes rodoviárias típicas sob ação sísmica**. 2024. 197p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

O Brasil é considerado um país de baixa sismicidade quando comparado com outros países localizados na América do Sul. Todavia, o risco sísmico não pode ser desprezado porque, após estudos recentes, observou-se regiões com sismicidade moderada no território brasileiro, onde a ação sísmica é relevante. Dentro deste contexto, surge em 2006 a NBR 15421 com o intuito de estabelecer os requisitos necessários para garantir a segurança quanto à estas ações. Embora seja um marco, infelizmente, as pontes ficaram fora do escopo desta norma. Em 2021, a atualização da NBR 7187 fixou os requisitos para estas estruturas que, em conjunto com a atualização da NBR 15421, no ano de 2023, possibilitou a avaliação destas dentro do contexto da análise sísmica. Visa-se com o presente trabalho aplicar os requisitos encontrados na normatização brasileira para verificação da segurança sísmica de pontes de concreto armado no Brasil. Para isto, realiza-se a modelagem e posteriores análises não lineares (com a inclusão da não linearidade física e geométrica) de três pontes de concreto armado, consideradas como estando presentes na principal zona sísmica do Brasil, por meio da aplicação de conceitos de plasticidade e dano devido à predominância deste tipo de comportamento durante eventos sísmicos. Tornou-se necessário, para isto, a modelagem das barras de aço para que o comportamento fosse o mais próximo possível do encontrado na prática. Para as análises realizadas, utiliza-se o método de histórico de acelerações no tempo por meio do software ABAQUS com a utilização de sismos gerados artificialmente. Verificou-se que a aplicação dos registros sísmicos considerados não causaram o colapso das estruturas, mas provocaram uma alta fissuração em todos os casos analisados, com grande degradação do concreto, o que mostra a necessidade da observação deste comportamento em próximas atualizações normativas.

Palavras-chave: *análise sísmica, pontes de concreto armado, análise dinâmica não linear.*

ABSTRACT

SILVA FILHO, J. A. **Dynamic analysis of typical highway bridges under seismic action.** 2024. 197p. Dissertation (Master in Engineering) – Graduate Program in Civil Engineering, Federal University of Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

Brazil is considered a country with low seismicity compared to other countries located in South America. However, the seismic risk cannot be disregarded because, following recent studies, regions with moderate seismicity have been observed in Brazilian territory, where seismic action is relevant. Within this context, NBR 15421 was created in 2006 to establish the requirements to guarantee safety concerning these actions. Although a milestone, bridges were unfortunately left out of the scope of this standard. In 2021, the update of NBR 7187 established the requirements for these structures which, together with the update of NBR 15421 in 2023, made it possible to evaluate them within the context of seismic analysis. This work aims to apply the requirements in Brazilian standards to verify the seismic safety of reinforced concrete bridges in Brazil. To this end, three reinforced concrete bridges, considered to be in Brazil's main seismic zone, were modeled and subsequently subjected to non-linear analysis (including physical and geometric non-linearity) by applying concepts of plasticity and damage due to the predominance of this type of behavior during seismic events. For this, it was necessary to model the steel bars so that their behavior was as close as possible to that found in practice. For the analyses carried out, the time history of accelerations method was used through the ABAQUS software with the use of artificially generated earthquakes. It was found that the application of the seismic records considered did not cause the structures to collapse, but caused high cracking in all the cases analyzed, with great degradation of the concrete, which shows the need to observe this behavior in future normative updates.

Keywords: *seismic analysis, reinforced concrete bridges, non-linear dynamic analysis.*

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Risco sísmico no Brasil segundo o Global Seismic Hazard Maps (GSHAP, 1999)	29
Figura 2.1 – Aproximação da força resistente por meio da iteração de Newton-Raphson (CHOPRA, 2016, p. 185)	35
Figura 2.2 – Diminuição do resíduo por meio da iteração de Newton-Raphson (CHOPRA, 2016, p. 185)	36
Figura 2.3 – Comportamento de um metal sob carga monotônica (BITTENCOURT, 2022, p. 3)	37
Figura 2.4 – Superfície de escoamento de Von Mises (CHEN; HAN, 1988, p. 76)	40
Figura 2.5 – Comportamento cíclico do aço adaptado de (MENDES; CASTRO, 2014, p. 156)	43
Figura 2.6 – Representação tridimensional do endurecimento no modelo não linear isotrópico/cinemático (ABAQUS, 2010)	45
Figura 2.7 – Comportamento do concreto sob a) compressão e b) tração (DEMIR; İNCE; ALTIOK, 2021, p. 612)	46
Figura 2.8 – Comportamento do concreto sob ação de uma carga cíclica (APPLETON, 2013, p. 704)	47
Figura 2.9 – Influência do confinamento nas deformações do concreto (CHEN; HAN, 1988, p. 348)	47
Figura 2.10 – Resposta do concreto ao carregamento uniaxial em tração (a) e compressão (b) (ABAQUS, 2010)	50
Figura 2.11 – Ciclo de carga uniaxial demonstrando a ação das variáveis w_t e w_c no modelo (ABAQUS, 2010)	51
Figura 2.12 – Superfície de escoamento representada no plano desviador para diferentes valores de K_c (ABAQUS, 2010)	54
Figura 2.13 – Superfície de escoamento representada no plano das tensões efetivas principais (ABAQUS, 2010)	54

Figura 2.14 – O desvio de um elemento e o ângulo de dilatação criado (JABBAR, 2023, p. 3)	55
Figura 2.15 – Definição de $\tilde{\epsilon}_r^{ck}$ (ABAQUS, 2010)	56
Figura 2.16 – Definição de $\tilde{\epsilon}_c^{in}$ (ABAQUS, 2010)	57
Figura 3.1 – Mapeamento da aceleração sísmica horizontal característica no Brasil para os terrenos da classe B (“Rocha”) NBR 15421 (ABNT, 2023a, p. 8)	60
Figura 3.2 – Variação do espectro de resposta de projeto (S_d/a_{gs0}) em função do período (T) NBR 15421 (ABNT, 2023a, p. 11)	62
Figura 4.1 – Definição dos coeficientes q e μ_d (APPLETON, 2013, p. 673)	69
Figura 4.2 – Gráfico momento x curvatura (APPLETON, 2013, p. 677)	71
Figura 4.3 – Definição da rotação segundo o Eurocode 8 (EUROCODE 8, 2005) (APPLETON, 2013, p. 677)	71
Figura 4.4 – Definição da rótula plástica (APPLETON, 2013, p. 678)	72
Figura 4.5 – Tipos de pontes analisadas (PETTORRUSO; QUAGLINI, 2024, p. 464)	76
Figura 4.6 – Ponte analisada (PHUNG, 2005, p. 264)	78
Figura 4.7 – Ponte analisada (PHUNG; LAU, 2008, p. 264)	79
Figura 4.8 – Principais curvas tensão-deformação para carregamento compressivo sob pressão confinante constante (GREEN; SWANSON, 1973, p. 34)	80
Figura 4.9 – Ponte analisada (DULINSKA; SZCZERBA, 2013, p. 264)	84
Figura 5.1 – Corte longitudinal da ponte 1 (MARCHETTI, 2008, p. 11)	85
Figura 5.2 – Cortes transversais da ponte 1 (MARCHETTI, 2008, p. 18)	86
Figura 5.3 – Modelo da ponte 1 no ABAQUS (Elaborada pelo autor)	87
Figura 5.4 – Corte transversal da ponte 2 (JÚNIOR, 2024)	87
Figura 5.5 – Corte longitudinal da ponte 2 (JÚNIOR, 2024)	88
Figura 5.6 – Modelo da ponte 2 no ABAQUS (Elaborada pelo autor)	88
Figura 5.7 – Corte transversal da ponte 3 (JÚNIOR, 2024)	89

Figura 5.8 – Corte longitudinal da ponte 3 (JÚNIOR, 2024)	89
Figura 5.9 – Modelo da ponte 3 no ABAQUS (Elaborada pelo autor)	90
Figura 5.10 – Curva tensão x deformação do aço (Elaborada pelo autor)	91
Figura 5.11 – Curva tensão x deformação em compressão do concreto (ABNT, 2023b, p. 27)	91
Figura 5.12 – Curva tensão x deformação em compressão do concreto inicial (Elaborada pelo autor)	92
Figura 5.13 – Curvas para a representação das relações de tensão-deformação e tensão-abertura de fissura para tração uniaxial do concreto (CEB-FIP, 2010, p. 83)	93
Figura 5.14 – Curva tensão x abertura de fissura utilizada (Elaborada pelo autor)	94
Figura 5.15 – Comparação entre a curva tensão x deformação de compressão da norma e a utilizada (Elaborada pelo autor)	96
Figura 5.16 – Curva tensão x deformação de tração utilizada (Elaborada pelo autor)	96
Figura 5.17 – Aparelhos de apoio: (a) Ponte 1 e (b) Pontes 2 e 3 (MARCHETTI, 2008) e (JÚNIOR, 2024)	98
Figura 5.18 – Embutimento do aço no concreto utilizando a "embedded element technique"(Adaptado de (ENGSOFT, 2023))	99
Figura 5.19 – Relação entre a taxa de amortecimento e frequência para o amortecimento de Rayleigh (CLOUGH; PENZIEN, 2003, p. 235)	101
Figura 5.20 – Modelo utilizado para a função de envelopamento (JENNINGS; HOUSNER; TSAI, 1968)	103
Figura 5.21 – Comparação entre o espectro de resposta do sismo artificial (em azul) e o proposto pela NBR 15421 (ABNT, 2023a) (em laranja) (Elaborada pelo autor)	104
Figura 6.1 – Sismo aplicado na direção x ($a_g = 0,15g$ e solo classe B) (Elaborada pelo autor)	108
Figura 6.2 – Sismo aplicado na direção y ($a_g = 0,15g$ e solo classe B) (Elaborada pelo autor)	108

Figura 6.3 – Sismo aplicado na direção z ($a_g = 0,15g$ e solo classe B) (Elaborada pelo autor)	109
Figura 6.4 – Espectro de potência dos sismos gerados para a ponte 1 (Elaborada pelo autor)	109
Figura 6.5 – Comparação entre o espectro do sismo (azul) e o espectro de projeto da norma (laranja) para os três sismos gerados para a ponte 1 (Elaborada pelo autor)	110
Figura 6.6 – Malha escolhida para os elementos de concreto e aço para a ponte 1 (Elaborada pelo autor)	111
Figura 6.7 – Malha escolhida para os aparelhos de apoio da ponte 1 (Elaborada pelo autor)	111
Figura 6.8 – Representação das deformadas dos três primeiros modos de vibração da ponte 1 (Elaborada pelo autor)	112
Figura 6.9 – Dano à tração sofrido pela superestrutura da ponte 1 (Elaborada pelo autor)	113
Figura 6.10 – Dano à tração sofrido pela Longarina 1 da ponte 1 (Elaborada pelo autor) .	113
Figura 6.11 – Dano à tração sofrido pela Longarina 2 (Elaborada pelo autor)	114
Figura 6.12 – Evolução do dano à tração sofrido pela seção onde se encontra o ponto 1 (Elaborada pelo autor)	114
Figura 6.13 – Evolução da deformação logarítmica máxima principal (vermelho) e PE-EQT (azul) para o ponto 1 (Elaborada pelo autor)	115
Figura 6.14 – Evolução dos parâmetros DAMAGET (vermelho) e SDEG (azul) para o ponto 1 (Elaborada pelo autor)	115
Figura 6.15 – Evolução das tensões principais para o ponto 1 (Elaborada pelo autor) . .	116
Figura 6.16 – Evolução dos parâmetros DAMAGET (vermelho) e SDEG (azul) para o ponto 2 (Elaborada pelo autor)	116
Figura 6.17 – Tensão máxima principal desenvolvida no ponto 2 (Elaborada pelo autor) .	117
Figura 6.18 – Evolução do dano à tração sofrido pela seção onde se encontra o ponto 2 a partir do início do sismo (Elaborada pelo autor)	117

Figura 6.19 – Comparação entre as forças resultantes (em kN) na base da sapata presente no pilar P_1 (Elaborada pelo autor)	118
Figura 6.20 – Ponto (em vermelho) considerado para comparação entre os deslocamentos obtidos a partir da análise não linear e por outra linear para a ponte 1 durante a situação 1 (Elaborada pelo autor)	120
Figura 6.21 – Comparação entre os deslocamentos desenvolvidos na ponte 1 (em milímetros) no ponto analisado (Elaborada pelo autor)	120
Figura 6.22 – Comparação entre os campos de deslocamentos desenvolvidos no método não linear e linear aos 17s de análise (Elaborada pelo autor)	121
Figura 6.23 – Deformações plásticas por tração desenvolvidas nas armaduras ao final da análise (Elaborada pelo autor)	122
Figura 6.24 – Tensões axiais máximas nas armaduras presentes na ponte 1 (Elaborada pelo autor)	123
Figura 6.25 – Sismo aplicado na direção x ($a_g = 0,15g$ e solo classe E) (Elaborada pelo autor)	124
Figura 6.26 – Sismo aplicado na direção y ($a_g = 0,15g$ e solo classe E) (Elaborada pelo autor)	124
Figura 6.27 – Sismo aplicado na direção z ($a_g = 0,15g$ e solo classe E) (Elaborada pelo autor)	125
Figura 6.28 – Espectro de potência dos sismos gerados para a ponte 2 (Elaborada pelo autor)	125
Figura 6.29 – Comparação entre o espectro do sismo (azul) e o espectro de projeto da norma (laranja) para os três sismos gerados para a ponte 2 (Elaborada pelo autor)	126
Figura 6.30 – Malha escolhida para os elementos de concreto e aço da ponte 2 (Elaborada pelo autor)	126
Figura 6.31 – Detalhe da malha escolhida para os elementos de concreto da ponte 2 (Elaborada pelo autor)	127
Figura 6.32 – Detalhe da malha escolhida para os elementos de aço da ponte 2 (Elaborada pelo autor)	127

Figura 6.33 – Malha escolhida para os aparelhos de apoio da ponte 2 (Elaborada pelo autor)	128
Figura 6.34 – Representação das deformadas dos três primeiros modos de vibração da ponte 2 (Elaborada pelo autor)	129
Figura 6.35 – Elementos com dano à tração no tabuleiro da ponte 2 (Elaborada pelo autor)	130
Figura 6.36 – Evolução dos parâmetros DAMAGET (em vermelho) e SDEG (em azul) para o um dos pontos de integração do elemento 1 (Elaborada pelo autor)	131
Figura 6.37 – Evolução das tensões principais (Máxima em vermelho, média em azul e mínima em lilás) para o um dos pontos de integração do elemento 1 (Elaborada pelo autor)	131
Figura 6.38 – Evolução do dano à tração sofrido pelo tabuleiro na face superior a partir do início do sismo (Elaborada pelo autor)	132
Figura 6.39 – Deformações plásticas de tração nas armaduras presentes na ponte 2 ao final das análises (Elaborada pelo autor)	132
Figura 6.40 – Tensões axiais máximas nas armaduras presentes na ponte 2 (Elaborada pelo autor)	133
Figura 6.41 – Ponto (em vermelho) considerado para comparação entre os deslocamentos obtidos a partir da análise não linear e por outra linear para a ponte 2 (Elaborada pelo autor)	133
Figura 6.42 – Comparação entre as forças resultantes (em kN) na base 1 da ponte 2 nas direções x, y e z (Elaborada pelo autor)	134
Figura 6.43 – Comparação entre os deslocamentos desenvolvidos na ponte 2 (em metros) no ponto analisado (Elaborada pelo autor)	136
Figura 6.44 – Comparação entre os campos de deslocamentos desenvolvidos no método não linear e linear aos 17s de análise (Elaborada pelo autor)	137
Figura 6.45 – Sismos adicionais gerados para a aplicação na ponte 3 (Elaborada pelo autor)	138
Figura 6.46 – Espectro de potência dos sismos gerados para a ponte 3 (Elaborada pelo autor)	139
Figura 6.47 – Comparação entre o espectro do sismo (azul) e o espectro de projeto da norma (laranja) para os três sismos gerados para a ponte 3 (Elaborada pelo autor)	140

Figura 6.48 – Malha escolhida para os elementos de concreto e aço da ponte 3 (Elaborada pelo autor)	140
Figura 6.49 – Detalhe da malha escolhida para os elementos de concreto da ponte 3 (Elaborada pelo autor)	141
Figura 6.50 – Detalhe da malha escolhida para os elementos de aço da ponte 3 (Elaborada pelo autor)	141
Figura 6.51 – Representação das deformadas dos três primeiros modos de vibração da ponte 3 (Elaborada pelo autor)	142
Figura 6.52 – Fissuras desenvolvidas devido à tração nos elementos estruturais presentes na superestrutura da ponte 3 para os 3 conjuntos de sismos gerados (Elaborada pelo autor)	143
Figura 6.53 – Deformações plásticas de tração nas armaduras presentes na ponte 3 ao final das análises (Elaborada pelo autor)	144
Figura 6.54 – Tensões axiais máximas nas armaduras presentes na ponte 3 (Elaborada pelo autor)	145
Figura 6.55 – Regiões da ponte 3 para obtenção dos valores de força de reação e deslocamentos (Elaborada pelo autor)	146
Figura 6.56 – Forças de reação na Base 1 da ponte 3 para os três cenários em estudo (Elaborada pelo autor)	146
Figura 6.57 – Deslocamentos desenvolvidos na ponte 3 no ponto analisado para os três cenários sísmicos em estudo (Elaborada pelo autor)	147
Figura A.1 – Algumas das placas e vetores representando os movimentos relativos entre elas (GROTZINGER et al., 2007, p. 24-25)	161
Figura A.2 – Principais interações tectônicas envolvendo a América do Sul (CORREIA, 2010)	161
Figura A.3 – Processo de acúmulo de energia segundo a teoria do Rebote elástico (AKKAR; SUCUOGLU, 2014, p. 15)	162
Figura A.4 – Representação das principais ondas geradas durante a ocorrência de um sismo (BRAILE, 2017)	162

Figura A.5 – Sismos de magnitude superior a 2,5 no Brasil entre os anos de 1720 e 2020 (FONTES; SANT’ANNA; ASSUMPÇÃO, 2023, p. 12)	166
Figura B.1 – Modelo representativo de um oscilador simples amortecido (PAZ; KIM, 2019, p. 30)	167
Figura B.2 – Diagrama de corpo livre do sistema mostrado na figura 3.1 (LIMA; SANTOS, 2008, p. 5)	168
Figura B.3 – Sistema com um grau de liberdade sob excitação de um acelerograma (APPLETON, 2013, p. 657)	169
Figura B.4 – Composição da solução completa sob força harmônica (SORIANO, 2014, p. 84)	173
Figura B.5 – Fator de amplificação dinâmica vs β para diferentes razões de amortecimento (CLOUGH; PENZIEN, 2003, p. 38)	173
Figura B.6 – Resposta ressonante de um sistema amortecido sob ação de uma carga harmônica (AKKAR; SUCUOGLU, 2014, p. 87)	174
Figura B.7 – Diferentes sistemas com um grau de liberdade submetidos à um acelerograma (AKKAR; SUCUOGLU, 2014, p. 94)	176
Figura B.8 – Espectros de resposta para deslocamento relativo, pseudo-velocidade relativa e pseudo-aceleração absoluta para o sismo de El Centro (SORIANO, 2014)	178
Figura B.9 – Exemplo de uma malha de elementos finitos (SORIANO, 2014, p. 174)	179

LISTA DE QUADROS

Quadro 3.1 – Classe do terreno NBR 15421 (ABNT, 2023a, p. 9)	61
Quadro A.1 – Escalas de Magnitude (FOWLER, 1990)	163
Quadro A.2 – Escala Modificada de Mercalli (SORIANO, 2014, p. 345)	165

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 – Zonas sísmicas	60
Tabela 3.2 – Fatores de amplificação sísmica no solo	63
Tabela 3.3 – Definição das categorias de utilização e dos fatores de importância de utilização (Fator I)	64
Tabela 3.4 – Zonas sísmicas e categorias sísmicas	64
Tabela 3.5 – Coeficientes de modificação de resposta R	65
Tabela 4.1 – Parâmetros do modelo CDP para concreto classe B50	81
Tabela 4.2 – Valores estimados como padrão para os parâmetros presentes no modelo CDP segundo Bakhti et al. (2022)	82
Tabela 5.1 – Valores obtidos com a aplicação do algoritmo	96
Tabela 5.2 – Valores utilizados no modelo CDP	97
Tabela 6.1 – 3 primeiras frequências naturais da ponte 1	112
Tabela 6.2 – Parâmetros para a utilização do amortecimento de Rayleigh	112
Tabela 6.3 – Maiores valores obtidos para a diferença entre as reações em x obtidas, em uma base da ponte 1, nos métodos linear e não linear	119
Tabela 6.4 – Maiores valores obtidos para a diferença entre as reações em y obtidas, em uma base da ponte 1, nos métodos linear e não linear	119
Tabela 6.5 – Maiores valores obtidos para a diferença entre as reações em z obtidas, em uma base da ponte 1, nos métodos linear e não linear	119
Tabela 6.6 – Diferença entre os valores máximos de reação obtidos durante as análises em ambos os métodos para a ponte 1	119
Tabela 6.7 – Diferença entre os valores máximos de deslocamento obtidos durante as análises em ambos os métodos para a ponte 1	122
Tabela 6.8 – 3 primeiras frequências naturais da ponte 2	128
Tabela 6.9 – Parâmetros para a utilização do amortecimento de Rayleigh	128

Tabela 6.10 – Maiores valores obtidos para a diferença entre as reações em x obtidas, em uma base da ponte 2, nos métodos linear e não linear	135
Tabela 6.11 – Maiores valores obtidos para a diferença entre as reações em y obtidas, em uma base da ponte 2, nos métodos linear e não linear	135
Tabela 6.12 – Maiores valores obtidos para a diferença entre as reações em z obtidas, em uma base da ponte 2, nos métodos linear e não linear	135
Tabela 6.13 – Diferença entre os valores máximos de reação obtidos durante as análises em ambos os métodos para a ponte 2	135
Tabela 6.14 – Diferença entre os valores máximos de deslocamento obtidos durante as análises em ambos os métodos para a ponte 2	137
Tabela 6.15 – 3 primeiras frequências naturais da ponte 3	142
Tabela 6.16 – Parâmetros para a utilização do amortecimento de Rayleigh	142

LISTA DE SÍMBOLOS

g	Gravidade
ω_n	Frequência circular natural
T_n	Período natural
$\underline{\underline{\sigma}}$	Tensor de tensão de Cauchy
E	Módulo de Young
ν	Coefficiente de Poisson
$\vec{\sigma}$	Tensão total "verdadeira"
$\vec{\epsilon}$	Deformação elástica total
L	Comprimento atual do elemento
L_0	Comprimento inicial do elemento
σ_N	Tensão nominal
ϵ_{el}	Deformação elástica
ϵ_{pl}	Deformação plástica
σ_p	Tensão de proporcionalidade
σ_e^0	Tensão de escoamento
σ_u	Tensão última do material
$\underline{\underline{S}}$	Tensor das tensões desviadoras
p	Pressão hidrostática
f	Função de escoamento
$\underline{\underline{\alpha}}$	Tensor de coordenadas do centro da superfície de carga
ϵ_{eq}	Deformação equivalente
$\underline{\underline{q}}$	Tensão equivalente
σ_e	Tensão de escoamento
$\underline{\underline{\alpha}}^{dev}$	Parte desviatória de $\underline{\underline{\alpha}}$

$\underline{\underline{\dot{\alpha}}}$	Translação da superfície de escoamento no espaço de tensões
C	Módulo de endurecimento cinemático inicial
γ	Taxa na qual o módulo de endurecimento cinemático diminui com o aumento da deformação plástica (símbolo repetido. Encontra-se no tópico 4.3.5)
σ_e^0	Tensão de escoamento com a deformação plástica zero
Q_∞	É a mudança máxima no tamanho da superfície de escoamento após os ciclos
b	Taxa na qual o tamanho da superfície de escoamento muda à medida que a deformação plástica se desenvolve
f_c	Tensão máxima de compressão
$\underline{\underline{\bar{\sigma}}}$	Tensão efetiva
D_0	Tensor de quarta ordem da rigidez elástica não degradada
d	Variável de medição do dano à rigidez
d_t	Variável de medição do dano em tração
d_c	Variável de medição do dano em compressão
E_0	Rigidez elástica para caso uniaxial
s_t	Função referente à recuperação da rigidez na tração
s_c	Função referente à recuperação da rigidez na compressão
$\hat{\underline{\underline{\sigma}}}_i$	Tensões principais do tensor de tensões efetivas
w_t	Variável que representa as propriedades do material com o objetivo de controlar a recuperação de rigidez à tração
w_c	Variável que representa as propriedades do material com o objetivo de controlar a recuperação de rigidez à compressão
$\underline{\underline{\tilde{\epsilon}}}_t^{pl}$	deformações plásticas equivalentes em tração
$\underline{\underline{\tilde{\epsilon}}}_c^{pl}$	deformações plásticas equivalentes em compressão
$\dot{\epsilon}^{pl}$	Taxa de deformação plástica
$\hat{\underline{\underline{\epsilon}}}_{max}^{pl}$	Autovalor máximo do tensor de taxa de deformação plástica
$\hat{\underline{\underline{\epsilon}}}_{min}^{pl}$	Autovalor mínimo do tensor de taxa de deformação plástica

\bar{q}	Tensão efetiva equivalente de Von Mises
S	Parte desviadora do tensor de tensões efetivas
\bar{p}	Pressão hidrostática efetiva
I	Tensor identidade de segunda ordem
σ_{b0}	Tensão de escoamento compressiva biaxial
σ_{c0}	Tensão de escoamento compressiva uniaxial inicial
$\bar{\sigma}_c$	Tensão efetiva de coesão de compressão
$\bar{\sigma}_t$	Tensão efetiva de coesão de tração
\bar{q}_{TM}	Segundo invariante de tensão efetiva no meridiano de tração
\bar{q}_{CM}	Segundo invariante de tensão efetiva no meridiano de compressão
K_c	Razão entre o segundo invariante de tensão efetiva no meridiano de tração e o segundo invariante no meridiano de compressão.
ψ	Ângulo de dilatação medido no plano p-q em alta pressão confinante
σ_{t0}	Tensão de tração uniaxial na ruptura
e	Parâmetro de excentricidade
ε_t	Deformação total em tração
ε_{0t}^{el}	Deformação elástica do material não degradado sob tração
$(\tilde{\varepsilon}_c^{in})$	Deformação de esmagamento
ε_c	Deformação total em compressão
ε_{0c}^{el}	Deformação elástica do material não degradado sob compressão
a_g	Aceleração característica de projeto
a_g	Aceleração característica de projeto
$S_a(T)$	Espectro de resposta em função do tempo
S_a / a_{gs0}	Aceleração espectral para o período de 0,0 segundos
S_a / a_{gs1}	Aceleração espectral para o período de 1,0 segundo
C_a	Fator de amplificação sísmica do solo para o período de 0,0 segundos

C_v	Fator de amplificação sísmica do solo para o período de 1,0 segundo
F_x	Força sísmica de projeto
w_x	Peso efetivo
R	Coefficiente de modificação de resposta
f_t	Tensão máxima de tração
f_{ck}	Resistência característica do concreto à compressão
f_{yk}	Resistência característica de escoamento
f_{st}	Limite de resistência do aço
f_{cm}	Resistência à compressão média
E_{cs}	Módulo secante
f_{ctm}	Limite de resistência a tração do concreto
G_F	Energia de fratura do concreto
G_{ch}	Energia de esmagamento por unidade de área
$H_1(i\bar{\omega})$	Função de filtro de Kanai/Tajimi
$S_{pa}^a(\xi, T)$	Espectro de resposta de pseudoaceleração
$S_a(\xi, T)$	Espectro de resposta de projeto

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	27
1.1	MOTIVAÇÃO	30
1.2	OBJETIVOS	31
1.2.1	Objetivo geral	31
1.2.2	Objetivos específicos	31
2	COMPORTAMENTO DO CONCRETO E AÇO SOB AÇÃO SÍSMICA	32
2.1	ANÁLISES NÃO LINEARES	32
2.1.1	Método de Newton-Raphson	33
2.2	CONCEITOS DE PLASTICIDADE	37
2.2.1	Funções de escoamento e de ruptura	38
2.2.1.1	Materiais com plasticidade independente da pressão	38
2.2.1.2	Materiais com plasticidade dependente da pressão	39
2.2.2	Regra de endurecimento	40
2.2.3	Regra de fluxo	41
2.3	AÇO	42
2.3.1	Características gerais	42
2.3.2	Modelo para metais sujeitos a carregamentos cíclicos	43
2.3.3	Superfície de escoamento	43
2.3.4	Regra de fluxo	44
2.3.5	Regra de endurecimento	44
2.4	CONCRETO	45
2.4.1	Características gerais	45
2.4.2	Modelo de plasticidade danificada (CDP)	48
2.4.2.1	Regra de endurecimento	51
2.4.2.2	Superfície de escoamento	52

2.4.2.3	Regra de fluxo	54
2.4.3	Definição dos parâmetros para a representação do concreto sob tração a partir de teste uniaxial	56
2.4.4	Definição dos parâmetros para a representação do concreto sob compressão a partir de teste uniaxial	57
3	NORMAS BRASILEIRAS	59
3.1	NBR-15421 (2023)	59
3.1.1	Zoneamento sísmico	59
3.1.2	Classe do terreno	61
3.1.3	Espectro de resposta de projeto	61
3.2	NBR-7187 (2021)	63
3.2.1	Categorização das pontes para a análise sísmica	64
3.2.2	Requisitos sísmicos para as estruturas de pontes da categoria sísmica A	64
3.2.3	Requisitos sísmicos para as estruturas de pontes das categorias sísmicas B e C	65
3.2.3.1	Coeficientes de modificação de resposta	65
3.2.3.2	Critérios de modelagem da fundação e da estrutura	66
3.2.3.3	Critérios de modelagem da estrutura	66
3.2.3.4	Limitações para deslocamentos e consideração dos efeitos de 2ª ordem	66
3.2.3.5	Método espectral	66
3.2.3.6	Método dos históricos de acelerações no tempo	67
4	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	68
4.1	MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO	68
4.1.1	Método baseado em forças	68
4.1.2	Método baseado em deslocamento	70
4.2	MÉTODOS DE ANÁLISE	73
4.2.1	Análises lineares	73
4.2.1.1	Métodos das forças horizontais equivalentes	73

4.2.1.2	Análise modal por espectro de resposta	73
4.2.2	Análises não lineares	74
4.2.2.1	Análise em pushover	74
4.2.2.2	Análise temporal não linear	75
5	METODOLOGIA	85
5.1	ESTRUTURAS	85
5.1.1	Ponte 1	85
5.1.2	Ponte 2	87
5.1.3	Ponte 3	88
5.2	MATERIAIS	90
5.2.1	Aço da armadura	90
5.2.2	Concreto	91
5.2.2.1	Compressão	91
5.2.2.2	Tração	93
5.2.2.3	Algoritmo para a geração dos parâmetros de dano do concreto	94
5.2.3	Materiais dos aparelhos de apoio	98
5.3	LIGAÇÃO ENTRE AS PEÇAS	98
5.4	AMORTECIMENTO	100
5.5	GERAÇÃO DOS SISMOS ARTIFICIAIS	101
5.5.1	Algoritmo para a geração dos sismos artificiais	102
5.6	ANÁLISES	105
6	RESULTADOS E DISCUSSÕES	108
6.1	PONTE 1	108
6.1.1	Sismos	108
6.1.2	Malha	110
6.1.3	Análise modal	111
6.1.4	Análise do carregamento	113

6.2	PONTE 2	124
6.2.1	Sismos	124
6.2.2	Malha	126
6.2.3	Análise modal	128
6.2.4	Análise do carregamento	129
6.3	PONTE 3	138
6.3.1	Sismos	138
6.3.2	Malha	140
6.3.3	Análise modal	141
6.3.4	Análise do carregamento	143
7	CONSIDERAÇÕES FINAIS	148
	REFERÊNCIAS	151
	APÊNDICES	159
	ANEXOS	188

1 INTRODUÇÃO

O território brasileiro é sismicamente estável quando comparado aos seus vizinhos andinos, como o Chile e Colômbia, pois, de acordo com Assumpção et al. (2016), enquanto sismos de magnitude cinco nos países localizados nas proximidades dos Andes ocorrem a cada três dias e meio, no Brasil temos a ocorrência do mesmo tipo de evento a cada cinco anos, em média. Segundo Veloso (2016a), o número baixo de grandes sismos no Brasil em relação ao observado nestes países se deve ao fato da sua localização privilegiada, mesmo sendo um país de grandes proporções, no interior da placa Sul-Americana.

Para exemplificar as diferenças entre esta região do continente e suas bordas, principalmente a oeste, onde a atividade sísmica gerada pela subducção da placa de Nazca provocou diversos terremotos marcantes e de grandes proporções, cita-se o grande terremoto de Valdivia, cidade localizada no Chile, com magnitude de 9,5 na Escala Richter e ocorrido em 1960. Segundo BBC (2020), este evento sísmico teve ação equivalente a detonação de 20 mil bombas atômicas como as lançadas sobre Hiroshima e causou ondas na região costeira de até 25 metros. Já em terras brasileiras, onde, segundo Berrocal (2016), a atividade sísmica está ligada principalmente a ativação e reativação de falhas geológicas, Assumpção et al. (2016) apontou que o maior tremor registrado, e com origem totalmente no Brasil, possuiu magnitude de 6,2 na escala Richter e foi localizado em uma região pouco habitada na época (1955) não havendo danos relevantes. Todavia, este foi ultrapassado. Em 2024, G1 (2024b) noticiou a ocorrência de um evento com 6,6 na escala Richter, com epicentro a cerca de 124 km da cidade de Tarauacá/AC, proveniente da Cordilheira dos Andes. Em tal evento, também não ocorreu grandes danos ou vítimas.

Desta forma, os estudos que envolvem a análise sísmica, aplicada tanto no desenvolvimento de projetos como na verificação da capacidade resistente de edifícios e pontes, possuem um histórico recente no Brasil quando comparados com outros também desenvolvidos no âmbito da engenharia estrutural para diferentes tipos de carregamentos. Todavia, segundo Assumpção et al. (2016), mesmo que tremores relevantes ocorram raramente, não é possível descartar totalmente a possibilidade de situações extremas. Isto faz com que, mesmo entre os especialistas, por exemplo, ainda existam divergências sobre se as regiões que possuem maior atividade sísmica ao longo de sua história, ou seja, que já liberaram a energia ali acumulada, continuarão da mesma forma quando comparadas com outras que, hoje, não são motivos de alerta. Além disso, Berrocal (2016) indica que até mesmo aqueles de pequena magnitude, mas que sejam rasos, podem causar efeitos devastadores como, por exemplo, um deslizamento de terra próximo à uma região densamente povoada.

De fato, mesmo um evento sísmico de magnitude moderada, entre magnitudes de 5 a 6 na escala Richter, possui potencial para causar grandes estragos, a depender de fatores como sua profundidade, localização do seu epicentro e, principalmente, em situações onde o local de ocorrência não possui infraestrutura adequada para este tipo de ação. Neste contexto, torna-se interessante destacar alguns eventos (citam-se todos os terremotos com sua magnitude dada na escala Richter):

- a) Em novembro de 2022, na cidade de Cianjur, localizada na Indonésia, um sismo de magnitude 5,6 causou danos consideráveis na região e mais de 300 mortos, como noticiado pelo G1 (2022);
- b) Um tremor de magnitude 5,9 ocorrido em junho de 2022 e com epicentro localizado em uma região montanhosa e isolada no Sudeste do Afeganistão, causou mais de mil mortos e 1500 feridos segundo Globo (2022);
- c) Em fevereiro de 1960, na cidade de Agadir, no Marrocos, um terremoto de magnitude 5,7, além de responsável por grande destruição, também vitimou cerca de um terço da população que ali vivia de acordo com Veloso (2016b).

No Brasil, cita-se, por meio de um levantamento realizado por Preve, Carraro e Valdati (2017), a ocorrência de 66 sismos com magnitude acima de cinco durante os séculos XX e XXI. Mostrou-se então, a partir do abordado no parágrafo anterior, que existe um risco não nulo para o acontecimento de desastres provocados por ações sísmicas no território brasileiro, como, por exemplo, o ocorrido em Itacarambi/MG, com magnitude de 4,9, responsável por muitos danos na infraestrutura local e pela primeira, e única, vítima fatal para este tipo de evento no país.

Diante do cenário aqui exposto, motivado por novas necessidades que surgiram ao longo do tempo a partir de estudos desenvolvidos no país, além da implantação e ampliação da Rede Sismográfica Brasileira (RSBR), tornou-se necessária a elaboração de uma norma diretamente responsável por garantir a segurança das estruturas usuais da construção civil diante das ações sísmicas previstas em nosso território. Desta forma, a primeira norma brasileira a tratar do tema, a NBR 15421 (ABNT, 2006), Projeto de Estruturas Resistentes a Sismos - Procedimento, foi elaborada e buscou-se com esta:

Fixar os requisitos exigíveis na verificação da segurança das estruturas usuais da construção civil relativamente às ações de sismos, e os critérios de quantificação destas ações e das resistências a serem consideradas no projeto das estruturas de edificações, relativamente a estas ações, quaisquer que sejam sua classe e destino, salvo os casos previstos em Normas Brasileiras específicas. NBR 15421 (ABNT, 2006).

Também se cita a NBR 15421 (ABNT, 2006) na principal norma para estruturas de concreto do país, a NBR 6118 (ABNT, 2023b), no item 10.3 desta, que aponta a necessidade de realizar a verificação da segurança dos projetos quanto ao estado-limite último de esgotamento da capacidade resistente, ao ser submetidas às acelerações descritas no mapa sísmico brasileiro, que trás o zoneamento territorial quanto às ações sísmicas esperadas, de acordo com as pesquisas realizadas até a data da sua publicação. Segundo Miranda (2021), a construção do mapa sísmico brasileiro baseou-se em um projeto, realizado com ajuda de várias instituições ao redor do mundo, "Global Seismic Hazard Assessment Program"(GSHAP, 1999), onde mostra-se o Brasil representado na Figura 1.1

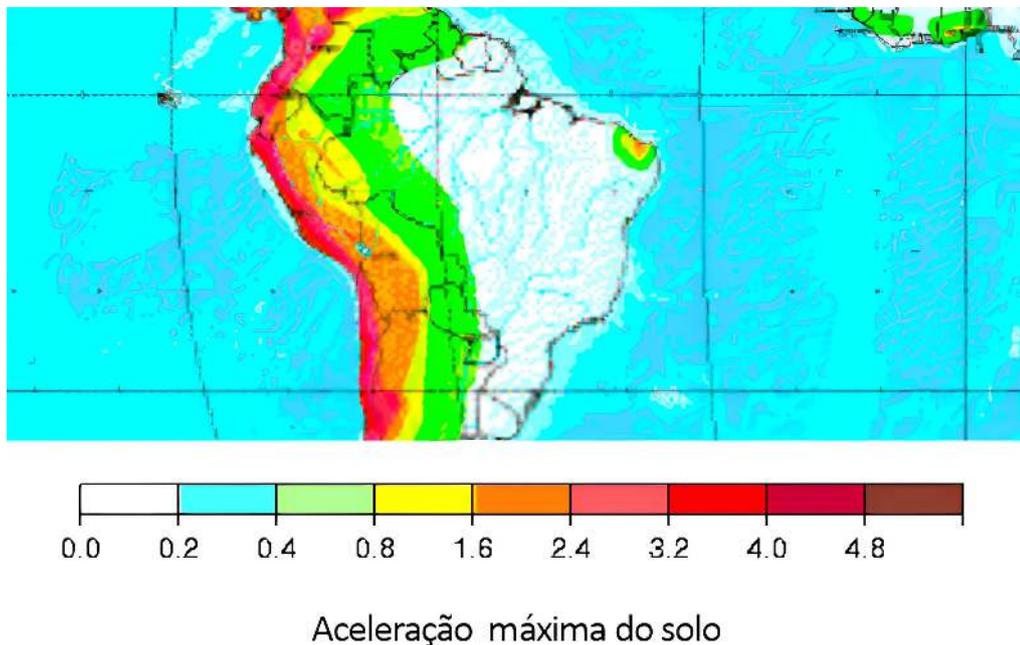


Figura 1.1 – Risco sísmico no Brasil segundo o Global Seismic Hazard Maps (GSHAP, 1999)

As acelerações máximas do solo representadas no mapa são as horizontais, chamadas de "Peak Ground Acceleration"(PGA), dadas em frações de g (aceleração da gravidade) com probabilidade de 10% de serem excedidas em 50 anos. É interessante notar que a maior parte do Brasil possui baixa sismicidade de acordo com este documento, estando presente na chamada zona 0. Todavia, revisou-se a NBR 15421 (ABNT, 2006) devido à realização de estudos mais avançados sobre a sismologia do país como, por exemplo, (ASSUMPCÃO et al., 2016), que mostra o a necessidade do aumento considerável das acelerações em algumas regiões que anteriormente eram considerados com risco sísmico irrelevante. A sua nova versão, a NBR 15421 (ABNT, 2023a), foi promulgada no primeiro semestre de 2023.

Na NBR 15421 (ABNT, 2023a) não abordavam-se de forma direta as chamadas "estruturas especiais". Nesta categoria enquadram-se, por exemplo, pontes, viadutos, obras hidráulicas,

torres, estruturas off-shore, ou aquelas que possuem em seu projeto técnicas construtivas não convencionais. Todavia, a norma também diz que "os requisitos de projeto devem ser definidos por Normas Brasileiras específicas." NBR 15421 (ABNT, 2023a). Desta forma, com a atualização da NBR 7187 (ABNT, 2021), pontes e viadutos, ambos de concreto, começaram a possuir regras próprias para a devida consideração dos efeitos sísmicos.

1.1 MOTIVAÇÃO

Torna-se indispensável a verificação de pontes quanto à ação sísmica devido à sua grande importância para a infraestrutura do país. Este tipo de estrutura é parte vital do sistema rodoviário e, por consequência, está ligada de forma direta a economia do país. Para exemplificar, segundo G1 (2024a), apenas a ponte Rio-Niterói torna-se responsável por um volume diário, médio, de cerca de 150 mil veículos e 400 mil pessoas. Segundo entrevista concedida por Júlio Timerman, presidente do Instituto Brasileiro do Concreto (Ibracon) em 2019 para (INFRAROI, 2019), o país possuía, naquele ano, 137 mil pontes, avaliadas em R\$ 260 bilhões. Infelizmente, há um grande número de pontes deterioradas no país, como mostrado por Gomes, Monteiro e Vitório (2017), Vitório e Barros (2013) e Silva e Melo (2021). Todavia, o Brasil não investe os recursos para a inspeção e monitoramento necessários. Como exemplo, Folha (2018) aponta que no ano de 2018, dos R\$ 44,7 milhões previstos para a recuperação e reforço de pontes e viadutos na cidade de São Paulo, apenas R\$ 2,4 milhões foram gastos.

Com relação à consideração da ação sísmica no projeto destas pontes, muitas vezes esta não ocorre. Segundo G1 (2015), até o momento em que a matéria foi publicada, 80 pontes estavam sendo construídas no Acre, estado onde este tipo de evento é relevante segundo o zoneamento sísmico do país, e apenas uma destas foi projetada para resistir a abalos sísmicos. Como motivo, citou-se, principalmente, a falta de normas que guiasse os projetistas da região quanto à essa necessidade. Todavia, mesmo quando os reforços são realizados, acabam sendo feitos sem projeto, segundo Júlio Timerman em (INFRAROI, 2019), o que causa problemas como a imposição de uma maior carga sobre a estrutura, o que acarreta em diminuição da capacidade resistente da mesma. Portanto, surge à necessidade de verificar a capacidade sísmica destas pontes para atender aos padrões e códigos de projetos sísmicos atuais.

Dentro deste contexto, é importante a elaboração de pesquisas que busquem sanar questões ligadas ao impacto das novas medidas normativas tanto nos projetos das novas pontes que serão concebidas como na verificação das existentes para garantir a preservação da vida humana, pois, como foi visto, não é possível descartar a presença de abalos relevantes no Brasil, munindo, desta forma, os engenheiros com informações e ferramentas necessárias para isto.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo geral

Visa-se com este trabalho a análise dinâmica temporal não linear de pontes de concreto armado com seções tipicamente encontradas no sistema rodoviário brasileiro e localizadas em região do país com sismicidade não desprezível para avaliação do seu comportamento durante um evento sísmico.

1.2.2 Objetivos específicos

Para alcançar o objetivo geral proposto, propõe-se os seguintes objetivos específicos:

- a) Desenvolver uma rotina em PYTHON para geração de acelerogramas sísmicos artificiais não-estacionários por meio de metodologia encontrada em (CLOUGH; PENZIEN, 2003), adequando-a ao encontrado nas normas brasileiras;
- b) Buscar e modelar pontes de concreto armado, utilizando-as como estudo de caso para a avaliação das práticas de projeto;
- c) Desenvolver uma rotina em PYTHON para geração de parâmetros de dano para o concreto, por meio de metodologia encontrada na literatura, adequando-a aos requisitos das normas brasileiras;
- d) Avaliar as deformações inelásticas sofridas pelas pontes na região da superestrutura, considerando um comportamento linear dos pilares e observando, por meio da consideração de modelos de plasticidade e dano, a degradação dos materiais e da rigidez das estruturas após o evento sísmico;
- e) Avaliar o comportamento não linear, geométrico e físico, das estruturas durante a aplicação do registro sísmico com base nas normas NBR 15421 (ABNT, 2023a) e NBR 7187 (ABNT, 2021) por meio de análises com histórico de acelerações no tempo realizadas no programa ABAQUS.

2 COMPORTAMENTO DO CONCRETO E AÇO SOB AÇÃO SÍSMICA

Em geral, a resposta das estruturas de concreto armado ou protendido sob carregamento sísmico, devido aos materiais utilizados, é inelástica. Torna-se, desta forma, importante o entendimento desta característica para a correta avaliação da capacidade resistente que as pontes, objeto principal deste estudo, possuem antes e depois de um sismo.

Abordam-se, nas seções seguintes, conceitos relacionados à plasticidade e dano, a aplicação destes conceitos para o entendimento do comportamento dos materiais e, de forma mais específica, o comportamento dos mesmos durante a ocorrência de um evento sísmico. Mostram-se também as considerações presentes no ABAQUS (2010) que possibilitam este tipo de estudo. Dentre os modelos inelásticos fornecidos pelo software, tem-se:

- a) Plasticidade metálica clássica;
- b) Modelos para metais sujeitos a carregamento cíclico;
- c) Fluência e dilatação: modelo que busca representar o comportamento clássico de fluência do metal e comportamento de dilatação volumétrica dependente do tempo;
- d) Mohr-Coulomb;
- e) Três modelos para concreto sob baixas pressões confinantes: modelo de concreto com fissuras espalhadas, modelo de fissuração frágil e o modelo de plasticidade danificada do concreto;
- f) Danos e falhas progressivas: busca modelar danos e falhas progressivas em metais dúcteis e compósitos reforçados com fibra.

2.1 ANÁLISES NÃO LINEARES

Até o presente momento, assumiu-se ao longo das seções anteriores alguns pontos que garantiam a linearidade dos sistemas, o que possibilita, por exemplo, a utilização de metodologias que dependam do princípio da superposição dos efeitos. Apresentaram-se situações em que as forças responsáveis por resistir as ações dinâmicas eram proporcionais ao deslocamento ou suas derivadas, como por exemplo, a rigidez e o amortecimento do sistema, a consideração da invariabilidade das propriedades do mesmo durante todo o processo de solução, além de

considerar a ocorrência das ações no sistema indeformado. Como apontado por Appleton (2013), em geral, as estruturas reais não se comportam desta maneira quando submetidas a um sismo. Para estas situações, o projetista tem em mãos a possibilidade do uso da análise não linear, cujo objetivo é "[...] melhorar a qualidade do projeto, fornecendo ao engenheiro uma previsão mais confiável do desempenho de um sistema que está sob projeto ou investigação"(MCGUIRE; GALLAGHER; ZIEMIAN, 2000).

Categorizam-se as fontes de não linearidade em duas: geométrica e física. A primeira está relacionada à consideração dos efeitos provocados pelos deslocamentos gerados na configuração estrutural inicial ao longo da análise. Como exemplo, tem-se o efeito P-Δ. A segunda fonte de não linearidade é considerada quando abordam-se as mudanças que ocorrem nas propriedades do material em estudo como, por exemplo, em análises plásticas ou que considerem os efeitos provocados pela fissuração. Ambas serão abordadas nesta dissertação.

Apresenta-se nesta seção o método de Newton-Raphson utilizado para a resolução de problemas não lineares. As pontes presentes em regiões sismicamente ativas, em geral, exigem a realização deste tipo de análise, pois, segundo Phung (2005), a presença de deformações inelásticas e danos significativos impõem esta necessidade à medida que há o desejo de tornar os estudos mais precisos e realistas.

2.1.1 Método de Newton-Raphson

Diferentemente do apresentado anteriormente, considera-se aqui sistemas com não linearidade física e permanece-se com a hipótese de pequenos deslocamentos. Isto implica que a matriz de rigidez depende, neste momento, dos deslocamentos nodais desenvolvidos na estrutura, pois adota-se a formulação em elementos finitos. Busca-se, neste momento, determinar os valores destes deslocamentos após a aplicação da força externa, neste caso, devido à ação sísmica.

Apresenta-se, neste momento, o método de Newton-Raphson a partir do apresentado por Chopra (2016). Primeiramente, sabe-se que no caso dinâmico a força resistente do sistema (\vec{F}_S) é dada pela soma das forças de inércia (\vec{F}_I) , de amortecimento (\vec{F}_D) e elásticas (\vec{F}_S) . Desta forma, no instante de tempo $i+1$, tem-se:

$$(\vec{F}_S)_{i+1} = (\vec{F}_I)_{i+1} + (\vec{F}_D)_{i+1} + (\vec{F}_S)_{i+1} = \tilde{M}\vec{u}_{i+1} + \tilde{C}\vec{u}_{i+1} + \tilde{K}\vec{u}_{i+1} \quad (2.1)$$

Para o equilíbrio no tempo $i+1$, busca-se encontrar os valores de \vec{u} , $\dot{\vec{u}}$ e $\ddot{\vec{u}}$ para os quais valha a seguinte igualdade:

$$\left(\vec{\tilde{F}}_S\right)_{i+1} = \vec{F}_{i+1}, \quad (2.2)$$

onde \vec{F}_{i+1} é a força externa aplicada. A partir de agora, começa-se um processo iterativo em que $\vec{u}_{i+1}^{(j)}$ é o valor do vetor de deslocamentos estimado na iteração j (j varia de 1 ao número necessário de iterações dentro do intervalo de tempo).

Para a obtenção do valor de $\vec{u}_{i+1}^{(j+1)}$, utiliza-se uma abordagem incremental a partir da expansão em séries de Taylor do valor de $\left(\vec{\tilde{F}}_S\right)_{i+1}^{(j+1)}$ (atentando-se ao fato de que $\left(\vec{\tilde{F}}_S\right)_{i+1}$ é função do vetor de deslocamentos no instante $i+1$). Trunca-se o valor da série no segundo termo devido à baixa importância dos termos de mais alta ordem:

$$\left(\vec{\tilde{F}}_S\right)_{i+1}^{(j+1)} \approx \left(\vec{\tilde{F}}_S\right)_{i+1}^{(j)} + \left. \frac{\partial \left(\vec{\tilde{F}}_S\right)_{i+1}}{\partial \vec{u}_{i+1}} \right|_{\vec{u}_{i+1}^{(j)}} \left(\vec{u}_{i+1}^{(j+1)} - \vec{u}_{i+1}^{(j)}\right) \quad (2.3)$$

Pode-se desenvolver a derivada parcial mostrada na equação anterior como:

$$\left. \frac{\partial \left(\vec{\tilde{F}}_S\right)_{i+1}}{\partial \vec{u}_{i+1}} \right|_{\vec{u}_{i+1}^{(j)}} = \left. \frac{\partial \left(\vec{F}_I\right)_{i+1}}{\partial \vec{u}_{i+1}} \right|_{\vec{u}_{i+1}^{(j)}} + \left. \frac{\partial \left(\vec{F}_D\right)_{i+1}}{\partial \vec{u}_{i+1}} \right|_{\vec{u}_{i+1}^{(j)}} + \left. \frac{\partial \left(\vec{F}_S\right)_{i+1}}{\partial \vec{u}_{i+1}} \right|_{\vec{u}_{i+1}^{(j)}} \quad (2.4)$$

$$\left. \frac{\partial \left(\vec{\tilde{F}}_S\right)_{i+1}}{\partial \vec{u}_{i+1}} \right|_{\vec{u}_{i+1}^{(j)}} = \tilde{M} \left. \frac{\partial \vec{\ddot{u}}_{i+1}}{\partial \vec{u}_{i+1}} \right|_{\vec{u}_{i+1}^{(j)}} + \tilde{C} \left. \frac{\partial \vec{\dot{u}}_{i+1}}{\partial \vec{u}_{i+1}} \right|_{\vec{u}_{i+1}^{(j)}} + \left. \frac{\partial \left(\vec{F}_S\right)_{i+1}}{\partial \vec{u}_{i+1}} \right|_{\vec{u}_{i+1}^{(j)}} \quad (2.5)$$

Caso seja utilizado o método de Newmark para o cálculo da velocidade e aceleração tem-se, respectivamente, no instante $i+1$ (Equação B.35 e Equação B.36):

$$\left. \frac{\partial \vec{\dot{u}}_{i+1}}{\partial \vec{u}_{i+1}} \right|_{\vec{u}_{i+1}^{(j)}} = \frac{2}{\Delta t} \quad (2.6)$$

$$\left. \frac{\partial \vec{\ddot{u}}_{i+1}}{\partial \vec{u}_{i+1}} \right|_{\vec{u}_{i+1}^{(j)}} = \frac{4}{\Delta t^2} \quad (2.7)$$

A parcela $\left. \frac{\partial (\vec{F}_S)_{i+1}}{\partial \vec{u}_{i+1}} \right|_{\vec{u}_{i+1}^{(j)}}$ é chamada de matriz de rigidez tangente $(\tilde{K}_T)_{i+1}^{(j)}$ durante o instante de tempo $i+1$ na iteração j devido ao significado geométrico mostrado na Figura 2.1.

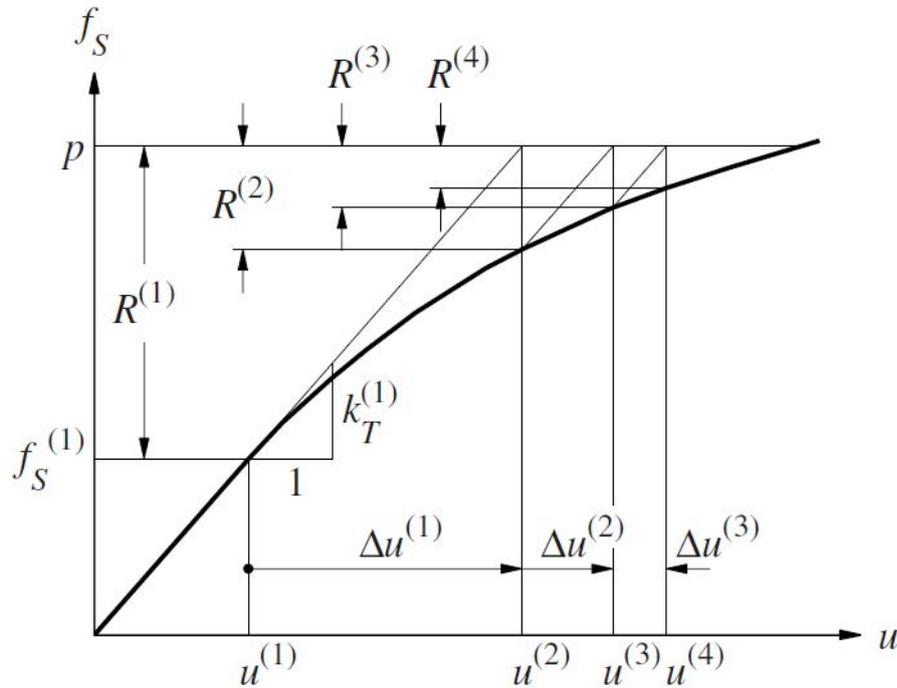


Figura 2.1 – Aproximação da força resistente por meio da iteração de Newton-Raphson (CHOPRA, 2016, p. 185)

Desta forma, tem-se a expressão reescrita como:

$$\left(\tilde{K}_T \right)_{i+1}^{(j)} \equiv \left. \frac{\partial (\vec{F}_S)_{i+1}}{\partial \vec{u}_{i+1}} \right|_{\vec{u}_{i+1}^{(j)}} = \tilde{M} \frac{4}{\Delta t^2} + \tilde{C} \frac{2}{\Delta t} + (\tilde{K}_T)_{i+1}^{(j)} \quad (2.8)$$

Definindo-se:

$$\left(\vec{u}_{i+1}^{(j+1)} - \vec{u}_{i+1}^{(j)} \right) = \Delta \vec{u}_{i+1}^{(j)} \quad (2.9)$$

Pode-se escrever o equilíbrio entre forças externas e resistentes:

$$\left(\vec{F}_S \right)_{i+1}^{(j+1)} \approx \left(\vec{F}_S \right)_{i+1}^{(j)} + \left(\tilde{K}_T \right)_{i+1}^{(j)} \Delta \vec{u}_{i+1}^{(j)} = \vec{F}_{i+1} \quad (2.10)$$

Caso a igualdade na Equação 2.10 não seja satisfeita, define-se o chamado resíduo, $(\vec{R}_S)^{(j)}$, como:

$$(\vec{R}_S)^{(j)}_{i+1} = \vec{F}_{i+1} - (\vec{F}_S)^{(j)}_{i+1} \quad (2.11)$$

$$(\vec{R}_S)^{(j)}_{i+1} = (\vec{K}_T)^{(j)}_{i+1} \Delta \vec{u}_{i+1}^{(j)} \quad (2.12)$$

Substituindo-se as expressões encontradas ao longo da seção na expressão anterior, o resíduo pode ser escrito como:

$$(\vec{R}_S)^{(j)}_{i+1} = \vec{F}_{i+1} - (\vec{F}_S)^{(j)}_{i+1} - \left[\frac{4}{\Delta t^2} \tilde{M} + \frac{2}{\Delta t} \tilde{C} \right] (\vec{u}_{i+1}^{(j)} - \vec{u}_i) - \left[\frac{4}{\Delta t} \tilde{M} + \tilde{C} \right] \vec{u}_i - \tilde{M} \ddot{\vec{u}}_i \quad (2.13)$$

Neste caso, uma próxima iteração deve ser feita para que o resíduo diminua. Realiza-se as iterações até o momento em que o resíduo encontrado converja para um valor dentro da tolerância especificada como se pode ver na Figura 2.2.

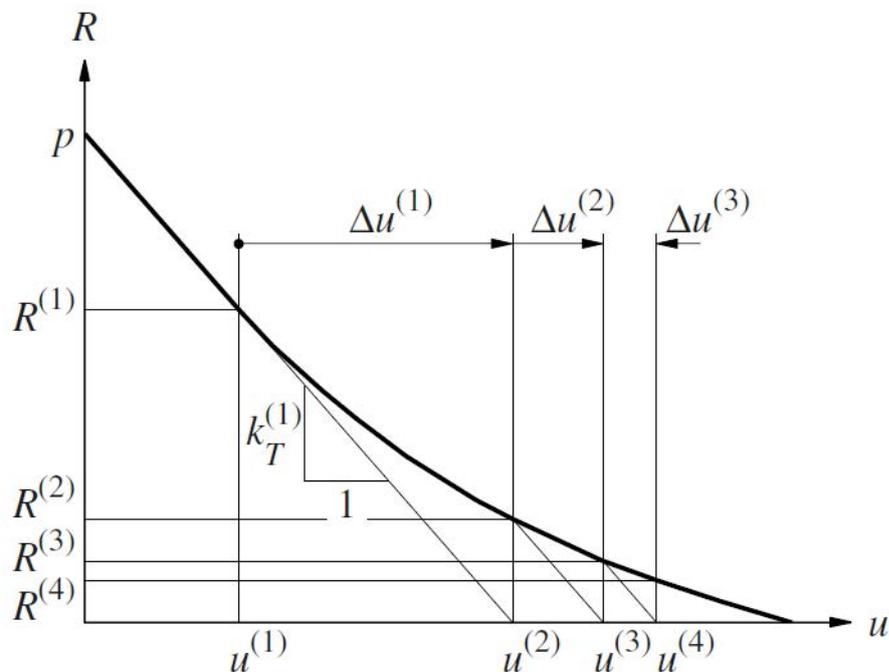


Figura 2.2 – Diminuição do resíduo por meio da iteração de Newton-Raphson (CHOPRA, 2016, p. 185)

2.2 CONCEITOS DE PLASTICIDADE

Como dito na subseção B.3.1.1, a maioria dos materiais possuem uma resposta inicial dentro do limite elástico, mas caso o carregamento exceda o chamado limite de escoamento, parte da deformação resultante sobre a estrutura não será recuperada após a remoção total desta carga. Isto pode ser exemplificado na Figura 2.3 para um metal genérico sob tração uniaxial com comportamento de endurecimento.

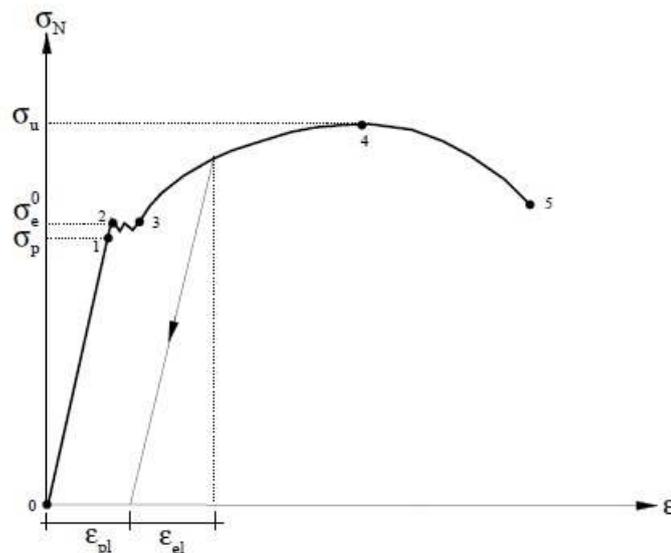


Figura 2.3 – Comportamento de um metal sob carga monotônica (BIT-TENCOURT, 2022, p. 3)

A chamada tensão nominal, σ_N , é dada pela razão entre a força aplicada e a área inicial do corpo de prova. ϵ_{el} e ϵ_{pl} são, respectivamente, a deformação elástica e plástica desenvolvidas. σ_p é a chamada tensão de proporcionalidade até onde, como o próprio nome diz, as tensões e deformações são proporcionais; σ_e^0 é a tensão de escoamento, ou seja, aquela onde começa a ocorrer deformações permanentes; e σ_u é a tensão última do material. Importante notar que, após o descarregamento, ϵ_{pl} torna-se permanente e a deformação elástica é recuperada. Por consequência, caso ocorra um novo carregamento, este seguirá o caminho da descarga, apenas com o desenvolvimento de deformações elásticas até que se atinja uma nova tensão de escoamento diferente da inicial.

Como apontado por Chen e Han (1988), a teoria da plasticidade pode ser vista como uma extensão da teoria da elasticidade que busca compreender o desenvolvimento de tensões e deformações, e a relação entre ambos, à medida que é desenvolvida ductilmente esta deformação permanente, buscando, segundo Lubliner et al. (1989), representar fielmente a realidade física ou, ao menos, aproximar a mesma com um modelo matemático que traz resultados satisfatórios dentro de certas limitações impostas.

Como apontado no ABAQUS (2010), tem-se diferenças significativas entre os materiais quanto ao desenvolvimento das deformações plásticas, como, por exemplo, a influência que a pressão hidrostática exerce sobre o concreto e o aço, sendo esta maior no primeiro que no segundo. Todavia, como apontado no mesmo manual, os principais conceitos da teoria da plasticidade são suficientemente gerais.

Segundo Bathe (2014), necessita-se de algumas propriedades do material para a adequada caracterização do mesmo durante o regime plástico:

- a) Uma função de escoamento, que especifica o estado de tensão multiaxial correspondente ao início do fluxo plástico;
- b) Uma regra de endurecimento, que especifica como a função de escoamento se modifica e evolui durante o escoamento plástico do material.
- c) Uma regra de fluxo, que relaciona os incrementos de deformação plástica ao estado de tensão inicial e ao incremento de tensão, definindo a direção do vetor que representa estas deformações no espaço de deformação.

Cada uma destas propriedades é apresentada nas subseções que se seguem, com foco nos materiais endurecíveis.

2.2.1 Funções de escoamento e de ruptura

2.2.1.1 Materiais com plasticidade independente da pressão

O tensor de tensões $\underline{\underline{\sigma}}$ pode ser dividido em uma parte desviadora e outra parte hidrostática:

$$\underbrace{\begin{bmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} & \sigma_{23} \\ \sigma_{31} & \sigma_{32} & \sigma_{33} \end{bmatrix}}_{\underline{\underline{\sigma}}} = \underbrace{\begin{bmatrix} s_{11} & s_{12} & s_{13} \\ s_{21} & s_{22} & s_{23} \\ s_{31} & s_{32} & s_{33} \end{bmatrix}}_{\text{Tensor das tensões desviadoras } \underline{\underline{S}}} + \underbrace{\begin{bmatrix} p & 0 & 0 \\ 0 & p & 0 \\ 0 & 0 & p \end{bmatrix}}_{\text{Tensor das tensões hidrostáticas}}, \quad (2.14)$$

onde p é a chamada pressão hidrostática dada por

$$p = \frac{\sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33}}{3}. \quad (2.15)$$

Como apontado por Bittencourt (2022), o comportamento da plasticidade independente da pressão é, por exemplo, característico do aço e se traduz na ocorrência das deformações plásticas

provocadas exclusivamente pela ação das tensões desviadoras e sem variação do volume do corpo em estudo. Além disso, não há diferenças entre o comportamento a compressão e a tração para esses materiais.

As funções de escoamento, como definidas por Chen e Han (1988), definem os limites, no espaço das tensões, para o comportamento elástico do material e podem, em geral, serem expressas como:

$$f = (\sigma_{ij}, b_1, b_2, \dots) = 0, \quad (2.16)$$

onde b_1, b_2, \dots são constantes do material, entre elas, a tensão de escoamento inicial σ_e^0 . Para materiais isotrópicos, onde as propriedades são as mesmas em qualquer direção, podemos reescrever a relação como:

$$f = (\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, b_1, b_2, \dots) = 0, \quad (2.17)$$

onde σ_1, σ_2 e σ_3 são as tensões principais. Como apontado por Bittencourt (2022), estas funções se traduzem, no espaço das tensões, em uma superfície convexa e centrada na origem onde, para a combinação de tensões em que: $f < 0$ o comportamento é elástico; $f = 0$, ou seja, sobre a superfície, o comportamento é plástico; e $f > 0$ é um estado de tensões impossível. Para exemplificar as superfícies de escoamento, tem-se o critério de Von Mises:

$$\sigma_e^0 = \sqrt{\frac{1}{2}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2] + [(\sigma_2 - \sigma_3)^2] + [(\sigma_1 - \sigma_3)^2]} \quad (2.18)$$

A representação desta função no espaço das tensões principais é dada na Figura 2.4.

2.2.1.2 Materiais com plasticidade dependente da pressão

Para materiais porosos como o concreto, segundo Bittencourt (2022), a deformação plástica é causada pela ação tanto das tensões desviadoras como das hidrostáticas, sendo esta última responsável por mudanças também no volume.

Para estas situações, como apontado por Chen e Han (1988), diferentemente do retratado na subseção 2.2.1.1, trabalha-se com as chamadas superfícies de ruptura, que possuem a mesma forma de Equação 2.16 e Equação 2.17.

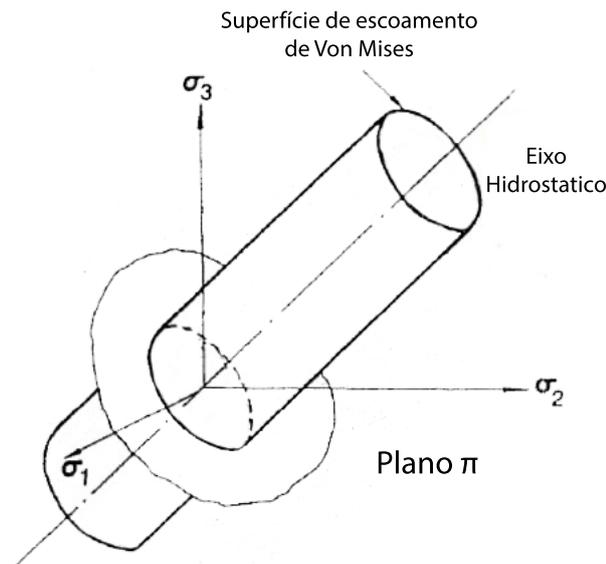


Figura 2.4 – Superfície de escoamento de Von Mises (CHEN; HAN, 1988, p. 76)

2.2.2 Regra de endurecimento

De acordo com Chen e Han (1988), a regra de endurecimento definirá como ocorrerão as mudanças na superfície de escoamento inicial conforme o desenvolvimento das deformações plásticas. As mais utilizadas são:

- a) Isotrópica: a superfície de escoamento inicial se expande de maneira uniforme em todas as direções sem a ocorrência de distorção e movimentação da mesma no espaço das tensões;
- b) Cinemática: a superfície de carga se movimenta como um corpo rígido no espaço das tensões. O tamanho, forma e orientação da superfície de escoamento inicial são mantidos;
- c) Mista: combinação das anteriores.

A nova superfície, chamada de superfície de carga, pode ser expressa de forma geral, para estes três casos, como

$$f = \left(\sigma_{ij}, \varepsilon_{ij}^p, k \right) = F \left(\sigma_{ij} - \alpha_{ij} \right) - k^2 = 0, \quad (2.19)$$

onde k^2 é uma constante para o caso cinemático e dependente de $\underline{\varepsilon}_{eq}$ para os casos isotrópico e

misto, possuindo a função de representar o tamanho da superfície de carga; $F(\sigma_{ij} - \alpha_{ij})$ define a forma da mesma (α_{ij} , componentes de $\underline{\alpha}$, são as coordenadas do centro da superfície de carga e dependente da deformação plástica sofrida, sendo nulo no caso isotrópico). ε_{eq} é a chamada deformação equivalente e está relacionada a tensão equivalente q , podendo a curva q x ε_{eq} ser reduzida para a curva experimental de tensão-deformação uniaxial ($q = \sigma_1$ e $\varepsilon_{eq} = \varepsilon_1^p$). Para a teoria de Von Mises, ou seja, no caso de materiais com plasticidade independente da pressão, segundo Bittencourt (2022) tem-se que:

$$\varepsilon_{eq} = \sqrt{\frac{2}{3} \varepsilon_{ij}^{pl} \varepsilon_{ij}^{pl}} = \sqrt{\frac{2}{9} [(\varepsilon_{11}^{pl} - \varepsilon_{22}^{pl})^2 + (\varepsilon_{22}^{pl} - \varepsilon_{33}^{pl})^2 + (\varepsilon_{33}^{pl} - \varepsilon_{11}^{pl})^2 + 6((\varepsilon_{12}^{pl})^2 + (\varepsilon_{23}^{pl})^2 + (\varepsilon_{31}^{pl})^2)]} \quad (2.20)$$

$$q = \sqrt{\frac{3}{2} s_{ij} s_{ij}} = \sqrt{\frac{(\sigma_{11} - \sigma_{22})^2 + (\sigma_{22} - \sigma_{33})^2 + (\sigma_{33} - \sigma_{11})^2 + 6(\sigma_{12}^2 + \sigma_{23}^2 + \sigma_{31}^2)}{2}} \quad (2.21)$$

A relação incremental destas duas quantidades é dada por:

$$dq = H_p(q) d\varepsilon_{eq}, \quad (2.22)$$

onde $H_p(q)$ é o chamado módulo plástico e que está relacionado à taxa de expansão da superfície de carregamento, sendo este igual à inclinação da curva uniaxial tensão-deformação plástica no valor de q .

2.2.3 Regra de fluxo

A partir da Equação B.43, considerando $\delta \underline{\xi}$ igual à taxa de deslocamento real, $\partial \underline{\xi} / \partial t$, e $\delta \underline{\varepsilon}$ igual à taxa de deformação real, $\dot{\underline{\varepsilon}}$, tem-se que

$$\underbrace{\int_{\Omega_0} \rho \underline{\gamma} \cdot \frac{\partial \underline{\xi}}{\partial t} d\Omega_0}_{\text{Potência das quantidades de aceleração}} + \underbrace{\int_{\Omega_0} \underline{\underline{\sigma}} : \dot{\underline{\varepsilon}} d\Omega_0}_{\text{Potência de deformação}} = \underbrace{\int_{\Omega_0} \rho \underline{f} \cdot \frac{\partial \underline{\xi}}{\partial t} d\Omega_0 + \int_{\partial\Omega_0} \frac{\partial \underline{\xi}}{\partial t} \cdot \underline{T} dS}_{\text{Potência externa fornecida ao sistema}} \quad (2.23)$$

A densidade volumétrica de energia mecânica necessária para impor a um volume $d\Omega_0$ uma deformação ε entre os tempos $t = 0$ e $t = T$ é dado por

$$w = \int_0^T \underline{\underline{\sigma}} : \underline{\underline{\dot{\varepsilon}}} dt \quad (2.24)$$

Como mostrado por Salençon (2012), para um material com comportamento elástico, apenas a deformação final é necessária para definir a quantidade de energia que deve ser imposta em $d\Omega_0$ para lhe causar uma deformação $\varepsilon(T)$ entre os tempos $t = 0$ e $t = T$, independentemente do caminho de deformação. Todavia, segundo Bittencourt (2022), devido à dissipação de energia inerente ao comportamento plástico, o mesmo não pode ser afirmado para a plasticidade, o que força a utilização de incrementos para a definição das relações constitutivas para este caso. Desta forma, os incrementos de deformações totais podem ser decompostos em uma parcela elástica e outra plástica:

$$d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^{el} + d\varepsilon_{ij}^{pl} \quad (2.25)$$

$d\varepsilon_{ij}^{el}$ pode ser facilmente encontrada a partir da Equação B.50. Já $d\varepsilon_{ij}^{pl}$ é expressa por:

$$d\varepsilon_{ij}^{pl} = d\lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}}, \quad (2.26)$$

onde $d\lambda$ é um fator escalar positivo de proporcionalidade que define a magnitude de $d\varepsilon_{ij}^{pl}$, que é diferente de zero apenas na superfície quando ocorrem deformações plásticas. A equação

$$g(\sigma_{ij}) = 0 \quad (2.27)$$

define uma superfície (hipersuperfície) de potencial plástico no espaço das tensões. A relação implica que o vetor de fluxo plástico $d\varepsilon_{ij}^{pl}$, se plotado como um vetor livre neste espaço, é normal à superfície de g , pois é proporcional ao gradiente deste. No caso em que g seja igual à superfície f , a regra de fluxo chama-se associada; caso contrário, tem-se a situação de fluxo não-associado.

2.3 AÇO

2.3.1 Características gerais

Como apontado na subseção 2.2.1.1, o aço é caracterizado como possuidor de plasticidade independente da pressão hidrostática aplicada. Seu comportamento é parecido com aquele

apresentado na Figura 2.3. Todavia diferenças significativas são encontradas na curva entre os pontos 4 e 5. O amolecimento após deformações mais acentuadas não ocorre no aço. O comportamento deste material sob ação de um carregamento cíclico está descrito na Figura 2.5.

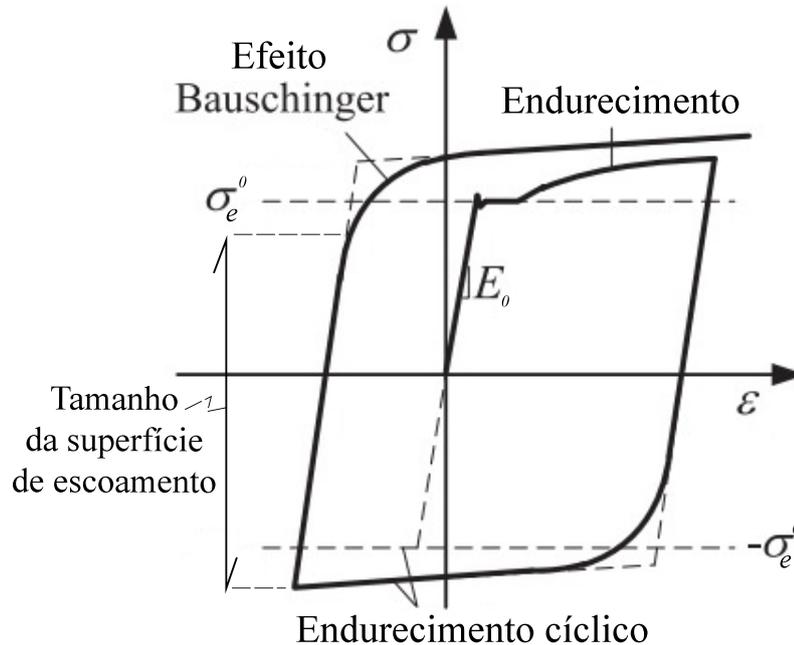


Figura 2.5 – Comportamento cíclico do aço adaptado de (MENDES; CASTRO, 2014, p. 156)

Como se pode ver, há a ocorrência do efeito Bauschinger, descrito por Chen e Han (1988), como um tipo particular de anisotropia direcional induzida pela deformação plástica provocada no material, tendo como consequência a observação de que uma deformação plástica inicial de um sinal reduz a resistência do material em relação à uma deformação plástica subsequente de sinal oposto. Este comportamento, como apontado por Appleton (2013), reduz a capacidade do material em dissipar energia ao longo dos ciclos de deformação.

2.3.2 Modelo para metais sujeitos a carregamentos cíclicos

Esta seção, apresenta-se o modelo utilizado no trabalho para a representação do aço. O ABAQUS (2010) permite a simulação do comportamento do material sob ações cíclicas a partir de modelos de endurecimento cinemático. Apresenta-se o modelo combinado de endurecimento isotrópico/cinemático nesta seção. Este modelo está disponível apenas com a superfície de escoamento de Von Mises.

2.3.3 Superfície de escoamento

A superfície de escoamento é baseada na Equação 2.19 e representada pela expressão dada por

$$f = \sqrt{\frac{3}{2} \left(\underline{\underline{S}} - \underline{\underline{\alpha}}^{dev} \right) : \left(\underline{\underline{S}} - \underline{\underline{\alpha}}^{dev} \right)} - \sigma_e^0, \quad (2.28)$$

onde o tensor $\underline{\underline{S}}$ foi descrito anteriormente, σ_e é a tensão de escoamento em um tempo qualquer e $\underline{\underline{\alpha}}^{dev}$ é a parte desviatória de $\underline{\underline{\alpha}}$, este também definido anteriormente.

2.3.4 Regra de fluxo

A regra de fluxo assumida é associada e dada por

$$\underline{\underline{\dot{\epsilon}}}^{pl} = \dot{\epsilon}_{eq} \frac{\partial f}{\partial \underline{\underline{\sigma}}}, \quad (2.29)$$

onde f é dada na Equação 2.28 e $\underline{\underline{\dot{\epsilon}}}_{eq}$ é expressa por

$$\dot{\epsilon}_{eq} = \sqrt{\frac{2}{3} \underline{\underline{\dot{\epsilon}}}^{pl} : \underline{\underline{\dot{\epsilon}}}^{pl}} \quad (2.30)$$

2.3.5 Regra de endurecimento

Baseado em Lemaitre e Chaboche (1990), o modelo combinado de endurecimento isotrópico/cinemático possui duas componentes. Como descrito pelo ABAQUS (2010), estas são:

- a) Uma componente de endurecimento cinemático não linear, que descreve a translação da superfície de escoamento no espaço de tensões através de $\underline{\underline{\dot{\alpha}}}$, dada por

$$\underline{\underline{\dot{\alpha}}} = C \frac{1}{\sigma_e^0} (\underline{\underline{\sigma}} - \underline{\underline{\alpha}}) \dot{\epsilon}_{eq} - \gamma \underline{\underline{\alpha}} \dot{\epsilon}_{eq}, \quad (2.31)$$

onde C é o módulo de endurecimento cinemático inicial e γ determina a taxa na qual o módulo de endurecimento cinemático diminui com o desenvolvimento da deformação plástica no material.

- b) Uma componente de endurecimento isotrópico, que descreve a mudança no tamanho da superfície de escoamento em função da deformação plástica equivalente desenvolvida, sendo esta expressa por

$$\sigma_e = \sigma_e^0 + Q_\infty \left(1 - e^{-b \epsilon_{eq}} \right) \quad (2.32)$$

Q_∞ é a mudança máxima no tamanho da superfície de escoamento após os ciclos; e b define a taxa na qual o tamanho da superfície de escoamento muda à medida que a deformação plástica se desenvolve no material durante a ação aplicada.

A evolução dos componentes cinemáticos e isotrópicos do endurecimento é ilustrada, para carregamento multiaxial, na Figura 2.6.

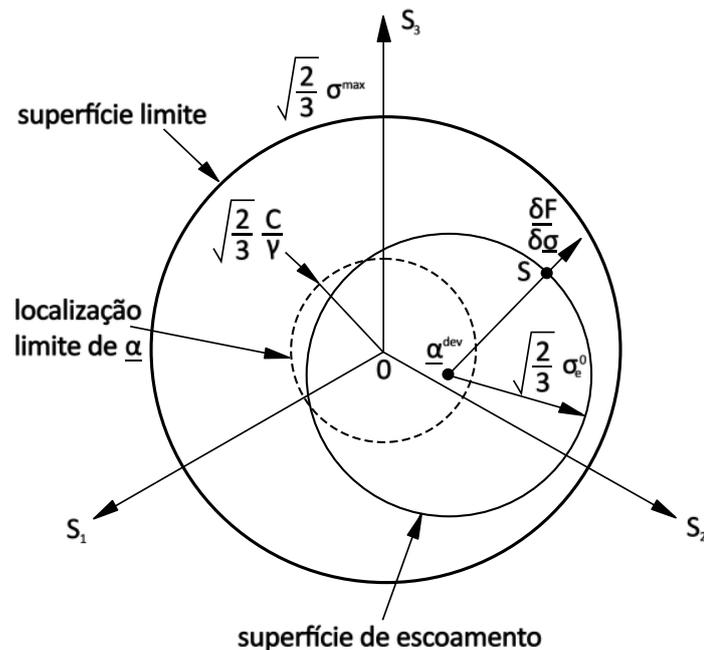


Figura 2.6 – Representação tridimensional do endurecimento no modelo não linear isotrópico/cinemático (ABAQUS, 2010)

2.4 CONCRETO

2.4.1 Características gerais

O principal desafio para a tentativa de criar um modelo constitutivo satisfatório para o concreto é o fato deste ser um compósito, formado por água, agregado miúdo, agregado graúdo e cimento. Em geral, segundo Chen e Han (1988), adota-se para o material a hipótese de que este é um homogêneo contínuo, com comportamento inicialmente isotrópico.

Como apontado por Lubliner (2006), o concreto, em geral, não sofre grandes deformações antes da falha, sendo considerado um material frágil. As deformações desenvolvidas no regime plástico, diretamente ligadas ao comportamento das fissuras desenvolvidas, ainda são preponderantes quando comparadas com aquelas que ocorrem no patamar elástico, fazendo com que a resistência última do material seja alcançada inelasticamente. Desta forma, segundo Sihand e Ditomasso

(1985), o comportamento inelástico do concreto está intimamente ligado a propagação de fissuras no seu interior, na interface agregado graúdo e argamassa (água + agregado miúdo + cimento), antes e depois do carregamento, sendo estas fissuras anteriores provocadas por fenômenos como a retração. É possível ver na Figura 2.7 o comportamento do concreto sob compressão e sob tração.

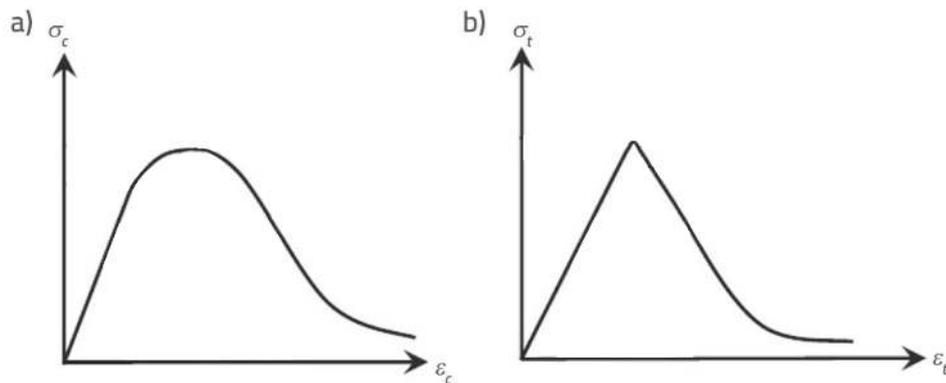


Figura 2.7 – Comportamento do concreto sob a) compressão e b) tração (DEMIR; İNCE; ALTIOK, 2021, p. 612)

De acordo com Chen e Han (1988), torna-se clara a diferença da resposta do material para as diferentes condições de carregamento uniaxial:

- a) Para um ensaio de compressão é possível perceber a existência de três estágios: elástico linear até, aproximadamente, 30% da tensão máxima de compressão (f_c); entre 30% e cerca de 75% de f_c começa o patamar não linear do material, com o aparecimento e propagação estável de novas fissuras; a partir de 75% de f_c ocorre a propagação instável das fissuras, união destas e com a consequente falha da amostra ao final do teste;
- b) Para um ensaio de tração, diferente do que ocorre na compressão, o diagrama tensão-deformação é quase linear até o ponto máximo, quando imediatamente começa a descer, ou seja, a propagação das fissuras é rápida e quase que totalmente instável.

Como pode ser observado em ambos os casos, após atingir a resistência máxima, o concreto apresenta amolecimento com o aumento da deformação, ou seja, uma diminuição gradual da resistência com a deformação adicional.

Durante um evento sísmico, é importante a avaliação do comportamento de um material sob ação de uma carga cíclica. A ação deste tipo de carregamento sob o concreto é mostrado na Figura 2.8.

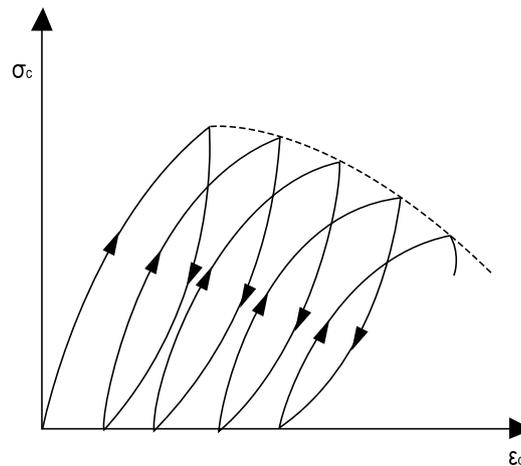


Figura 2.8 – Comportamento do concreto sob ação de uma carga cíclica (APPLETON, 2013, p. 704)

Como pode ser visto, com o acúmulo das deformações permanentes ao longo dos ciclos, há uma diminuição do módulo de elasticidade, ou seja, como apontado por Appleton (2013), uma degradação progressiva da resistência do material que compromete o seu desempenho. Para diminuir este comportamento indesejável, confina-se o concreto, restringido a sua expansão lateral e aumentando, assim, sua capacidade de se deformar e, por consequência, sua ductilidade. Segundo Chen e Han (1988), até um certa pressão aplicada, as deformações axiais e laterais no momento da ruptura aumentam com o aumento da pressão de confinamento. Este comportamento pode ser visto na Figura 2.9.

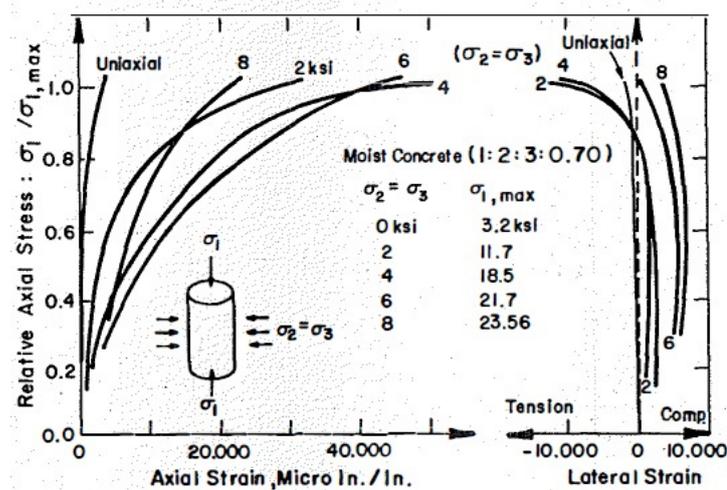


Figura 2.9 – Influência do confinamento nas deformações do concreto (CHEN; HAN, 1988, p. 348)

2.4.2 Modelo de plasticidade danificada (CDP)

Nesta seção busca-se apresentar a fundamentação teórica por trás do modelo escolhido para descrever o concreto no ABAQUS (2010). Como descrito no próprio manual do software, o chamado "concrete damaged plasticity"(CDP) ou modelo de plasticidade danificada é uma abordagem que mescla a teoria do dano contínuo e conceitos de plasticidade, e tem como principal objetivo descrever o dano no concreto sob cargas cíclicas e/ou dinâmicas na presença de baixas pressões de confinamento (consideradas aqui como sendo de 4 a 5 vezes menores do que a carga última à compressão que o material suporta em um teste de compressão uniaxial), onde os principais mecanismos de falha são a fissuração em tração e o esmagamento em compressão. Como apontado por (BAKHTI et al., 2022), a alta confiabilidade deste modelo se deve à sua capacidade de levar em consideração a degradação da rigidez elástica induzida pela deformação plástica, bem como os efeitos de recuperação da rigidez sob carregamento cíclico. Este é baseado nos trabalhos de Lubliner et al. (1989) e Lee e Fenves (1998) e capaz de, segundo o ABAQUS (2010),

- a) Possibilitar ao usuário modelar o concreto em todos os tipos de estruturas (vigas, treliças, cascas e sólidos);
- b) Utilizar conceitos de elasticidade isotrópica danificada em combinação com plasticidade isotrópica de tração e compressão para representar o comportamento inelástico do concreto;
- c) Descrever o dano irreversível que ocorre durante o processo de fraturamento, permitindo também o controle sobre os efeitos de recuperação de rigidez durante reversões cíclicas de carga.

A consideração de baixas pressões de confinamento produz os seguintes efeitos:

- a) Diferentes tensões de escoamento inicial para os casos de compressão e tração, e comportamentos distintos após o limite elástico ser atingido: amolecimento na tração e endurecimento inicial seguido de amolecimento na compressão, como visto na subseção 2.4.1;
- b) Diferentes comportamentos para a degradação da rigidez elástica em tração e compressão;
- c) Recuperação de rigidez durante o carregamento cíclico devido ao fechamento de fissuras;

- d) Sensibilidade quanto à taxa de deformação, provocando, por exemplo, um aumento na resistência última como consequência do crescimento desta taxa e a diminuição da não-linearidade do material por retardo do crescimento das fissuras.

Segue a apresentação do modelo presente no ABAQUS (2010). Primeiramente, define-se a chamada tensão efetiva ($\bar{\sigma}$). Esta é apresentada pelo fato de que durante o fenômeno do dano, $\bar{\sigma}$ será mais representativa do que a tensão de Cauchy, isto porque a área onde ocorre a tensão efetiva é a responsável por resistir às ações decorrentes do carregamento externo aplicado. Portanto,

$$\sigma = D_0 : \varepsilon - \varepsilon^{pl}, \quad (2.33)$$

onde D_0 é o tensor de quarta ordem da rigidez elástica não degradada e igual à E_0 nas situações de carregamento uniaxiais. Após o início da degradação do material, adota-se a variável d , que pode assumir valores crescentes entre 0 (material não danificado) e 1 (material totalmente danificado). Esta degradação será considerada isotrópica. Desta forma, a tensão de Cauchy é dada por

$$\sigma = D : (\varepsilon - \varepsilon^{pl}), \quad (2.34)$$

onde o tensor D (tensor de quarta ordem de rigidez elástica degradada) é dado por

$$D = (1 - d) D_0, \quad (2.35)$$

Importante notar que $(1 - d)$ representa, de forma simples, a razão entre a área que efetivamente resiste à carga (ou seja, a área total da seção menos a área danificada) e a área total da seção. Para os casos multiaxiais, d é função do estado de tensão e das variáveis de dano uniaxiais, d_t e d_c , mostradas na Figura 2.10.

As variáveis d_t e d_c , são responsáveis por caracterizar a resposta degradada do material em tração e compressão, respectivamente, podendo também assumir valores na faixa de 0 a 1, assim como d , inclusive com o mesmo significado para os valores. Como se pode ver na Figura 2.10, após ocorrer deformações permanentes, a inclinação da descarga é menor do que E_0 (rigidez elástica para o caso uniaxial), ou seja, houve degradação. Desta forma

$$(1 - d) = (1 - s_t d_c) (1 - s_c d_t), \quad 0 \leq s_t, s_c \leq 1 \quad (2.36)$$

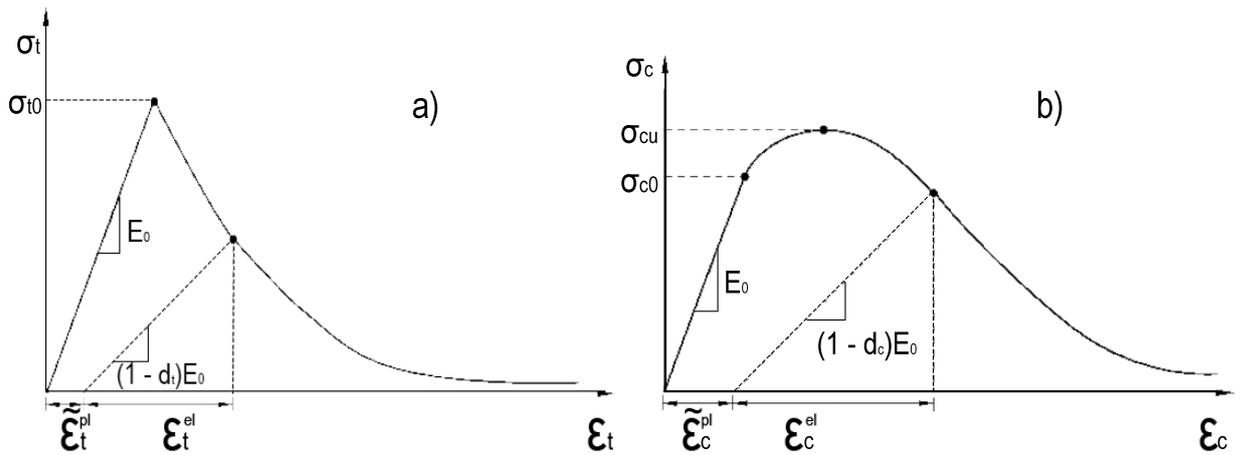


Figura 2.10 – Resposta do concreto ao carregamento uniaxial em tração (a) e compressão (b) (ABAQUS, 2010)

onde s_t e s_c , também são funções do estado de tensão no concreto, em tração e em compressão, respectivamente, aplicadas com o intuito de representar a recuperação de rigidez que ocorre durante eventos de reversão de tensão. Estas são dadas pelas seguintes expressões:

$$s_t = 1 - w_t r(\hat{\sigma}); \quad 0 \leq w_t \leq 1 \quad (2.37)$$

e

$$s_c = 1 - w_c (1 - r(\hat{\sigma})); \quad 0 \leq w_c \leq 1 \quad (2.38)$$

$r(\hat{\sigma})$ é dado pela seguinte expressão:

$$r(\hat{\sigma}) = \frac{\sum_{i=1}^3 \langle \hat{\sigma}_i \rangle}{\sum_{i=1}^3 |\hat{\sigma}_i|}; \quad 0 \leq r(\hat{\sigma}) \leq 1, \quad (2.39)$$

onde $\hat{\sigma}_i$, ($i = 1,2,3$), são as tensões principais do tensor de tensões efetivas e

$$\langle \hat{\sigma}_i \rangle = \frac{1}{2} (|\hat{\sigma}_i| + \hat{\sigma}_i) \quad (2.40)$$

Assim:

$$r(\hat{\sigma}) = \begin{cases} 1, & \text{se as tensões } \hat{\sigma}_1, \hat{\sigma}_2 \text{ e } \hat{\sigma}_3 \text{ são positivas;} \\ 0, & \text{se as tensões } \hat{\sigma}_1, \hat{\sigma}_2 \text{ e } \hat{\sigma}_3 \text{ são negativas.} \end{cases} \quad (2.41)$$

As variáveis w_t e w_c são propriedades do material, sua inclusão no modelo tem por objetivo controlar a recuperação da rigidez à tração e à compressão na reversão da carga, mecanismo complexo que envolve a interação entre fissuras e a abertura/fechamento das mesmas.

Experimentalmente, segundo o ABAQUS (2010), a rigidez é recuperada após a mudança tração-compressão, pelo fechamento das fissuras, mas no movimento contrário compressão-tração, o mesmo não ocorre. Desta forma, o software adota, como padrão, $w_t = 0$ e $w_c = 1$. Este comportamento pode ser visto na Figura 2.11.

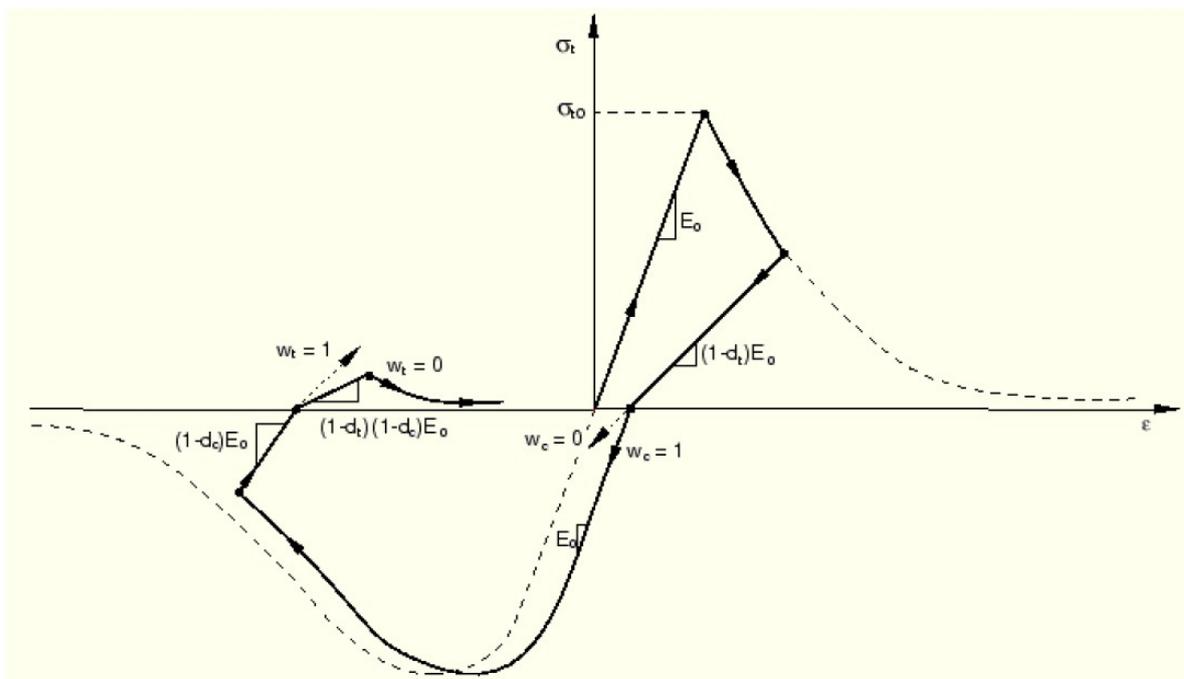


Figura 2.11 – Ciclo de carga uniaxial demonstrando a ação das variáveis w_t e w_c no modelo (ABAQUS, 2010)

2.4.2.1 Regra de endurecimento

Os estados danificados tanto em tração como em compressão são caracterizados independentemente por $\tilde{\underline{\underline{\epsilon}}}_t^{pl}$ e $\tilde{\underline{\underline{\epsilon}}}_c^{pl}$, respectivamente. O crescimento dessas variáveis indicam o desenvolvimento de mecanismos de falha do material, como microfissuração e esmagamento. Estes são dados por

$$\tilde{\underline{\underline{\epsilon}}}^{pl} = \begin{bmatrix} \tilde{\underline{\underline{\epsilon}}}_t^{pl} \\ \tilde{\underline{\underline{\epsilon}}}_c^{pl} \end{bmatrix} \quad (2.42)$$

$$\bar{p} = -\frac{1}{3}\bar{\sigma} : I, \quad (2.49)$$

e I é o tensor identidade de segunda ordem;

- O coeficiente α é determinado a partir da tensão de escoamento compressiva biaxial e a tensão de escoamento compressiva uniaxial inicial, σ_{b0} e σ_{c0} , respectivamente, por meio da expressão

$$\alpha = \frac{\sigma_{b0} - \sigma_{c0}}{2\sigma_{b0} - \sigma_{c0}} \quad (2.50)$$

- $\beta(\tilde{\varepsilon}^{pl})$ é uma função dada por

$$\beta(\tilde{\varepsilon}^{pl}) = \frac{\bar{\sigma}_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl})}{\bar{\sigma}_t(\tilde{\varepsilon}_t^{pl})}(1 - \alpha) - (1 + \alpha), \quad (2.51)$$

onde $\bar{\sigma}_c$ e $\bar{\sigma}_t$ são a tensão efetiva de coesão de compressão e a tensão efetiva de coesão de tração, respectivamente;

- γ entra na função de escoamento apenas para estados de tensão de compressão triaxial, ou seja, onde $\sigma_{max} < 0$. Desta forma,

$$\gamma = \frac{3(1 - K_c)}{2K_c - 1}, \quad (2.52)$$

onde K_c é a razão entre o segundo invariante de tensão efetiva no meridiano de tração (\bar{q}_{TM}), situação em que $\hat{\sigma}_{max} = \hat{\sigma}_1 > \hat{\sigma}_2 = \hat{\sigma}_3$, e o segundo invariante no meridiano de compressão (\bar{q}_{CM}), onde $\hat{\sigma}_{max} = \hat{\sigma}_1 = \hat{\sigma}_2 > \hat{\sigma}_3$, isto é,

$$K_c = \frac{\bar{q}_{TM}}{\bar{q}_{CM}}, \quad (2.53)$$

no escoamento inicial para qualquer valor dado de \bar{p} tal que a tensão principal máxima seja negativa, $\hat{\sigma}_{max} < 0$. q_{TM} e q_{CM} são dados respectivamente por:

$$\left(\frac{2}{3}\gamma + 1\right)\bar{q}_{TM} - (\gamma + 3\alpha)\bar{p} = (1 - \alpha)\bar{\sigma}_c \quad (2.54)$$

$$\left(\frac{1}{3}\gamma + 1\right)\bar{q}_{CM} - (\gamma + 3\alpha)\bar{p} = (1 - \alpha)\bar{\sigma}_c \quad (2.55)$$

Deve-se satisfazer a condição $0,5 < K_c \leq 1$, sendo $2/3$ o valor padrão.

Nas Figura 2.12 e Figura 2.13 é possível ver a representação gráfica da função de escoamento.

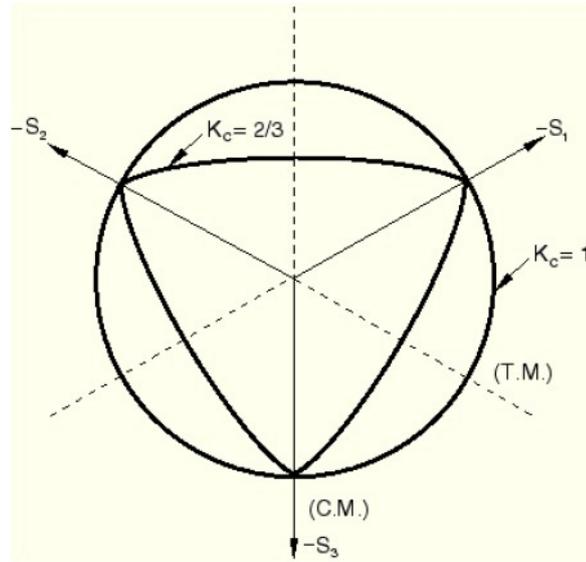


Figura 2.12 – Superfície de escoamento representada no plano desviador para diferentes valores de K_c (ABAQUS, 2010)

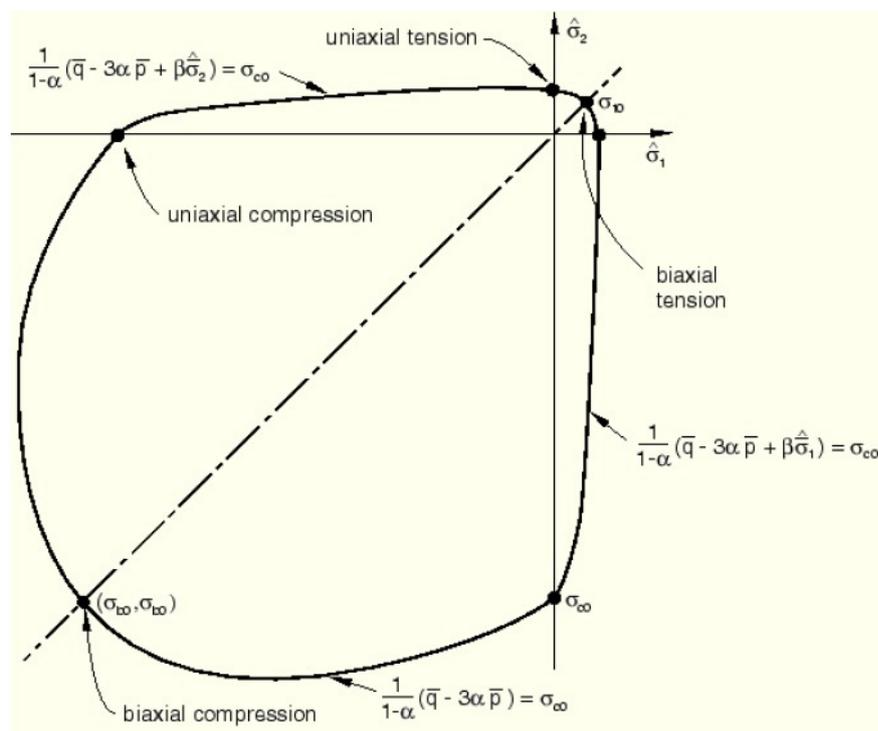


Figura 2.13 – Superfície de escoamento representada no plano das tensões efetivas principais (ABAQUS, 2010)

2.4.2.3 Regra de fluxo

Adota-se uma regra de fluxo não associada, dada por

$$\underline{\underline{\dot{\epsilon}^{pl}}} = \lambda \frac{\partial G(\underline{\underline{\sigma}})}{\partial \underline{\underline{\sigma}}}, \quad (2.56)$$

em que

$$G = \sqrt{(e \sigma_{t0} \tan \psi)^2 + \bar{q}^2} - \bar{p} \tan \psi, \quad (2.57)$$

onde:

- ψ é o ângulo de dilatação medido no plano p–q em alta pressão confinante. Como apontado por Vermeer e Borst (1984), este parâmetro representa a razão entre a variação do volume plástico e a deformação plástica por cisalhamento, desta forma, em geral, um material com um ângulo de dilatação maior apresentará um aumento de volume maior. Já Jabbar (2023) define o ângulo de dilatação como aquele que representa o desvio de um elemento sob uma tensão aplicada, como pode ser visto na Figura 2.14.

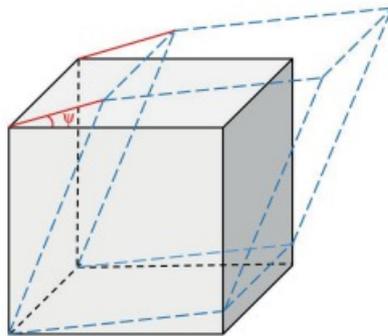


Figura 2.14 – O desvio de um elemento e o ângulo de dilatação criado (JABBAR, 2023, p. 3)

Como apontado por Poliotti e Bairán (2019), os estudos que envolvem o concreto simples tendem a utilizar valores mais baixos do parâmetro de dilatação; já nos casos onde foi simulada a interação do concreto com as armaduras, necessitou-se de valores maiores para ajustar adequadamente aos resultados experimentais, o que torna-se um ponto de inconsistência, já que este parâmetro deveria ser próprio do material;

- σ_{t0} é a tensão de tração uniaxial na ruptura;
- e é um parâmetro, denominado excentricidade, que define a taxa na qual a função se aproxima da assíntota (o potencial de fluxo tende a uma linha reta enquanto a excentricidade tende à zero).

2.4.3 Definição dos parâmetros para a representação do concreto sob tração a partir de teste uniaxial

Como ressaltado no manual do ABAQUS (2010) a abordagem padrão de modelagem no software é feita considerando as barras de aço e o concreto de maneira independente por sobreposição das malhas dos elementos finitos que representam cada um deles, sem considerar os efeitos provocados pelas interações na interface entre vergalhão/concreto como, por exemplo, o deslizamento devido à aderência. Isto pode ser contornado pela a adição de um “enrijecimento da tensão” na modelagem do concreto para simular a transferência de carga entre as fissuras através das barras, por meio de uma relação tensão-deformação pós-falha, ou seja, fornecer a tensão pós-ruptura em função da deformação ligada à fissuração ($\tilde{\varepsilon}_t^{ck}$), sendo esta definida como

$$\tilde{\varepsilon}_t^{ck} = \varepsilon_t - \varepsilon_{0t}^{el}, \quad (2.58)$$

onde ε_t é a deformação total em tração e ε_{0t}^{el} é a deformação elástica do material não degradado sob tração dada por

$$\varepsilon_{0t}^{el} = \frac{\sigma_t}{E_0} \quad (2.59)$$

Estas variáveis são apresentadas na Figura 2.15.

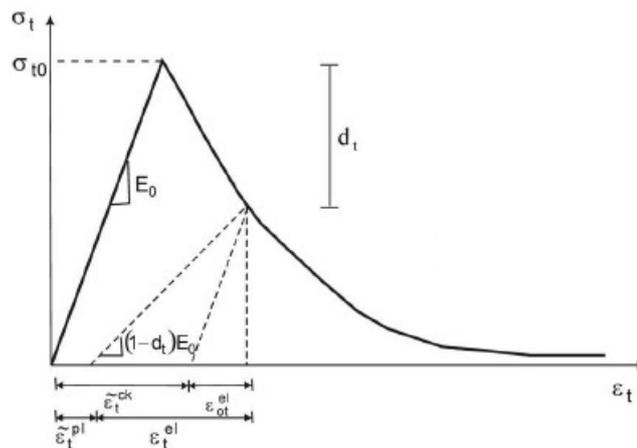


Figura 2.15 – Definição de $\tilde{\varepsilon}_t^{ck}$ (ABAQUS, 2010)

Os dados de enrijecimento de tensão devem ser fornecidos em termos de $\tilde{\varepsilon}_t^{ck}$. Quando os dados relacionados a descarga do material estão disponíveis, é possível fornecê-los ao software em termos de curvas de danos por tração, $d_t \times \tilde{\varepsilon}_t^{ck}$. A conversão automática dos valores de $\tilde{\varepsilon}_t^{ck}$ em deformação plástica é realizada por meio da relação

$$\tilde{\varepsilon}_t^{pl} = \tilde{\varepsilon}_t^{ck} - \frac{d_t}{1-d_t} \frac{\sigma_t}{E_0} \quad (2.60)$$

Caso os valores de deformação plástica calculados forem negativos e/ou diminuïrem com o aumento de $\tilde{\varepsilon}_t^{ck}$, o software alertará a ocorrência de erro no modelo, o que normalmente indica que as curvas de dano por tração estão incorretas. Na ausência destas curvas, por padrão, $\tilde{\varepsilon}_t^{pl} = \tilde{\varepsilon}_t^{ck}$.

2.4.4 Definição dos parâmetros para a representação do concreto sob compressão a partir de teste uniaxial

Para definir o comportamento do concreto em toda a sua fase inelástica sob carga uniaxial compressiva é possível fornecer ao software os dados em termos da camada de esmagamento ($\tilde{\varepsilon}_c^{in}$), sendo esta definida como

$$\tilde{\varepsilon}_c^{in} = \varepsilon_c - \varepsilon_{0c}^{el} \quad (2.61)$$

onde ε_c é a deformação total em compressão e ε_{0c}^{el} é a deformação elástica do material não degradado sob compressão dada por

$$\varepsilon_{0c}^{el} = \frac{\sigma_c}{E_0} \quad (2.62)$$

Estas variáveis são apresentadas na Figura 2.16.

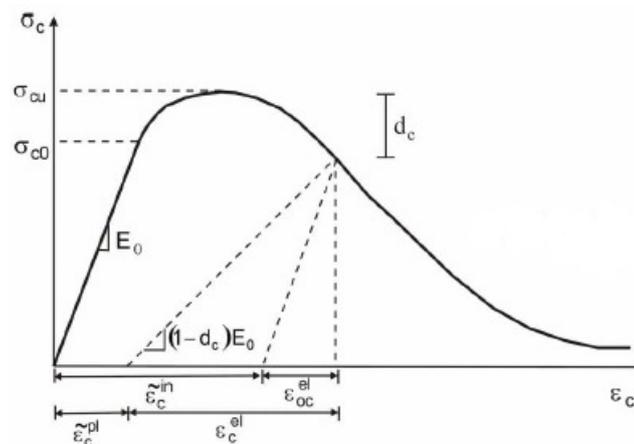


Figura 2.16 – Definição de $\tilde{\varepsilon}_c^{in}$ (ABAQUS, 2010)

Assim como no caso de caracterização do material sob tração, é possível fornecer ao software as curvas de danos por compressão, $d_c \times \tilde{\varepsilon}_c^{in}$. A conversão automática dos valores também é

realizada neste caso, desta vez a deformação de esmagamento é traduzida em deformação plástica a partir da seguinte expressão

$$\tilde{\epsilon}_c^{pl} = \tilde{\epsilon}_c^{in} - \frac{d_c}{1 - d_c} \frac{\sigma_c}{E_0} \quad (2.63)$$

e maneira análoga ao apresentado na seção anterior, nas situações em que os valores de deformação plástica calculados forem negativos e/ou diminuïrem com o aumento de $\tilde{\epsilon}_c^{in}$, ocorrerá erro, o que indica a possível inconsistência das curvas de dano fornecidas. Na ausência destas curvas, por padrão, $\tilde{\epsilon}_c^{pl} = \tilde{\epsilon}_c^{in}$.

3 NORMAS BRASILEIRAS

3.1 NBR-15421 (2023)

Até recentemente, no Brasil, os engenheiros projetistas não possuíam uma normalização que tratasse exclusivamente da segurança sísmica de estruturas. A promulgação da primeira norma sobre o tema ocorreu em 2006 com o nome NBR 15421 - Projeto de estruturas resistentes a sismos - Procedimento. Desde então, após novas pesquisas desenvolvidas e a necessidade de inclusão de casos anteriormente não abordados, promulgou-se uma nova versão, a NBR 15421 (ABNT, 2023a). Objetiva-se, com as disposições da norma, estabelecer "[...] os requisitos de projeto para estruturas civis, visando a preservação de vidas humanas, a redução nos danos esperados em edificações e a manutenção da operacionalidade de edificações críticas durante e após um evento sísmico." NBR 15421 (ABNT, 2023a)

Mesmo que, em primeiro momento, esta versão seja clara quanto ao seu uso principalmente voltado para o projeto de edificações e que para outras estruturas seja necessária a observação dos requisitos necessários em normas especificamente elaboradas para estas, desde 2021, após a promulgação da NBR 7187 (ABNT, 2021), tornou-se possível a sua aplicação no caso de pontes, foco central do trabalho. Explicita-se na norma esta possibilidade ao citar, no item 1 da mesma, a validade do seu item 6, que trata dos valores característicos da ação sísmica que devem ser consideradas na elaboração de qualquer projeto estrutural desenvolvido no Brasil.

3.1.1 Zoneamento sísmico

Define-se no zoneamento sísmico apresentado na NBR 15421 (ABNT, 2023a), cinco zonas estabelecidas em função da aceleração característica de projeto a_g , correspondente à aceleração sísmica horizontal característica normalizada em relação aos terrenos da Classe B (rocha). Os valores apresentados são válidos para ações que possuem 10% de probabilidade de serem ultrapassadas em 50 anos, ou seja, um período de retorno de 475 anos.

Como apontado por Lima e Santos (2008), grande parte do território nacional possui valores baixos para a_g , refletindo a baixa sismicidade do país. Todavia, após a atualização da norma, algumas regiões, localizadas em parte do Norte e Centro-Oeste do Brasil, que anteriormente localizavam-se na Zona 0, tornaram-se Zona 1 ou 2. Aquelas com maior sismicidade localizam-se próximas as zonas de maior atividade sísmica do continente, ou seja, próximas às bordas do mesmo. Apresenta-se o zoneamento na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Zonas sísmicas

Zona sísmica	Valores de a_g
Zona 0	$a_g = 0,025g$
Zona 1	$0,025g < a_g \leq 0,05g$
Zona 2	$0,05g < a_g \leq 0,10g$
Zona 3	$0,10g < a_g \leq 0,15g$
Zona 4	$a_g = 0,15g$

Fonte: NBR 15421 (ABNT, 2023a, p. 7)

Apresenta-se o mapa do zoneamento sísmico brasileiro na Figura 3.1. Torna-se possível com este a visualização da localização das Zonas. Para as Zonas 1, 2 e 3 permite-se o uso da interpolação para a obtenção de valores para a_g intermediários.

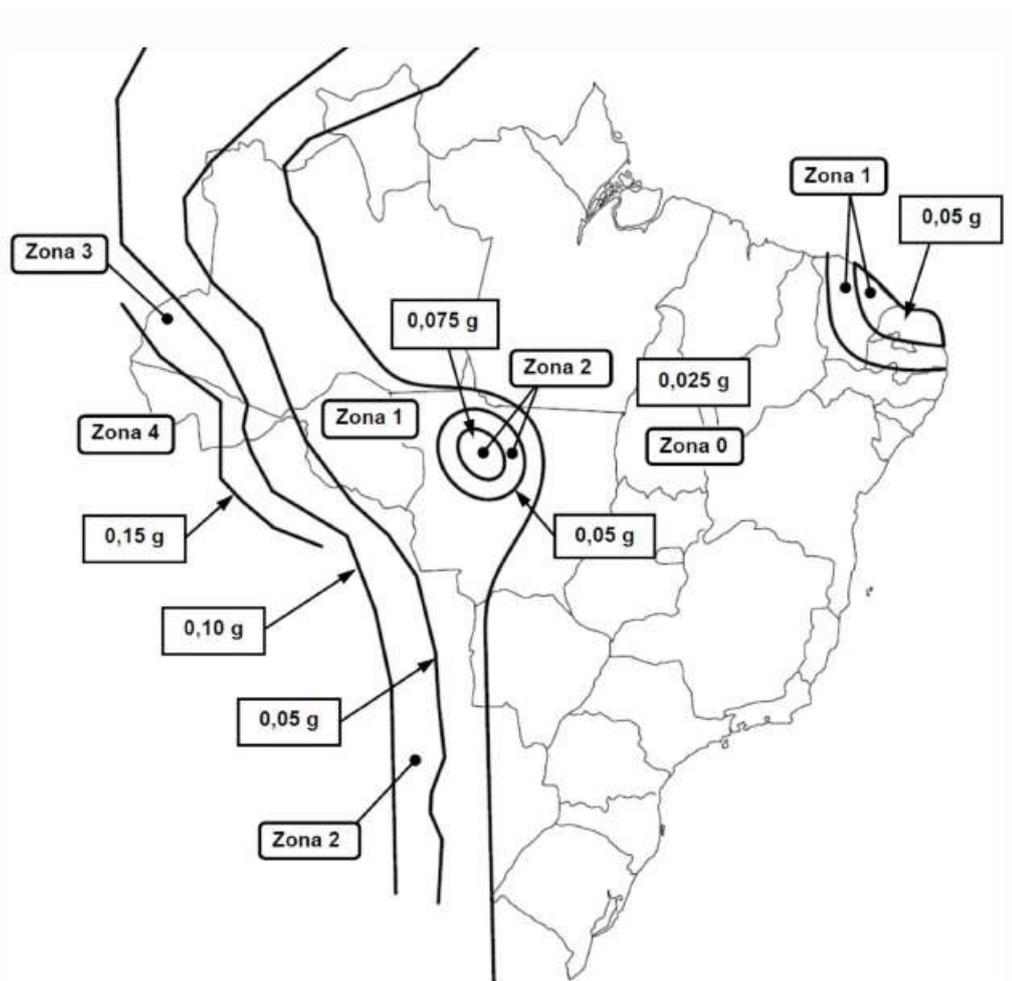


Figura 3.1 – Mapeamento da aceleração sísmica horizontal característica no Brasil para os terrenos da classe B (“Rocha”) NBR 15421 (ABNT, 2023a, p. 8)

3.1.2 Classe do terreno

A influência do solo da região onde projeta-se a estrutura é significativa quando consideram-se os efeitos que essa causa na ação sísmica. Isto se deve ao fato de que as ondas provocadas por um sismo, até alcançar a estrutura, devem ultrapassar várias camadas de solo, com diferentes propriedades, que tendem a modificá-la.

Segundo Appleton (2013), observam-se, em geral, modificações significativas nas ações sísmicas com a diminuição da qualidade do solo. As acelerações e o conteúdo de frequências presentes em um evento sísmico tendem a sofrer maior impacto. Em relação ao primeiro, constata-se um aumento na aceleração de pico. Para o segundo, verifica-se que ao observar o espectro de potência do acelerograma, há um aumento na relevância de frequências mais baixas.

Para a devida consideração dos efeitos mencionados, torna-se necessário a categorização do solo no local em estudo para a modificação, caso seja necessária, do espectro de projeto básico. A NBR 15421 (ABNT, 2023a), para isto, traz em seu escopo o Quadro 3.1.

Quadro 3.1 – Classe do terreno NBR 15421 (ABNT, 2023a, p. 9)

Classe do terreno	Designação da classe do terreno	Propriedades médias para os 30 m superiores do terreno	
		\bar{V}_s	\bar{N}_s
A	Rocha sã	$\bar{V}_s \geq 1500$ m/s	(não aplicável)
B	Rocha	1500 m/s $\geq \bar{V}_s \geq 760$ m/s	(não aplicável)
C	Rocha alterada ou solo muito rígido	760 m/s $\geq \bar{V}_s \geq 370$ m/s	$\bar{N}_s \geq 50$
D	Solo rígido	370 m/s $\geq \bar{V}_s \geq 180$ m/s	$50 \geq \bar{N}_s \geq 15$
E	Solo mole	$\bar{V}_s \leq 180$ m/s	$\bar{N}_s \leq 15$
	-	Qualquer perfil, incluindo camada com mais de 3 m de argila mole	
F	-	Solo que exija avaliação específica, como: a. solos vulneráveis à ação sísmica, como solos liquefazíveis, argilas muito sensíveis e solos colapsíveis fracamente cimentados; b. turfa ou argilas muito orgânicas; c. argilas muito plásticas; d. estratos muito espessos (≥ 35 m) de argila mole ou média.	

Onde \bar{V}_s é a velocidade média de propagação de ondas de cisalhamento e \bar{N}_s é o número médio de golpes no ensaio SPT, sendo este realizado de acordo com a NBR 6484 (ABNT, 2020).

3.1.3 Espectro de resposta de projeto

Apresenta-se na Figura 3.2, o espectro de resposta de projeto, $S_a(T)$, construído "[...] para acelerações horizontais, correspondente à resposta elástica de um sistema de um grau de liberdade com um coeficiente de amortecimento crítico igual à 5%" NBR 15421 (ABNT, 2023a). Aplica-se

este a base da estrutura e para a avaliação de acelerações verticais, adotam-se estas iguais a 50% das definidas em $S_a(T)$.

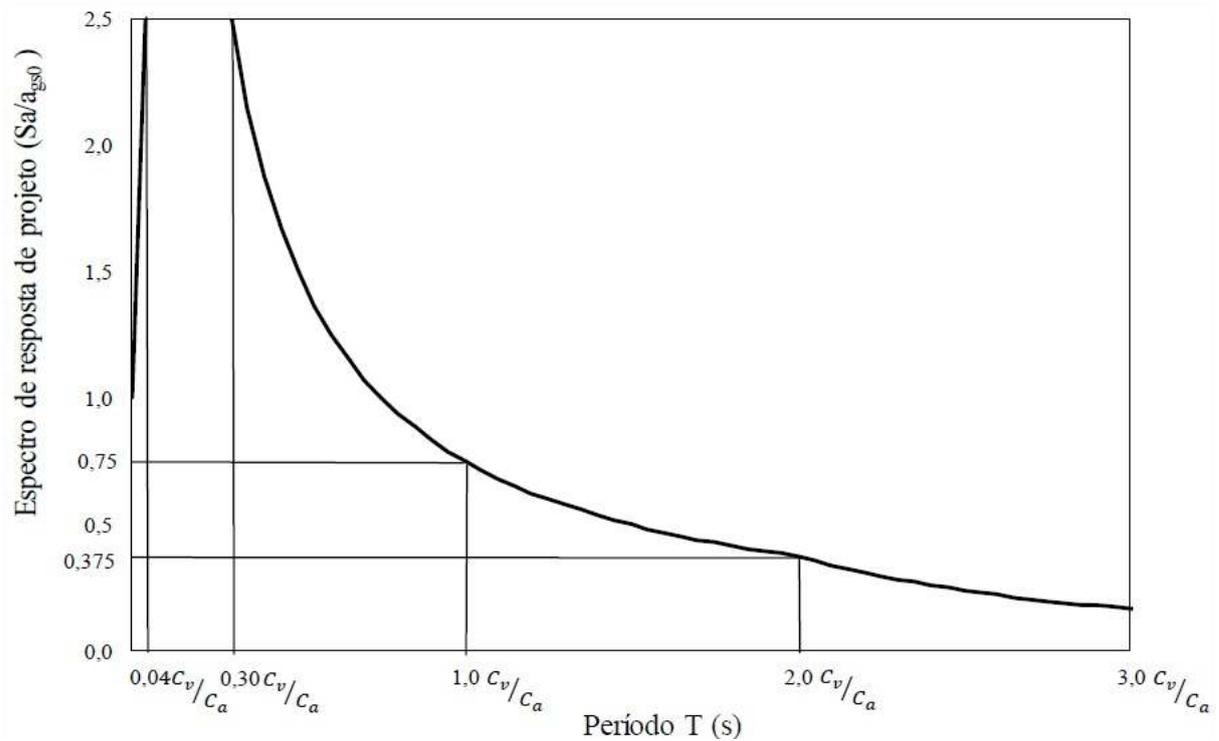


Figura 3.2 – Variação do espectro de resposta de projeto (S_a/a_{gs0}) em função do período (T) NBR 15421 (ABNT, 2023a, p. 11)

A partir do período natural, T , da estrutura, em segundos, associado à cada um dos seus modos de vibração, determina-se $S_a(T)$ para quatro diferentes faixas de períodos por meio das seguintes equações

$$S_a(T) = a_{gs0}(37,5.T.C_a/C_v + 1,0) \quad (\text{para } 0 \geq T \geq 0,04.C_v/C_a) \quad (3.1)$$

$$S_a(T) = 2,5a_{gs0} \quad (\text{para } 0,04.C_v/C_a \geq T \geq 0,3.C_v/C_a) \quad (3.2)$$

$$S_a(T) = (a_{gs1}/T) \quad (\text{para } 0,3.C_v/C_a \geq T \geq 2,0.C_v/C_a) \quad (3.3)$$

$$S_a(T) = 2.C_v/C_a.(a_{gs1}/T^2) \quad (\text{para } T \leq 2,0.C_v/C_a) \quad (3.4)$$

a_{gs0} e a_{gs1} são as chamadas acelerações espectrais para os períodos de 0,0 s e 1,0 s, respectivamente, e consideram a alteração de a_g de acordo com os efeitos provocados pelo solo do local. Calculam-se estas grandezas a partir das equações abaixo:

$$a_{gs0} = C_a \cdot a_g \quad (3.5)$$

$$a_{gs1} = C_v \cdot 0,75 \cdot a_g \quad (3.6)$$

C_a e C_v são os chamados fatores de amplificação sísmica no solo, para os períodos de 0,0 s e 1,0 s, respectivamente. Obtém-se estes valores a partir dos dados fornecidos na Tabela 3.2, em função de a_g e da classe do terreno.

Tabela 3.2 – Fatores de amplificação sísmica no solo

Classe do terreno	C_a		C_v	
	$a_g \geq 0,10g$	$a_g = 0,15g$	$a_g \geq 0,10g$	$a_g = 0,15g$
A	0,8	0,8	0,8	0,8
B	1,0	1,0	1,0	1,0
C	1,2	1,2	1,7	1,7
D	1,6	1,5	2,4	2,2
E	2,5	2,1	3,5	3,4

Fonte: NBR 15421 (ABNT, 2023a, p. 10)

Ressalta-se que, para valores de a_g entre 0,10 e 0,15 g, obtém-se os valores para os parâmetros C_a e C_v por meio de interpolação linear. Para a obtenção destes parâmetros para a classe de solo F a norma orienta um estudo específico para o entendimento dos efeitos do solo na amplificação das ações sísmicas.

3.2 NBR-7187 (2021)

Após a revisão da NBR 7187 - Projeto de pontes, viadutos e passarelas de concreto em 2021 (ABNT, 2021), tornou-se possível verificar a segurança de pontes de concreto submetidas às ações sísmicas apresentadas na NBR 15421 (ABNT, 2023a), apresentando-se requisitos mínimos para isto no Anexo B daquela norma. Destaca-se que a sua utilização limita-se aos casos em que pilares verticais suportam o tráfego aplicado no tabuleiro da estrutura, situação esta que os mecanismos de flexão desenvolvidos nos mesmos são os principais responsáveis por resistir às ações horizontais e/ou pelos encontros. Segue nesta seção alguns pontos abordados na norma.

3.2.1 Categorização das pontes para a análise sísmica

Para que se possa definir os critérios que devem ser atendidos por um estrutura, torna-se necessária a sua correta categorização. A NBR 7187 (ABNT, 2021) traz em seu escopo as categorias de utilização e sísmicas. Na primeira trata-se da importância da estrutura para a sociedade e, para que se possa levar em consideração este ponto, define-se o correspondente fator de importância de utilização (Fator I). Apresenta-se a Tabela 3.3 que define as categorias de utilização existentes.

Tabela 3.3 – Definição das categorias de utilização e dos fatores de importância de utilização (Fator I)

Categoria de Utilização	Natureza de utilização	Fator I
I	Pontes usuais, todas aquelas não classificadas como de categoria II ou III.	1,0
II	Pontes essenciais, aquelas que devem estar operacionais após a ocorrência do sismo de projeto, para os veículos necessários às atividades ligadas a emergência, segurança e Defesa Nacional.	1,25
III	Pontes críticas, aquelas que devem estar operacionais para todo o tráfego após a ocorrência do sismo de projeto.	1,50

Fonte: NBR 7187 (ABNT, 2021, p. 33)

Já com a categorização sísmica, definem-se as análises que necessariamente devem ser realizadas para a correta verificação da segurança da estrutura. Apresenta-se a Tabela 3.4 que define as categorias sísmicas a partir da zona onde se realiza o projeto.

Tabela 3.4 – Zonas sísmicas e categorias sísmicas

Zona sísmica	Categoria sísmica	Valores de a_g
Zona 0	Categoria A	$a_g = 0,025g$
Zona 1		$0,025g < a_g \leq 0,05g$
Zona 2	Categoria B	$0,05g < a_g \leq 0,10g$
Zona 3		$0,10g < a_g \leq 0,15g$
Zona 4		$a_g = 0,15g$

Fonte: NBR 7187 (ABNT, 2021, p. 34)

3.2.2 Requisitos sísmicos para as estruturas de pontes da categoria sísmica A

A maior parte das estruturas do país se encontra nesta categoria, devido à baixa sismicidade presente em grande parte do território nacional. A categoria A, como observou-se na Tabela 3.4, engloba as Zonas sísmicas 0 e 1. Para os projetos elaborados na primeira, os requisitos para resistência quanto às ações sísmicas são nulos, diferentemente da segunda, onde critérios sísmicos já são relevantes.

Para a Zona 1, torna-se obrigatório "[...] apresentar sistemas estruturais resistentes às ações sísmicas horizontais em duas direções ortogonais, inclusive com um mecanismo de resistência a esforços de torção" (NBR 7187 (ABNT, 2021)); possuir capacidade de resistir a aplicação, simultânea à toda a estrutura, de cargas horizontais, de maneira independente em cada uma de duas direções ortogonais, com valor igual ao dado pela expressão abaixo:

$$F_x = 0,01 w_x \quad (3.7)$$

F_x é a chamada força sísmica de projeto em uma dada direção e w_x é o peso efetivo para a análise, onde deve-se considerar para a definição do seu valor as cargas permanentes que atuam na ponte, incluindo-se nestas o peso do tabuleiro e metade do peso dos pilares (para situações de projeto onde os pilares são monoliticamente ligados às superestruturas), além de 20% da carga móvel em pontes rodoviárias e 30% nas ferroviárias.

3.2.3 Requisitos sísmicos para as estruturas de pontes das categorias sísmicas B e C

Para as pontes de concreto categorizadas como B ou C, a exigência quanto à segurança destas torna-se maior. Exige-se, na NBR 7187 (ABNT, 2021), a análise por meio do método espectral ou pelo método dos históricos de acelerações no tempo. Apresentam-se primeiramente alguns aspectos que devem ser observados na construção do modelo para a análise.

3.2.3.1 Coeficientes de modificação de resposta

Primeiramente, apresenta-se a Tabela 3.5 com os coeficientes de modificação de resposta R.

Tabela 3.5 – Coeficientes de modificação de resposta R

Sistemas sismorresistentes	Pontes com detalhamento usual	Pontes com detalhamento especial
Estruturas em geral	1,5	2,5
Estruturas rigidamente ligadas ao solo como encontros e pontes com tabuleiro rigidamente ligado aos encontros	1,0	1,0
Pontes em arco	1,2	2,0
Fundações	1,0	1,0

Fonte: NBR 7187 (ABNT, 2021, p. 35)

Como se pode ver na tabela anterior, o coeficiente R dependerá do tipo de ponte em análise. Observa-se que estruturas com maiores valores para R possuem maior capacidade dissipativa, o

que está ligado a maiores cuidados despendidos em relação à pormenorização das armaduras, por exemplo.

3.2.3.2 Critérios de modelagem da fundação e da estrutura

Quanto à modelagem da fundação, a NBR 7187 (ABNT, 2021) aponta para o cumprimento das exigências dispostas na NBR 15421 (ABNT, 2023a). Nesta, possibilita-se a consideração de estruturas perfeitamente fixadas à fundação. Isto se deve ao fato de que, segundo Lima e Santos (2008), esta é uma hipótese conservadora, pois os efeitos da interação solo-estrutura implicam em "[...] um aumento do período próprio da estrutura, em virtude da consideração da flexibilidade da fundação e a um aumento em seu amortecimento, ambos efeitos favoráveis relativamente à determinação das forças sísmicas".

3.2.3.3 Critérios de modelagem da estrutura

Para a modelagem da estrutura, exige-se por norma que o modelo para análise da ponte seja tridimensional, e que o mesmo possibilite uma consideração adequada "[...] da distribuição espacial de massa e rigidez de todos os elementos significativos para a adequada distribuição de forças e deslocamentos na estrutura" (NBR 7187 (ABNT, 2021)). Além disso, deve-se levar em consideração o processo de perda de rigidez devido à fissuração do concreto, por meio da metodologia apresentada na NBR 6118 (ABNT, 2023b).

3.2.3.4 Limitações para deslocamentos e consideração dos efeitos de 2ª ordem

Exige-se que no caso em que a ponte não seja uma estrutura monolítica, e sim formada por partes separadas por juntas, que as distâncias entre estas sejam suficientes para que o contato entre elas seja impedido, ao considerar a ocorrência simultânea de deslocamentos provocados por cargas operacionais e sísmicas, além dos efeitos térmicos. Outro ponto importante é a verificação destes deslocamentos quanto à sua importância na produção de danos adicionais ou problemas relacionados a perda de estabilidade dos elementos estruturais.

3.2.3.5 Método espectral

Estabelecem-se algumas exigências quanto à utilização deste método na NBR 7187 (ABNT, 2021). Deve-se aplicar o espectro de projeto apresentado na NBR 15421 (ABNT, 2023a) nas direções ortogonais consideradas na análise, fazendo com que 90% da massa total da estrutura seja capturada pelo número de modos considerados no cálculo. Desta forma, multiplicam-se as respostas modais obtidas em termos de forças, momentos e reações de apoio pelo fator I/R. Todavia, as respostas em termos de deslocamentos absolutos e relativos são obtidas de maneira direta após a aplicação da análise espectral.

3.2.3.6 Método dos históricos de acelerações no tempo

Quanto à utilização deste método exige-se que:

- a) Deve-se realizar as análises com os históricos de acelerações no tempo aplicados à base do modelo tridimensional, com a consideração de pelo menos três conjuntos de acelerogramas (sendo cada conjunto formado por dois acelerogramas independentes entre si e aplicados em duas direções ortogonais relevantes para a ponte de maneira simultânea);
- b) Pode-se utilizar acelerogramas construídos a partir do registro de eventos reais (contanto que sejam condizentes com o local onde a estrutura se encontra) ou gerados artificialmente. Para o acelerograma adotado, independentemente do seu tipo, deve-se aplicar um fator de escala com o intuito de garantir que o espectro de resposta em uma dada direção, considerando um amortecimento de 5%, tenha valores de aceleração iguais ou superiores à 10% dos valores correspondentes no espectro de projeto em uma faixa entre $0,2T$ e $1,5T$;
- c) Deve-se multiplicar as respostas obtidas em termos de forças, momentos e reações de apoio pelo fator I/R com o intuito de levar em consideração a importância e capacidade dúctil da estrutura;
- d) Deve-se obter as respostas em termos de deslocamentos absolutos e relativos de maneira direta;
- e) Obtém-se os efeitos finais a partir das envoltórias dos efeitos máximos obtidos com cada um dos conjuntos de acelerogramas considerados.

4 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A análise sísmica de pontes de concreto armado ou protendido, como apontado no capítulo de introdução, é indispensável quando leva-se em consideração a segurança e o bem estar da sociedade. Os estudos destas estruturas partem, primeiramente, da obtenção das suas características dinâmicas e aplicação da ação sísmica referente à região onde esta se encontra.

Devido ao contexto histórico de baixa sismicidade no país, os trabalhos relacionados à análise sísmica de estruturas são recentes e principalmente focados em edifícios. Esta tendência se deve ao fato de que, até o ano de 2006, o Brasil não possuía uma norma que impusesse a necessidade da realização de verificação dos efeitos sísmicos nos projetos aqui desenvolvidos. Além disso, mesmo com a promulgação da NBR 15421 (ABNT, 2006) que buscou esclarecer este tema, as pontes e viadutos não foram diretamente abordadas pela mesma. Este cenário muda com a promulgação da NBR 7187 (ABNT, 2021) que traz a mesma obrigação para o projeto de pontes.

Abordam-se, nas seções seguintes, métodos presentes na literatura que buscam levar em conta os aspectos lineares e não lineares no dimensionamento e nas análises efetuadas durante o projeto de pontes. Além disso, apresentam-se alguns estudos efetuados por pesquisadores que aplicaram estes modelos, com suas contribuições e conclusões. Este capítulo é dividido em duas áreas, sendo elas: métodos de dimensionamento e métodos de análise.

4.1 MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO

4.1.1 Método baseado em forças

O método baseado em forças, tradicionalmente, é a metodologia mais difundida nas normas mundiais, inclusive a brasileira. Segundo Appleton (2013), baseia-se na utilização de análises lineares utilizando os espectros de resposta.

Segundo Hussain, Alam e Mwafy (2024), as análises elásticas são geralmente priorizadas em relação às análises não lineares devido à fatores como economia ou falta de conhecimento necessário para utilizar procedimentos mais complexos. Desta forma, as normas que adotam a metodologia baseada em forças contabilizam a não linearidade inerente ao comportamento de uma estrutura sob sismo reduzindo as forças sísmicas aplicadas, ou seja, diminuindo os esforços elásticos da análise inicial e amplificando as deformações encontradas nesta. Para isto

propõe-se então um fator de redução chamado, por exemplo, pela NBR 15421 (ABNT, 2023a) de coeficiente de modificação de resposta (R) e pelo Eurocode 8 (EUROCODE 8, 2005) como coeficiente de comportamento (q), que representa a capacidade, em regime não-linear, que a estrutura em questão possui de dissipar energia durante um evento sísmico, o que está relacionado diretamente com a sua capacidade dúctil.

Para a obtenção destes fatores, no Eurocode 8 (EUROCODE 8, 2005), por exemplo, define-se q como a razão entre a força máxima desenvolvida na estrutura em regime linear e sua força de escoamento e considera-se que seja igual à ductilidade em deslocamento (μ_d), ou seja, a razão entre o deslocamento máximo desenvolvido na estrutura e seu deslocamento quando o material sai do patamar elástico. Estes fatores podem ser vistos na Figura 4.1.

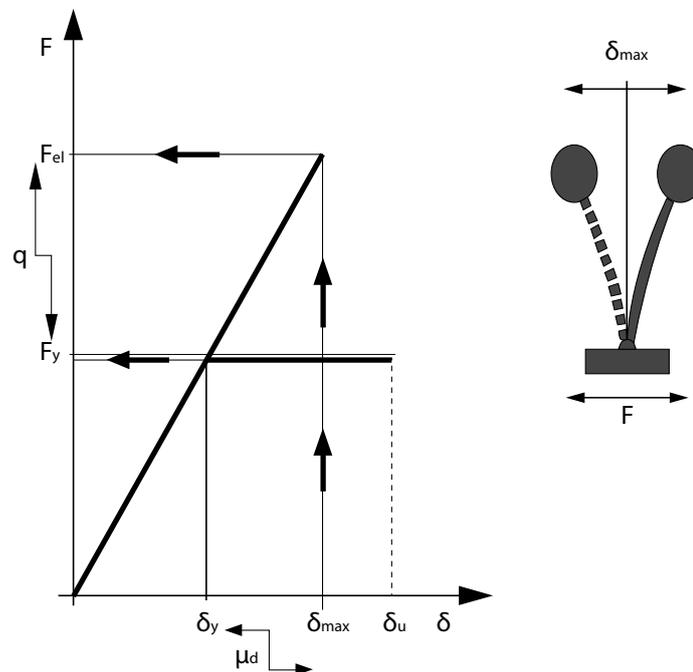


Figura 4.1 – Definição dos coeficientes q e μ_d (APPLETON, 2013, p. 673)

Como apontado por Appleton (2013), apesar de tornar menos complexas as análises desenvolvidas, possui a necessidade do conhecimento prévio do nível de ductilidade da estrutura e a garantia de que a mesma, em todo o seu conjunto, possua a mesma capacidade dúctil, ou seja, que a capacidade global seja igual à local. Torna-se assim necessário evitar a concentração de deformações.

Comforme apontado por Oggu, Gopikrishna e Nagariya (2021), em geral, os fatores de redução não abordam os efeitos das mudanças nas configurações estruturais, o que eventualmente altera o comportamento dinâmico da estrutura. Os autores analisaram 8 tipos de configurações estruturais para edifícios de concreto armado. Chegaram a conclusão, por meio de análise estática e dinâ-

mica não lineares, avaliando a norma indiana (BIS, 2016), que este coeficiente apresentado na mesma não leva em consideração particularidades estruturais que possuem grande relevância no comportamento dinâmico e, por consequência, no comportamento inelástico da estrutura, como por exemplo, altura da estrutura, irregularidades, largura do vão, etc. Esta necessidade também é verificada por Hussain, Alam e Mwafy (2024), indicando que o caminho para a melhora destes fatores seja a avaliação destas irregularidades por meio de análises não lineares tridimensionais. Isto é relevante de se observar em outras normas que tratam este fator apenas pelo nível de detalhamento, como a NBR 7187 (ABNT, 2021), e não por fatores específicos da estrutura em questão.

Filho e Mota (2018) destacam a importância da consideração da ação sísmica em pontes rodoviárias que comumente são encontradas no país a partir da utilização do espectro de resposta encontrado na NBR 15421 (ABNT, 2006) e utilizando, para a obtenção dos efeitos finais, estas considerações por meio do coeficiente de comportamento q do Eurocode 8 (EUROCODE 8, 2005), devido à época não haver o coeficiente R para pontes no Brasil. Concluiu-se a partir deste estudo a necessidade de uma maior atenção quanto ao detalhamento das estruturas presentes em parte da zona 2 e em toda zona 3 e 4, pois os efeitos sísmicos ali encontrados foram mais relevantes que os causados pelo vento.

Santos, Lima e Hora (2020), utilizando o mesmo tipo de ponte, ao analisar os impactos que a NBR 7187 (ABNT, 2021) causaria em novos projetos a partir de um processo espectral, chegaram à conclusão do baixo impacto econômico que ocorreria no dimensionamento, considerando a obra realizada no Ceará e para um terreno de Classe E, quando se compara os esforços que surgem nos pilares da estrutura devido à inclusão da ação sísmica com o projeto baseado na metodologia aplicada normalmente, que a desconsidera. Utiliza-se aqui também o método baseado em forças, desta vez por meio do coeficiente R .

4.1.2 Método baseado em deslocamento

No método baseado em deslocamentos busca-se realizar o dimensionamento da estrutura analisando localmente os elementos que a compõe e garantido que a ductilidade existente seja suficiente para suportar os deslocamentos induzidos na estrutura. Torna-se possível, por exemplo, a verificação da capacidade sísmica de estruturas projetadas antes da atualização de um determinado código sísmico. Algumas normas trazem esta abordagem. Como exemplo, apresenta-se as definições apontadas por Appleton (2013) no Eurocode 8 para avaliar a ductilidade do elemento estrutural (EUROCODE 8, 2005):

- a) Ductilidade em curvatura: Definida a nível de seção por meio do diagrama momento-curvatura do elemento:

$$\mu_{\phi} = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad (4.1)$$

ϕ_y é a curvatura durante o escoamento que, dependendo se este ocorre na armadura tracionada ou comprimida, a norma traz diferentes formulações para o seu cálculo. ϕ_u é a curvatura última da seção e que pode ocorrer tanto pelo esgotamento da capacidade resistente do concreto como do aço. Considera-se que esta ocorra quando o momento resistente decresce 20% do seu valor máximo e que a seção continua plana após a deformação do elemento. Na Figura 4.2 estão presentes graficamente estes parâmetros, onde M_y é o momento durante para escoamento da seção e M_u é o momento último.

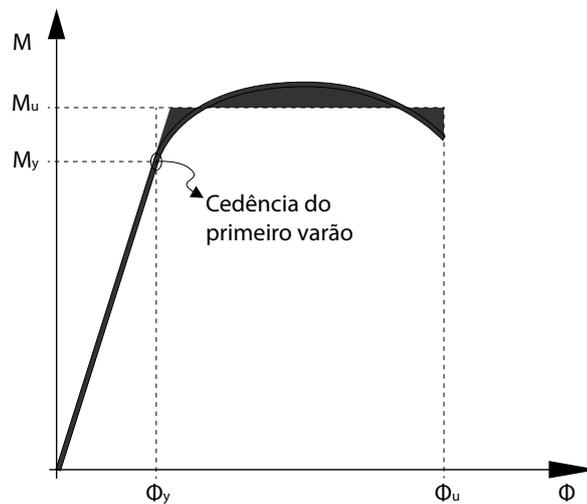


Figura 4.2 – Gráfico momento x curvatura (APPLETON, 2013, p. 677)

- b) Ductilidade em rotação: Definida a nível do elemento estrutural avaliado, sendo a rotação definida como mostrado na Figura 4.3 e referente às rótulas plásticas que se desenvolvem nas extremidades dos elementos.

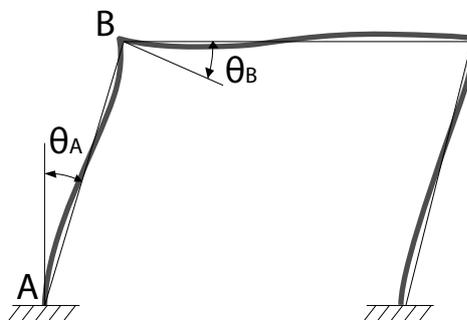


Figura 4.3 – Definição da rotação segundo o Eurocode 8 (EUROCODE 8, 2005) (APPLETON, 2013, p. 677)

Matematicamente, a ductilidade em rotação é dada pela expressão:

$$\mu_{\theta} = \frac{\theta_u}{\theta_y}, \quad (4.2)$$

onde θ_y é a rotação no escoamento e θ_u é a rotação última, sendo esta dada pela soma daquela com a rotação plástica θ_{pu} . Considera-se a Figura 4.4.

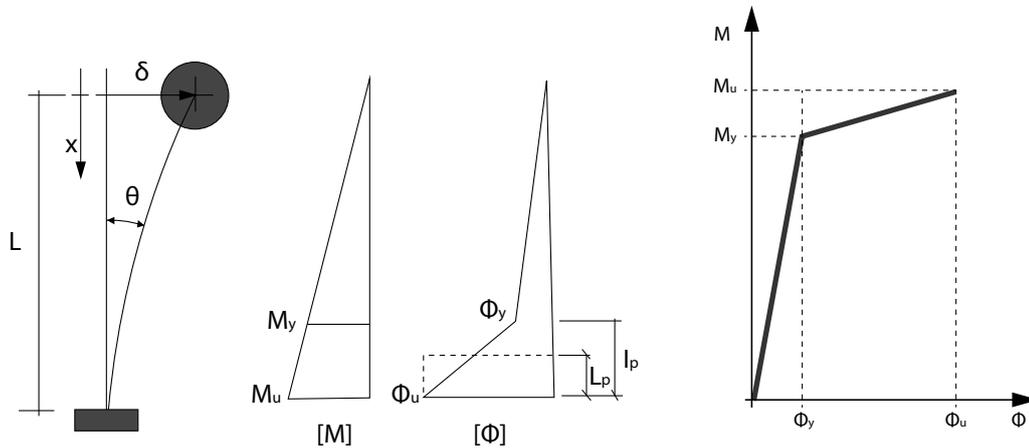


Figura 4.4 – Definição da rótula plástica (APPLETON, 2013, p. 678)

Pode-se calcular θ_y a partir da seguinte expressão:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L}{3}, \quad (4.3)$$

onde L é o comprimento do elemento. Obtém-se θ_u pela equação abaixo:

$$\theta_u = \phi_y \frac{L}{3} + (\phi_u - \phi_y) L_p \left(1 - \frac{L_p}{2L}\right), \quad (4.4)$$

onde L_p é o chamado comprimento de rótula plástica e dada na norma por meio de expressão calibrada experimentalmente.

Soares, Lima e Santos (2015) avaliaram o desempenho sísmico de uma ponte hipotética localizada no Equador utilizando uma metodologia baseada em deslocamentos dentro dos requisitos estabelecidos pela CALIFORNIA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION (CALTRANS) através de métodos aproximados e de uma análise estática não linear pushover. A capacidade dúctil desta foi testada para vários casos de carga axial e considerando o confinamento do concreto. Concluiu-se que o acréscimo de armadura transversal confere uma melhora na ductilidade dos pilares sob forças de compressão com magnitude moderada por meio do correto confinamento do concreto, tornando-a capaz de enfrentar eventos extremos, pois evita o colapso global e facilita a sua eventual recuperação. Além disso, permite a diminuição de gastos excessivos, pois garante uma melhor avaliação da capacidade de elementos estruturais isolados do que a aplicação do coeficiente de resposta globalmente na estrutura.

4.2 MÉTODOS DE ANÁLISE

Dividem-se os métodos de análise sísmica em dois grupos: lineares e não lineares. Listam-se os principais integrantes de cada categoria abaixo:

- a) Método das forças horizontais equivalente;
- b) Análise modal por espectro de resposta;
- c) Análise pushover;
- d) Análise temporal não linear.

4.2.1 Análises lineares

4.2.1.1 Métodos das forças horizontais equivalentes

O método das forças horizontais equivalentes é aquele com análise mais simples, pois não considera-se neste caso efeitos dinâmicos. A NBR 15421 (ABNT, 2023a) permite sua utilização em casos onde a estrutura se encontra em uma região onde a ação sísmica é baixa. Possui como princípio a aplicação de uma carga lateral à estrutura, causando nesta os efeitos equivalentes ao se aplicar o carregamento dinâmico.

4.2.1.2 Análise modal por espectro de resposta

A análise modal por espectro de resposta é uma das mais difundidas em códigos normativos devido ao fato de possibilitar análises relativamente simples que permitem a inclusão aproximada de fatores complexos como variação estatística do comportamento dos sismos da região onde a estrutura se encontra, os efeitos do solo, comportamento inelástico, etc., tudo por meio de análises lineares utilizando, por exemplo, coeficientes de redução de resposta e fatores que levem em conta a utilização.

O método foi desenvolvido por Biot (1934), mas, segundo Trifunac e Todorovska (2020) demorou a ser amplamente aceito devido à necessidade de uma maior coleção de acelerogramas registrados para a realização dos estudos necessários para a construção do espectro e posterior utilização para a previsão dos efeitos de sismos futuros. O espectro possibilita a rápida obtenção da resposta máxima de um sistema que possa ser modelado com apenas um grau de liberdade, mas trás como desvantagem a impossibilidade de descobrir em que momento esta ocorre. Como citado por Lima e Santos (2008), a princípio, esta se torna uma desvantagem para o estudo de um sistema com vários graus de liberdade, como as pontes, mas é contornado, em parte, pelo uso dos critérios de combinação modal.

O processo consiste, primeiramente, no desacoplamento das equações de movimento utilizando as coordenadas modais por meio da análise modal, processo possibilitado pela ortogonalidade dos modos de vibração. Após encontrar as equações no espaço modal, retorna-se ao espaço real, com as coordenadas reais, e então as equações do movimento são solucionadas utilizando-se para isto o princípio da superposição dos efeitos, o que força a aplicação deste método apenas para casos lineares. Com o uso do espectro de resposta de projeto, tendo em mãos as frequências naturais de cada modo, evita-se todos os passos descritos e torna-se possível encontrar, para cada coordenada modal, o valor máximo de deslocamento. Como citado no parágrafo anterior, como estes valores não ocorrem simultaneamente, utilizam-se métodos de combinação baseados nos princípios da estatística e probabilidade como ABSSUM ("absolute summation"), SRSS ("square-root-of-sum-of-square") e CQC ("quadratic-complete-combination")¹.

Ramos (2021) utiliza este tipo de metodologia para avaliar a análise e o dimensionamento sísmico de pontes de concreto armado a partir das mudanças ocorridas na NBR 7187 (ABNT, 2021) que trouxeram requisitos para a avaliação destas estruturas no território brasileiro. Foram três pontes, cada uma localizada em um estado diferente: Ceará, Acre e São Paulo. Foi utilizado o método de combinação modal CQC. Concluiu-se que as pontes submetidas aos sismos de regiões de sismicidade moderada no Brasil necessitaram de um relevante acréscimo de armadura após a inclusão das ações sísmicas.

4.2.2 Análises não lineares

Em geral, para regiões que possuam sismos moderados, como no Brasil, utilizam-se análises lineares como mostrado na subseção 4.2.1. Todavia, como apontado por Dulinska e Szczerba (2013) podem existir casos em que ocorra uma amplificação dos efeitos dinâmicos devido à ressonância causada quando a frequência natural da ponte está dentro da faixa de frequências predominantes do evento sísmico. Desta forma, torna-se necessário o uso de modelos físicos que possam representar fenômenos não lineares como a fissuração do concreto e o escoamento do aço.

4.2.2.1 Análise em pushover

Appleton (2013) cita os principais objetivos da análise em pushover focada na formação e distribuição das rótulas plásticas:

- a) Determinar a sequência em que se formam as rótulas plásticas na estrutura e como elas se estabelecem ao final da análise;

¹ A análise modal por meio de espectros de resposta pode ser encontrado com detalhes em (SORIANO, 2014) e (LIMA; SANTOS, 2008).

- b) Avaliar como os esforços se distribuem na estrutura durante a formação de cada uma das rótulas plásticas;
- c) Construir o diagrama de força-deslocamento da estrutura;
- d) Determinar quais são os requisitos necessários em relação à capacidade de deformação das rótulas plásticas devido aos deslocamentos provocados pelo sismo aplicado.

Esta metodologia está presente em alguns códigos normativos para a análise de pontes, como no Eurocode 8 (EUROCODE 8, 2005) e consiste na aplicação na estrutura, de forma crescente, de forças estáticas horizontais compatíveis com o sismo em estudo, até que se atinja o deslocamento final, chamado de deslocamento alvo, induzido pela ação sísmica. Este é conhecido a partir da análise modal por espectro de resposta considerando os requisitos estabelecidos para a aplicação simultânea das diferentes componentes direcionais da ação sísmica e características do material.

Para os elementos com ductilidade, avaliam-se os diagramas de momento-curvatura construídos na análise e verifica-se a estrutura em relação aos deslocamentos produzidos, buscando que os deslocamentos exigidos nas rótulas plásticas sejam menores que a capacidade das mesmas. Como apontado por Goel e Chopra (2005), os esforços devido às ações sísmicas são calculados no deslocamento alvo e comparados com os critérios sísmicos exigidos para os materiais, elemento estrutural, importância deste e o níveis de desempenho estrutural exigido. Aplica-se esta metodologia com detalhes por Soares, Lima e Santos (2015), juntamente com o método dos deslocamentos, para a avaliação da ductilidade dos pilares de uma ponte de concreto armado.

Como apontado por Chopra e Goel (2002), a distribuição das forças e o deslocamento alvo são baseados na suposição aproximada de que o modo fundamental é o principal responsável pela resposta e que a forma deste continua inalterada após o escoamento do material. Paraskeva, Kappos e Sextos (2006) apontam que apesar de sua eficiência computacional, quando comparada com a análise dinâmica temporal não linear, a análise em pushover esbarra nas situações em que o modo fundamental não é predominante, o que o fez desenvolver uma metodologia para a aplicação do método que possibilita a inclusão dos efeitos provocados pelos modos maiores na análise de pontes.

4.2.2.2 Análise temporal não linear

Segundo Lee (2008), a análise temporal não linear é o procedimento mais adequado e abrangente dentre os métodos disponíveis para avaliar a resposta sísmica de estruturas. Como apontado por Pettoruso e Quaglini (2024), esta metodologia necessita de modelos matemáticos complexos para representar de forma mais fiel a estrutura real, gerando resultados mais confiáveis, mas provocando um maior tempo computacional para a realização das análises. Possibilita-se, neste

caso, a aplicação de teorias que trabalhem, de maneira mais realista, com o comportamento não-linear dos materiais (aço e concreto) e dos elementos estruturais, além do dano sofrido pelos mesmos durante a ocorrência do evento sísmico. Todavia, "[...] a confiabilidade das análises dinâmicas não lineares pode ser sensível a suposições e parâmetros de modelagem" (TEFERRA, 2018).

Este método consiste na realização de uma análise dinâmica da estrutura por meio de procedimentos de integração numérica como os propostos por Newmark (1959) e Hilber, Hughes e Taylor (1977), após a aplicação do carregamento sísmico em termos de aceleração do solo. Como apontado por Teferra (2018) a presença da não linearidade torna necessária a utilização de um processo de solução iterativa em que aplica-se o carregamento por meio de incrementos bem definidos e busca-se equilibrá-los com as forças internas que surgem pelos incrementos de deslocamento consequentes daquele até que o resíduo dado pela diferença de forças externas e internas esteja dentro de um valor aceitável. O método incremental mais utilizado é o de Newton-Raphson, apresentado na subseção 2.1.1. Deve-se atentar também ao tamanho do incremento utilizado para que a solução possa convergir de maneira estável, precisa e rápida.

Com o intuito de investigar a precisão dos métodos apresentados na subseção 4.2.1 e na subseção 4.2.2.1 para avaliação de pontes retas de múltiplos vãos, Pettorruso e Quaglini (2024) buscaram comparar os resultados obtidos com aqueles derivados da análise temporal não linear, de acordo com o apresentado no EUROCODE 8 (2005) e na norma italiana (IBC, 2018). Estas metodologias foram aplicadas em três tipos de pontes de concreto armado comuns na Europa, apresentadas na Figura 4.5.

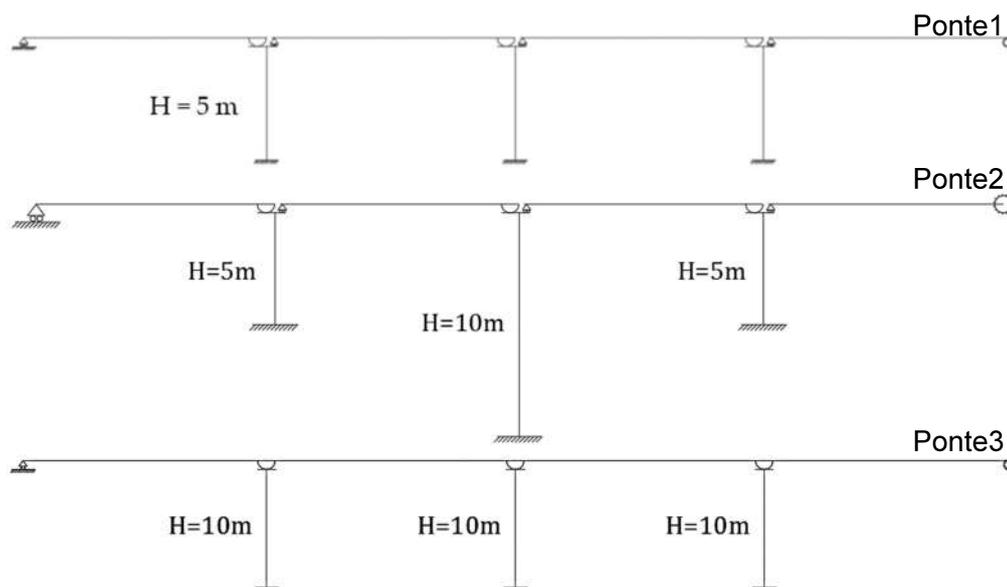


Figura 4.5 – Tipos de pontes analisadas (PETTORRUSO; QUAGLINI, 2024, p. 464)

As pontes foram modeladas no software SAP2000 v23.1.0, com fundações fixadas rigidamente ao solo, cargas não estruturais permanentes/cargas variáveis distribuídas uniformemente no tabuleiro e a taxa de amortecimento igual à 5%. Os estudos foram realizados considerando três zonas sísmicas presentes, de acordo com (IBC, 2018): zona 1 ($a_g > 0,25$ g); zona 2 ($0,15$ g $< a_g \leq 0,25$ g); e zona 3 ($0,05$ g $< a_g \leq 0,15$ g). Os autores utilizaram para a definição dos acelerogramas o software Rexel, desenvolvido por Iervolino, Galasso e Cosenza (2009), que possibilita a obtenção de acelerogramas reais, dentro de uma tolerância estabelecida pelo usuário, compatíveis com espectros de resposta fornecidos como entrada do software. Estes dados são obtidos em diferentes bancos de dados, como European Strong Motion Database (ESD) e Italian Accelerometric Archive (ITACA). Obteve-se com as pesquisas as seguintes conclusões:

- a) o método das forças horizontais equivalentes é uma boa alternativa para estudos preliminares;
- b) a análise modal por espectro de resposta é aquela que possui maior equilíbrio entre precisão e custo computacional no estudo de estruturas não muito complexas, que se comportam elasticamente ou com pequenas deformações inelásticas durante um sismo;
- c) a análise em pushover é uma boa alternativa para situações mais complexas que necessitam obrigatoriamente de um estudo não linear. Todavia, exige atenção aos valores encontrados para as reações, que podem ser subestimados por esta metodologia.

Cipriano (2022) realizou análises sísmicas em uma ponte estaiada no Brasil, localizando-a em diferentes zonas com sismicidades diferentes (0,05g, 0,10g e 0,15g) para avaliar a necessidade da consideração sísmica nestes projetos. Para isto, utilizou as seguintes metodologias: análise estática linear, análise modal espectral linear, análise modal espectral geometricamente não linear, análise dinâmica modal linear de integração no tempo; análise dinâmica linear de integração direta no tempo; uma análise estática não linear. O autor, ao final do trabalho, concluiu que existe a necessidade de se considerar a ação sísmica no cálculo estrutural da ponte nas zonas sísmicas 2, 3 e 4 da NBR 15421 (ABNT, 2006).

Phung (2005) estudou os efeitos de sismos fortes próximos a falhas. Com isto, o autor buscou: desenvolver uma metodologia para caracterizar os movimentos do solo, para aplicá-la no design sísmico de pontes; realizar uma análise temporal não linear utilizando vetores de Ritz ²; construir um modelo de viga-pilar para o estudo de pontes; estudar os efeitos da variabilidade espacial da ação sísmica em pontes longas. As análises foram realizadas considerando a ponte de concreto armado da Figura 4.6 com as medidas em metros.

² Mais detalhes podem ser encontrados em (CLOUGH; PENZIEN, 2003).

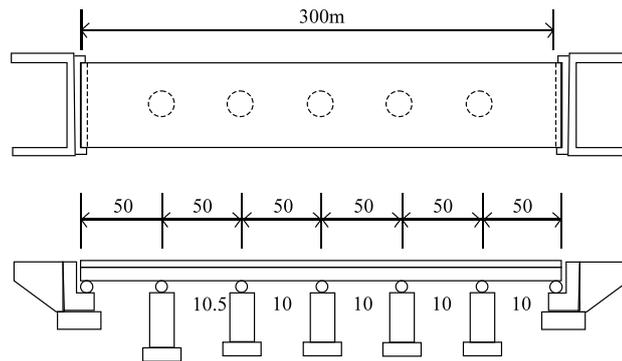


Figura 4.6 – Ponte analisada (PHUNG, 2005, p. 264)

Foram utilizados os registros do terremoto de Chi-Ci, ocorrido em 1999 em Taiwan, com suas três componentes direcionais, e um acelerograma artificial, construído com a metodologia apresentada por Atkinson e Beresnev (1998), gerado a partir de um espectro de resposta com localização em Ottawa, Canadá, considerando 2% de probabilidade de excedência em 50 anos. Alguns dos resultados obtidos são descritos abaixo:

- a) para o desenvolvimento do método de análise não linear utilizando os vetores de Ritz, aplicando um algoritmo baseado no método WYD, desenvolvido por Wilson, Yuan e Dickens (1982), chamado pelo autor de LWYD, considerando a distribuição espacial da carga sísmica, onde observou-se que o tempo computacional foi reduzido em aproximadamente 25% a 75% do tempo necessário usando a integração direta passo a passo; e os métodos da pseudo-força e do espectro tangente para a consideração da inelasticidade, verificando-se que o primeiro tem um menor custo computacional e boa precisão quando comparado ao segundo, para casos em que os danos não são tão severos;
- b) durante o desenvolvimento do modelo viga-pilar, o autor buscou desenvolver a matriz de rigidez levando em consideração a degradação da rigidez e da resistência causado pelo comportamento a flexão o elemento. Chegou-se a conclusão que o deslocamento das pontes pode ser significativamente maior quando há a consideração destes fatores. Tem-se, por exemplo, a ocorrência de maiores deslocamentos máximos no tabuleiro da ponte e maior rotação plástica nas rótulas plásticas;
- c) os resultados mostraram que a consideração da variabilidade espacial das excitações, em pontes de longo vão com diferentes condições de solo no local dos suportes, podem induzir um comportamento significativamente diferente quando comparasse esta a metodologias que assumem as ações nos apoios de maneira uniforme.

Phung e Lau (2008) ao perceberem que grande parte dos modelos existentes anteriormente não incluíam os possíveis danos causados pelos mecanismos cisalhantes como, por exemplo, (TSENG; PENZIEN, 1973), (CHEN; POWELL, 1982) e (SFAKIANAKIS; FARDIS, 1991), propuseram uma metodologia para avaliar o dano acumulado devido aos mecanismos de flexão e cisalhamento no comportamento de degradação inelástica do concreto armado durante um sismo. Desenvolveram, com este intuito, um modelo tridimensional de rigidez degradante não linear capaz de capturar a degradação da rigidez em direções bilaterais, do início da falha até o colapso da estrutura, com a matriz de rigidez do elemento derivada da suposição de que a degradação é proporcional ao grau de dano nas extremidades do mesmo. Para a aplicação da metodologia, estudou-se uma ponte de viga caixão de concreto armado com três vãos projetada para um coeficiente de aceleração de 0,3g, mostrada na Figura 4.7.

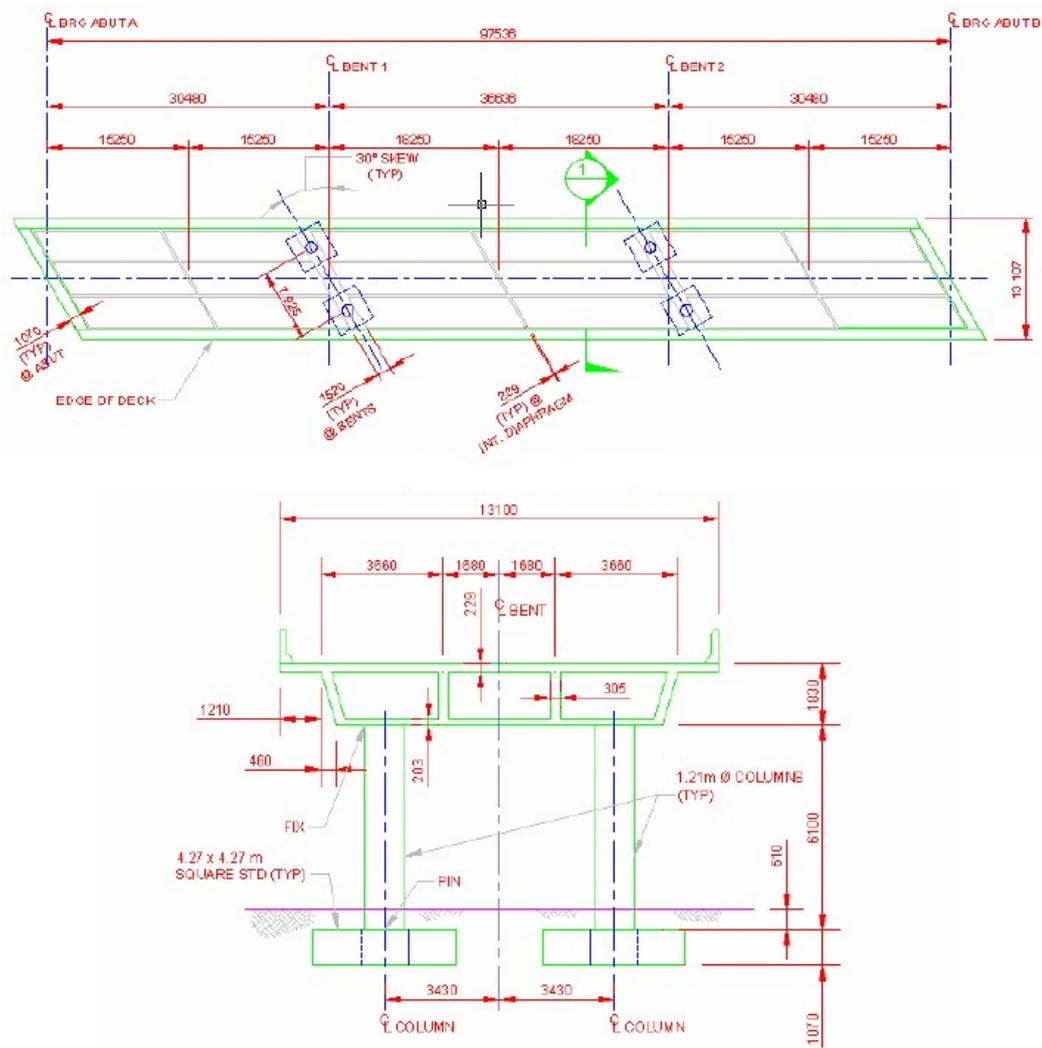


Figura 4.7 – Ponte analisada (PHUNG; LAU, 2008, p. 264)

Foram considerados três cenários para a mesma estrutura: Ponte A (sem degradação por flexão e sem degradação por cisalhamento), Ponte B (degradação por flexão, mas sem degradação

por cisalhamento) e Ponte C (tanto degradação por flexão quanto por cisalhamento). Foram aplicadas excitações sísmicas nas direções longitudinal e transversal, com a maior considerada na primeira delas. Para validar o modelo, considerando acelerogramas de 16 sismos reais. Mostrou-se, a partir de análises temporais não lineares, que pontes antigas com mal detalhamento de armadura transversal possuíam, predominantemente, danos com origem devido aos mecanismos cisalhantes.

O software ABAQUS (ABAQUS, 2010) tornou-se uma ferramenta importante para a realização de estudos que envolvam tanto cargas dinâmicas quanto modelos não elásticos, permitindo assim a aplicação da metodologia de análise que será apresentada neste trabalho. Alguns autores buscaram entender melhor ferramentas do programa que buscam simular mais realisticamente mecanismos complexos como o dano do concreto e do aço em estruturas sob ação de cargas cíclicas e dinâmicas (como os modelos apresentados na subseção 2.4.2 e subseção 2.3.2, respectivamente) com o intuito de possibilitar o uso do software por futuros pesquisadores de forma mais eficiente.

Jankowiak e Łodygowski (2005) realizaram testes laboratoriais (compressão uniaxial, tração uniaxial, falha biaxial em tensão plana, teste de compressão triaxial) em um concreto da classe B50 (possuindo uma resistência à compressão (f_c) igual à 50MPa), supondo que a faixa de elasticidade do concreto é de $0,3f_c$ em compressão e $0,7f_t$ (onde f_t é a resistência à tração do concreto) em tração. O resultado do ensaio triaxial do concreto em estudo é apresentado na Figura 4.8.

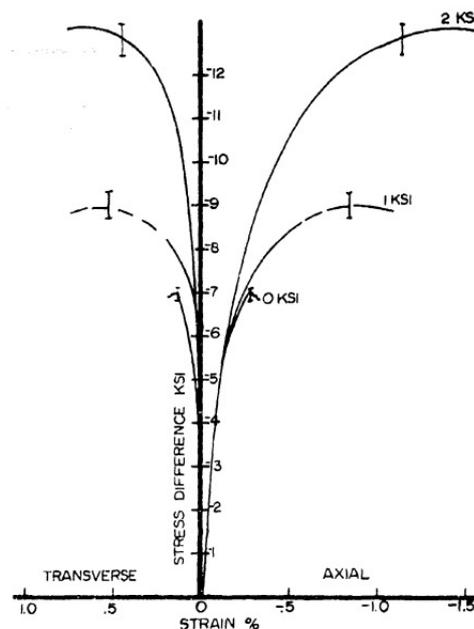


Figura 4.8 – Principais curvas tensão-deformação para carregamento compressivo sob pressão confinante constante (GREEN; SWANSON, 1973, p. 34)

Segue a Tabela 4.1 com os dados obtidos pelos autores.

Tabela 4.1 – Parâmetros materiais do modelo CDP para concreto classe B50

Parâmetros do modelo	B50	Os parâmetros do modelo CPD	
		ψ	38°
Elasticidade concreto		m	1
E[GPa]	19.7	σ_{b0}/σ_{c0}	1.12
ν	0.19	γ	0.666
Endurecimento do concreto em compressão		Dano do concreto em compressão	
Tensão [MPa]	$\tilde{\epsilon}_c^{in}$ [-]	d_c [-]	$\tilde{\epsilon}_c^{in}$ [-]
15.0	0.0	0.0	0.0
20.197804	0.0000747307	0.0	0.0000747307
30.000609	0.0000988479	0.0	0.0000988479
40.303781	0.000154123	0.0	0.000154123
50.007692	0.000761538	0.0	0.000761538
40.236090	0.002557559	0.195402	0.002557559
20.236090	0.005675431	0.596382	0.005675431
5.257557	0.011733119	0.894865	0.011733119
Enrijecimento da tensão do concreto		Dano do concreto em tração	
Tensão [MPa]	$\tilde{\epsilon}_t^{ck}$ [-]	d_t [-]	$\tilde{\epsilon}_t^{ck}$ [-]
1.99893	0.0	0.0	0.0
2.842	0.00003333	0.0	0.00003333
1.86981	0.000160427	0.406411	0.000160427
0.862723	0.000279763	0.69638	0.000279763
0.226254	0.000684593	0.920389	0.000684593
0.056576	0.00108673	0.980093	0.00108673

Fonte: (JANKOWIAK; ŁODYGOWSKI, 2005, p. 62)

Os autores aplicaram os dados obtidos em exemplos numéricos que mostraram a eficiência do modelo CDP para a simulação dos mecanismos de falha em elementos de concreto simples, armado e protendido.

Qingfu, Wei e Yihang (2020) estudaram possibilidades para a obtenção dos parâmetros de dano do modelo CDP com base na curva tensão-deformação do concreto fornecida pela norma chinesa para projeto de estruturas de concreto (MOHURD, 2010). Esta norma fornece diretamente os valores para d_t e d_c , mas os autores chegaram a conclusão que estes levavam à dificuldades de convergência ao se utilizar o método dos elementos finitos. Desta forma, foi proposta uma metodologia de determinação destes parâmetros por meio da expressão

$$d = 1 - \sqrt{\frac{\sigma}{E_0 \epsilon}}, \quad (4.5)$$

baseada no princípio de equivalência energética de Sidoroff, onde esta é utilizada tanto para a curva de compressão, como para a curva de tração, ambas uniaxiais. Os autores utilizaram os seguintes valores para outros parâmetros envolvidos no modelo: $\psi = 30^\circ$; $e = 0,1$; $\sigma_{b0}/\sigma_{c0} = 1,16$ e $\gamma = 0,6667$. Os autores modelaram uma viga de concreto armado com elementos finitos para verificar a aplicabilidade destes dados na modelagem, chegando a conclusão que os resultados da análise de elementos finitos refletiram adequadamente os resultados experimentais (erro inferior a 5%) na verificação da resistência à fissuração e da capacidade de carga quando são fornecidas curvas de dano, tanto em compressão como em tração, com valores tabelados para d_c e d_t que possuem limite superior à 0,95.

Bakhti et al. (2022) buscaram, a partir dos trabalhos de Lubliner et al. (1989) (curva da tensão-deformação inelástica) e Alfarah, López-Almansa e Oller (2017) (evolução dos parâmetros de dano), desenvolver uma nova metodologia para a obtenção dos parâmetros utilizados pelo modelo CDP por meio de uma equação que retira a necessidade de calibrar os diagramas tensão-deformação inelástica e a evolução dos parâmetros de dano com resultados experimentais, utilizando como base para isto as recomendações presentes no CEB-FIP (2010) para a modelagem dos materiais, objetivando eliminar a dependência quanto à malha de elementos finitos utilizada, característica presente nos dois trabalhos base. Baseado nos artigos de Vermeer e Borst (1984), Alfarah, López-Almansa e Oller (2017), Szczecina e Winnicki (2015), os autores fornecem a Tabela 4.2, com o intuito de fornecer valores padrões estimados para os parâmetros do modelo.

Tabela 4.2 – Valores estimados como padrão para os parâmetros presentes no modelo CPD segundo Bakhti et al. (2022)

Parâmetro	Valor estimado
e	0,1
ψ	5° e 13°
K_c	0,7
σ_{b0}/σ_{c0}	1,16

Fonte: (BAKHTI et al., 2022, p. 5)

As equações apresentadas pelos autores para o cálculo de d_c e d_t são:

$$d_c = 1 - \frac{1}{2 + a_c} \left[2(1 + a_c)e^{-b_c \tilde{\epsilon}_c^{in}} - a_c e^{-2b_c \tilde{\epsilon}_c^{in}} \right] \quad (4.6)$$

$$d_t = 1 - \frac{1}{2 + a_t} \left[2(1 + a_t)e^{-b_t \tilde{\epsilon}_t^{ck}} - a_t e^{-2b_t \tilde{\epsilon}_t^{ck}} \right], \quad (4.7)$$

onde $\tilde{\epsilon}_c^{in}$ e $\tilde{\epsilon}_t^{ck}$ são dadas pela Equação 2.61 e Equação 2.58, respectivamente. Os resultados obtidos com o algoritmo proposto para o cálculo de a_c , a_t , b_c e b_t , trouxe valores próximos aos

encontrados nos experimentos. O método desenvolvido trás uma série de vantagens listadas pelos autores, como:

- a) Utiliza-se apenas o valor da resistência à compressão do concreto na metodologia proposta;
- b) As curvas tensão-deformação e a evolução dos parâmetros de dano são independentes do tamanho da malha;
- c) Usam-se as recomendações do Código Modelo, o que facilita a posterior alteração para outros códigos normativos, como a NBR 6118 (ABNT, 2023b).

Wójcik et al. (2024) apresentaram um procedimento de identificação dos parâmetros para a utilização da metodologia proposto por Lemaitre e Chaboche (1990), utilizado pelo ABAQUS no modelo apresentado na subseção 2.3.2, utilizando para isto a curva de histerese obtida em um ensaio de carregamento cíclico, mais precisamente, utilizaram o último ciclo estabilizado. Com o intuito de melhorar a concordância entre as curvas de histerese experimentais e as geradas numericamente, os autores aplicaram o método dos mínimos quadrados. Além disso, com o objetivo de incluir aspectos como as incertezas que estão presentes no experimento e no procedimento de identificação, propuseram um algoritmo autoral escrito com base no método de computação suave de lógica fuzzy foi aplicado. Os resultados obtidos mostram efetividade da metodologia.

Dulinska e Szczerba (2013) avaliaram o desempenho de uma ponte de concreto armado presente na Polônia sob a ação de um sismo moderado por meio do uso do software ABAQUS. Para a realização das análises temporais não lineares, utilizou-se o método de Hilber-Hughes-Taylor (HILBER; HUGHES, 1978), a partir de um acelerograma oriundo de um evento sísmico ocorrido na região, assumindo o modelo CPD para o concreto e utilizando os dados obtidos por Jankowiak e Łodygowski (2005). A ponte analisada está apresentada na Figura 4.9 com as medidas em metros. Destaca-se que esta possui aparelhos de apoio elastoméricos, considerando o material condizente com o modelo hiperelástico de Mooney-Rivlin, como elementos de ligação entre o tabuleiro e os pilares.

Foi considerado o amortecimento de Rayleigh proporcional à rigidez considerando a razão de amortecimento igual à 5%. Além disso, foram aplicados também conceitos relacionados à variabilidade espacial da ação sísmica ao longo da ponte. Como definido por Zerva (2008), este conceito busca explicar como ocorre a variação espacial dos movimentos sísmicos devido à situações como liquefação do solo, passagem das ondas sísmicas por diferentes estratos de terra, etc. Para estruturas longas este efeito muitas vezes não pode ser ignorado. Assumiu-se neste estudo que a velocidade da onda era de 300 m/s.

Possibilitou-se, com este estudo, entender que pontes projetadas em regiões de sismicidade moderada podem ter degradação relevante da sua resistência e danos tanto nas regiões tracionadas como nas comprimidas por esmagamento do concreto mesmo em eventos sísmicos moderados, causando diminuição da capacidade dúctil da estrutura para eventos futuros. Isto se deve ao fato de existir a possibilidade de ocorrência do efeito da ressonância para casos em que a frequência natural da ponte se encontra entre as frequências presentes no sismo.

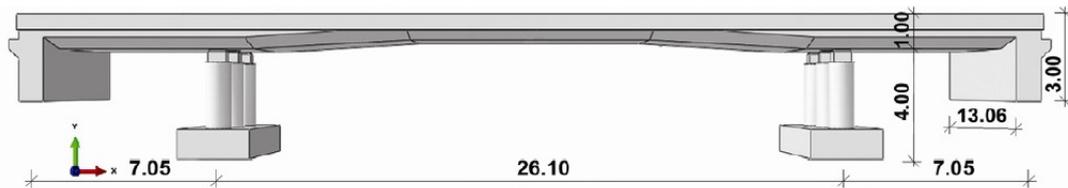


Figura 4.9 – Ponte analisada (DULINSKA; SZCZERBA, 2013, p. 264)

Boron e Dulinska (2016) investigaram o desempenho sísmico de uma ponte de concreto protendido sob ação de uma sequência de terremotos (principal e secundário). Assumiu-se o modelo CDP de plasticidade para o concreto. A análise das medidas plásticas e de danos revelou que o tremor secundário causou efeitos relevantes para o aumento do dano gerado a partir da aplicação do primeiro sismo. Além disso, foi mostrada a relação existente entre o aparecimento de deformações de compressão e a recuperação da rigidez dos elementos que sofreram anteriormente com os efeitos da tração.

5 METODOLOGIA

Com o intuito de alcançar os objetivos definidos no primeiro capítulo, apresenta-se neste a metodologia empregada no estudo desenvolvido. Descrevem-se as estruturas analisadas, a técnica utilizada para a geração dos sismos artificiais, as propriedades dos materiais empregados e como serão avaliados os dados obtidos.

5.1 ESTRUTURAS

5.1.1 Ponte 1

A primeira ponte escolhida para a realização dos estudos desenvolvidos nesta dissertação é uma ponte de concreto armado apresentada em (MARCHETTI, 2008). Na Figura 5.1 tem-se a representação desta por meio do seu corte longitudinal.

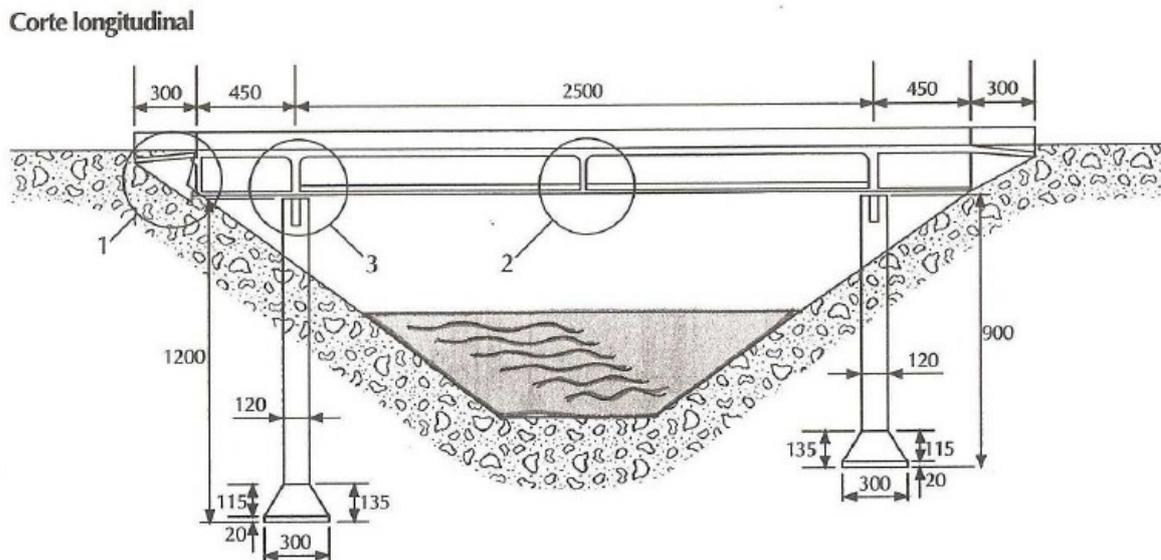


Figura 5.1 – Corte longitudinal da ponte 1 (MARCHETTI, 2008, p. 11)

Escolheu-se esta pelo fato de que o livro apresenta a estrutura de forma detalhada, indicando os passos em que ela foi concebida, além de ser um modelo comumente encontrado no país e anterior aos requisitos estabelecidos na NBR 7187 (ABNT, 2021). O concreto considerado para toda a estrutura possui $f_{ck} = 30$ MPa e aço CA-50, além de aparelhos de apoio formados pela alternância entre neoprene e placas de aço (neoprene fretado). Na Figura 5.2 são mostrados o

corte transversal na seção intermediária do tabuleiro (a) e o corte transversal da seção no apoio (b).

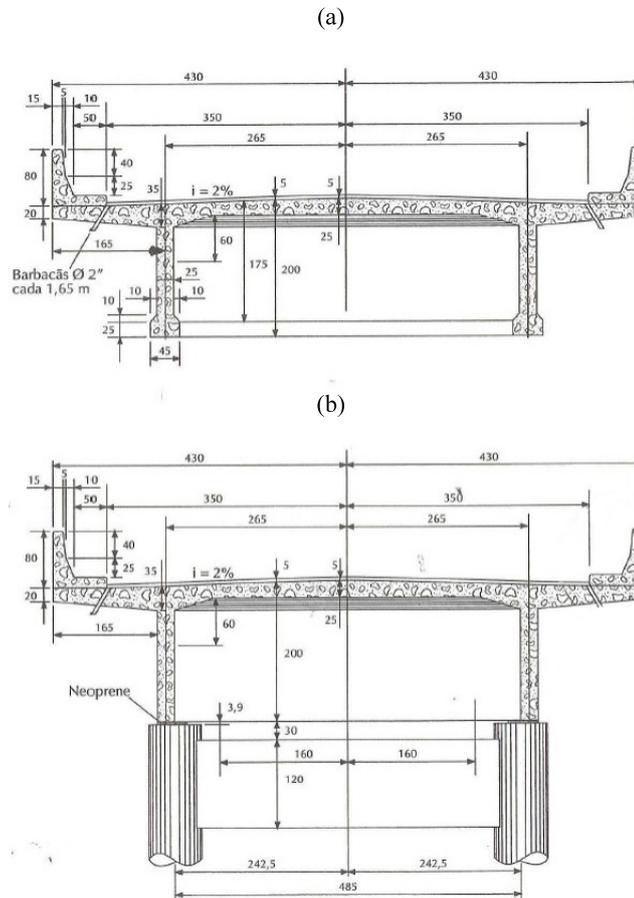


Figura 5.2 – Cortes transversais da ponte 1 (MARCHETTI, 2008, p. 18)

O modelo computacional da ponte é apresentado na Figura 5.3.

Neste trabalho buscou-se não apenas modelar as seções de concreto, mas também construiu-se computacionalmente as armaduras de aço presentes na estrutura com o intuito de aplicar diferentes modelos constitutivos nos materiais. Apresentam-se as plantas com as armaduras no Anexo A. Modelaram-se as barras presentes nas longarinas/transversinas e no tabuleiro. Como focou-se na avaliação da superestrutura, nesta região considerou-se a não linearidade dos materiais, ou seja, a meso e infraestrutura foram modeladas com os materiais possuindo comportamento linear.

Outro ponto importante é que, para esta ponte, o concreto da parcela enterrada do pilar foi considerado com um maior módulo de elasticidade, para simular a flecha deste esperada pelo projetista. Utilizando as equações apresentadas pelo mesmo, o módulo de elasticidade considerado para esta região foi dado por

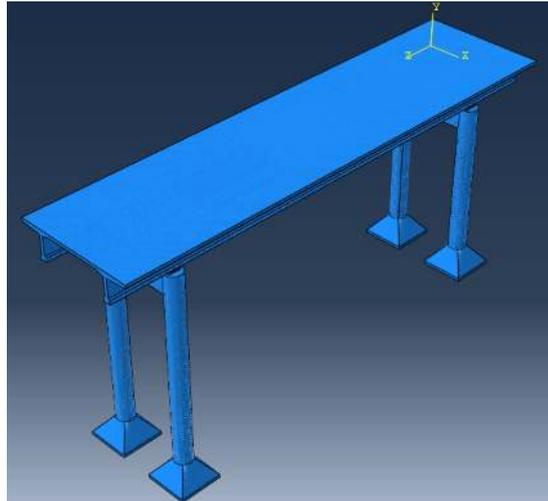


Figura 5.3 – Modelo da ponte 1 no ABAQUS (Elaborada pelo autor)

$$E_{eq} = \frac{(1 + 0,01407 k h^5)4h^3 E}{h(2h + \pi h_0)(2h + 3h_0)} \quad (5.1)$$

E_{eq} é módulo de elasticidade do concreto utilizado para o pilar na sua parcela enterrada; E o módulo de elasticidade do concreto assumido para o resto da estrutura; h é a altura enterrada; h_0 é a altura livre; k é uma constante dada pela razão entre $(m.b)/(E.I)$, onde b é o diâmetro do pilar, I é o momento de inércia e m depende do solo próximo à este, sendo 6000 kN/m para o maior e 12000 kN/m para o menor.

5.1.2 Ponte 2

A segunda ponte escolhida é uma ponte de menor estatura e com maior rigidez, baseada em estrutura apresentada na disciplina de pontes ministrada pelo professor Audelis (JÚNIOR, 2024) na Universidade Estadual do Vale do Acaraú (UVA). Na Figura 5.4 tem-se a representação desta por meio do seu corte transversal.

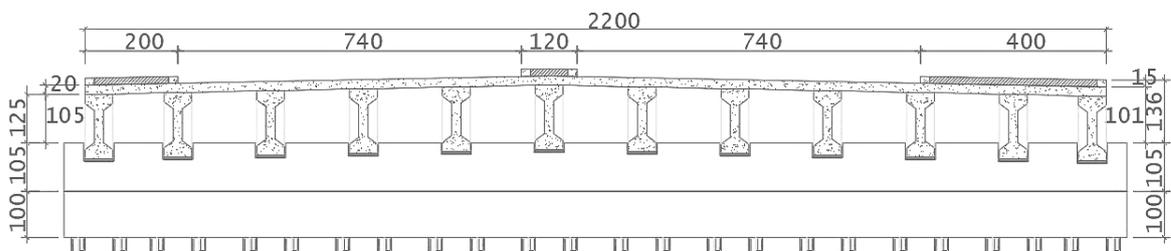


Figura 5.4 – Corte transversal da ponte 2 (JÚNIOR, 2024)

O concreto considerado possui $f_{ck} = 30$ MPa e aço CA-50. Mostra-se na Figura 5.5 o corte longitudinal da estrutura.

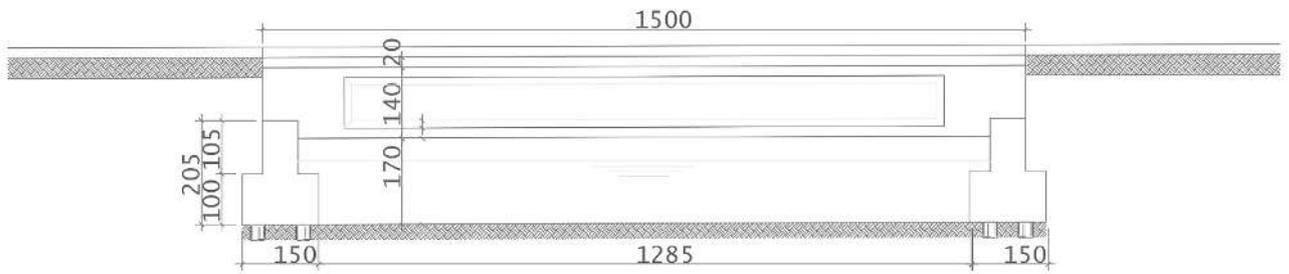


Figura 5.5 – Corte longitudinal da ponte 2 (JÚNIOR, 2024)

Para esta ponte, optou-se pela modelagem do tabuleiro, longarinas, transversinas e blocos de transição. As estacas, elementos da fundação, não são modeladas, pois, para esta ponte, não avaliam-se questões ligadas à interação solo-estrutura. Desta forma, a ação sísmica será aplicada logo abaixo dos blocos de transição, nas suas bases. Apresentam-se, as plantas com o reforço no Anexo B. Modelaram-se as armaduras presentes nas longarinas e tabuleiro. Aplicou-se a não linearidade física à superestrutura da ponte. A idealização da ponte no software é apresentada na Figura 5.6.

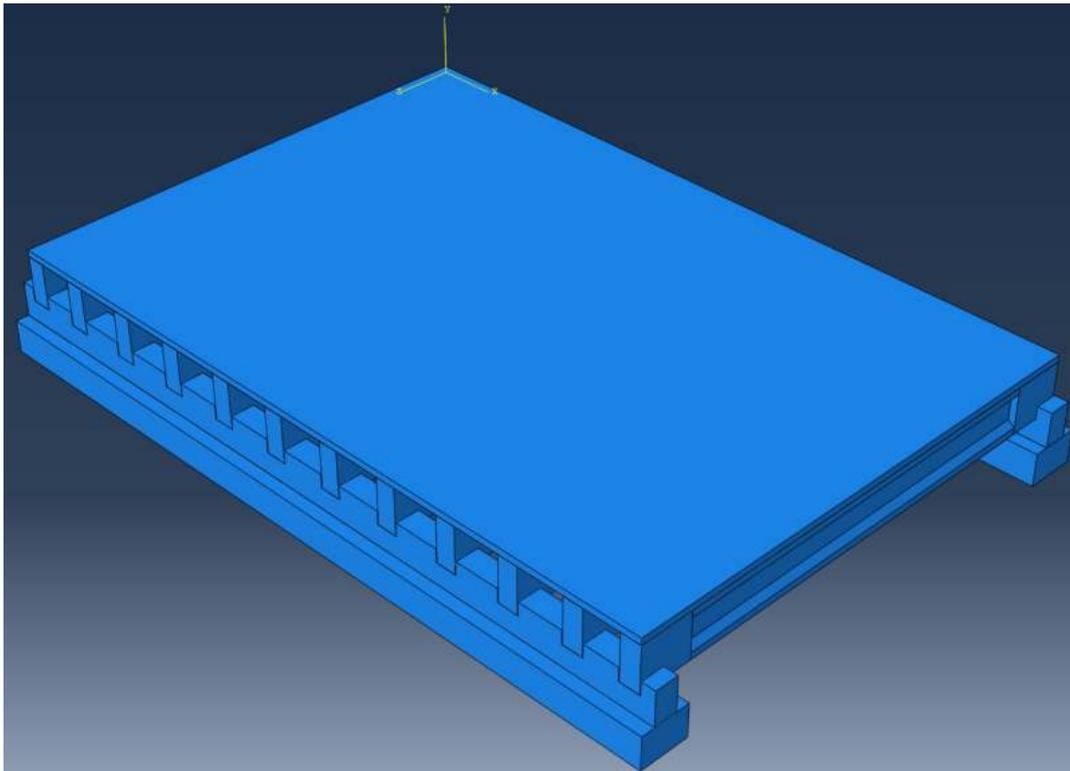


Figura 5.6 – Modelo da ponte 2 no ABAQUS (Elaborada pelo autor)

5.1.3 Ponte 3

A terceira ponte escolhida é uma ponte de com vigas I pré-moldadas e protendidas, também baseada em estrutura apresentada na disciplina de pontes ministrada pelo professor Audelis (JÚNIOR, 2024). Na Figura 5.7 tem-se a representação desta por meio do seu corte transversal.

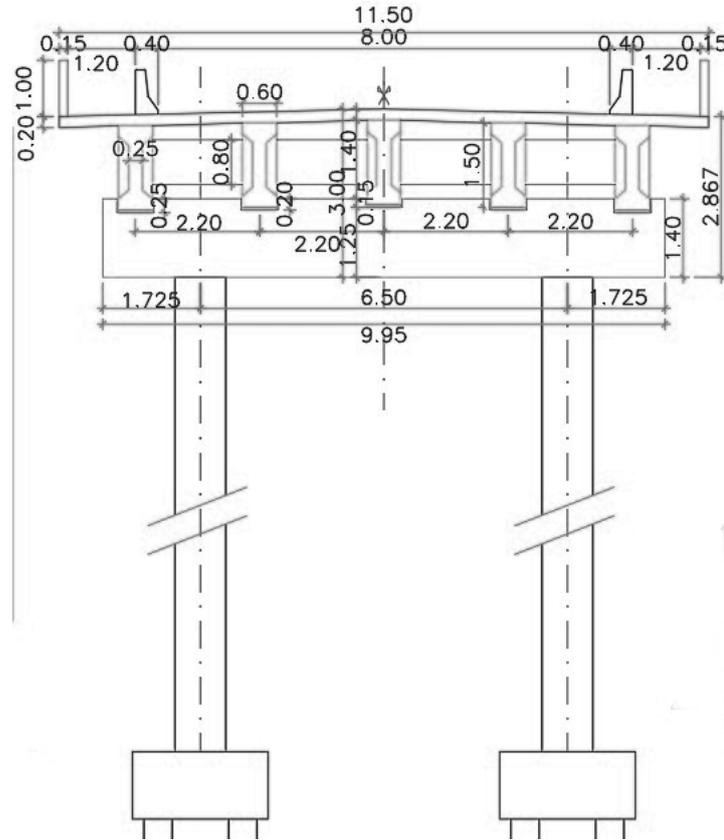


Figura 5.7 – Corte transversal da ponte 3 (JÚNIOR, 2024)

O concreto considerado possui $f_{ck} = 30$ MPa e aço CA-50. Mostra-se na Figura 5.8 o corte longitudinal da estrutura.

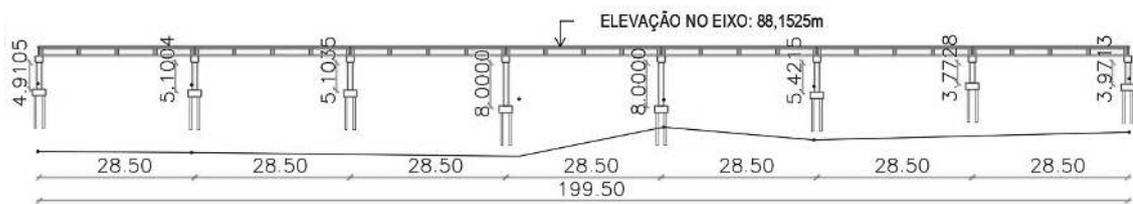


Figura 5.8 – Corte longitudinal da ponte 3 (JÚNIOR, 2024)

Devido ao tamanho da estrutura e ao excessivo tempo computacional, escolheu-se modelar o vão central da mesma, excluindo-se dos estudos a interação entre os vãos. A ação sísmica foi aplicada à base dos pilares. Apresentam-se, as plantas com as barras de aço no Anexo C. Modelaram-se as armaduras presentes nas longarinas, septos e tabuleiro. Aplicou-se a não linearidade física à superestrutura, seguindo o que foi feito para as pontes anteriores. O modelo computacional da ponte é apresentado na Figura 5.9. A aplicação da protensão foi realizada por meio da aplicação da força aplicada por esta na forma de pressão na área do topo das longarinas.

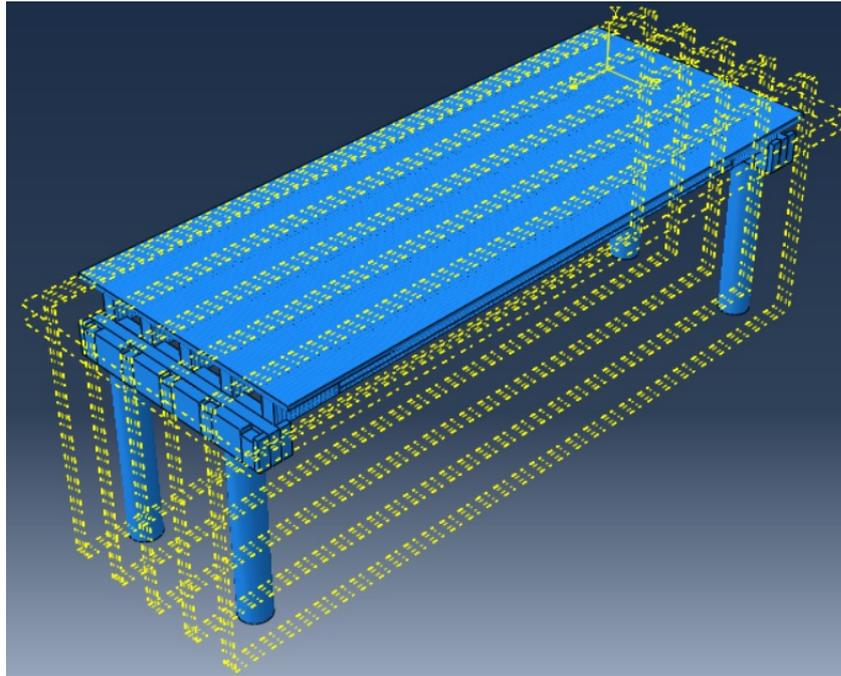


Figura 5.9 – Modelo da ponte 3 no ABAQUS (Elaborada pelo autor)

5.2 MATERIAIS

Para a definição dos materiais modelados, considerações foram realizadas para a adequação do apresentado nas normas e o permitido no software.

5.2.1 Aço da armadura

O aço CA-50 foi utilizado em todas as pontes, possuindo resistência característica de escoamento (f_{yk}) igual à 500 MPa. O módulo de elasticidade do material foi considerado $21 \cdot 10^4$ MPa e densidade igual 7800 kg/m^3 . A NBR 6118 ABNT (2023b) traz em seu escopo um modelo simplificado, sem endurecimento no patamar plástico. Todavia, a NBR 7480 (ABNT, 2024) apresenta o limite de resistência (f_{st}) que o aço deve possuir na sua ruptura igual à $1,1f_{yk}$. Desta forma, para simular o endurecimento do material, considerou-se o patamar com um comportamento linear do momento do escoamento até a sua ruptura com deformação igual à 0,01. Apresenta-se na Figura 5.10 a curva utilizada.

Para a representação do material no ABAQUS, utilizou-se o modelo apresentado na subseção 2.3.2. Foram fornecidas as deformações plásticas desenvolvidas após alcançado o patamar de escoamento e considerou-se apenas o endurecimento cinemático para a simulação do efeito Bauschinger, ou seja, Q_∞ e b foram considerados com valor nulo.

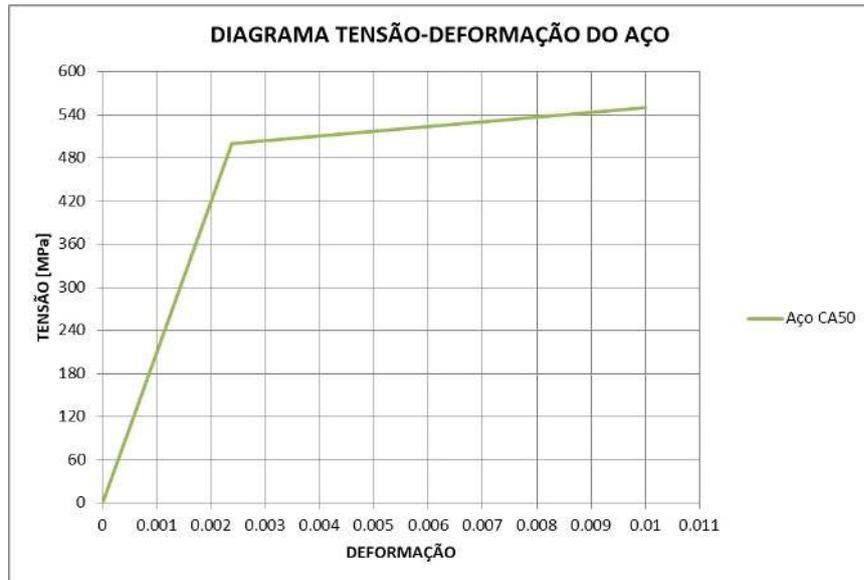


Figura 5.10 – Curva tensão x deformação do aço (Elaborada pelo autor)

5.2.2 Concreto

Para o modelo do concreto, partiu-se dos requisitos apresentados na NBR 6118 (ABNT, 2023b) e no CEB-FIP (2010), utilizando-as como complemento uma da outra.

5.2.2.1 Compressão

A NBR 6118 (ABNT, 2023b) permite a utilização da curva apresentada na Figura 5.11.

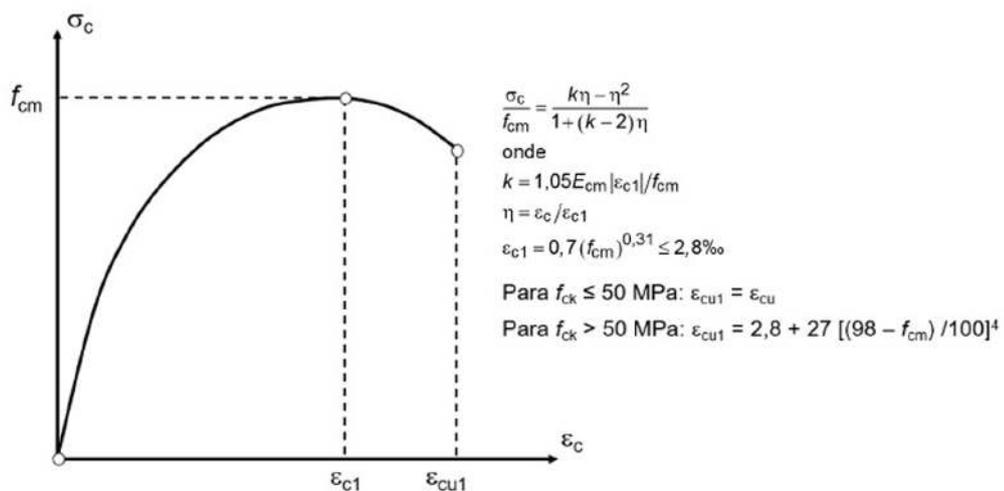


Figura 5.11 – Curva tensão x deformação em compressão do concreto (ABNT, 2023b, p. 27)

O valor de f_{cm} é dado em megapascal (MPa) pela expressão abaixo:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \quad (5.2)$$

Além disso, $E_{cm} = E_{ci}$ (CEB-FIP, 2010). De acordo com NBR 6118 (ABNT, 2023b), E_{ci} para concretos com $f_{ck} \leq 50\text{MPa}$ é dado (em MPa) por:

$$E_{ci} = \alpha_e \cdot 5600\sqrt{f_{ck}} \quad (5.3)$$

α_e é igual à 1 para casos em que o granito é utilizado como agregado. Considerou-se nas análises relação linear na curva para tensões de compressão menores que $f_{c0} = 0,5f_{ck}$, onde o módulo de elasticidade adotado foi igual ao módulo secante (E_{cs}) dado por:

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci}, \quad (5.4)$$

para E_{cs} dado em MPa e α_i :

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1 \quad (5.5)$$

A curva gerada é representada na Figura 5.12.

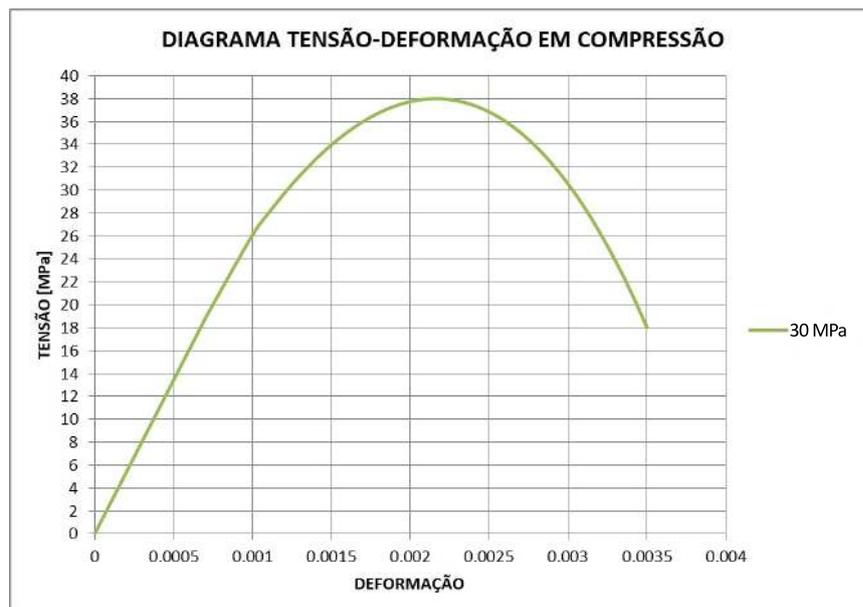


Figura 5.12 – Curva tensão x deformação em compressão do concreto inicial (Elaborada pelo autor)

Importante destacar que esta curva ainda será alterada nas seções subsequentes. A densidade do material foi considerada $2400\text{kg}/\text{m}^3$.

5.2.2.2 Tração

Para o concreto sob tração, as normas base deste estudo apresentam a formulação apresentada na Figura 5.13. Em a) tem-se a relação tração x deformação para o concreto tracionado não fissurado e em b) a relação entre as tensões de tração e a abertura das fissuras.

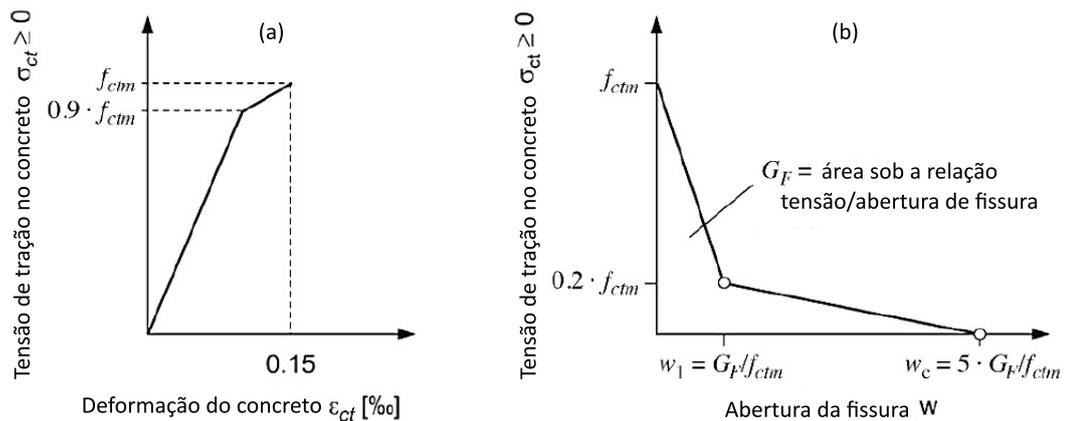


Figura 5.13 – Curvas para a representação das relações de tensão-deformação e tensão-abertura de fissura para tração uniaxial do concreto (CEB-FIP, 2010, p. 83)

Como pode-se ver na figura acima, f_{ctm} é o limite de resistência a tração do concreto. Chamado na NBR 6118 (ABNT, 2023b) de f_{ctk} , calculou-se este fator por meio da seguinte equação:

$$f_{ctk} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (5.6)$$

Para a construção do gráfico a), considerou-se uma simplificação deste, ou seja, apenas uma relação linear com entre tensões e deformações até o valor limite f_{ctk} , considerando o módulo de elasticidade em tração igual à E_{cs} .

Para a construção da relação mostrada em b), primeiramente necessita-se apresentar o parâmetro G_F dado pela seguinte equação (CEB-FIP, 2010):

$$G_F = 0,073 \cdot f_{cm}^{0,18} \quad (5.7)$$

G_F , dado pela equação acima em N/mm, é a chamada energia de fratura do concreto, definida por CEB-FIP (2010) como a aquela necessária para propagar uma fissura de área unitária sob tração. Para o concreto utilizado, construiu-se a curva apresentada na Figura 5.14.

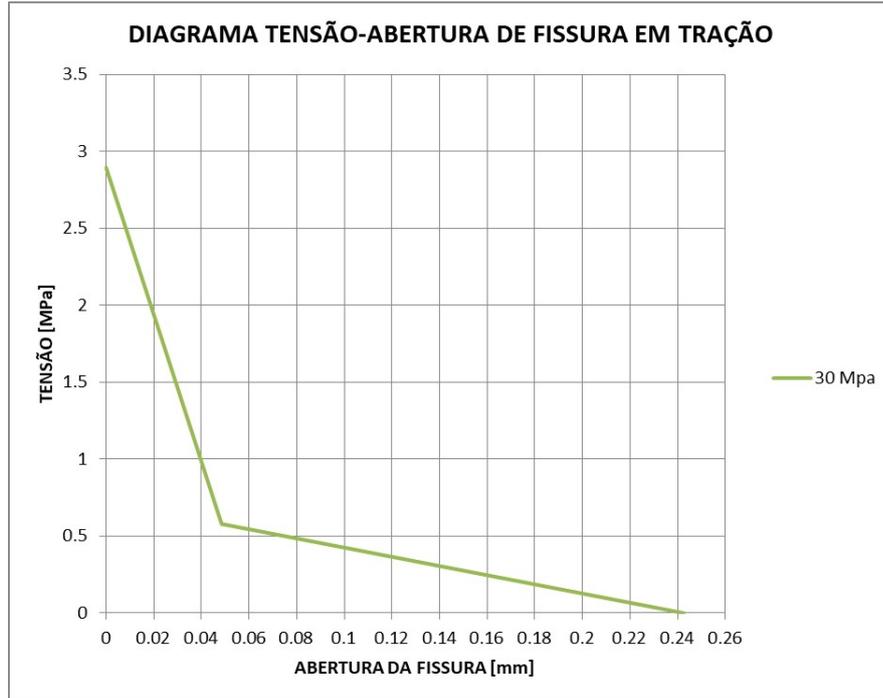


Figura 5.14 – Curva tensão x abertura de fissura utilizada (Elaborada pelo autor)

5.2.2.3 Algoritmo para a geração dos parâmetros de dano do concreto

Para a obtenção dos parâmetros de dano necessários para a utilização do modelo CDP, utilizou-se o algoritmo apresentado por Bakhti et al. (2022), adequando-o para as normas aqui utilizadas. Parte-se das seguintes equações:

$$\sigma_c = f_{c0} \left[(1 + a_c) e^{-b_c \epsilon_c^{in}} - a_c e^{-2b_c \epsilon_c^{in}} \right] \quad (5.8)$$

$$d_c = 1 - \frac{1}{2 + a_c} \left[2(1 + a_c) e^{-b_c \epsilon_c^{in}} - a_c e^{-2b_c \epsilon_c^{in}} \right] \quad (5.9)$$

$$\sigma_t = f_{ctk} \left[(1 + a_t) e^{-b_t \epsilon_t^{ck}} - a_t e^{-2b_t \epsilon_t^{ck}} \right] \quad (5.10)$$

$$d_t = 1 - \frac{1}{2 + a_t} \left[2(1 + a_t) e^{-b_t \epsilon_t^{ck}} - a_t e^{-2b_t \epsilon_t^{ck}} \right] \quad (5.11)$$

onde σ_c e σ_t são os valores de tensão após f_{c0} e f_{ctk} ; d_c e d_t são os valores para os parâmetros de dano, como mostrado anteriormente. Além disso:

$$a_c = 2 \frac{f_{cm}}{f_{c0}} - 2 \sqrt{\left(\frac{f_{cm}}{f_{c0}}\right)^2 - \frac{f_{cm}}{f_{c0}}} \quad (5.12)$$

$$a_t = 1 \quad (5.13)$$

Como b_c e b_t dependem diretamente da malha aplicada, os autores propuseram:

- a) Primeiramente, assumem-se $b_{cinicial} = 0$, um valor de tolerância para o erro de b_c e o incremento (b_{step}) que deve ser considerado em cada passo para o cálculo do seu valor;
- b) Calculam-se f_{cm} , a partir da Equação 5.2, e f_{c0} ;
- c) Calculam-se E_{ci} e E_{cs} a partir da Equação 5.3 e Equação 5.4, respectivamente;
- d) Calculam-se a_c e a_t a partir da Equação 5.12 e Equação 5.13, respectivamente, e adiciona-se uma terceira variável σ_{cold} ;
- e) Calcula-se a deformação no pico do diagrama de compressão, ε_{c1} , como mostrado na Figura 5.11 e o respectivo ε_c^{in} como dado na Equação 2.61;
- f) Um novo valor para b_{cnew} é calculado, como $b_c = b_{cinicial} + b_{step}$, e σ_c é dado pela Equação 5.8;
- g) Enquanto b_{step} for maior que a tolerância, se $\sigma_c < \sigma_{cold}$ calcula-se $b_c = b_c$ do passo anterior menos $2b_{step}$; σ_c ; um novo b_{step} igual à um décimo b_{step} anterior; e atualiza-se o valor de σ_{cold} ;
- h) Ao final, com o valor de b_c encontrado, calcula-se b_t a partir da seguinte expressão:

$$b_t = b_c \frac{f_{tm} G_{ch}}{f_{c0} G_F} \frac{1 + 0,5a_t}{1 + 0,5a_c}, \quad (5.14)$$

onde:

$$G_{ch} = \left(\frac{f_{cm}}{f_{tm}}\right)^2 \cdot G_F \quad (5.15)$$

G_{ch} é dada em N/mm, sendo chamada de energia de esmagamento por unidade de área.

Tabela 5.1 – Valores obtidos com a aplicação do algoritmo

a_c	b_c	a_t	b_t
5,82843	716,89447	1	7208,53164

Fonte: Elaborada pelo autor

Seguindo estes passos foram obtidos os valores apresentados na Tabela 5.1. Com estes parâmetros, recalculou-se a curva de compressão, à partir de f_{cm} e calculou-se a curva tensão/deformação em tração a partir das informações obtidas do gráfico da Figura 5.14. As novas curvas são mostradas na Figura 5.15 e Figura 5.16.

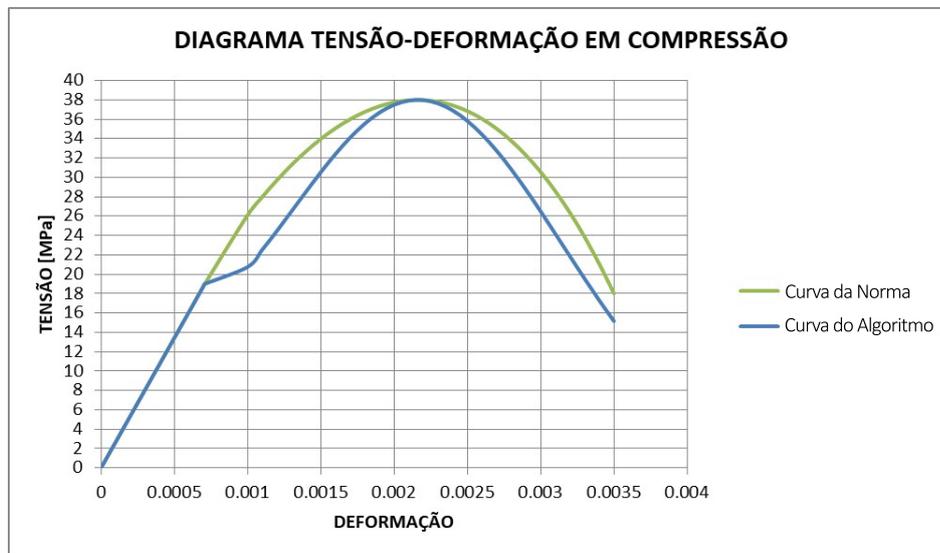


Figura 5.15 – Comparação entre a curva tensão x deformação de compressão da norma e a utilizada (Elaborada pelo autor)



Figura 5.16 – Curva tensão x deformação de tração utilizada (Elaborada pelo autor)

Desta forma, mostram-se os parâmetros considerados para a utilização do modelo CDP na Tabela 5.2. Os parâmetros ψ , e , σ_{b0}/σ_{c0} e γ foram escolhidos baseados nos valores obtidos por Qingfu, Wei e Yihang (2020), Bakhti et al. (2022), Alfarah, López-Almansa e Oller (2017) e Silva, Christoforo e Carvalho (2021).

Tabela 5.2 – Valores utilizados no modelo CDP

Concreto	$f_{ck} = 30\text{MPa}$	Os parâmetros do modelo CPD	
		ψ	30°
Elasticidade concreto		e	0,1
E[GPa]	26,84	σ_{b0}/σ_{c0}	1,16
ν	0,2	γ	0,6667
Endurecimento do concreto em compressão		Dano do concreto em compressão	
Tensão [MPa]	$\tilde{\epsilon}_c^{in} [-]$	$d_c [-]$	$\tilde{\epsilon}_c^{in} [-]$
19	0	0	0
22,52942014	5,76E-05	0,011551	5,76E-05
26,49253628	0,000134	0,029749	0,000134
28,54023376	0,000181	0,042224	0,000181
32,41505333	0,000293	0,075225	0,000293
34,10514913	0,000359	0,096165	0,000359
36,6906859	0,000508	0,14752	0,000508
37,49299007	0,000594	0,17795	0,000594
37,97162915	0,000785	0,247718	0,000785
36,90703799	0,001005	0,327567	0,001005
35,82828149	0,001127	0,370314	0,001127
32,7392861	0,001395	0,459046	0,001395
28,71486839	0,001697	0,548561	0,001697
24,17580417	0,002035	0,634691	0,002035
19,53865519	0,002412	0,713825	0,002412
15,15638856	0,002829	0,783308	0,002829
Enrijecimento da tensão do concreto		Dano do concreto em tração	
Tensão [MPa]	$\tilde{\epsilon}_t^{ck} [-]$	$d_t [-]$	$\tilde{\epsilon}_t^{ck} [-]$
2,896468	0	0	0
2,179937	9,54299E-05	0,414043	9,54299E-05
1,463407	0,000168598	0,633849	0,000168598
0,985719	0,000232006	0,761366	0,000232006
0,500201	0,000333371	0,882145	0,000333371
0,470346	0,000342318	0,889346	0,000342318
0,365852	0,000378576	0,914373	0,000378576
0,276285	0,0004187	0,935612	0,0004187
0,201647	0,00046334	0,953169	0,00046334
0,127008	0,000528401	0,970603	0,000528401
0,082225	0,000589269	0,981007	0,000589269
0,067297	0,000617244	0,984465	0,000617244

Fonte: Elaborada pelo autor

Importante destacar que considera-se nesta pesquisa a recuperação de rigidez na mudança tração-

elementos incorporados e elementos hospedeiros, respectivamente. Realiza-se a explicação da técnica a partir da Figura 5.18.

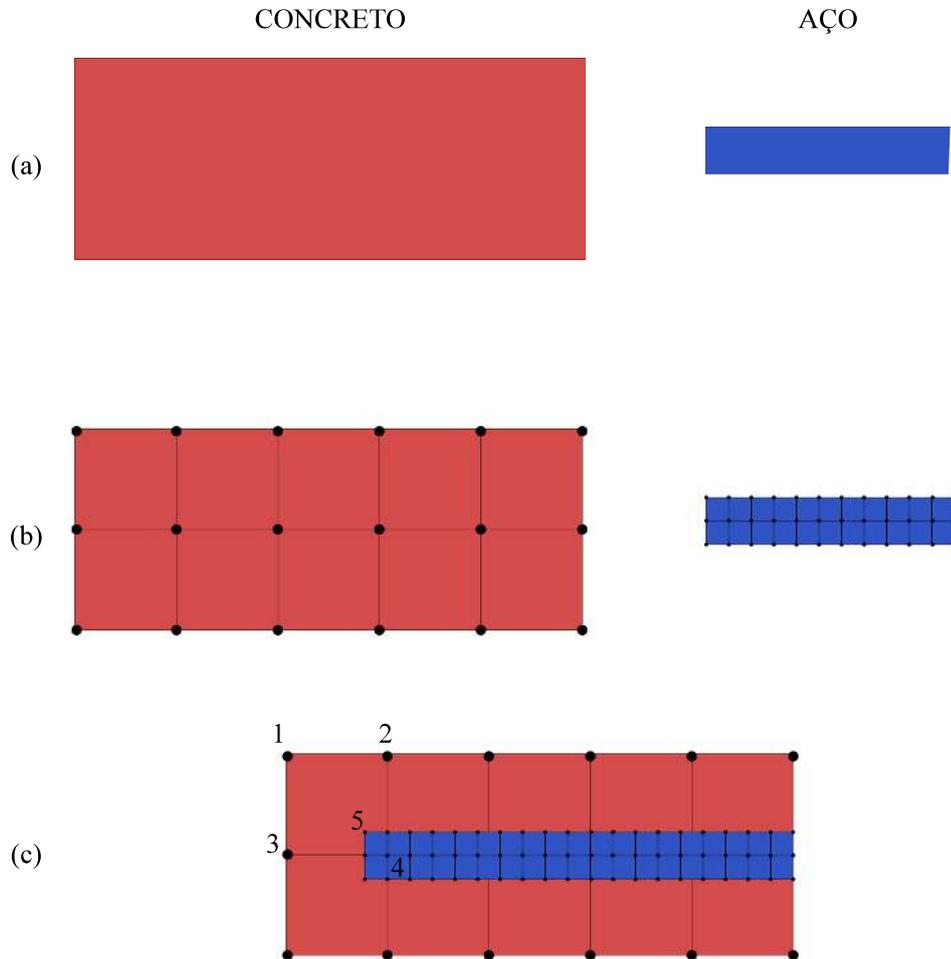


Figura 5.18 – Embutimento do aço no concreto utilizando a "embedded element technique"(Adaptado de (ENGSOFT, 2023))

Como pode-se ver, as subestruturas são modeladas de forma íntegra, sem espaço vazio no concreto para recebimento da barra de aço (a). Após a discretização dos elementos (b), segundo o ABAQUS (2010), o software, com a utilização desta técnica, realiza a busca das relações geométricas existentes entre os nós do elemento incorporado e do elemento hospedeiro. Em (c) é possível ver o nó 5 no interior do elemento de nós 1, 2, 3 e 4. Os graus de liberdade translacionais deste nó interior serão eliminados e se tornaram funções dos valores interpolados dos graus de liberdade correspondentes do elemento hospedeiro. Os elementos incorporados podem possuir graus de liberdade rotacionais e estes não são afetados pela técnica.

Como principais limitações da técnica, tem-se: os elementos hospedeiros devem possuir apenas

graus de liberdade de translação e estes devem ser idênticos à aqueles presentes no elemento incorporado; não permite simular o movimento entre os diferentes elementos; massa e rigidez adicionais devido aos elementos incorporados são adicionadas ao modelo, já que não ocorre a exclusão dos materiais presentes na região hospedeira. Neste trabalho estas restrições foram superadas considerando os elementos de concreto e aço tridimensionais e com apenas graus de liberdade de translação. Além disso, como o volume de aço presente nos modelos é bem pequeno frente ao volume de concreto, desconsiderou-se a diferença do acréscimo de massa e rigidez devido à não retirada do material redundante.

Acerca da ligação considerada entre as peças de concreto e, quando houver, entre estas e os aparelhos de apoio, isto foi executado considerando a restrição do tipo ‘TIE’, em que o software torna os graus de liberdade translacional e rotacional iguais para um par de superfícies.

5.4 AMORTECIMENTO

Para a definição da matriz de amortecimento, utiliza-se o método chamado de amortecimento de Rayleigh que também está incluso no ABAQUS. Este é um caso particular do amortecimento de Caughey e dá-se pela combinação linear entre as matrizes de massa e rigidez:

$$\tilde{C} = a_0 \tilde{M} + a_1 \tilde{K} \quad (5.16)$$

Para o modo j , tem-se:

$$\xi_j = \frac{a_0}{2 \omega_j} + \frac{a_1 \omega_j}{2} \quad (5.17)$$

Para definir as constantes a_0 e a_1 , torna-se necessário a escolha de dois modos de vibração, com frequências ω_m e ω_n , para a realização da análise. Define-se o amortecimento para cada um deles (ξ_m e ξ_n), onde, em geral, assume-se que estes são iguais ($\xi_m = \xi_n = \xi$). Desta forma, se obtém:

$$\begin{Bmatrix} a_0 \\ a_1 \end{Bmatrix} = \frac{2\xi}{\omega_m + \omega_n} \begin{Bmatrix} \omega_m \omega_n \\ 1 \end{Bmatrix} \quad (5.18)$$

Como apontado por Clough e Penzien (2003), em geral, assumem-se valores para as razões de amortecimento do modo que um seja ligado à frequência fundamental do sistema e o outro à aquele que possui a frequência mais alta que ainda contribui significativamente para a resposta.

Os modos que possuírem frequências intermediárias a estas terão razões de amortecimento um pouco menores, e aqueles com frequências maiores terão um aumento monotônico destas com a frequência. Desta forma, elimina-se das análises os modos com frequência muito alta devido ao alto valor do seu amortecimento, justamente aqueles com menor influência na resposta do sistema. Mostra-se abaixo, na Figura 5.19, o que foi exposto neste parágrafo.

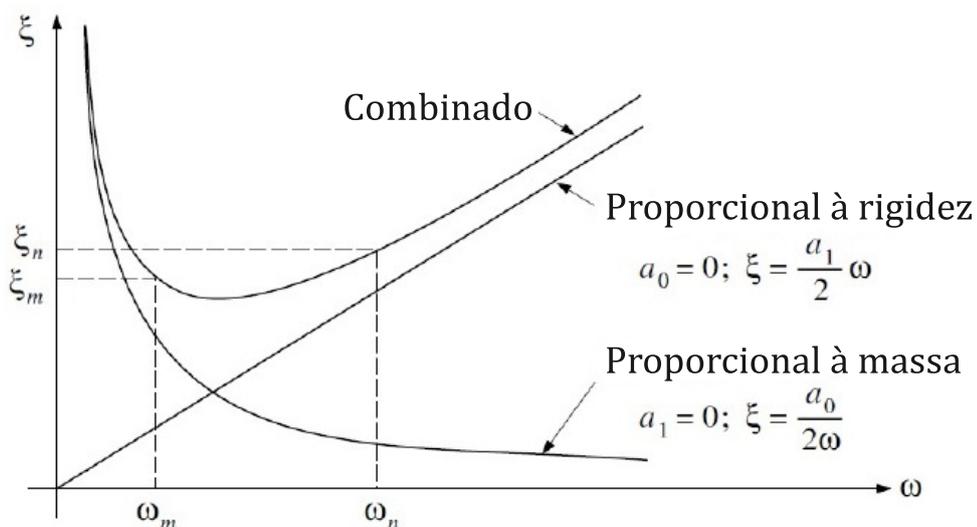


Figura 5.19 – Relação entre a taxa de amortecimento e frequência para o amortecimento de Rayleigh (CLOUGH; PENZIEN, 2003, p. 235)

No ABAQUS, a inclusão dos efeitos do amortecimento são realizadas durante a modelagem do material. Para todos os casos que serão realizados, considerar-se-á o valor do coeficiente de amortecimento crítico igual à 5% nos modos escolhidos para este processo que, como visto anteriormente, é um valor representativo para estruturas de concreto armado. Desta forma, para a utilização da Equação 5.19, foram considerados as frequências para os modos de vibração 1 e 3.

5.5 GERAÇÃO DOS SISMOS ARTIFICIAIS

Apresenta-se nesta seção a metodologia proposta por Clough e Penzien (2003) que será utilizada para a geração, na linguagem Python, de sismos artificiais compatíveis com o espectro de resposta de projeto apresentado na NBR 15421 (ABNT, 2023a).

Ressalta-se a importância de construir acelerogramas compatíveis com o espectro de resposta

de projeto, tornando possível análises de históricos de acelerações no tempo. Clough e Penzien (2003) pontua algumas questões que impõem o uso deste tipo de análise:

- a) Situações em que a estrutura responde principalmente no regime não linear, o que geralmente ocorre na ocorrência de terremotos;
- b) Casos em que a modelagem estrutural é complexa;
- c) Presença de complexidades extremas em geometrias estruturais;
- d) Existência de parâmetros críticos dependentes da frequência durante a modelagem.

5.5.1 Algoritmo para a geração dos sismos artificiais

O processo de geração do acelerograma artificial segue abaixo, ajustado para a utilização dentro dos requisitos da norma NBR 15421 (ABNT, 2023a):

- Primeiramente, gera-se n números aleatórios x_i com uma função de densidade de probabilidade uniforme, igual à 1, na faixa entre 0 a +1;
- Converte-se os números gerados no passo anterior em y_i , com i variando de 1 a n , a partir das seguintes expressões:

$$y_i = (-2 \ln x_i)^{1/2} \cos(2 \pi x_{i+1}) \quad (5.19)$$

$$y_{i+1} = (-2 \ln x_i)^{1/2} \sin(2 \pi x_{i+1}) \quad (5.20)$$

- Constrói-se então uma função amostral $y(t)$, estacionária, onde t representa a variável tempo, atribuindo os valores discretos obtidos na etapa anterior a n ordenadas sucessivas espaçadas em intervalos de tempo iguais, Δt , ao longo de uma abcissa de tempo e assumindo uma variação linear de ordenadas em cada intervalo, onde a ordenada em $t = 0$ terá valor nulo.
- Transforma-se a função $y(t)$ em uma função, agora não estacionária, $z(t)$, a partir da multiplicação daquela por uma função envelope $f(t)$, apresentada por Jennings, Housner e Tsai (1968), que traz consigo aspectos como magnitude e distância para o epicentro. Dos modelos apresentados pelos autores, utilizou-se o C, apresentado na Figura 5.20, por representar o comportamento, na área epicentral, de um terremoto de magnitude 5 ou 6 (Casos que já ocorreram no Brasil);

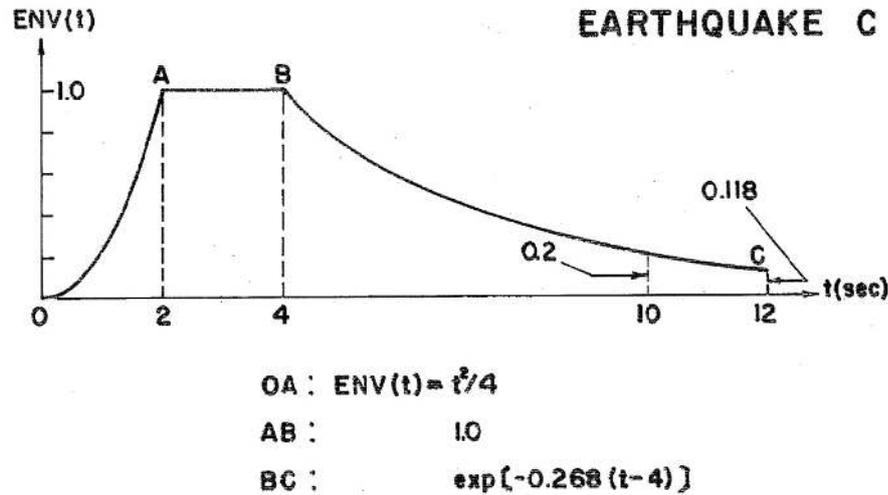


Figura 5.20 – Modelo utilizado para a função de envelopamento (JENNINGS; HOUSNER; TSAI, 1968)

- Aplica-se a transformada rápida de Fourier¹ sobre a função $z(t)$, gerando $Z(i\bar{\omega})$, e multiplica-se o resultado por duas funções filtro $H_1(i\bar{\omega})$ e $H_2(i\bar{\omega})$ dadas por:

$$H_1(i\bar{\omega}) = \frac{\left[1 + 2i\xi_1 \left(\frac{\bar{\omega}}{\omega_1}\right)\right]}{\left[\left(1 - \frac{\bar{\omega}^2}{\omega_1^2}\right) + 2i\xi_1 \left(\frac{\bar{\omega}}{\omega_1}\right)\right]} \quad (5.21)$$

$$H_2(i\bar{\omega}) = \frac{\left(\frac{\bar{\omega}}{\omega_2}\right)^2}{\left[\left(1 - \frac{\bar{\omega}^2}{\omega_2^2}\right) + 2i\xi_2 \left(\frac{\bar{\omega}}{\omega_2}\right)\right]} \quad (5.22)$$

Obtendo-se assim a função $B(i\bar{\omega})$:

$$B(i\bar{\omega}) = Z(i\bar{\omega}) H_1(i\bar{\omega}) H_2(i\bar{\omega}) \quad (5.23)$$

Como apontado por Clough e Penzien (2003), $H_1(i\bar{\omega})$ é a função de filtro de Kanai/Tajimi, baseada nos trabalhos de Kanai (1957) e Tajimi (1960), com a função de amplificar o conteúdo de frequência em $Z(i\bar{\omega})$ na vizinhança de $\bar{\omega} = \omega_1$. $H_2(i\bar{\omega})$ é aplicada para atenuar as frequências muito baixas em $Z(i\bar{\omega})$. Para a função $H_1(i\bar{\omega})$ foram adotados: a) $\omega_1 = 25,1$ rad/s e $\xi_1 = 0,6$ (Representativos para rochas); b) $\omega_1 = 15,7$ rad/s e $\xi_1 = 0,6$ (Representativos para solos rígidos); c) $\omega_1 = 7,5$ rad/s e $\xi_1 = 0,85$ (Representativos para solos moles). Para $H_2(i\bar{\omega})$ foram aplicados $\omega_2 = 1$ r/s e $\xi_2 = 0,6$.

¹ Encontra-se a teoria desta versão da transformada de Fourier em (CLOUGH; PENZIEN, 2003).

- Obtém-se neste passo a transformada rápida de Fourier inversa da função $B(i\bar{\omega})$, $b(t)$, e ajusta-se esta para que pico de aceleração de solo de superfície de campo livre (PGA) seja igual à a_g , apresentado na subseção 3.1.1, gerando-se assim o acelerograma $a(t)$. Gera-se o espectro de resposta de pseudo-aceleração ($S_{pa}^a(\xi, T)$) de $a(t)$ considerando, para isto, a taxa de amortecimento igual à 5%;
- Compara-se $S_{pa}^a(\xi, T)$ com o espectro de resposta de projeto ($S_a(\xi, T)$) da NBR 15421 (ABNT, 2023a). Realiza-se um ajuste para que estes coincidam. Primeiramente, divide-se toda a faixa de frequência em bandas, cada uma contendo um número de intervalos de frequência como usado na FFT de $a(t)$, e multiplica-se os valores discretos das partes reais e imaginárias de $A(i\bar{\omega})$ sobre cada banda de frequência pela média correspondente às razões $S_a(\xi, T)/S_{pa}^a(\xi, T)$;
- Por fim, realiza-se a transformada rápida de Fourier inversa da função $A(i\bar{\omega})$ para obter o acelerograma ajustado adequadamente. Após isto, como apontado pelo autor do método, deve-se evitar aplicar qualquer fator de escala no sismo gerado, para não adicionar incompatibilidades.

Para demonstrar a efetividade do algoritmo proposto, apresenta-se na Figura 5.21 a comparação entre o espectro de pseudo-aceleração gerado a partir de um acelerograma gerado artificialmente pelo método aqui descrito e o espectro da norma de projeto presente na NBR 15421 (ABNT, 2023a). Considera-se o valor de a_g neste exemplo igual à 0,15g, considerando rocha para a definição de C_a e C_v .

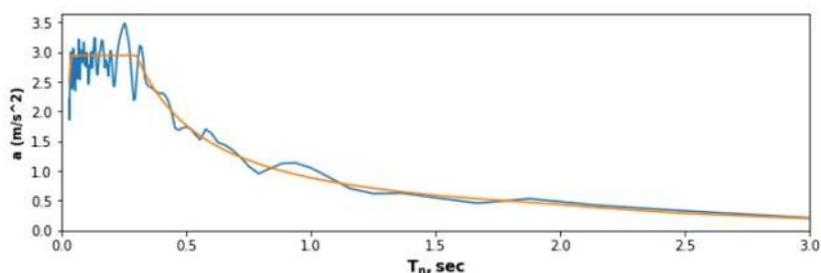


Figura 5.21 – Comparação entre o espectro de resposta do sismo artificial (em azul) e o proposto pela NBR 15421 (ABNT, 2023a) (em laranja) (Elaborada pelo autor)

Como se pode ver, o espectro se mostrou bastante semelhante, o que mostra a possibilidade do uso do algoritmo para o objetivo proposto nesta dissertação. Devido ao fato de ser desejável não aplicar um fator de escala ao final do processo, diferentemente do exigido pela NBR 15421 (ABNT, 2023a), não foi imposto o mesmo limite inferior presente na norma aos valores gerados pelo espectro decorrente do sismo artificial. Desta forma, considerou-se que os valores não fossem menores do que 25% dos correspondentes presentes no espectro de projeto.

Importante destacar que, para as análises aqui efetuadas, a pior situação encontrada em território brasileiro, de acordo com o zoneamento sísmico do país, foi avaliada ou seja, a zona com a_g igual à 0,15g. O PGA do sismo gerado será aquele que produza a melhor aproximação, dentro do limite estabelecido, ao espectro normativo. Desta forma, como apontado na subseção 3.1.2, sismos dentro da zona 4, poderão possuir valores de PGA acima de 0,15g dependendo do solo considerado. Aplicaram-se à base da estrutura, para isto, um conjunto formado por três acelerogramas independentes entre si, gerados cada um com 15 segundos, em cada uma das três direções ortogonais relevantes da estrutura e de maneira simultânea. Além disto, após o registro sísmico em cada direção, adicionou-se mais 1 segundo (além dos 15 segundos gerados artificialmente) com acelerações nulas, totalizando um tempo de 16 segundos para cada acelerograma, para observar o comportamento da ponte após a o fim completo do sismo.

5.6 ANÁLISES

O ABAQUS (2010) oferece ao usuário vários métodos para a realização de análises dinâmicas. Como sugerido pelo mesmo, a integração direta do sistema deve ser usada quando a resposta dinâmica não linear estiver sendo estudada. Utilizou-se para a realização das análises o método chamado de "implicit direct integration" (integração direta implícita) presente dentro da categoria "general analysis step" (etapa de análise geral). As opções presentes nesta categoria permitem a inclusão de não linearidades, tanto físicas quanto geométricas, fazendo com que a condição inicial para cada etapa seja a condição final da anterior.

A integração direta implícita é uma metodologia que procura calcular a resposta do sistema no instante $t+\Delta t$ a partir das equações de movimento desse mesmo instante. Como exemplo, tem-se o método de Newmark apresentado na subseção B.1.3.1. O ABAQUS utiliza o método de Hilber-Hughes-Taylor (método HHT)², extensão do anteriormente citado, para integração das equações de movimento e o método de Newton-Raphson subseção 2.1.1 para as iterações necessárias para os casos de não linearidade.

Para mostrar a formulação do método, a Equação B.53, válida para casos lineares, é reescrita incrementalmente como:

$$\tilde{M} \vec{U}_{e|i+1} + (1 + \alpha) \tilde{C} \vec{U}_{e|i+1} - \alpha \tilde{C} \vec{U}_{e|i} + (1 + \alpha) \tilde{K} \vec{U}_{e|i+1} - \alpha \tilde{K} \vec{U}_{e|i} = (1 + \alpha) \vec{P}_{e|i+1} - \alpha \vec{P}_{e|i} \quad (5.24)$$

Como apontado no ABAQUS (2010), o parâmetro α é adicionado com o intuito de introduzir e

² Para mais informações ler (HILBER; HUGHES, 1978)

controlar algum amortecimento artificial que possa ser gerado devido aos processos numérico, para o controle de qualquer ruído que venha a ser introduzido. Seus valores estão presentes na faixa $-1/3 \leq \alpha \leq 0$.

Finaliza-se a equação de movimento quando substitui-se as Equação B.27 e Equação B.28 na equação anterior. Reescreve-se os parâmetros β e γ como:

$$\beta = \frac{1}{4}(1 - \alpha)^2 \quad (5.25)$$

$$\gamma = \frac{1}{2} - \alpha \quad (5.26)$$

A matriz do operador durante o método de Hilber-Hughes-Taylor deve ser invertida, equivalentemente ao mostrado na Equação B.31, e um conjunto de equações de equilíbrio não linear deve ser resolvido a cada incremento de tempo, o que pode tornar o processo caro computacionalmente. Este método é incondicionalmente estável e, portanto, não existe limite para o tamanho do incremento de tempo que pode ser usado para a maioria das análises.

Um esquema de incrementação automática é fornecido para uso da metodologia escrita, utilizando um controle residual de meio passo, conceito introduzido por Hibbitt e Karlsson (1979), para garantir uma solução com precisão satisfatória. Este resíduo é o erro gerado no equilíbrio (forças desequilibradas) na metade de um incremento de tempo. Se o resíduo for pequeno, isto indica a precisão satisfatória da solução e a possibilidade de aumento do intervalo de tempo; caso contrário, o intervalo de tempo utilizado deverá ser reduzido.

As cargas consideradas nas análises foram a carga permanente (peso próprio e protensão) da estrutura e o sismo, aplicadas em dois passos de carregamento, sendo a primeira aplicada no primeiro segundo de simulação e a segunda no tempo restante, totalizando 17 segundos. Estas não sofreram majoração pelos coeficientes presentes na NBR 6118 (ABNT, 2023b), ou seja, buscando considerar as ações que ocorrerão na estrutura em uso. Não serão modeladas ações variáveis como cargas de veículos ou vento. Como dito anteriormente, buscou-se modelar as pontes avaliadas nesta dissertação com o objetivo de alcançar a maior proximidade possível daquilo especificado em projeto, mas, por limitações computacionais, as barras presentes na meso e infra estrutura, além das emendas e ganchos, não foram modeladas, considerando-se assim barras longitudinais sem cortes.

Desta forma, para exemplificar a atuação do sismo sob fissuras pré-existentes devido à aplicação da carga permanente, apenas a ponte 1 foi utilizada e para isto retiraram-se, das barras consideradas na Anexo A, as armaduras de pele presentes nas longarinas/transversinas, além de algumas

das barras que deveriam fazer parte do tabuleiro, sendo isto feito com o intuito de evidenciar o efeito. Após isto, realizaram-se, para as pontes 2 e 3, análises sob os dois carregamentos para avaliar o comportamento real das estruturas, buscando ser o mais fiel à disposição das armaduras proposta pelo projetista. Considerou-se a estrutura perfeitamente fixada na fundação e o solo de rocha (classe B) para a ponte 1 na primeira situação descrita e solo mole (classe E) para as pontes 2 e 3 durante a segunda situação analisada. Além destes sismos, para a ponte 3, foram simulados mais dois cenários, com acelerogramas produzidos considerando solo de rocha (classe B) e solo rígido (classe D).

Consideram-se nas análises as não linearidades geométrica e física. Serão utilizadas informações como deslocamento, tensões, deformações e os parâmetros de dano nos elementos de concreto, presentes no ABAQUS, para avaliação do comportamento das pontes:

- a) DAMAGEC: Variável d_c ;
- b) DAMAGET: Variável d_t ;
- c) PEEQ: Variável $\tilde{\epsilon}_c^{pl}$;
- d) PEEQT: Variável $\tilde{\epsilon}_t^{pl}$;
- e) SDEG: Variável d .

Todas estas variáveis foram apresentadas na subseção 2.4.2. Ao final, apresenta-se a comparação entre os dados obtidos com a consideração destes aspectos não lineares e com aqueles obtidos pelo mesmo método de análise, ou seja, a partir de um histórico de acelerações no tempo, mas desconsiderando as não linearidades.

6 RESULTADOS E DISCUSSÕES

6.1 PONTE 1

6.1.1 Sismos

Mostram-se os sismos aplicados na Figura 6.1, Figura 6.2 e Figura 6.3. Como dito na Capítulo 5, considerou-se aqui um $a_g = 0,15g$ e o solo como rocha (classe B). Nas figuras, apresentam-se os sismos em mm/s^2 , já que ao modelar a ponte 1, optou-se por dimensioná-la em milímetros.

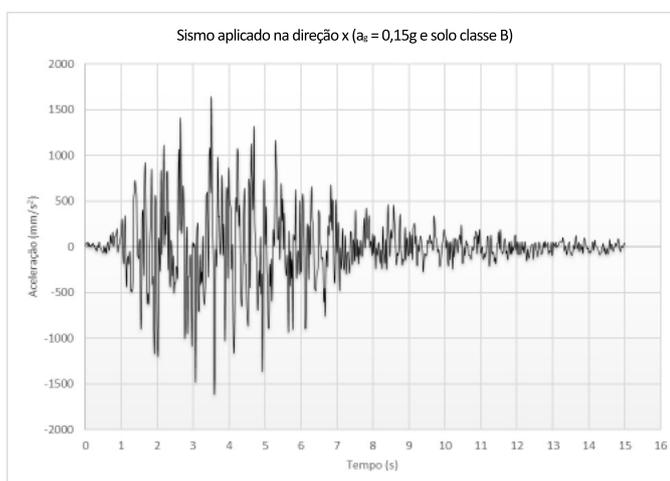


Figura 6.1 – Sismo aplicado na direção x ($a_g = 0,15g$ e solo classe B)
(Elaborada pelo autor)

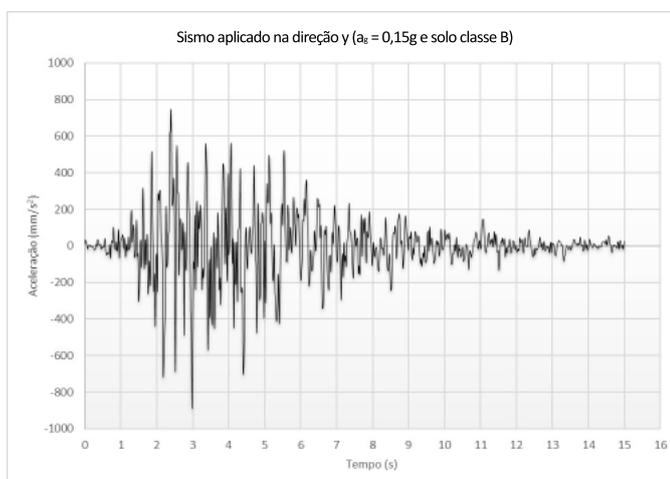


Figura 6.2 – Sismo aplicado na direção y ($a_g = 0,15g$ e solo classe B)
(Elaborada pelo autor)

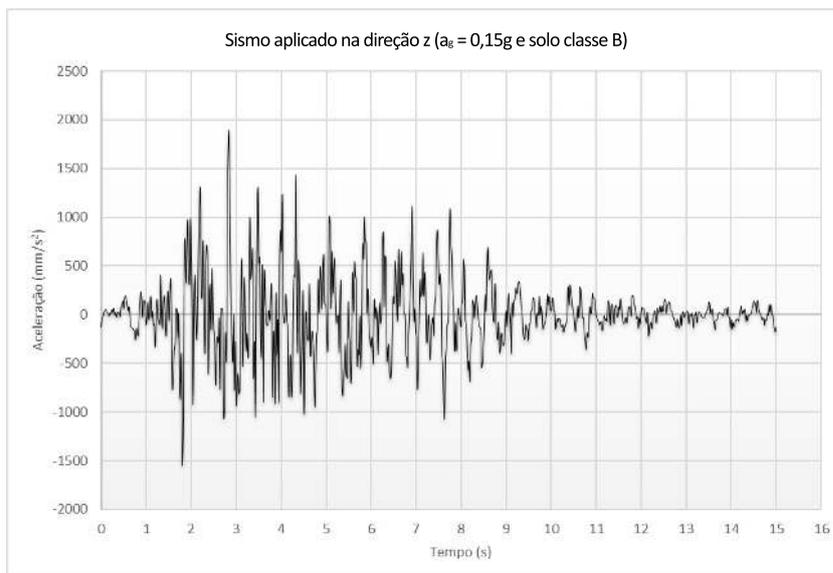


Figura 6.3 – Sismo aplicado na direção z ($a_g = 0,15g$ e solo classe B)
(Elaborada pelo autor)

Na Figura 6.4 mostram-se os espectros de potência dos sismos apresentados nas 3 figuras anteriores para avaliação das frequências predominantes dos sinais gerados.

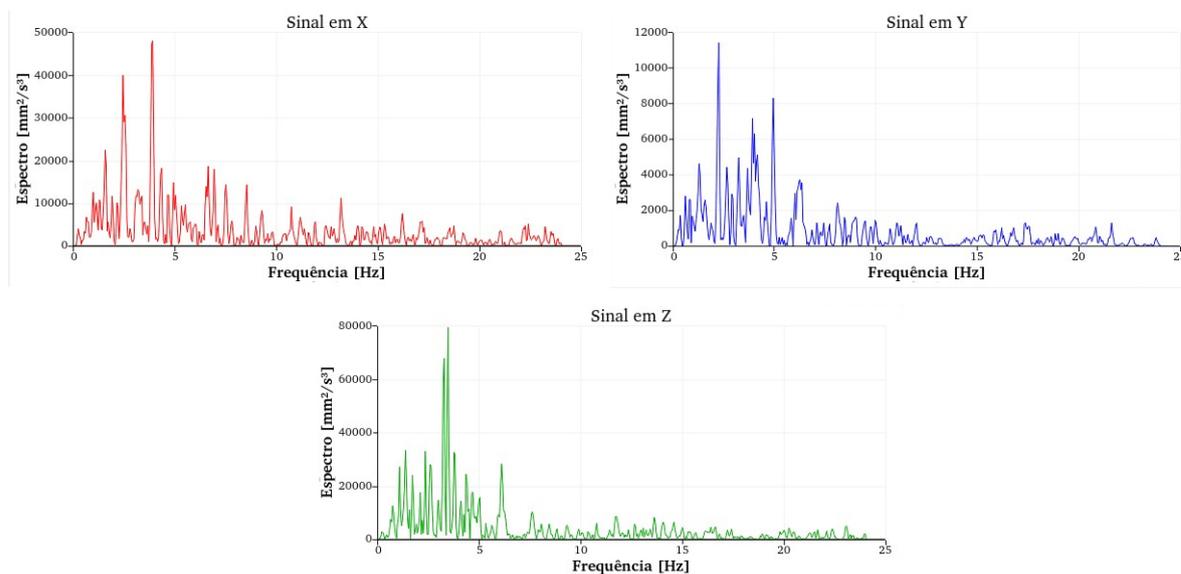


Figura 6.4 – Espectro de potência dos sismos gerados para a ponte 1
(Elaborada pelo autor)

Na Figura 6.5 são mostrados os espectros de aceleração dos sismos gerados e o presente na norma, indicando boa aproximação entre os valores, dentro do limite estabelecido como aceitável no capítulo anterior, possibilitando o uso destes.

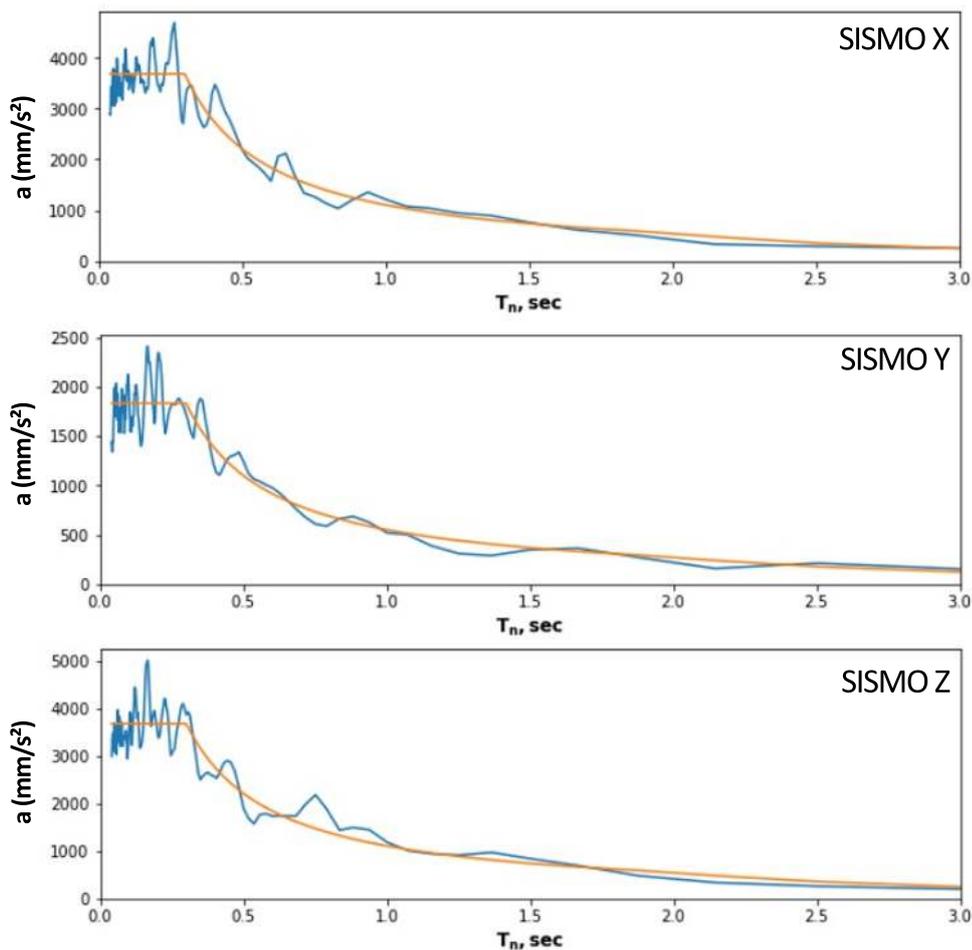


Figura 6.5 – Comparação entre o espectro do sismo (azul) e o espectro de projeto da norma (laranja) para os três sismos gerados para a ponte 1 (Elaborada pelo autor)

6.1.2 Malha

Para a modelagem das barras de aço, foram utilizados elementos de treliça tridimensionais com 2 nós (T3D2). Para as peças de concreto, dentre as possibilidades apresentadas no software, escolheu-se a opção free meshing, com elementos tetraédricos quadráticos de 10 nós (C4D10), com 4 pontos de integração, que possibilita a construção da malha mesmo em modelos complexos devido à sua flexibilidade. Além disso, como apontado por (ABAQUS, 2010), vale destacar que estes são menos sensíveis à distorção do que elementos hexaédricos como, por exemplo, o C3D8. Ambos os elementos utilizados possuem apenas graus de liberdade translacionais, o que permite o uso da técnica apresentada na seção 5.3. A malha para o modelo está representada na Figura 6.6. Foram utilizados 104065 elementos, sendo 64131 para o concreto (a) e 34894 para as barras de aço (b).

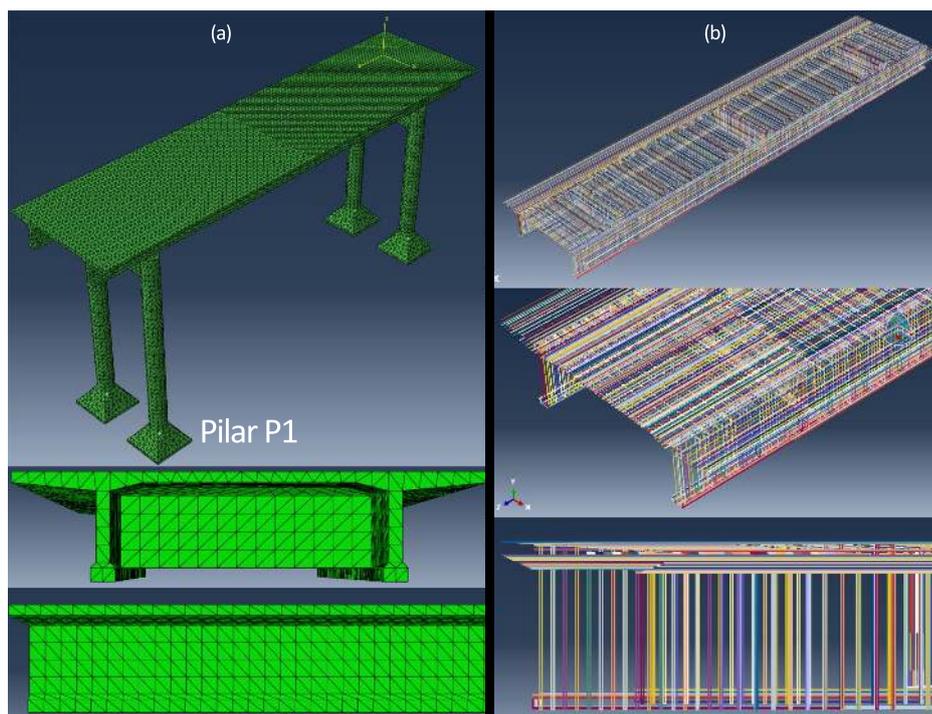


Figura 6.6 – Malha escolhida para os elementos de concreto e aço para a ponte 1 (Elaborada pelo autor)

Importante destacar que as diferentes cores presentes na malha das barras de aço são devido às diferentes bitolas para cada uma delas. Para a modelagem de cada um dos aparelhos de apoio, foram utilizados 1260 elementos hexaédricos C3D8R. Pode-se ver um dos aparelhos de apoio na Figura 6.7.

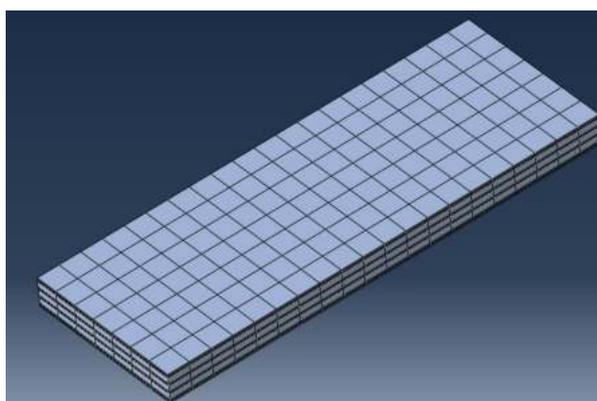


Figura 6.7 – Malha escolhida para os aparelhos de apoio da ponte 1 (Elaborada pelo autor)

6.1.3 Análise modal

As 3 primeiras frequências naturais da ponte são mostradas na Tabela 6.1. Como se pode ver, a estrutura possui suas primeiras frequências entre aquelas predominantes nos sismos gerados para este caso.

Tabela 6.1 – 3 primeiras frequências naturais da ponte 1

Modo	Frequência (Hz)
1	1,0075
2	1,2012
3	1,505

Fonte: Elaborada pelo autor

Com os valores dados para as frequências 1 e 3, tornou-se possível calcular os parâmetros de amortecimento apresentados na seção 5.4 para inserção destes no software. Na Tabela 6.2 apresentam-se os valores para a_0 e a_1 .

Tabela 6.2 – Parâmetros para a utilização do amortecimento de Rayleigh

a_0	a_1
0,38	0,0063

Fonte: Elaborada pelo autor

Além disso, na Figura 6.8, podem ser vistas as representações dos três primeiros modos de vibração da ponte 1.

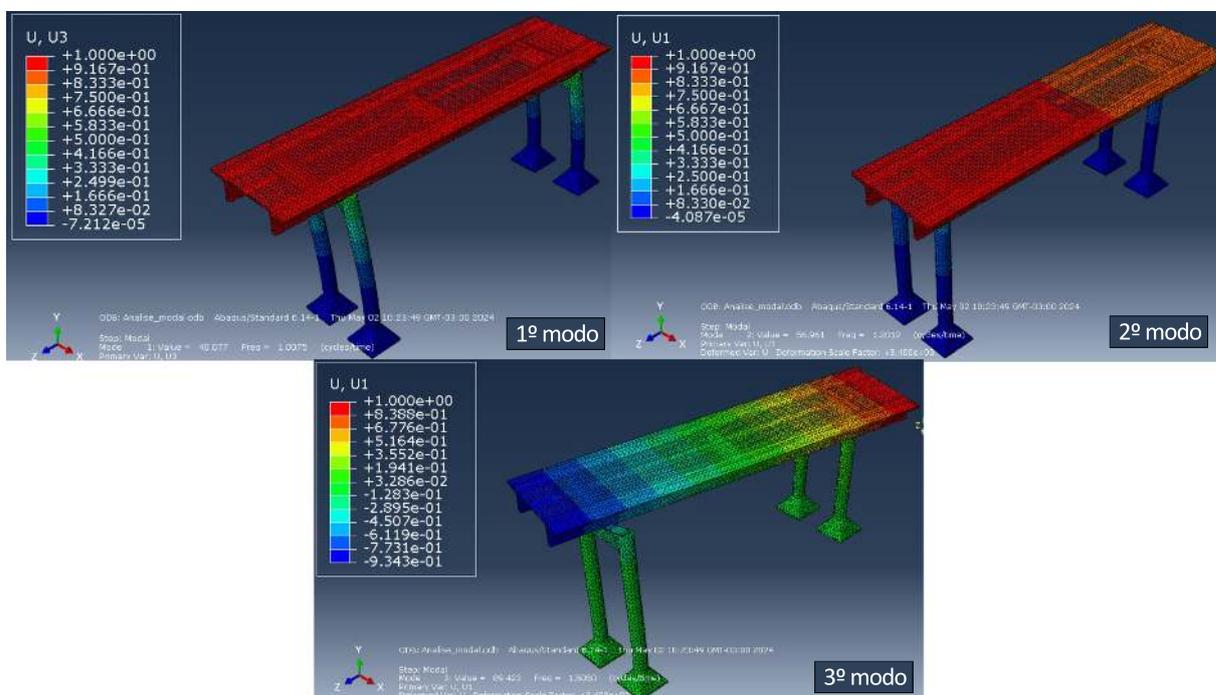


Figura 6.8 – Representação das deformadas dos três primeiros modos de vibração da ponte 1 (Elaborada pelo autor)

O primeiro modo tem movimento predominante na direção z; o segundo modo tem a principal direção de movimento na direção x; o terceiro modo é de rotação, com eixo apontado na direção y.

6.1.4 Análise do carregamento

Primeiramente, em relação ao dano em compressão, este foi irrelevante no caso analisado. Desta forma, foca-se no dano à tração, mostrado na Figura 6.9.

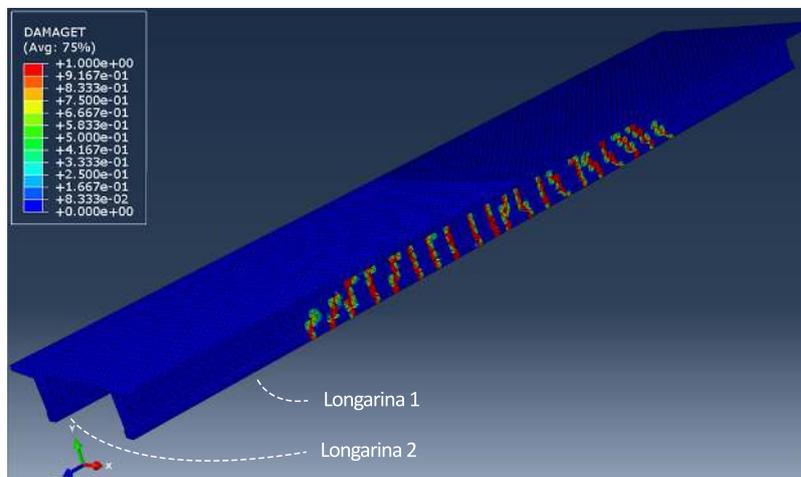


Figura 6.9 – Dano à tração sofrido pela superestrutura da ponte 1 (Elaborada pelo autor)

Ao analisar o dano na superestrutura, pode-se constatar a localização deste nas longarinas da ponte. Na Figura 6.10 tem-se, para a longarina 1, o dano à tração que surge : a) após à aplicação da carga de peso próprio; b) após à ação sísmica. Fez-se o mesmo para a longarina 2 na Figura 6.11. Como pode-se observar, há a ocorrência, em ambas, do surgimento de degradação adicional do material após o evento sísmico, com o aparecimento de uma nova fissura mais a esquerda em ambas as figuras, além da propagação de outras que já existiam desde após a aplicação do peso próprio.

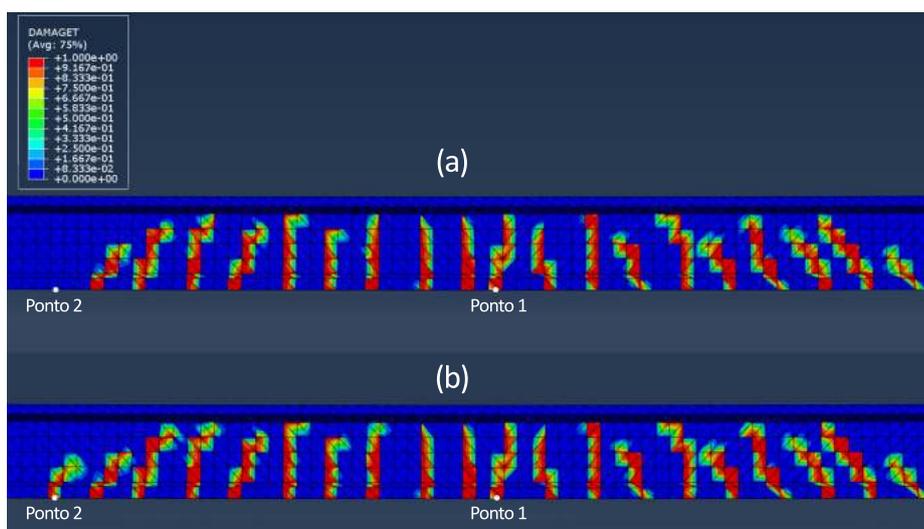


Figura 6.10 – Dano à tração sofrido pela Longarina 1 da ponte 1 (Elaborada pelo autor)

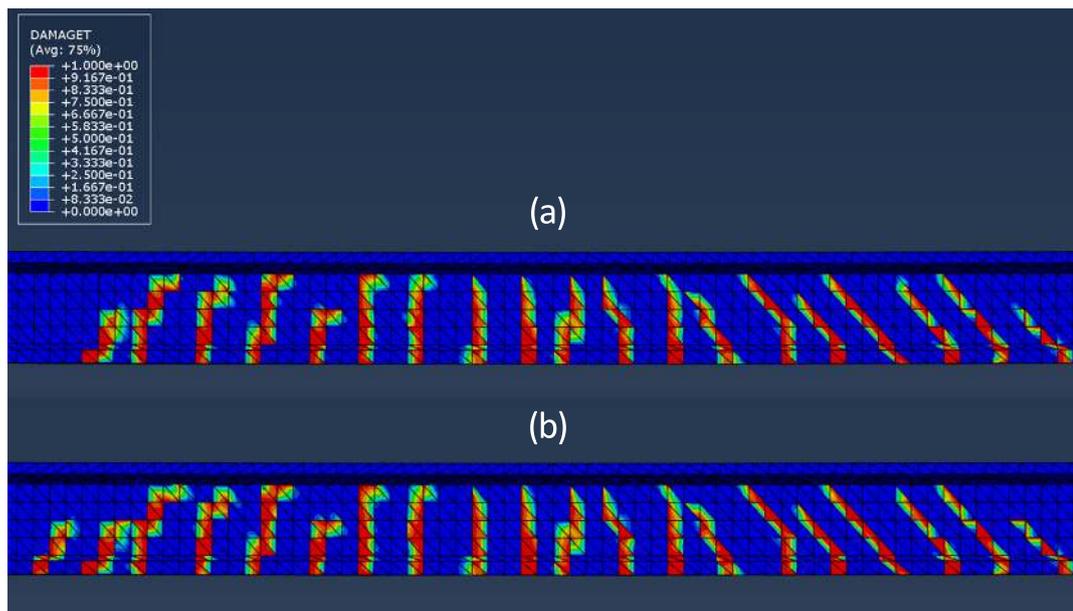


Figura 6.11 – Dano à tração sofrido pela Longarina 2 (Elaborada pelo autor)

Na Figura 6.12 pode-se ver a seção da ponte onde o ponto 1 se encontra: (a) após a aplicação do peso próprio e (b) após o evento sísmico. Percebe-se o alto grau de dano sofrido pela estrutura nesta região e que este foi gerado praticamente apenas no primeiro momento.

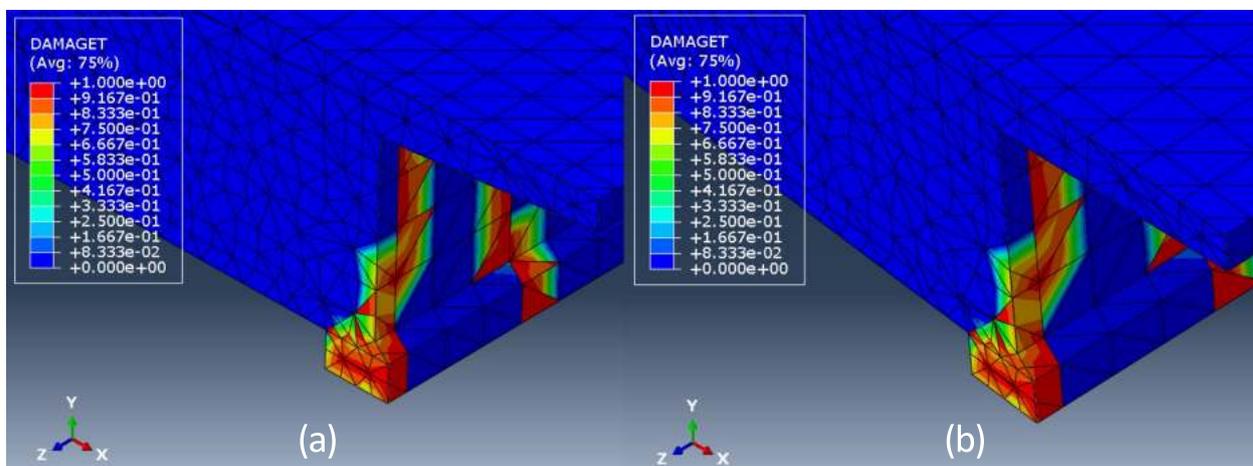


Figura 6.12 – Evolução do dano à tração sofrido pela seção onde se encontra o ponto 1 (Elaborada pelo autor)

Para o melhor entendimento deste comportamento, na Figura 6.13, podem ser vistas as evoluções da deformação logarítmica máxima principal e PEEQT e, na Figura 6.14, de DAMAGET e SDEG para o ponto 1. Importante apontar que, para a formação dos gráficos, foram coletados 101 pontos para a carga do peso próprio e 1601 pontos para a carga sísmica.

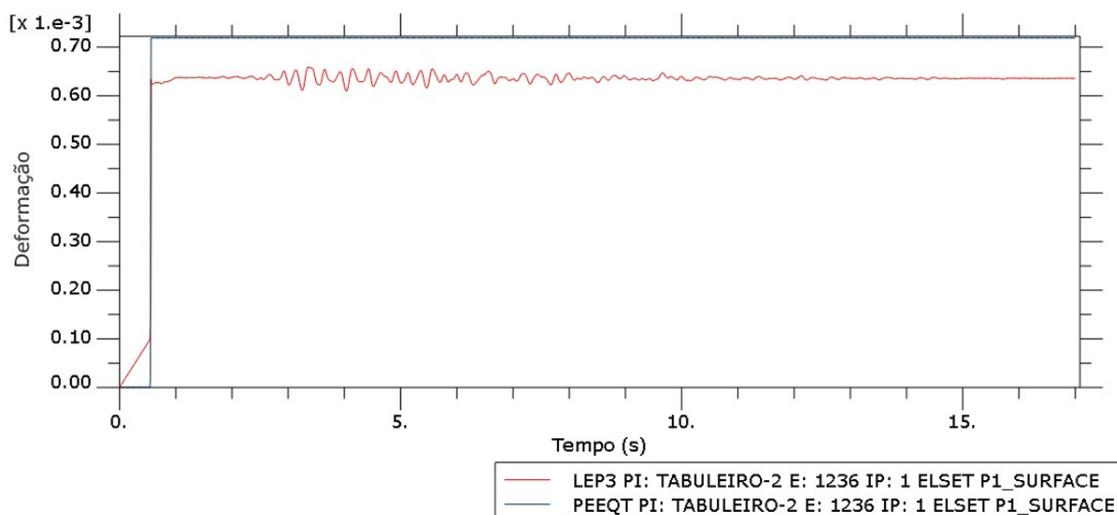


Figura 6.13 – Evolução da deformação logarítmica máxima principal (vermelho) e PEEQT (azul) para o ponto 1 (Elaborada pelo autor)

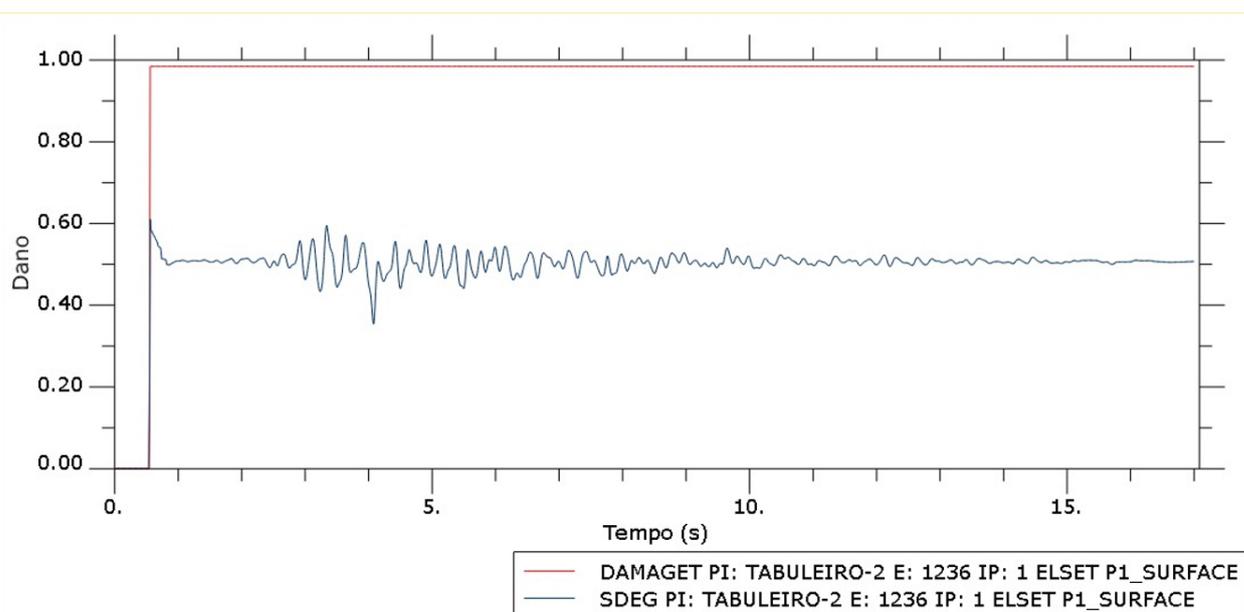


Figura 6.14 – Evolução dos parâmetros DAMAGET (vermelho) e SDEG (azul) para o ponto 1 (Elaborada pelo autor)

Observa-se que após o desenvolvimento das deformações lineares, rapidamente desenvolvem-se as deformações plásticas com aumento do dano à tração e consequente dano da rigidez neste ponto, com o valor, para estes parâmetros igual à 98,45% e 50,83% ao final da aplicação do carregamento estático, respectivamente. Após isto, desenvolvem-se as acelerações sísmicas no tempo de 1s, com DAMAGET estabilizado, mas com variações de SDEG. Ao final da aplicação das cargas, SDEG se estabiliza novamente, onde este parâmetro indica uma redução de 50,71% da rigidez inicial.

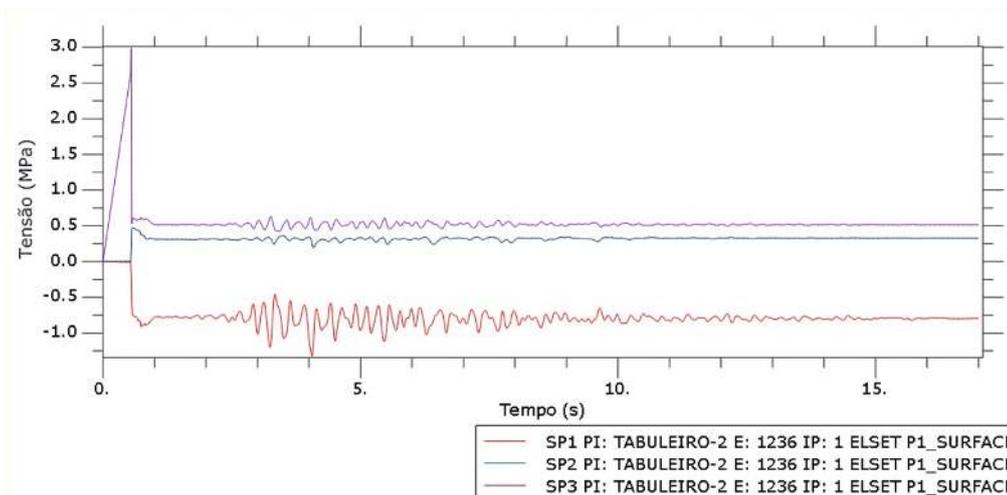


Figura 6.15 – Evolução das tensões principais para o ponto 1 (Elaborada pelo autor)

Mostram-se, na Figura 6.15, as tensões principais desenvolvidas para o mesmo ponto. A variação apontada no parágrafo anterior é esperada, pois, como visto na subseção 2.4.2, a degradação da rigidez depende diretamente do estado de tensões aplicado no elemento, por meio do parâmetro s_c . Este comportamento só é possível devido à consideração do impacto positivo do fechamento de fissuras, durante a mudança compressão-tração. Para exemplificar o comportamento de um ponto em que o dano só surge após o começo do sismo, mostra-se na Figura 6.16 DAMAGET e SDEG para o ponto 2.

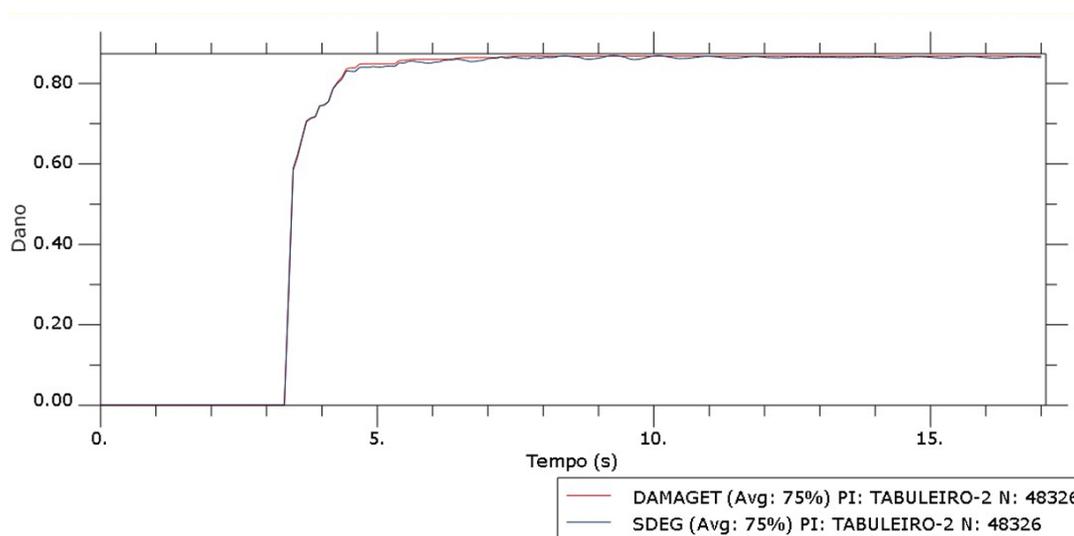


Figura 6.16 – Evolução dos parâmetros DAMAGET (vermelho) e SDEG (azul) para o ponto 2 (Elaborada pelo autor)

O parâmetro DAMAGET para este ponto possui um comportamento diferente do mostrado anteriormente. Com o surgimento do dano a tração após o começo do sismo, há um crescimento gradual do mesmo, ao invés da manutenção estável deste desde o seu aparecimento súbito. isto

pode ser entendido por meio da tensão máxima principal desenvolvida neste ponto mostrada na Figura 6.17. Neste caso não há uma queda abrupta da resistência no ponto. Na verdade, esta vai caindo gradualmente, mantendo, mesmo que por breves momentos, patamares estáveis que geram diferentes valores para DAMAGET.

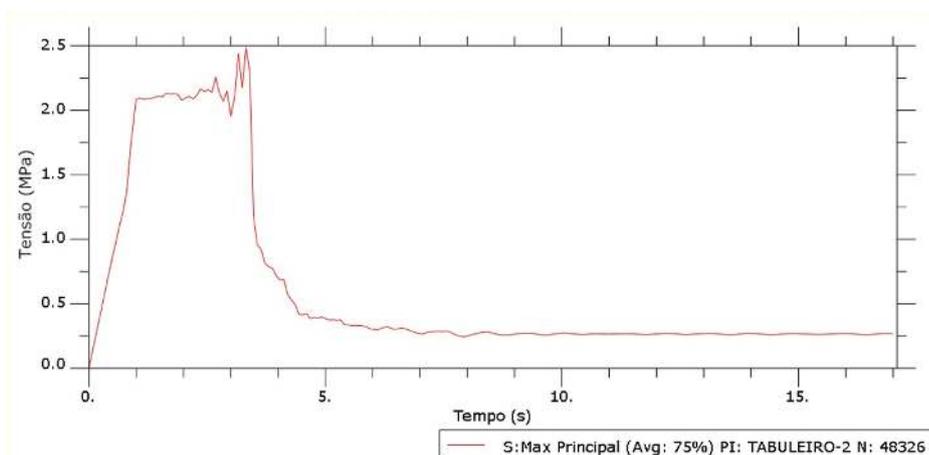


Figura 6.17 – Tensão máxima principal desenvolvida no ponto 2 (Elaborada pelo autor)

Na Figura 6.18 mostra-se a evolução do dano à tração na seção onde se encontra o ponto 2.

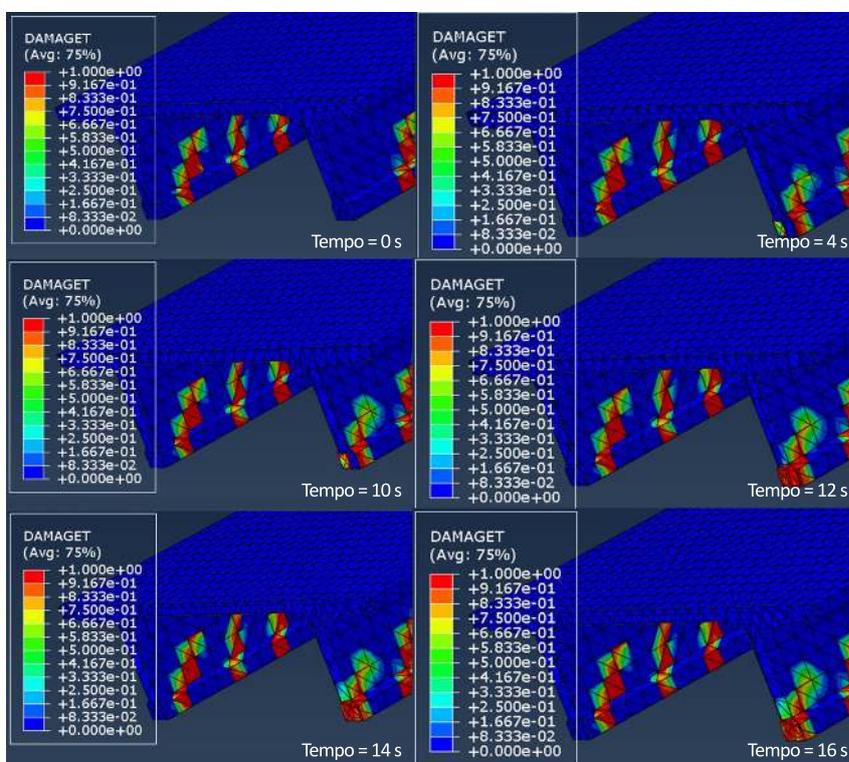


Figura 6.18 – Evolução do dano à tração sofrido pela seção onde se encontra o ponto 2 a partir do início do sismo (Elaborada pelo autor)

A fim de realizar uma breve comparação com uma análise linear, primeiramente, avaliam-se os valores para as forças resultantes na base do pilar P_1 , mostrado na Figura 6.6, em kN, nas três direções (x, y e z) na Figura 6.19.

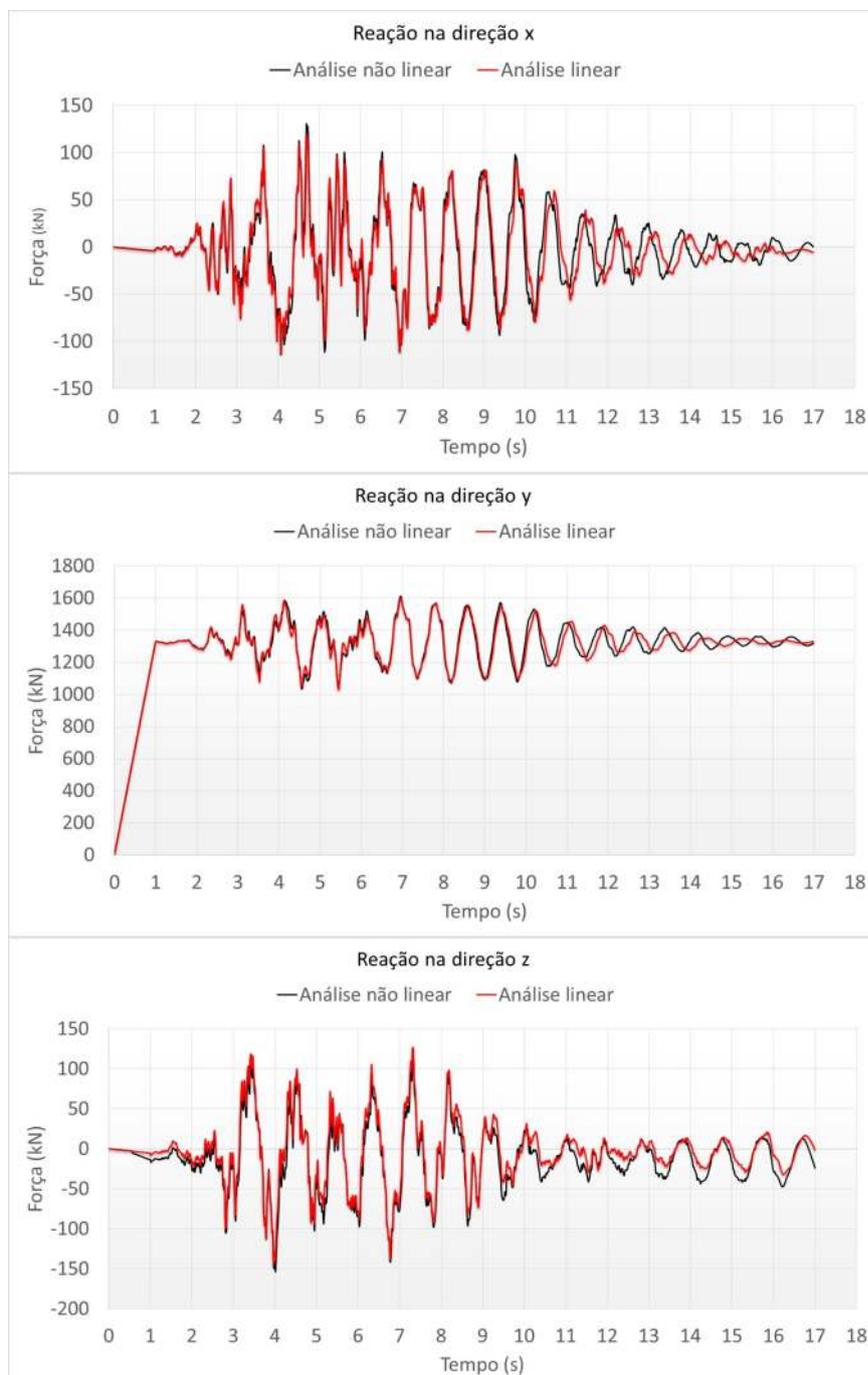


Figura 6.19 – Comparação entre as forças resultantes (em kN) na base da sapata presente no pilar P_1 (Elaborada pelo autor)

Como se pode ver, há uma semelhança bastante evidente em relação aos valores de reação obtidas na análise não linear e na análise linear. Mostram-se as 4 maiores diferenças encontradas durante as análises na Tabela 6.3, Tabela 6.4 e Tabela 6.5

Tabela 6.3 – Maiores valores obtidos para a diferença entre as reações em x obtidas, em uma base da ponte 1, nos métodos linear e não linear

Posição	Tempo (s)	Análise não linear (kN)	Análise linear (kN)	Diferença (kN)
1	11,25	5,83	-26,32	32,15
2	11,24	9,38	-22,69	32,07
3	11,26	6,35	-25,71	32,06
4	10,44	12,26	-19,65	31,91

Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 6.4 – Maiores valores obtidos para a diferença entre as reações em y obtidas, em uma base da ponte 1, nos métodos linear e não linear

Posição	Tempo (s)	Análise não linear (kN)	Análise linear (kN)	Diferença (kN)
1	12,45	1395,64	1306,86	88,78
2	12,46	1398,12	1309,36	88,76
3	11,66	1360,12	1271,51	88,61
4	11,65	1353,97	1265,70	88,27

Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 6.5 – Maiores valores obtidos para a diferença entre as reações em z obtidas, em uma base da ponte 1, nos métodos linear e não linear

Posição	Tempo (s)	Análise não linear (kN)	Análise linear (kN)	Diferença (kN)
1	10,32	-14,40	11,41	-25,81
2	10,33	-19,68	6,04	-25,72
3	10,31	-11,21	14,50	-25,71
4	10,40	-23,02	2,42	-25,44

Fonte: Elaborada pelo autor

Interessante notar que as maiores diferenças se encontram em uma região próxima no tempo, com algumas inversões de sinais para um mesmo instante. Mostra-se a diferença entre os valores máximos obtidos em ambas as análises na Tabela 6.6.

Tabela 6.6 – Diferença entre os valores máximos de reação obtidos durante as análises em ambos os métodos para a ponte 1

Direção	Tempo (s)	Análise não linear (kN)	Tempo (s)	Análise linear (kN)	Diferença (%)
x	4,69	130,31	4,69	118,76	9,72
y	6,95	1611,35	6,95	1601,39	0,62
z	4,01	-153,65	3,97	-144,25	6,52

Fonte: Elaborada pelo autor

As diferenças entre os deslocamentos obtidos para o ponto mostrado na Figura 6.20 são utilizadas

para exemplificar a influência das análises não linear e linear nesta grandeza.

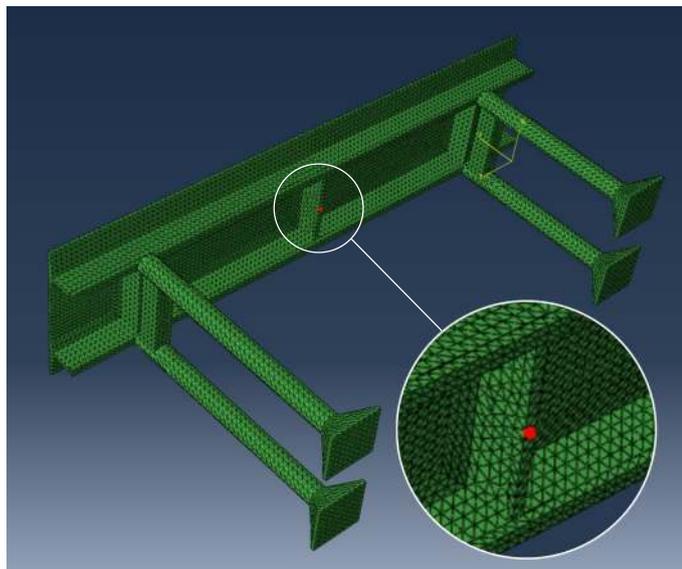


Figura 6.20 – Ponto (em vermelho) considerado para comparação entre os deslocamentos obtidos a partir da análise não linear e por outra linear para a ponte 1 durante a situação 1 (Elaborada pelo autor)

Mostram-se os deslocamentos obtidos em ambos os métodos na Figura 6.21.

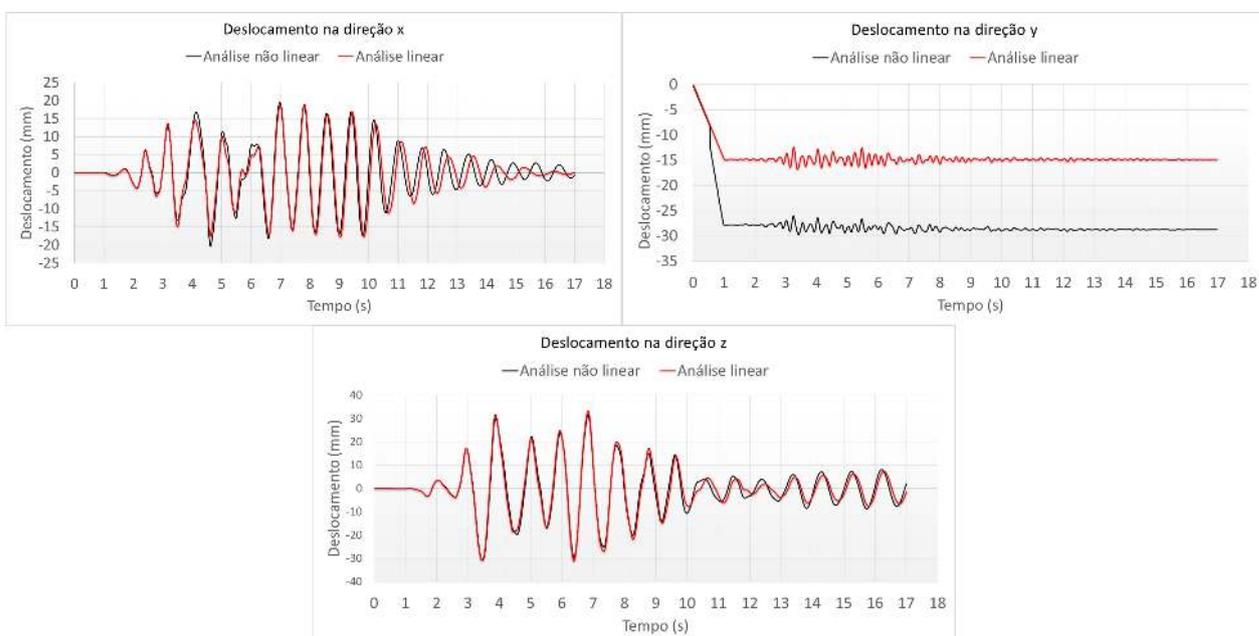


Figura 6.21 – Comparação entre os deslocamentos desenvolvidos na ponte 1 (em milímetros) no ponto analisado (Elaborada pelo autor)

Percebe-se que em x e z os deslocamentos são praticamente idênticos e tendem a um valor próximo de zero ao final do sismo. Em relação ao deslocamento no eixo y, pode-se perceber

a grande influência da não linearidade física e geométrica, com o valor obtido pela análise linear 48,33% menor que o obtido pela análise não linear. Mostra-se a comparação entre os deslocamentos gerais na estrutura na Figura 6.22. Reforça-se, pela imagem, que a inclusão dos aspectos não lineares tiveram influência significativa nos deslocamentos verticais desenvolvidos pela estrutura em questão.

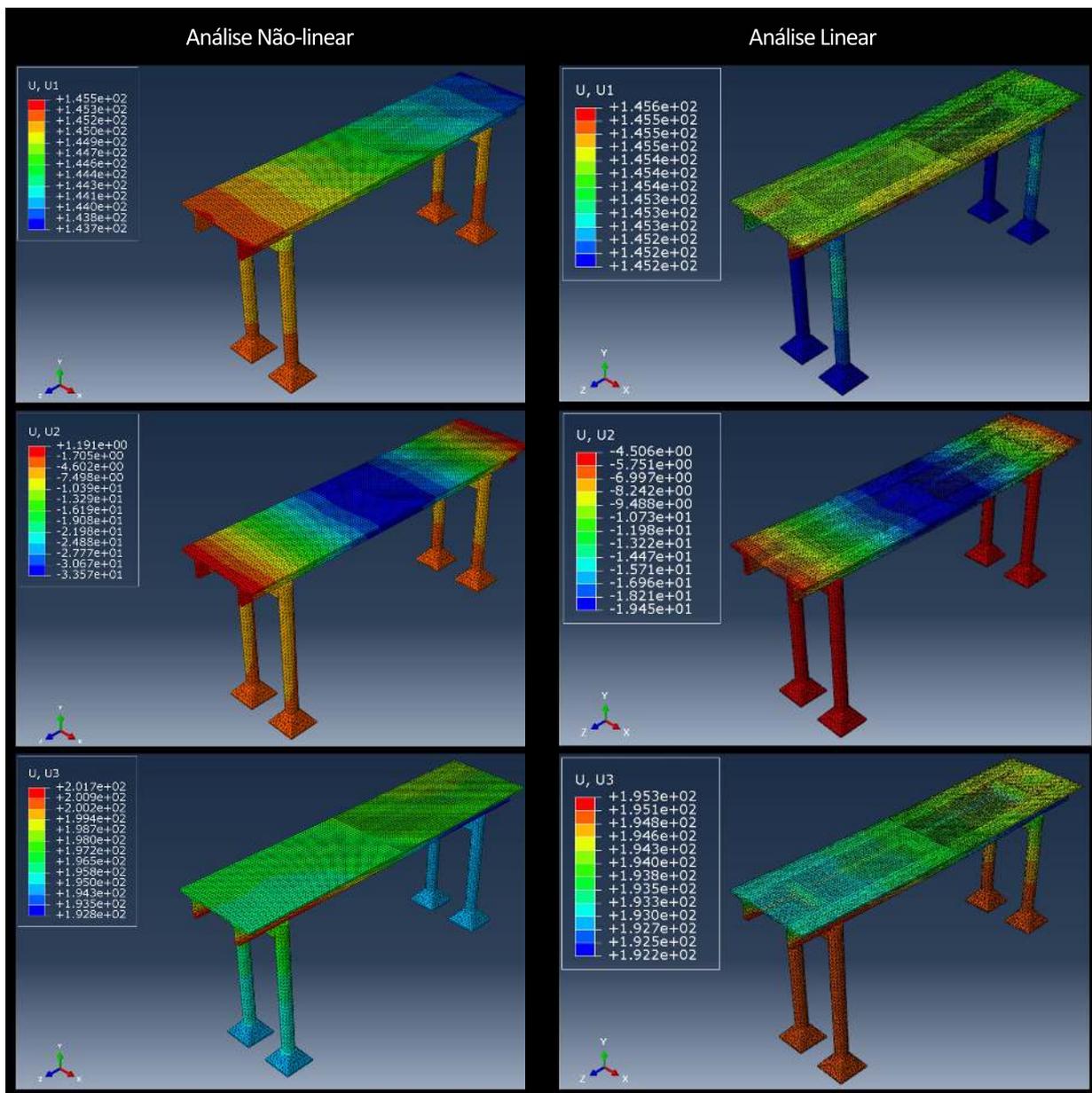


Figura 6.22 – Comparação entre os campos de deslocamentos desenvolvidos no método não linear e linear aos 17s de análise (Elaborada pelo autor)

Mostram-se os valores máximos de deslocamento para o ponto analisado na Tabela 6.7.

Tabela 6.7 – Diferença entre os valores máximos de deslocamento obtidos durante as análises em ambos os métodos para a ponte 1

Direção	Tempo (s)	Análise não linear (mm)	Tempo (s)	Análise linear (mm)	Diferença (%)
x	4,62	-20,24	7,81	19	-206,53
y	3,43	-29,80	3,38	-16,77	77,65
z	6,83	31,50	6,83	33,29	-5,37

Fonte: Elaborada pelo autor

Em relação às armaduras, não observou-se nenhum tipo de plastificação do material. Isto pode ser constatado a partir da Figura 6.23 que mostra a deformação plástica ocorrida ao final da aplicação de ambas as cargas em estudo.

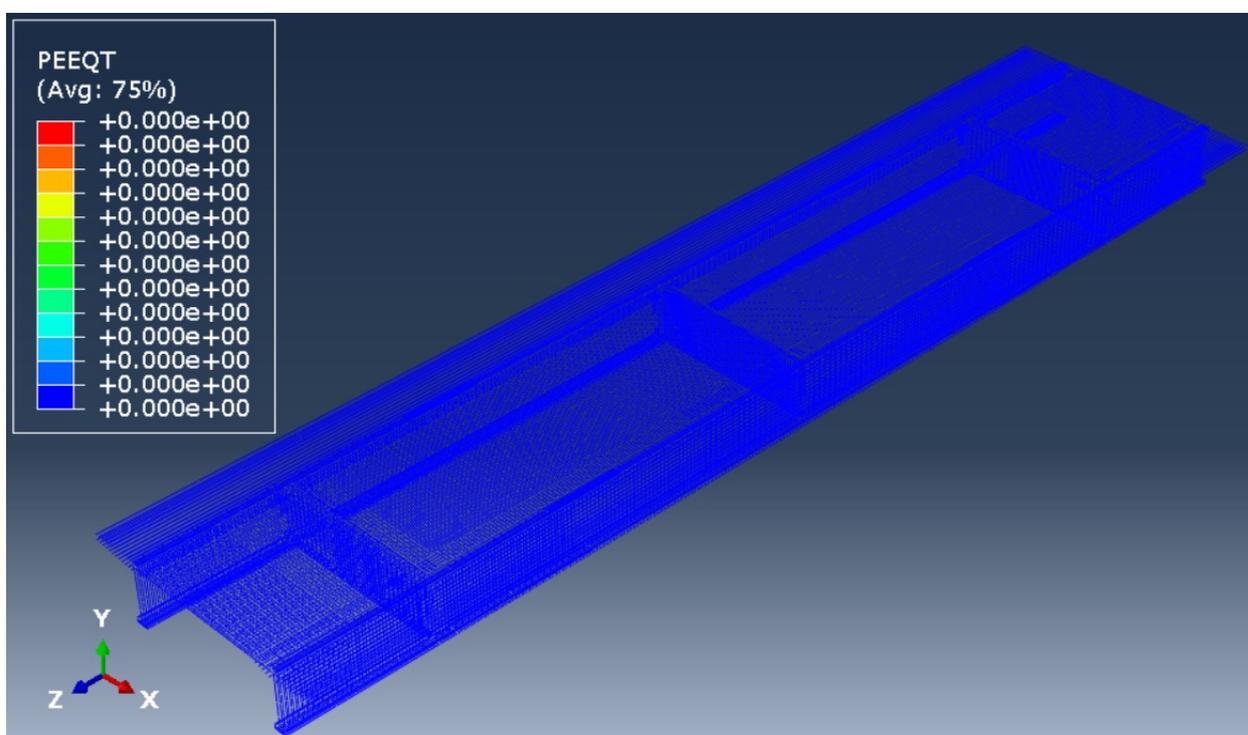


Figura 6.23 – Deformações plásticas por tração desenvolvidas nas armaduras ao final da análise (Elaborada pelo autor)

Interessante reforçar que, ao final da análise, nenhuma barra possuiu o valor da tensão aplicada acima daquela de escoamento, como mostrado na Figura 6.24, a máxima tensão axial obtida, aos 7.64s, foi de 329,9 MPa. Além disso, mostram-se também algumas das barras mais solicitadas.

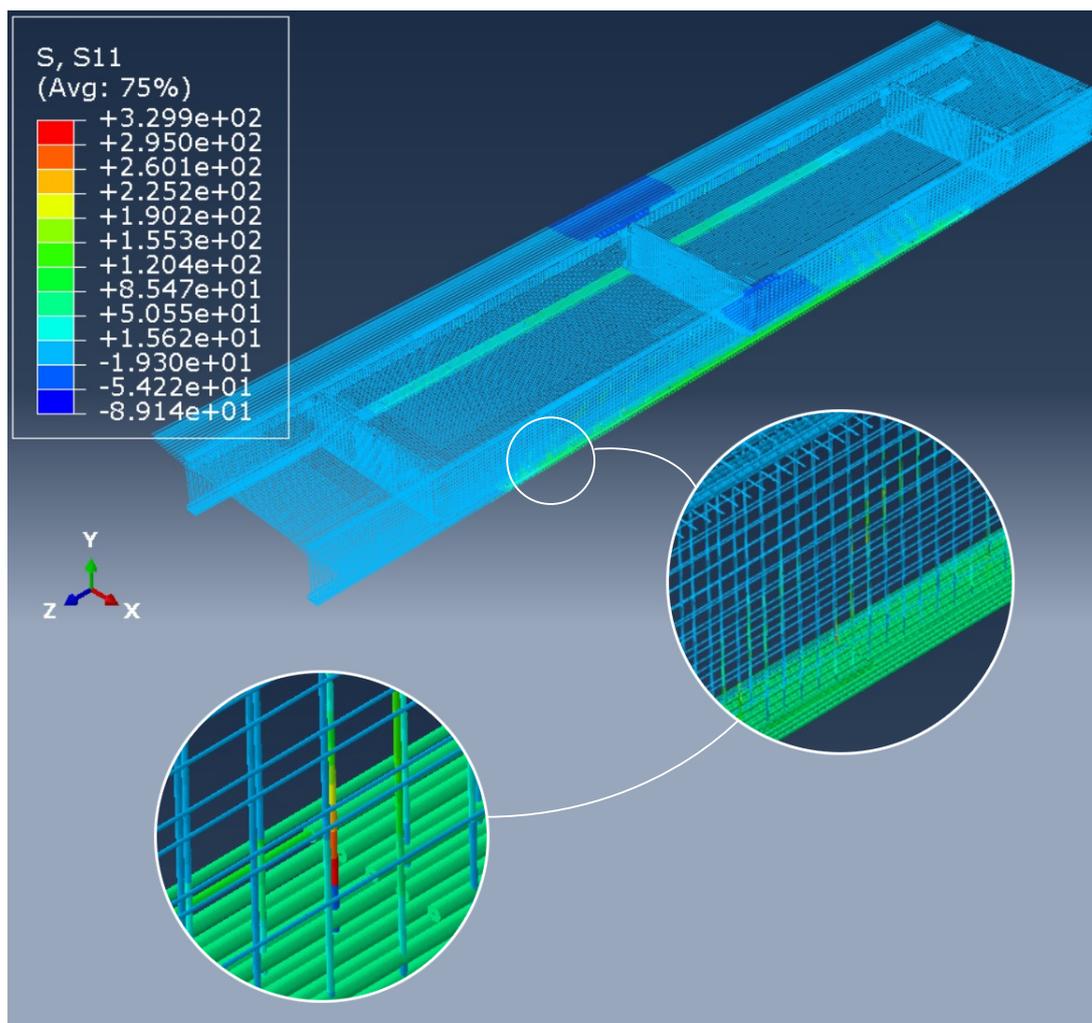


Figura 6.24 – Tensões axiais máximas nas armaduras presentes na ponte 1 (Elaborada pelo autor)

6.2 PONTE 2

6.2.1 Sismos

Apresentam-se os sismos aplicados durante as análises da ponte 2 na Figura 6.25, Figura 6.26 e Figura 6.27. Ressalta-se que, como dito na Capítulo 5, considerou-se um $a_g = 0,15g$ e o solo mole (classe E). Nas figuras, apresentam-se os sismos em m/s^2 .

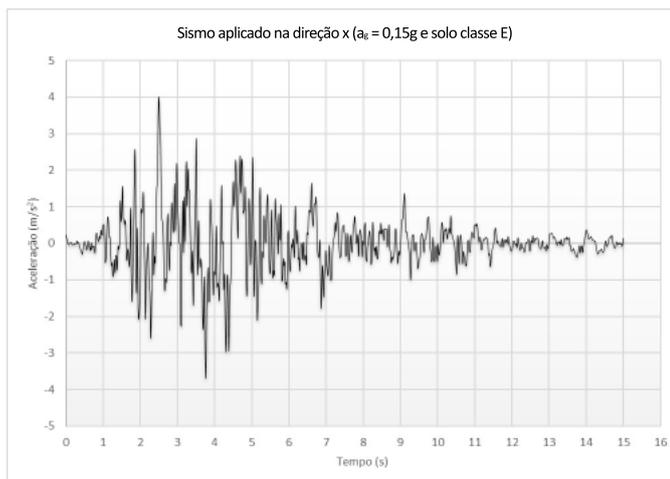


Figura 6.25 – Sismo aplicado na direção x ($a_g = 0,15g$ e solo classe E)
(Elaborada pelo autor)

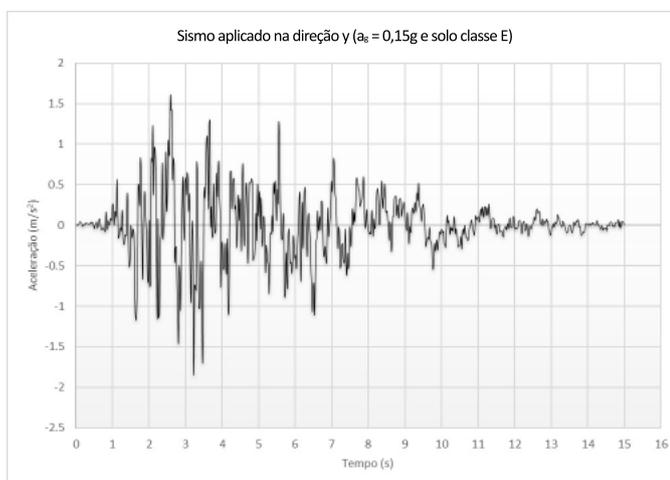


Figura 6.26 – Sismo aplicado na direção y ($a_g = 0,15g$ e solo classe E)
(Elaborada pelo autor)

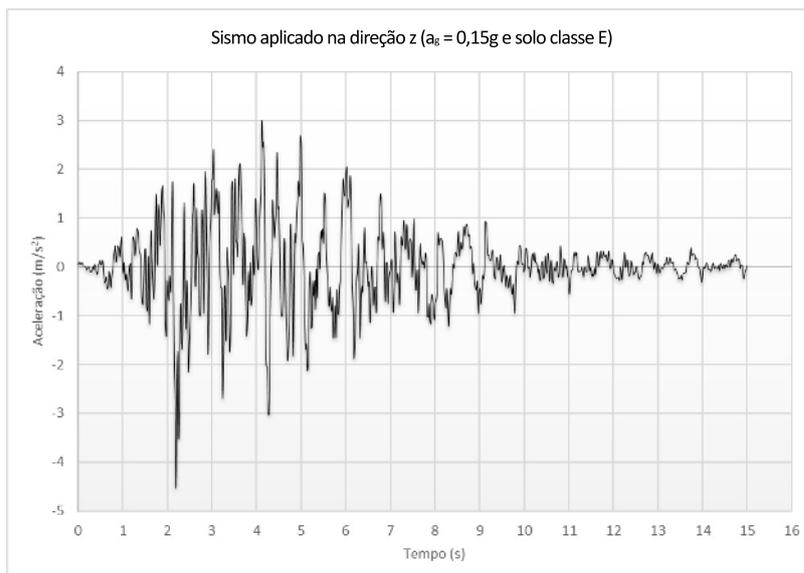


Figura 6.27 – Sismo aplicado na direção z ($a_g = 0,15g$ e solo classe E)
(Elaborada pelo autor)

Mostram-se os espectros de potência dos sismos desta seção na Figura 6.28.

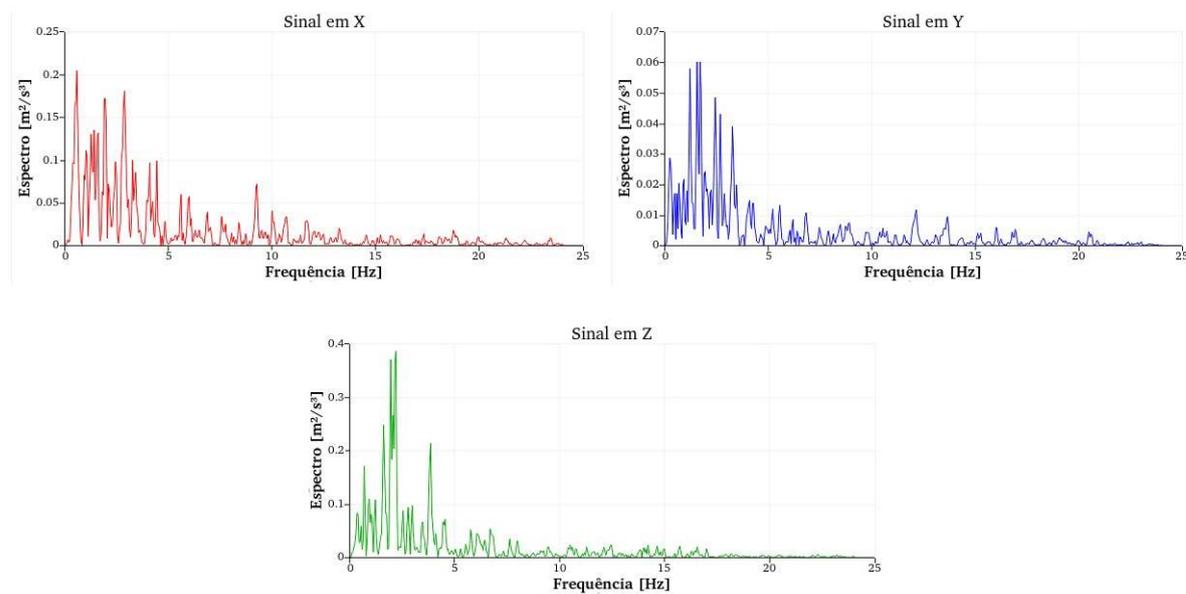


Figura 6.28 – Espectro de potência dos sismos gerados para a ponte 2
(Elaborada pelo autor)

Na Figura 6.29 mostra-se, mais uma vez, os espectros de aceleração dos sismos gerados e o presente na norma.

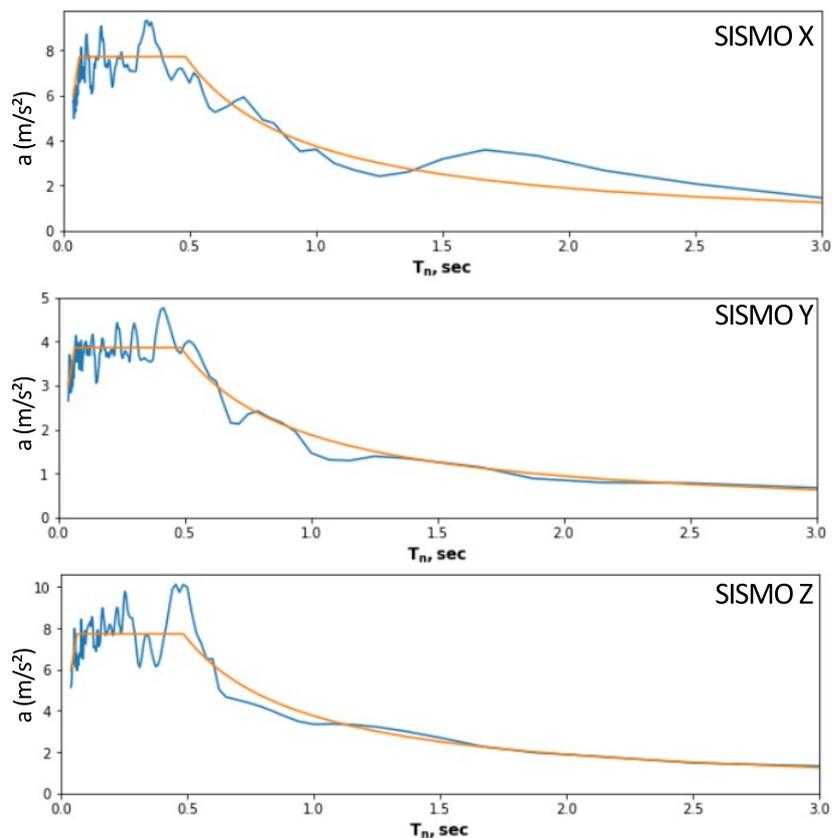


Figura 6.29 – Comparação entre o espectro do sismo (azul) e o espectro de projeto da norma (laranja) para os três sismos gerados para a ponte 2 (Elaborada pelo autor)

6.2.2 Malha

Utilizaram-se os mesmos elementos do caso anterior neste. Desta forma, a malha para o modelo está representada na Figura 6.30, Figura 6.31 e Figura 6.32. Foram utilizados 168764 elementos, sendo 123226 para as peças de concreto (a) e 58562 para as barras de aço (b).

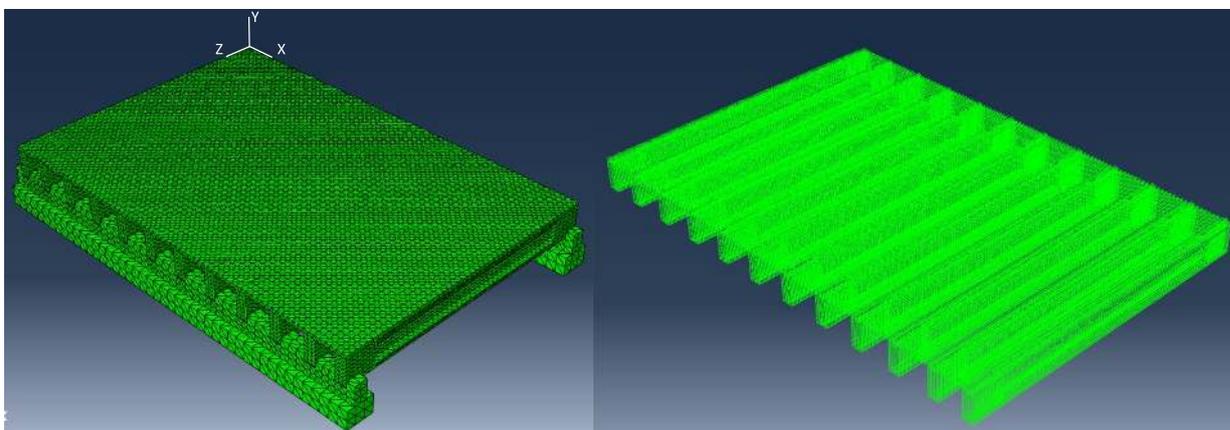


Figura 6.30 – Malha escolhida para os elementos de concreto e aço da ponte 2 (Elaborada pelo autor)

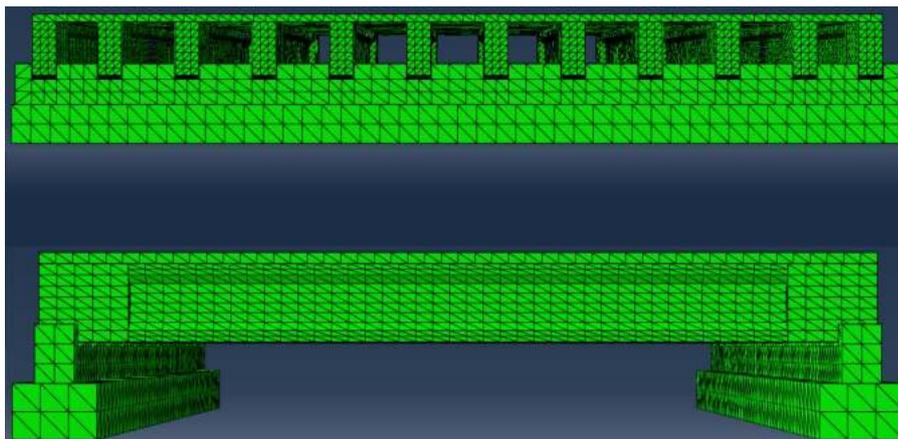


Figura 6.31 – Detalhe da malha escolhida para os elementos de concreto da ponte 2 (Elaborada pelo autor)

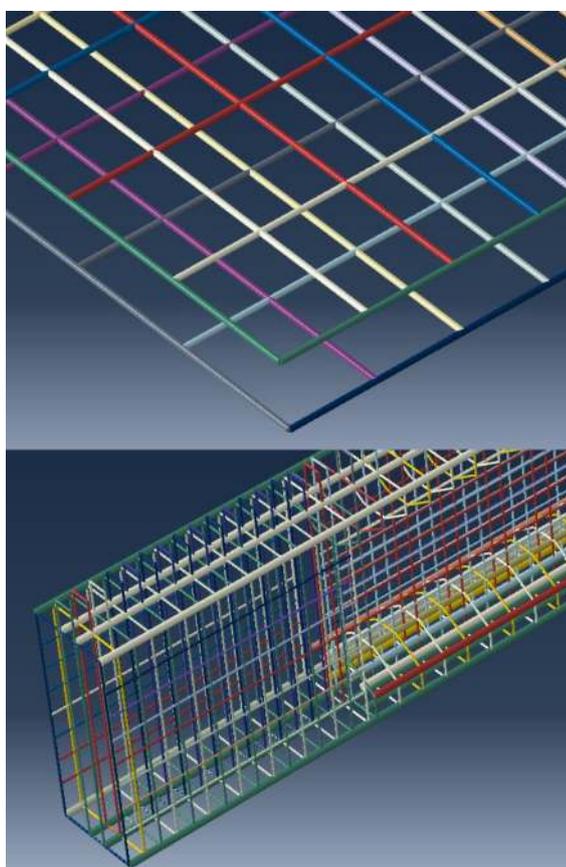


Figura 6.32 – Detalhe da malha escolhida para os elementos de aço da ponte 2 (Elaborada pelo autor)

Para a modelagem de cada um dos aparelhos de apoio da ponte 2, foram utilizados 1950 elementos hexaédricos C3D8, sendo este elemento da estrutura mostrado na Figura 6.33.

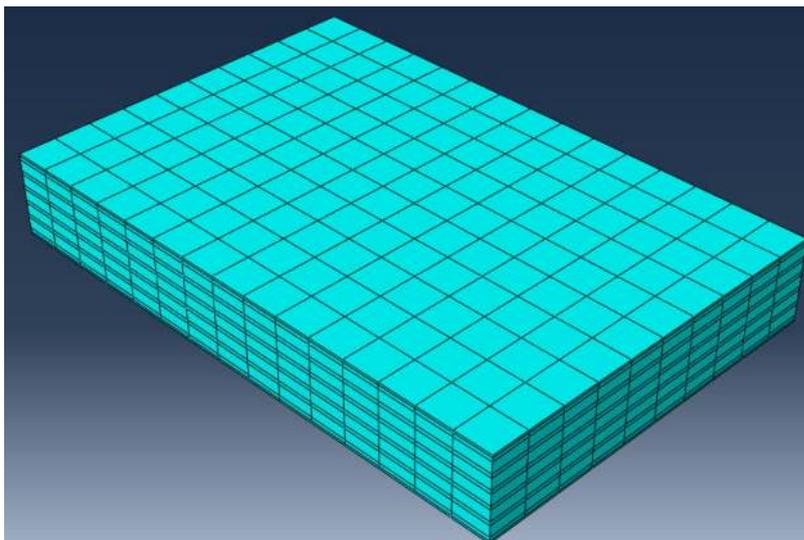


Figura 6.33 – Malha escolhida para os aparelhos de apoio da ponte 2
(Elaborada pelo autor)

6.2.3 Análise modal

As 3 primeiras frequências naturais da ponte 2 são mostradas na Tabela 6.8, onde estas se mostraram dentro da faixa daquelas que predominam nos registros sísmicos gerados.

Tabela 6.8 – 3 primeiras frequências naturais da ponte 2

Modo	Frequência (Hz)
1	2,0959
2	2,1109
3	2,6125

Fonte: Elaborada pelo autor

Novamente, torna-se possível a ocorrência de ressonância durante as análises efetuadas. Na Tabela 6.9 mostram-se os parâmetros encontrados para a caracterização do amortecimento por meio do modelo de Rayleigh.

Tabela 6.9 – Parâmetros para a utilização do amortecimento de Rayleigh

a_0	a_1
0,73	0,00338

Fonte: Elaborada pelo autor

Mostram-se as formas dos três primeiros modos de vibração da ponte 2 na Figura 6.34. O primeiro modo tem movimento predominante na direção x; o segundo modo tem a principal direção de movimento na direção z; no terceiro modo tem-se uma rotação, com eixo apontado na direção y.

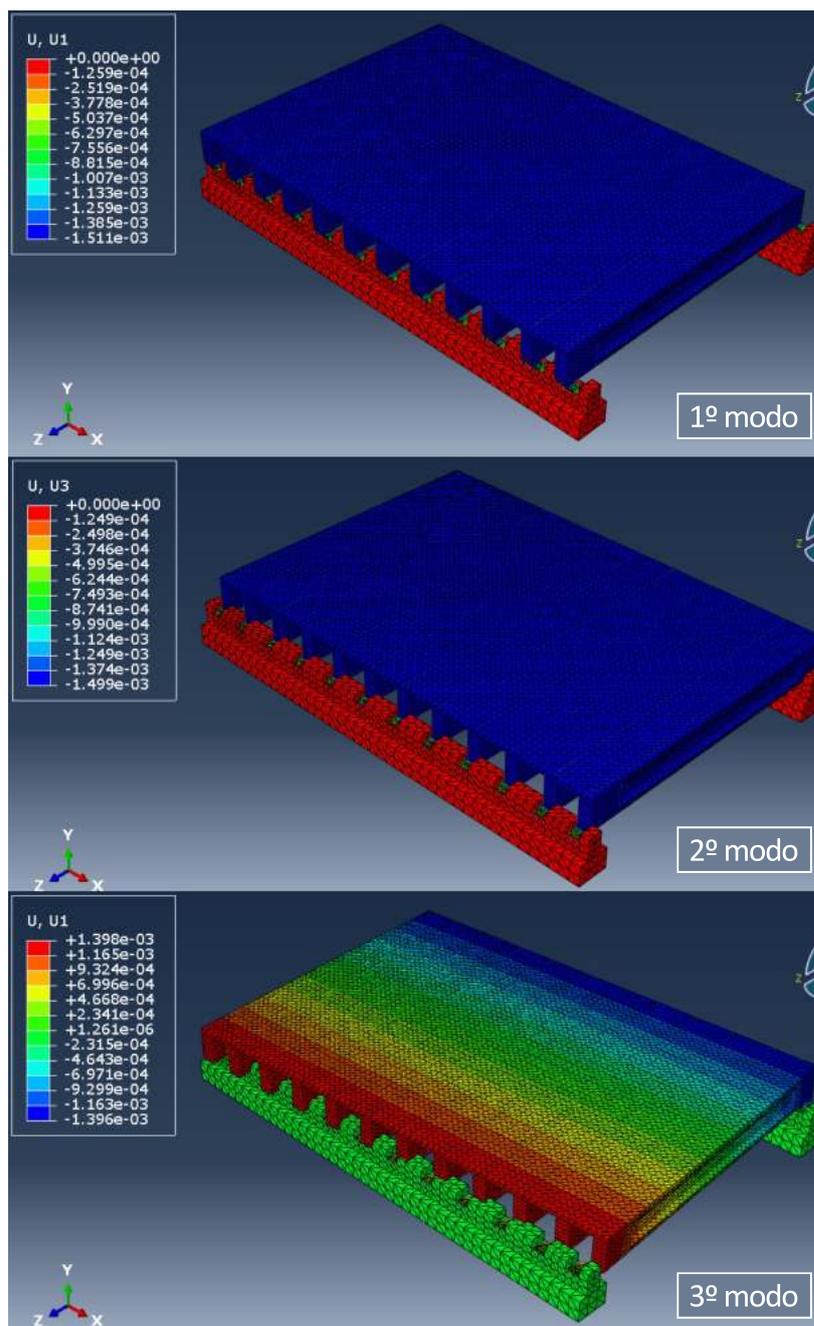


Figura 6.34 – Representação das deformadas dos três primeiros modos de vibração da ponte 2 (Elaborada pelo autor)

6.2.4 Análise do carregamento

Verifica-se, levando-se em conta as considerações aplicadas nesta dissertação, que, novamente, o parâmetro de dano à compressão, durante toda a atuação do evento sísmico foi irrelevante. Quanto às regiões tracionadas, a ocorrência de dano foi novamente observada, mas, diferentemente da ponte 1, este não ocorreu nas longarinas, mas no tabuleiro. Os principais elementos danificados podem ser vistos na Figura 6.35. Percebe-se pelas imagens que o dano à tração ocorreu, principalmente, nas regiões da borda do tabuleiro próximas aos limites do mesmo.

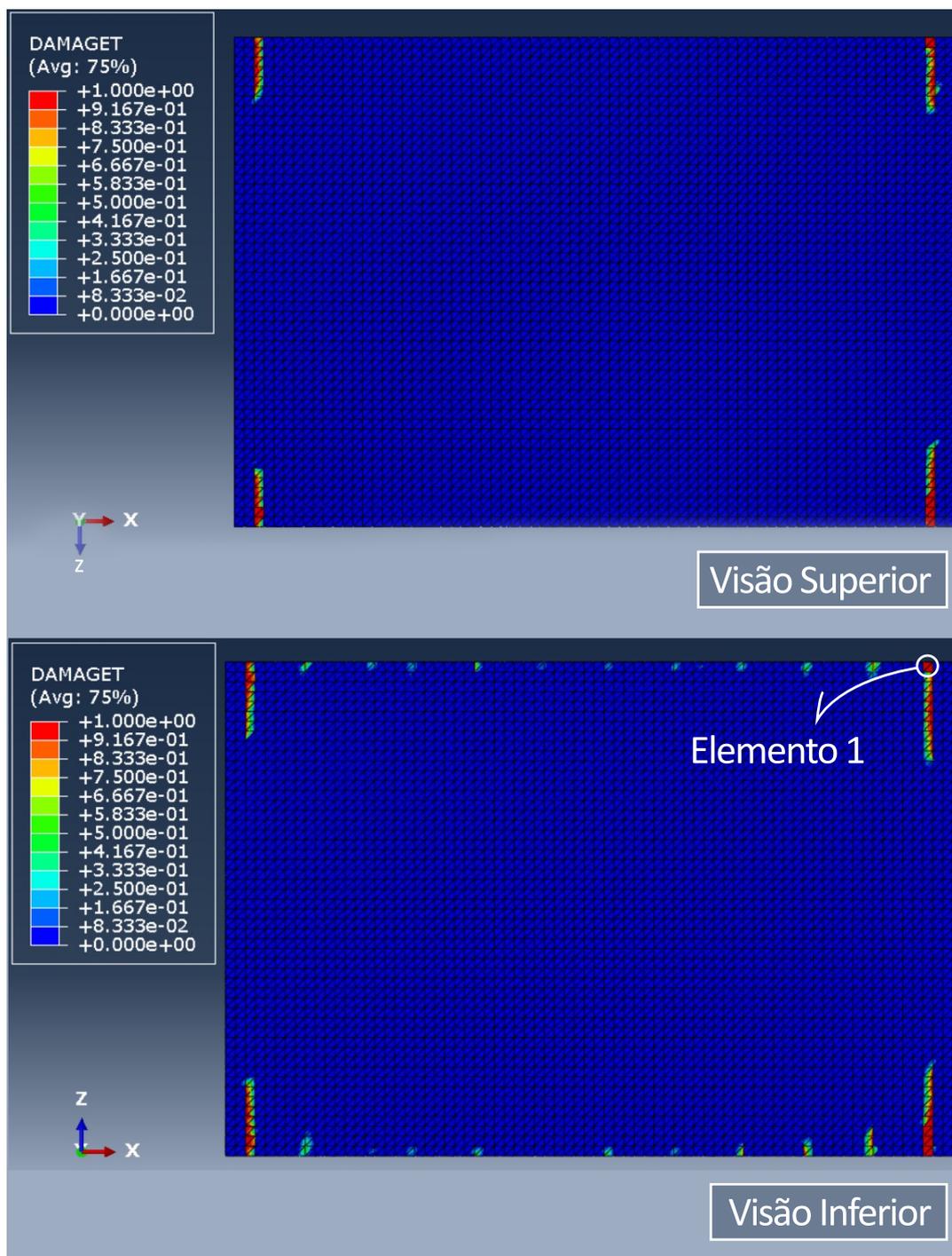


Figura 6.35 – Elementos com dano à tração no tabuleiro da ponte 2
(Elaborada pelo autor)

Na Figura 6.36 observa-se a relação entre DAMAGET e SDEG para um dos pontos de integração do elemento 1 (o ponto com maior valor de dano à tração) apresentado nas figuras anteriores, já que estes parâmetros variam dentro de um único elemento. O gráfico foi construído a partir da coleta de 170 valores. Como se pode ver, durante o evento sísmico, DAMAGET atinge diferentes patamares bem distintos: 0,127872, 0,921828, 0,930799 e 0,963557 ao final, ou seja, o valor de 96,36% de dano à tração valor é alcançado, sendo este atingido aos 5,1 segundos de simulação.

Já a perda de rigidez, indicada pela variável SDEG, alcança o pico de 0,828156 aos 4,6 segundos, mas, como também visto na simulação da ponte anterior, possui bastante variação ao longo de toda análise até atingir um valor próximo à 16% ao final. A variação, assim como na ponte anterior, se deve as mudanças ocorridas no estado de tensões durante a atuação do carregamento, como observa-se na Figura 6.37 com os valores apresentados em Pascal (Pa).

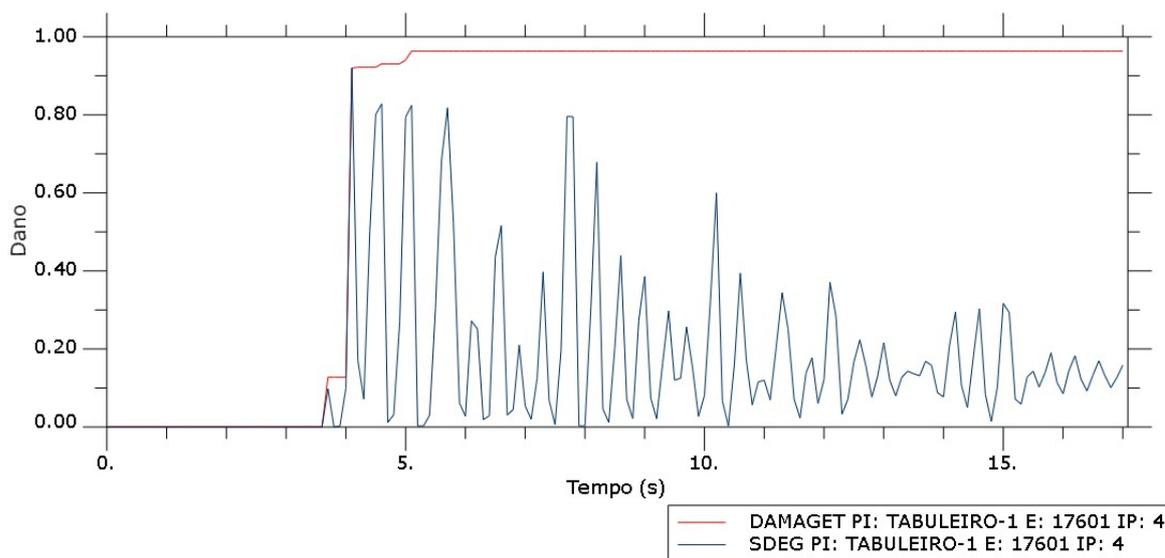


Figura 6.36 – Evolução dos parâmetros DAMAGET (em vermelho) e SDEG (em azul) para o um dos pontos de integração do elemento 1 (Elaborada pelo autor)

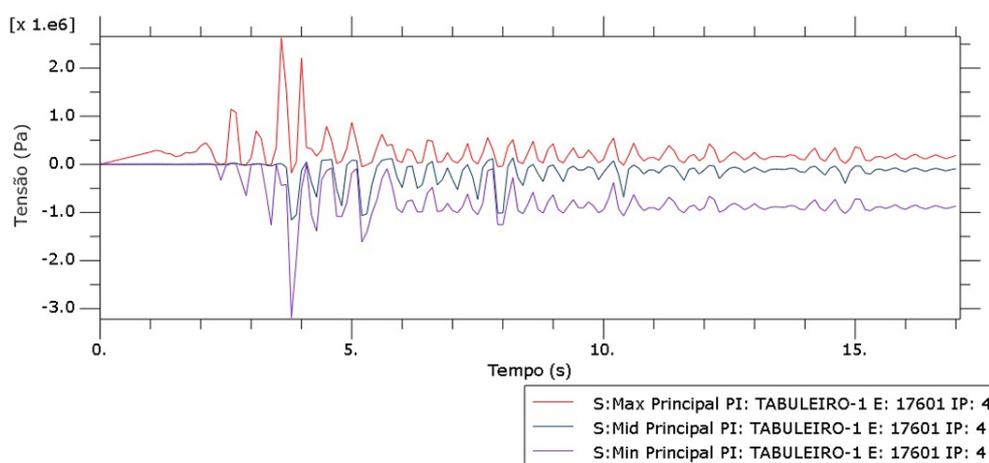


Figura 6.37 – Evolução das tensões principais (Máxima em vermelho, média em azul e mínima em lilás) para o um dos pontos de integração do elemento 1 (Elaborada pelo autor)

Mostra-se evolução do dano à tração na parte superior do tabuleiro na Figura 6.38. Percebe-se que rapidamente o dano se desenvolve na estrutura após o aparecimento dos primeiros elementos comprometidos. Além disso, o dano para de aumentar a partir de aproximadamente 3,9s.

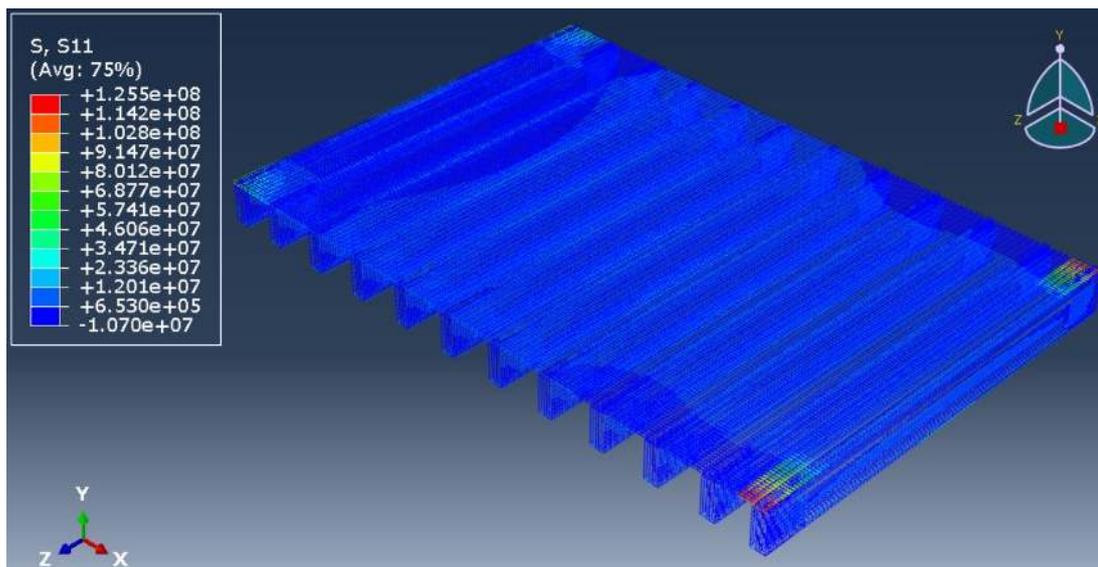


Figura 6.40 – Tensões axiais máximas nas armaduras presentes na ponte 2 (Elaborada pelo autor)

Realiza-se a partir de agora uma comparação entre as forças de reação (na base de um dos blocos de fundação) e os deslocamentos (de um ponto central do tabuleiro) obtidos pela análise aqui realizada e outra considerando o comportamento linear tanto físico quanto geométrico. Foram construídos gráficos com os valores obtidos a cada 0.01 segundos de simulação.

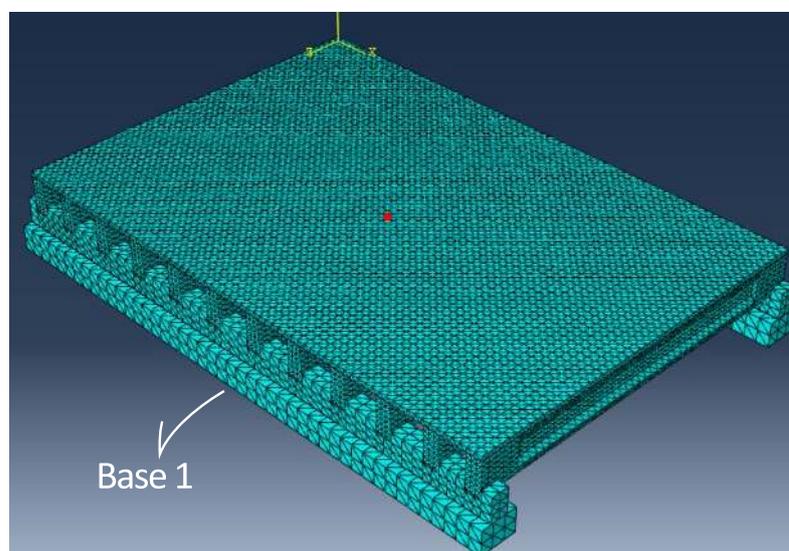


Figura 6.41 – Ponto (em vermelho) considerado para comparação entre os deslocamentos obtidos a partir da análise não linear e por outra linear para a ponte 2 (Elaborada pelo autor)

Em relação às forças de reação na base 1, em kN, comparam-se estas na Figura 6.42. Em geral, há uma proximidade considerável entre os valores obtidos por ambos os métodos.

A principais diferenças entre os valores obtidos para as reações por meio dos dois métodos são

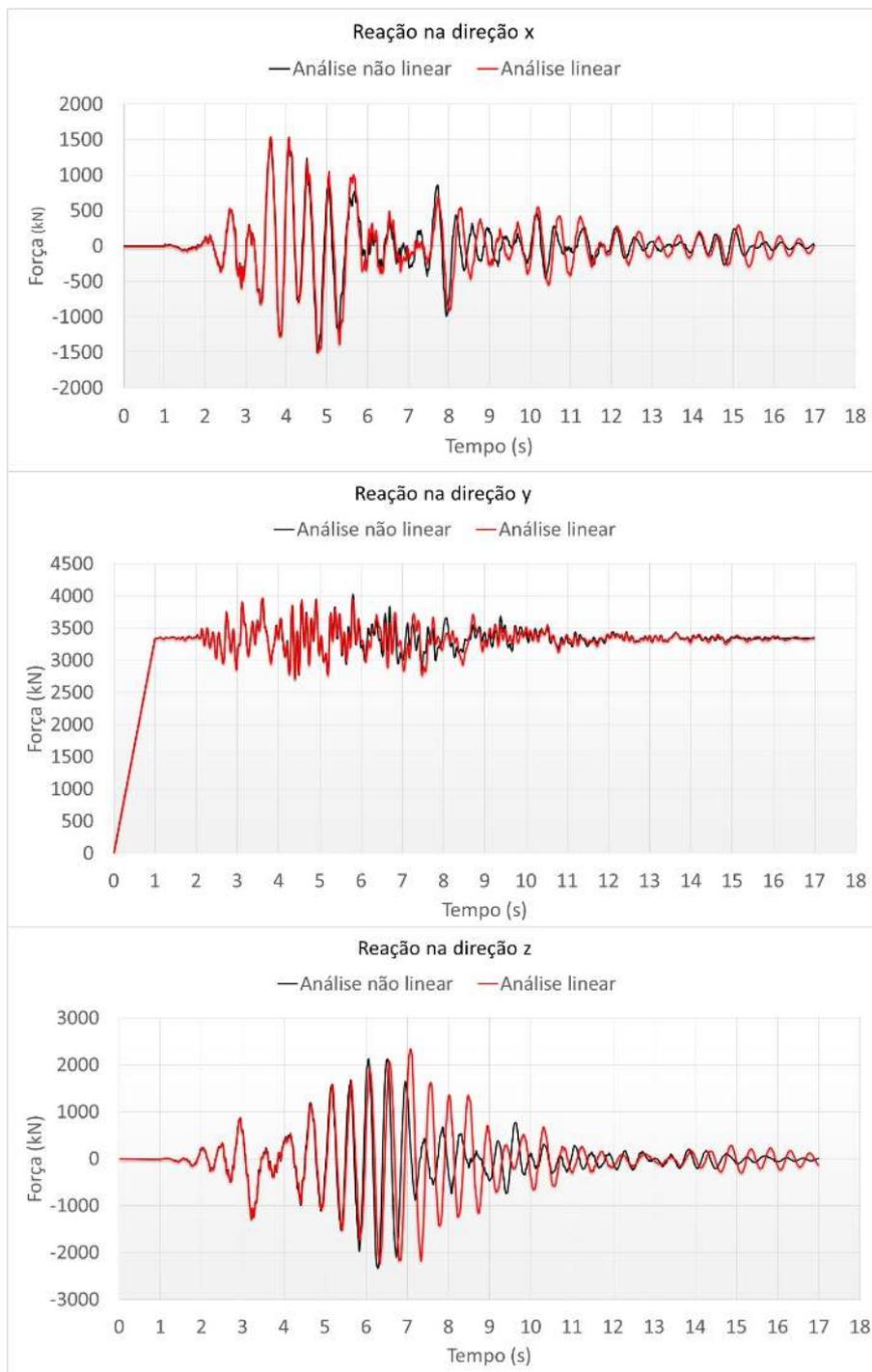


Figura 6.42 – Comparação entre as forças resultantes (em kN) na base 1 da ponte 2 nas direções x, y e z (Elaborada pelo autor)

mostradas na Tabela 6.10, Tabela 6.11 e Tabela 6.12 para as direções x, y e z, respectivamente.

Tabela 6.10 – Maiores valores obtidos para a diferença entre as reações em x obtidas, em uma base da ponte 2, nos métodos linear e não linear

Posição	Tempo (s)	Análise não linear (kN)	Análise linear (kN)	Diferença (kN)
1	8,32	-156,83	483,40	-640,23
2	8,33	-229,57	405,80	-635,37
3	8,31	-102,34	530,60	-632,94
4	8,34	-258,23	359,37	-617,60

Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 6.11 – Maiores valores obtidos para a diferença entre as reações em y obtidas, em uma base da ponte 2, nos métodos linear e não linear

Posição	Tempo (s)	Análise não linear (kN)	Análise linear (kN)	Diferença (kN)
1	7,11	3534,14075	3208,438	325,70275
2	7,1	3475,90525	3153,6895	322,21575
3	7,12	3564,623	3243,40675	321,21625
4	7,09	3409,84775	3090,7975	319,05025

Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 6.12 – Maiores valores obtidos para a diferença entre as reações em z obtidas, em uma base da ponte 2, nos métodos linear e não linear

Posição	Tempo (s)	Análise não linear (kN)	Análise linear (kN)	Diferença (kN)
1	7,11	-155,20	2150,84	-2306,04
2	7,10	-65,29	2240,53	-2305,82
3	7,12	-319,17	1946,12	-2265,29
4	7,09	32,25	2290,63	-2258,38

Fonte: Elaborada pelo autor

É possível perceber que a inclusão da não linearidade é influente na obtenção das forças de reação, causando, em alguns instantes, diferenças significativas. Desta forma, na Tabela 6.13 são mostrados os valores máximos obtidos para esta grandeza durante a análise nas três direções.

Tabela 6.13 – Diferença entre os valores máximos de reação obtidos durante as análises em ambos os métodos para a ponte 2

Direção	Tempo (s)	Análise não linear (kN)	Tempo (s)	Análise linear (kN)	Diferença (%)
x	4,06	1511,53	3,61	1548,43	-2,38
y	5,8	4029,13	3,61	3972,99	1,41
z	6,28	-2333,75	7,07	2347,40	-199,42

Fonte: Elaborada pelo autor

Os valores máximos, como se pode ver, são bem próximos, mesmo que ocorram em tempos

distintos, para as direções x e y, o que indica a obtenção de bons resultados para esta grandeza caso a estrutura seja analisada linearmente por meio de um histórico de acelerações no tempo. O mesmo não pode ser dito para a direção z, pois ocorre uma inversão, quase que completa, dos valores obtidos por ambas as metodologias. Apresentam-se, agora, os valores para os deslocamentos nas três direções para o ponto mostrado na Figura 6.43 (em metros), obtidos em ambos os métodos, para exemplificar o comportamento geral da estrutura.

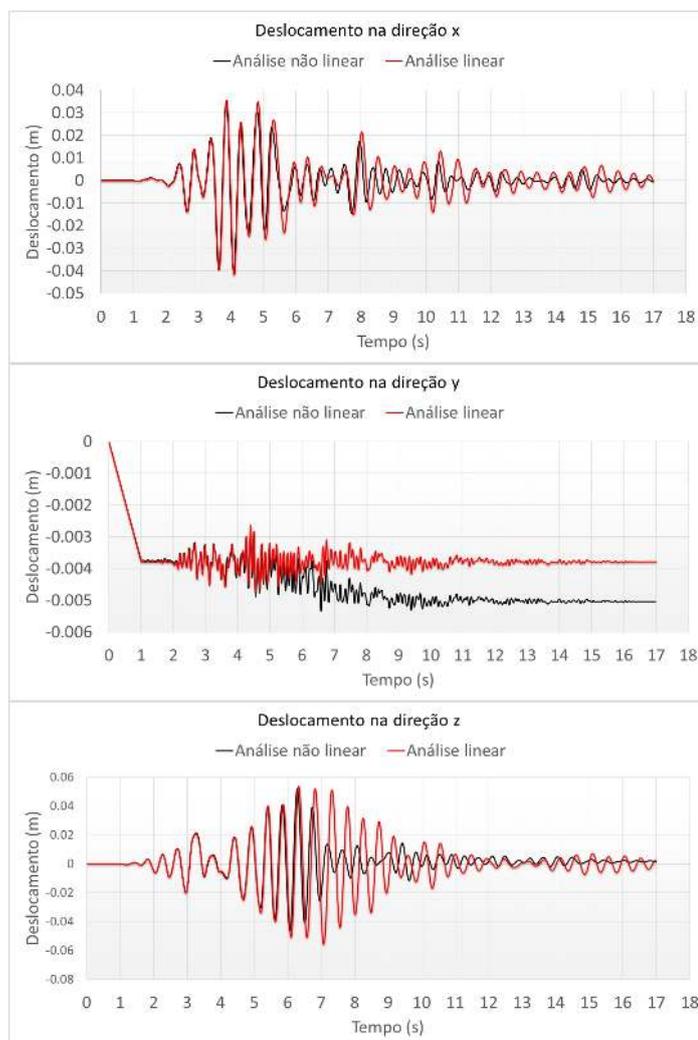


Figura 6.43 – Comparação entre os deslocamentos desenvolvidos na ponte 2 (em metros) no ponto analisado (Elaborada pelo autor)

É possível perceber que em x e z, assim como para a ponte 1, os deslocamentos tendem a um valor bem baixo, próximo a zero, ao final do sismo. Todavia as diferenças entre os gráficos é maior neste caso, sendo iguais à 1,52 cm na direção x e 5,86 cm na direção z (instantes 8,32s e 7,1s, respectivamente). Em relação ao deslocamento no eixo y, as não linearidades aplicadas fazem com que o resultado obtido na análise linear seja 25% menor. Mostra-se a comparação entre os deslocamentos gerais na estrutura na Figura 6.44. Reforça-se, pela imagem, que a

inclusão dos aspectos não lineares tiveram influência nos deslocamentos verticais desenvolvidos pela estrutura em questão.

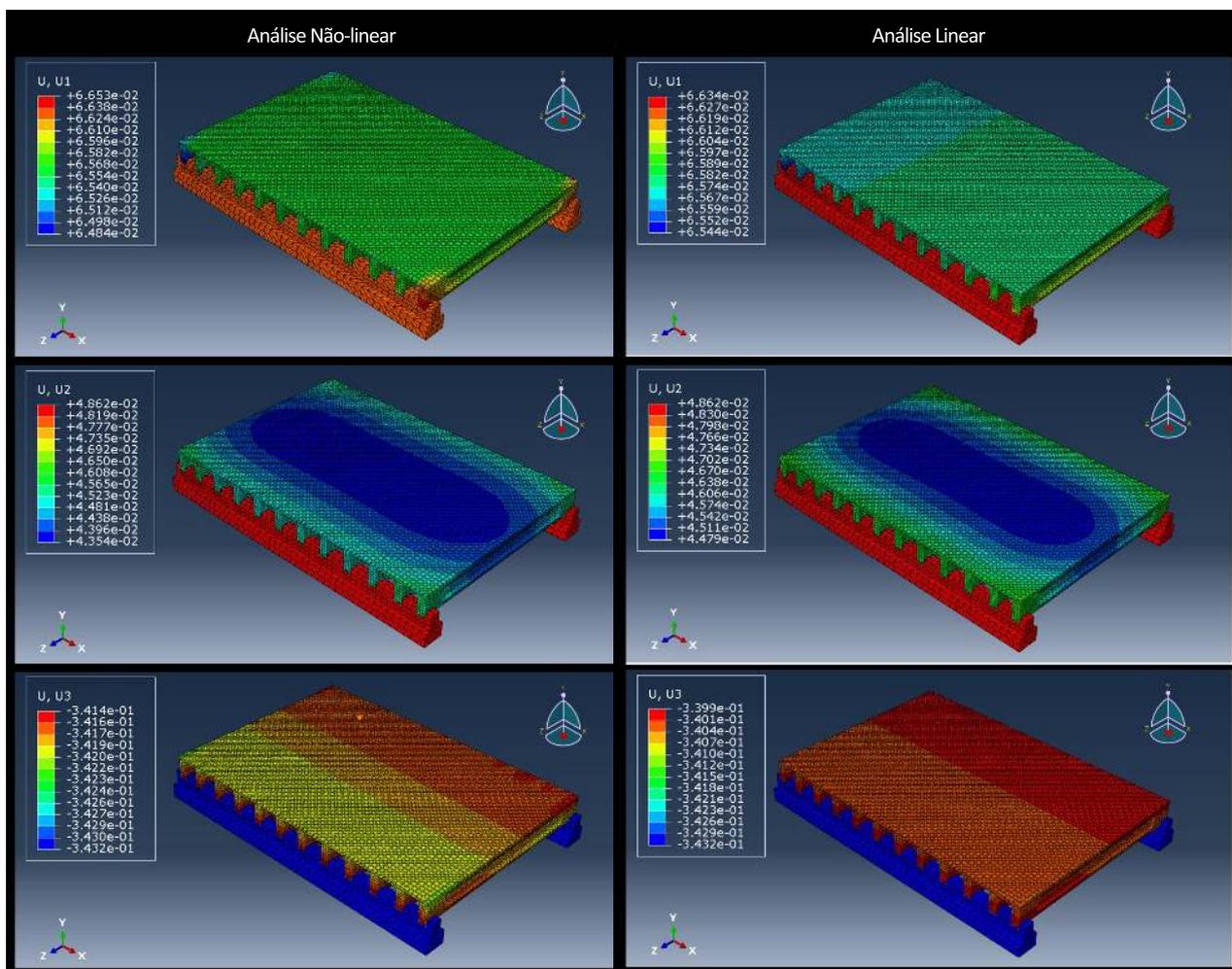


Figura 6.44 – Comparação entre os campos de deslocamentos desenvolvidos no método não linear e linear aos 17s de análise (Elaborada pelo autor)

Mostram-se os valores máximos de deslocamento para o ponto analisado na Tabela 6.14.

Tabela 6.14 – Diferença entre os valores máximos de deslocamento obtidos durante as análises em ambos os métodos para a ponte 2

Direção	Tempo (s)	Análise não linear (m)	Tempo (s)	Análise linear (m)	Diferença (%)
x	4,09	-0,040	4,09	-0,042	-2,96
y	6,59	-0,0053	4,56	-0,0047	13,29
z	6,28	0,052	7,07	-0,056	-193,10

Fonte: Elaborada pelo autor

6.3 PONTE 3

6.3.1 Sismos

Além dos sismos apresentados na seção 6.2, geraram-se mais duas situações sísmicas para as análises da ponte 3, apresentando-se estas na Figura 6.45. Ressalta-se que, como dito no Capítulo 5, que os sismos adicionais foram gerados com $a_g = 0,15g$ e o solo de rocha (classe B) e outro também com $a_g = 0,15g$, mas com solo rígido (classe D). Nas figuras, apresentam-se os sismos em m/s^2 .

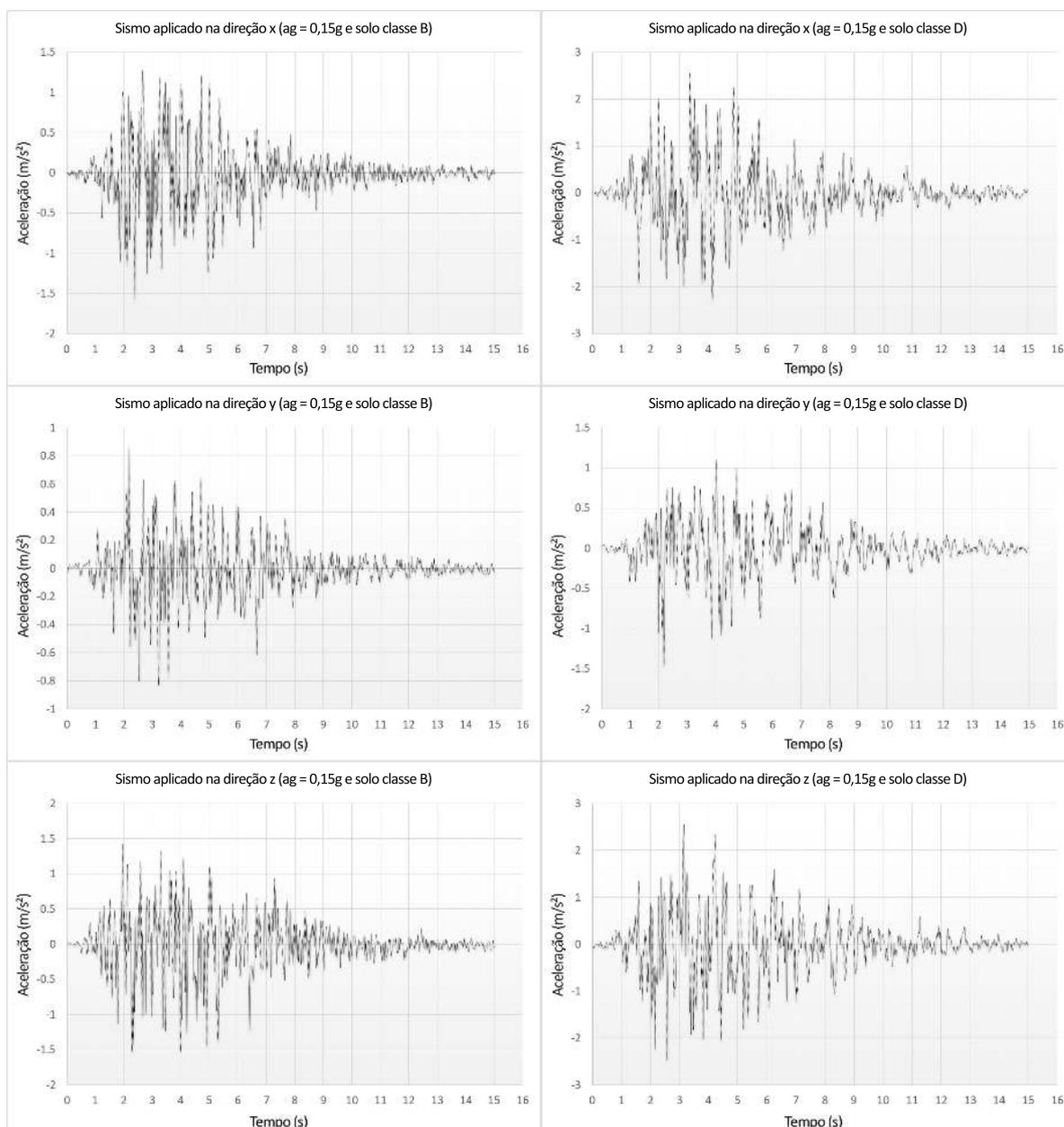


Figura 6.45 – Sismos adicionais gerados para a aplicação na ponte 3
(Elaborada pelo autor)

Mostram-se os espectros de potência dos sismos desta seção na Figura 6.46 para posterior verificação da presença ou não da frequência natural da estrutura entre aquelas que predominam nos registros sísmicos gerados.

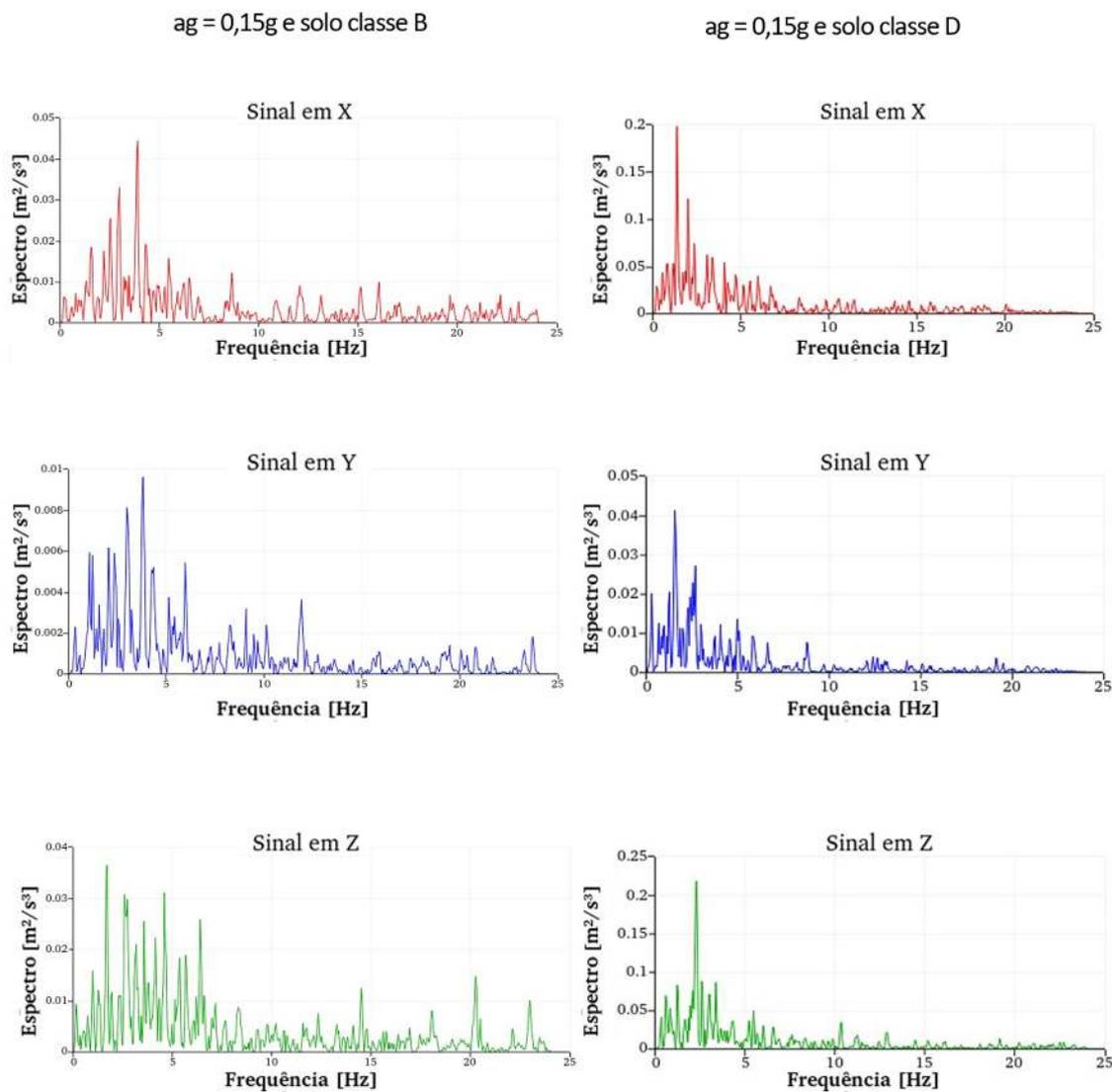


Figura 6.46 – Espectro de potência dos sismos gerados para a ponte 3
(Elaborada pelo autor)

Na Figura 6.47 mostram-se, mais uma vez, os espectros de aceleração dos sismos gerados e o presente na norma. Novamente, há uma grande semelhança entre ambos, com erro dentro do estipulado como máximo, permitindo assim o uso dos registros artificiais nas análises posteriores.

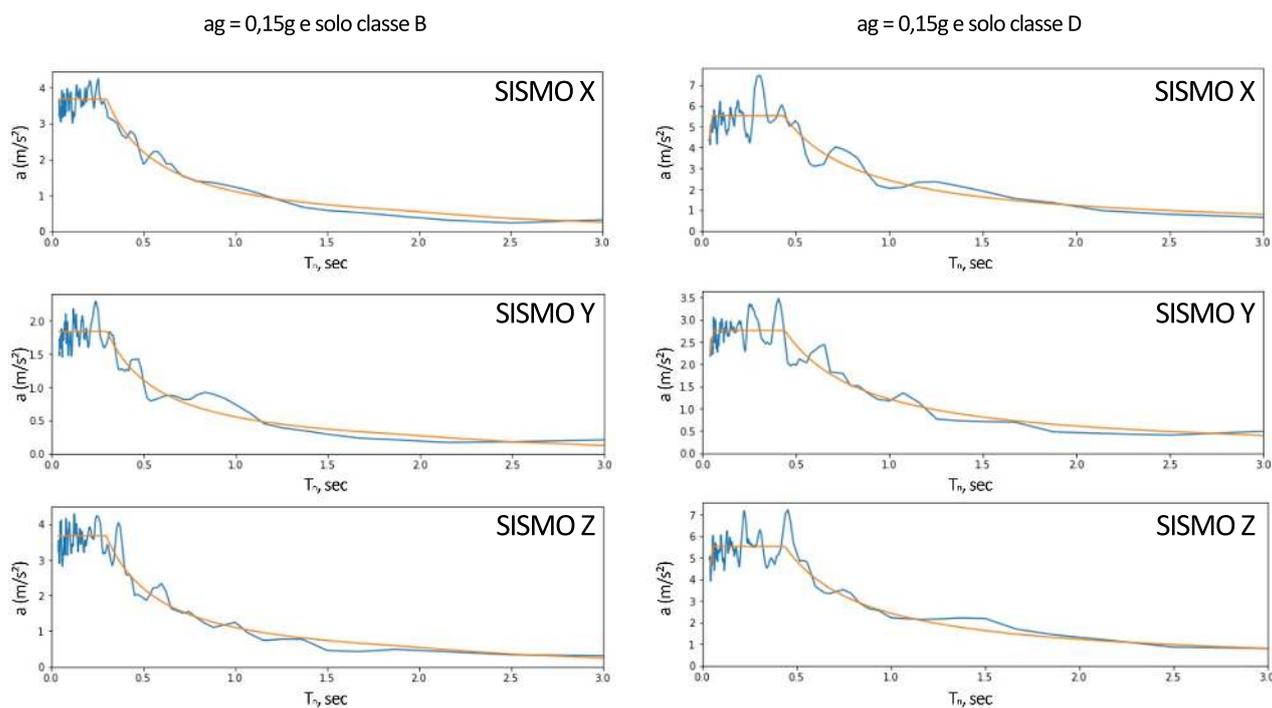


Figura 6.47 – Comparação entre o espectro do sismo (azul) e o espectro de projeto da norma (laranja) para os três sismos gerados para a ponte 3 (Elaborada pelo autor)

6.3.2 Malha

Utilizou-se os mesmos elementos do caso anterior neste. Desta forma, a malha para o modelo está representada na Figura 6.48, Figura 6.49 e Figura 6.50. Foram utilizados 208125 elementos, sendo 137365 para as peças de concreto (a) e 65560 para as barras de aço (b). O aparelho de apoio é o mesmo utilizado na ponte 2.

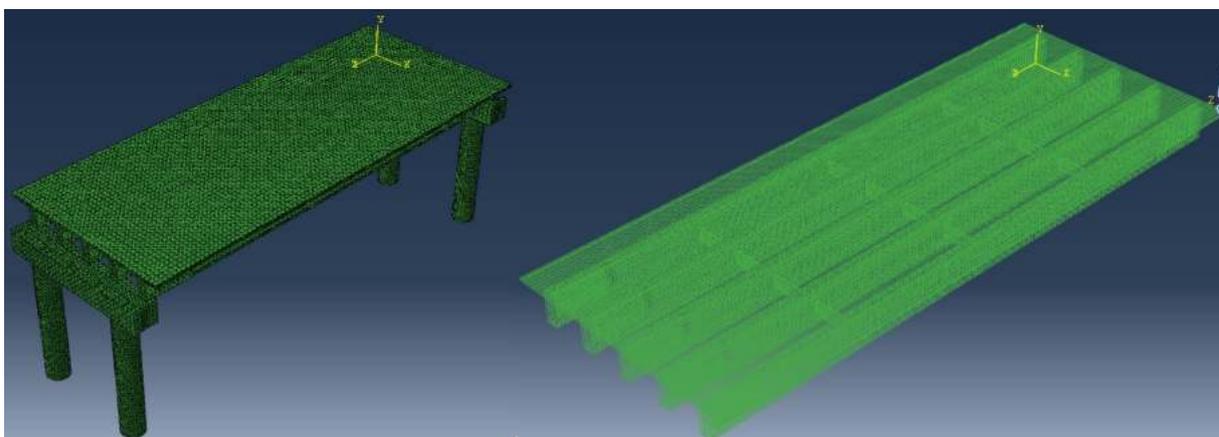


Figura 6.48 – Malha escolhida para os elementos de concreto e aço da ponte 3 (Elaborada pelo autor)

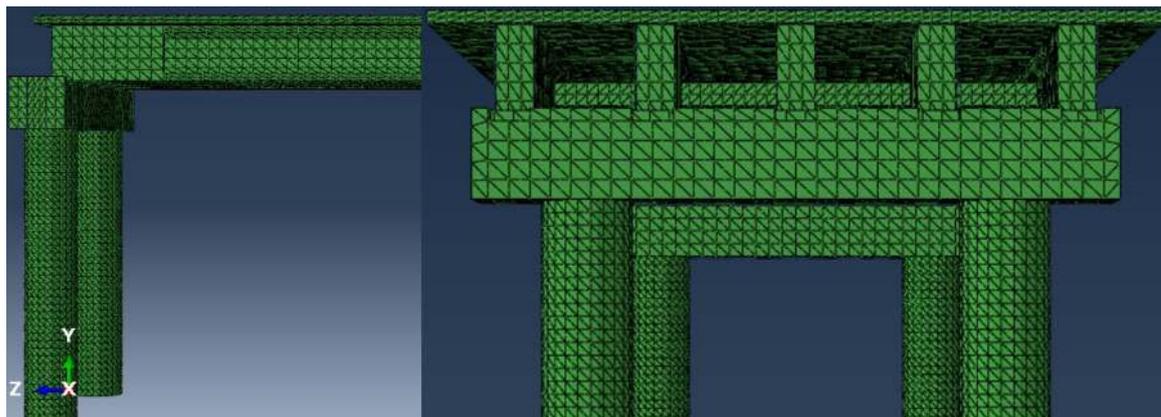


Figura 6.49 – Detalhe da malha escolhida para os elementos de concreto da ponte 3 (Elaborada pelo autor)

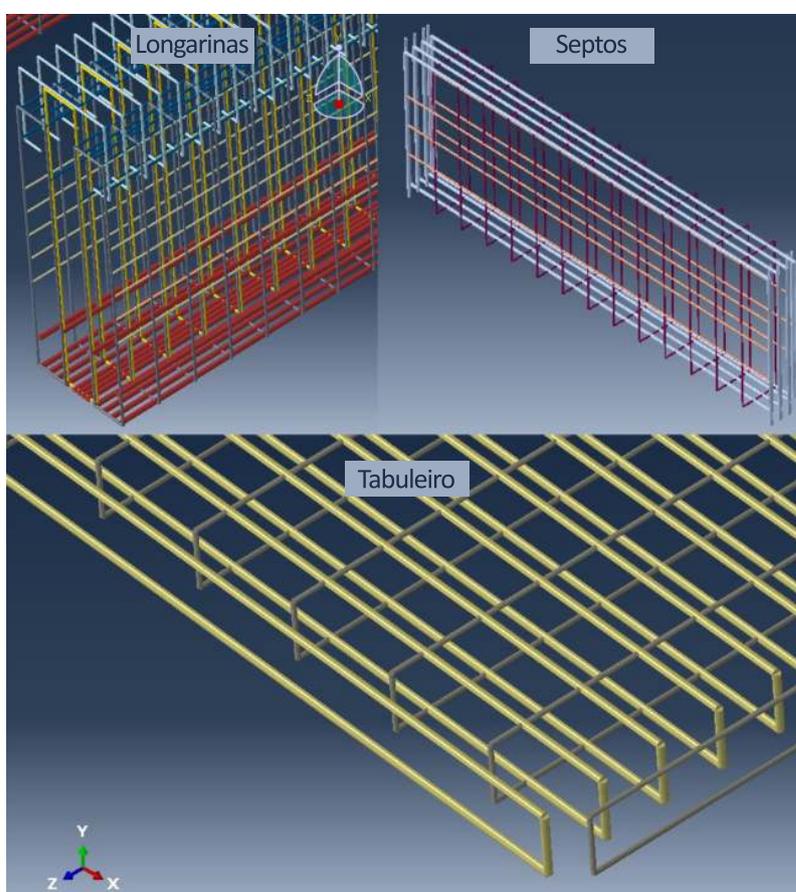


Figura 6.50 – Detalhe da malha escolhida para os elementos de aço da ponte 3 (Elaborada pelo autor)

6.3.3 Análise modal

As 3 primeiras frequências naturais da ponte 3 são mostradas na Tabela 6.15, onde estas se mostraram dentro da faixa daquelas que predominam nos registros sísmicos gerados.

Tabela 6.15 – 3 primeiras frequências naturais da ponte 3

Modo	Frequência (Hz)
1	1,1832
2	1,3365
3	2,1108

Fonte: Elaborada pelo autor

Mostram-se as formas dos três primeiros modos de vibração da ponte 3 na Figura 6.51.

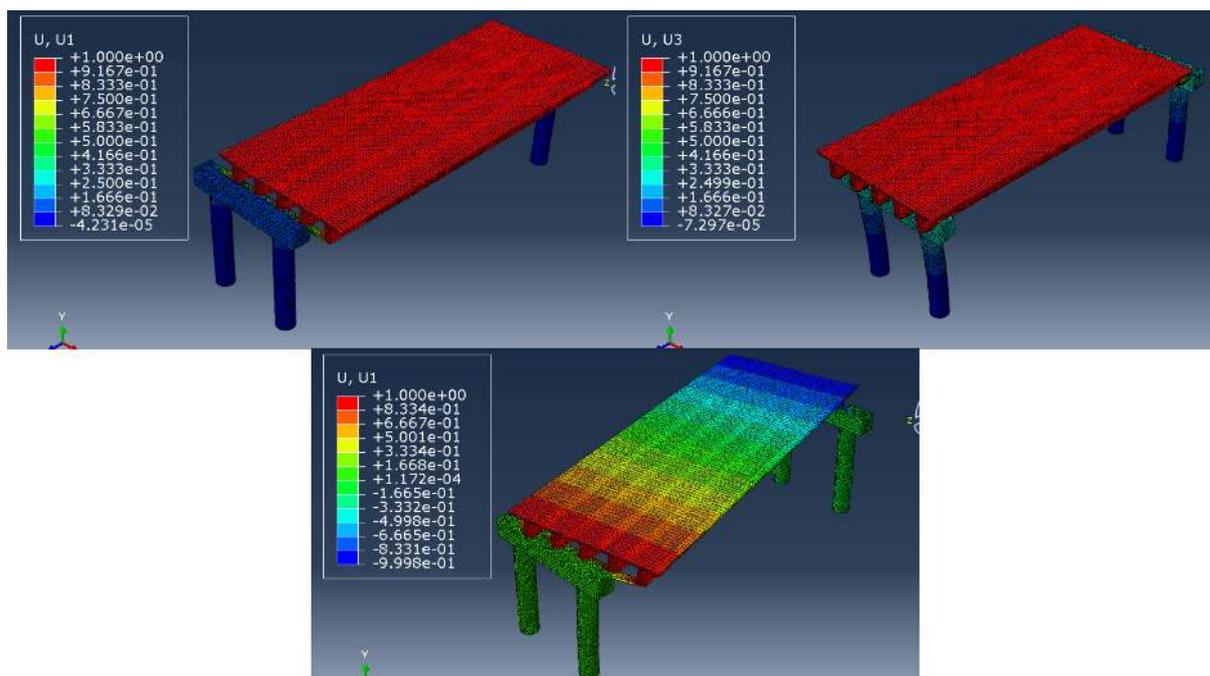


Figura 6.51 – Representação das deformadas dos três primeiros modos de vibração da ponte 3 (Elaborada pelo autor)

O padrão encontrado nas outras pontes se repete para esta: o primeiro modo segue na direção z; o segundo modo segue na direção x; no terceiro modo a estrutura rotaciona, com eixo apontado na direção y. Pelo fato da frequência natural da estrutura estar dentro daquelas que predominam nos sinais sísmicos, a ocorrência de ressonância acontecerá. Na Tabela 6.16 mostram-se os parâmetros encontrados para aplicação do amortecimento de Rayleigh.

Tabela 6.16 – Parâmetros para a utilização do amortecimento de Rayleigh

a_0	a_1
0,476	0,0048

Fonte: Elaborada pelo autor

6.3.4 Análise do carregamento

Interessante notar que, mais uma vez, não houve dano sob compressão relevante durante as análises. Volta-se a atenção, novamente, para o dano à tração sofrido pelo concreto. Mostram-se as regiões mais atingidas pelos três sismos na Figura 6.52.

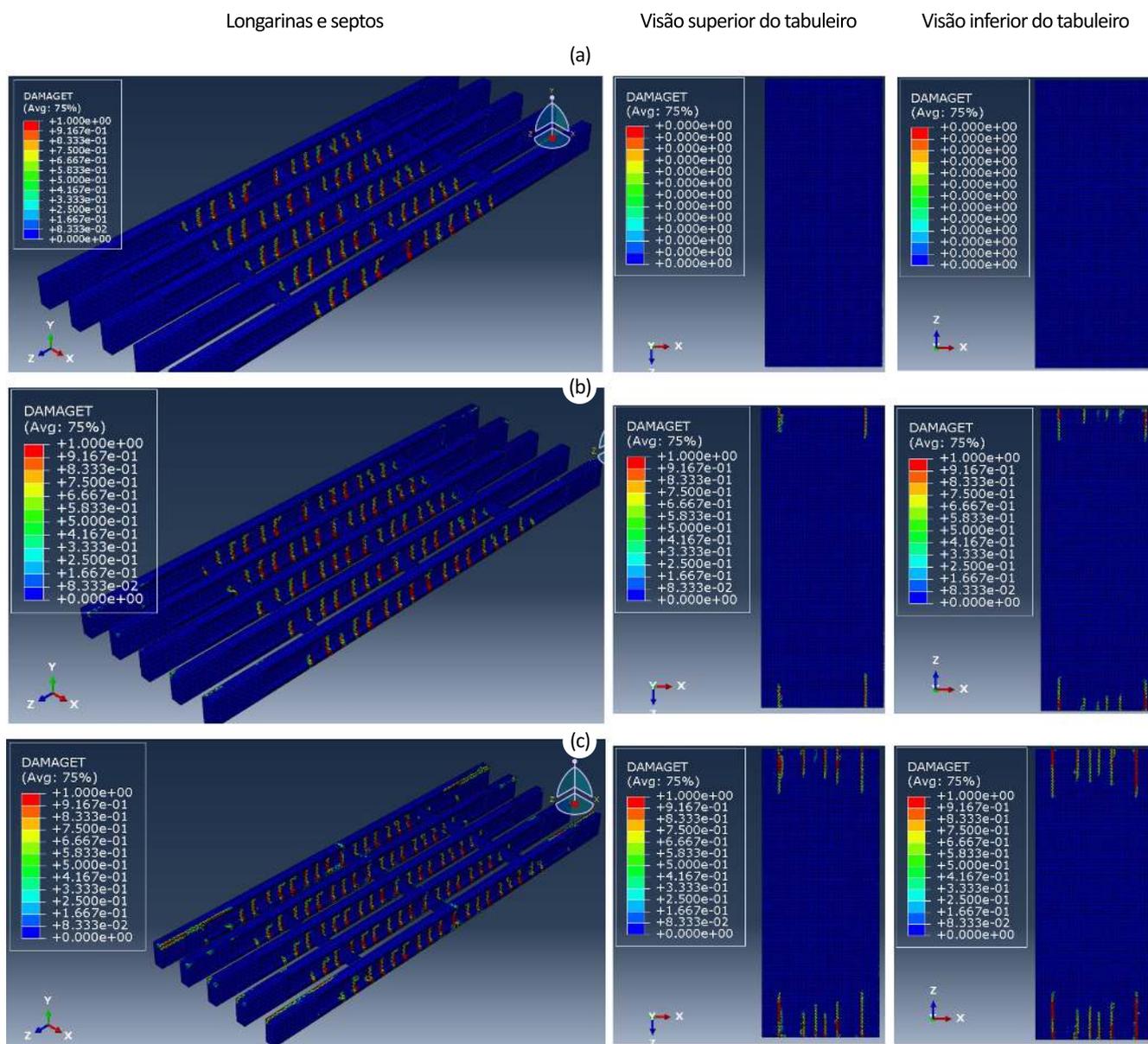


Figura 6.52 – Fissuras desenvolvidas devido à tração nos elementos estruturais presentes na superestrutura da ponte 3 para os 3 conjuntos de sismos gerados (Elaborada pelo autor)

A imagem (a) representa o dano para o caso de solo do tipo B; (b) representa o caso em que o solo é do tipo D; e (c) é o dano na estrutura da ponte 3 para a situação de solo do tipo E. Como esperado, observa-se um dano maior aos elementos estruturais a medida em que piora-se o tipo de solo, já que também é esperado um aumento das acelerações sísmicas para um mesmo

PGA quando isto acontece. Resume-se o comportamento dos componentes em concreto da superestrutura da seguinte forma:

- O tabuleiro, no caso (a), termina a análise íntegro e ao aumentar o nível das ações sísmicas nos casos (b) e (c), a fissuração devido à tração adentra cada vez nesta peça, nas suas duas direções ortogonais;
- Nas longarinas, para o primeiro caso, o dano se concentra na região central da ponte, entre os dois conjuntos extremos de septos. Ao subir o nível da ação sísmica no caso (b), o dano ultrapassa o limite anterior e começa a atingir também a parte superior da alma das vigas no extremo destas. Para o caso (c) o dano avança ainda mais nos extremos das vigas. Este comportamento nestas regiões é coerente com o visto para o tabuleiro;
- Para os septos, apenas os centrais danificam-se, na região de ligação com as longarinas, para o primeiro caso. Com o aumento da ação sísmica, atinge-se os conjuntos extremos de septos, com a piora do nível de fissuração de um caso para o outro, mas sem grandes avanços desta para dentro dos elementos.

Em relação às armaduras de aço, não ocorreu nenhum grau escoamento destas. Desta forma, as deformações plásticas foram nulas para os três casos. Pode-se ver isto na Figura 6.53.

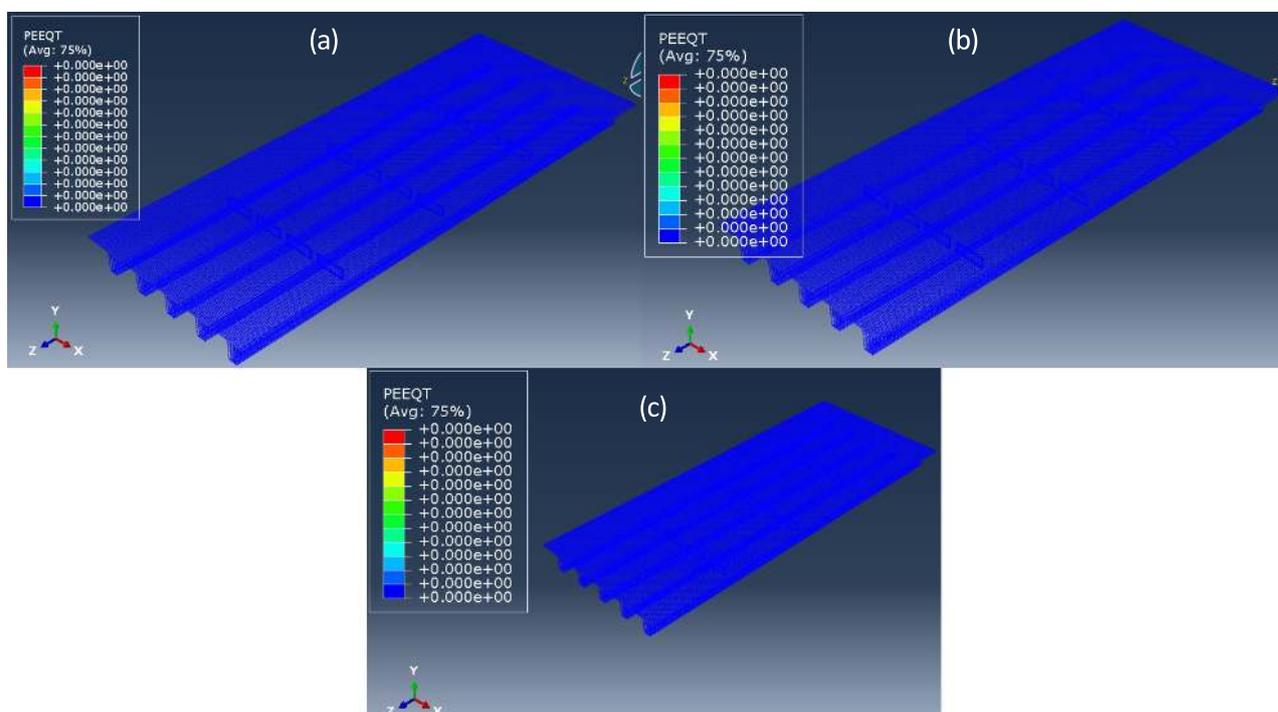


Figura 6.53 – Deformações plásticas de tração nas armaduras presentes na ponte 3 ao final das análises (Elaborada pelo autor)

Mostram-se as tensões máximas desenvolvidas nas armaduras para os três casos, na Figura 6.54, comprovando o fato de que não se atinge a tensão de escoamento em nenhuma das barras.

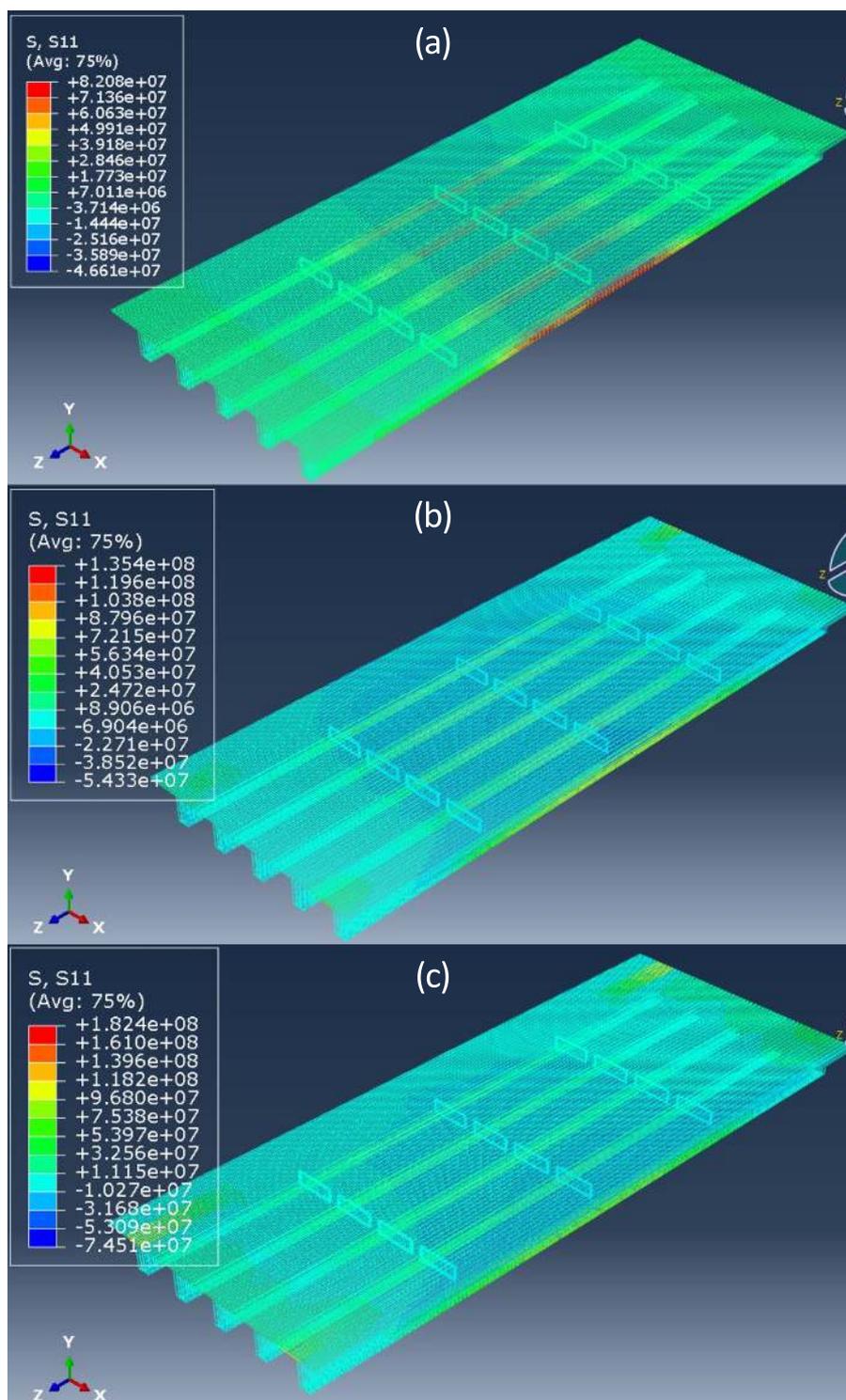


Figura 6.54 – Tensões axiais máximas nas armaduras presentes na ponte 3 (Elaborada pelo autor)

Interessante se apontar que as tensões máximas encontradas para os casos (b) e (c) localizam-se em armaduras presentes no tabuleiro. Já as tensões nas barras inferiores das longarinas, que,

como pode-se ver, são aquelas sob maior tensão no caso (a), se mantem com valores próximos nas outras análises (faixa de 70 a 90 MPa). Para comparação dos resultados em termos de forças de reação e deslocamentos, apresentam-se na Figura 6.55 os locais em estes serão tomados: Base 1 e o ponto vermelho no centro do tabuleiro, respectivamente.

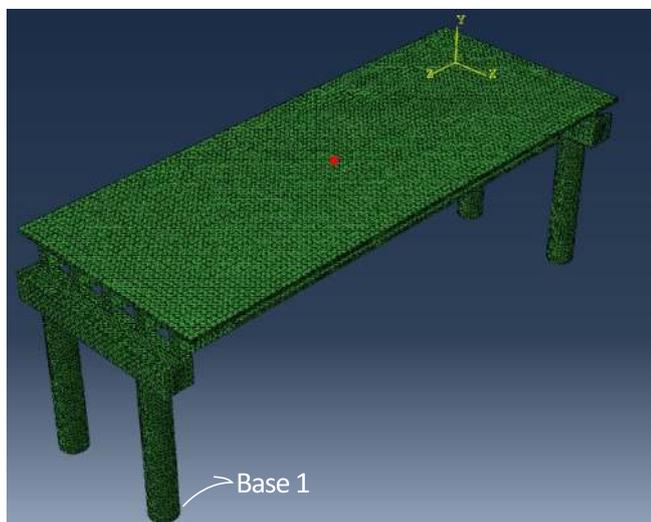


Figura 6.55 – Regiões da ponte 3 para obtenção dos valores de força de reação e deslocamentos (Elaborada pelo autor)

Mostram-se as forças de reação e os deslocamentos obtidos na Figura 6.56 e Figura 6.57.

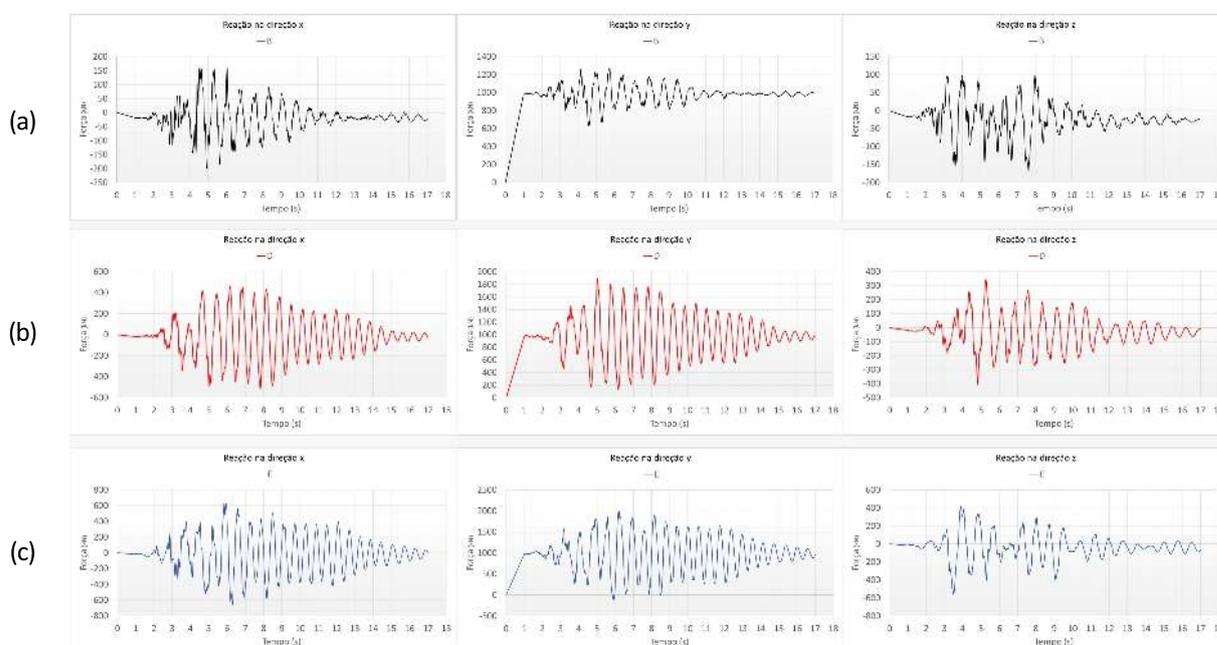


Figura 6.56 – Forças de reação na Base 1 da ponte 3 para os três cenários em estudo (Elaborada pelo autor)

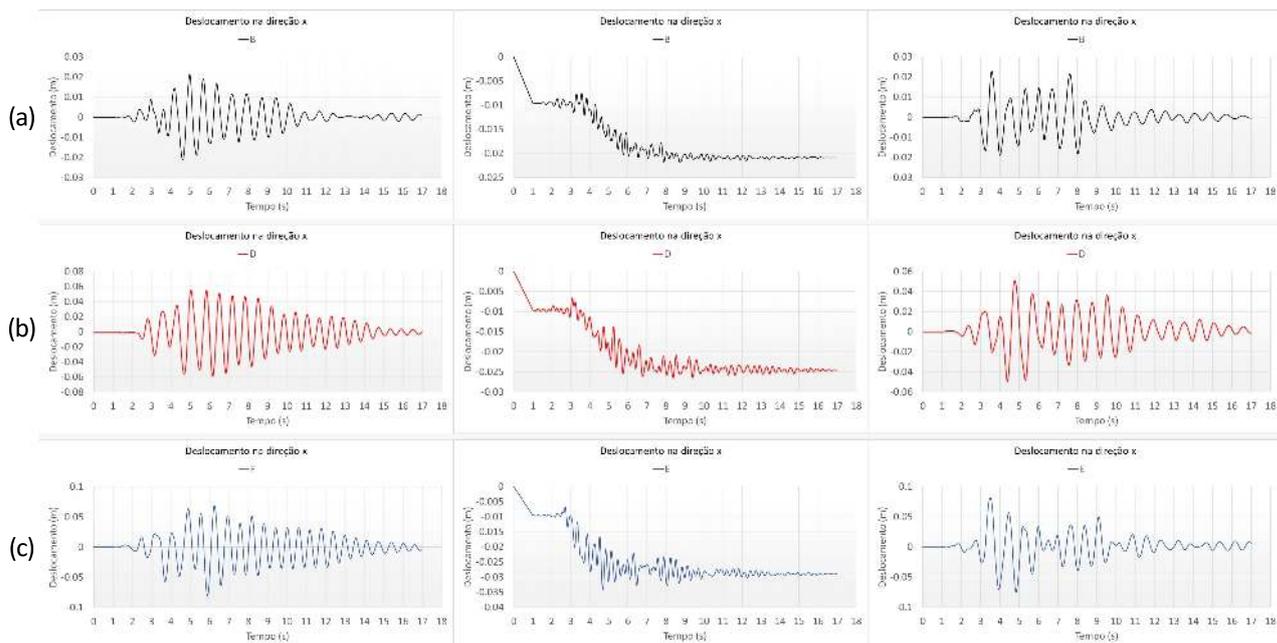


Figura 6.57 – Deslocamentos desenvolvidos na ponte 3 no ponto analisado para os três cenários sísmicos em estudo (Elaborada pelo autor)

Como esperado, os valores tanto para os deslocamentos, como para as forças de reação, aumentam com a piora da qualidade do solo.

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A pesquisa desenvolvida nesta dissertação avaliou a performance sob carregamento sísmico de 3 pontes de concreto armado com concepções estruturais tipicamente encontradas no país. Para isto, foram aplicados conceitos de plasticidade e dano para a melhor caracterização dos materiais que constituem as estruturas. Por meio do software ABAQUS, utilizou-se o modelo CDP para o concreto, com o intuito de avaliar o dano ocorrido neste material durante o evento sísmico e a posterior perda de resistência. Para o uso deste, o algoritmo proposto por Bakhti et al. (2022) foi adaptado para a modelagem do material de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2023b) e o CEB-FIP (2010), por meio de uma rotina realizada em PYTHON. Para o aço, utilizou-se o modelo para metais sob carregamento cíclico também presente no software, respeitando os conceitos presentes nas normas brasileiras. A aplicação do sismo foi realizada a partir de uma análise temporal não linear, por meio do uso de acelerogramas artificiais gerados a partir do algoritmo proposto por Clough e Penzien (2003), buscando compatibilizá-los com o espectro de resposta encontrado na NBR 15421 (ABNT, 2023a). Foi considerado nas análises a presença das estruturas na zona sísmica o Brasil com pior a_g (Zona 4). A não linearidade geométrica também foi considerada nas análises.

Destacam-se as seguintes conclusões:

- O algoritmo utilizado para a obtenção dos parâmetros de dano para o concreto mostrou-se eficaz a partir do requisitado nas normas brasileiras, permitindo a utilização do CDP mesmo sem a presença de dados experimentais. Além disso, possibilitou a flexibilidade na escolha da malha, já que esta solução produziu um algoritmo que independia do tamanho escolhido para os elementos da malha;
- O algoritmo implementado para a obtenção de sismos artificiais se mostrou bastante eficiente ao permitir registros com grau de compatibilidade satisfatória em relação ao presente na NBR 15421 (ABNT, 2023a);
- Durante a elaboração da dissertação, foram observados desafios que impuseram a necessidade da definição de limites que deveriam ser dados ao trabalho devido à complexidade da modelagem. Primeiramente, o tamanho da estrutura impôs a escolha do uso do modelo CDP em parte específica de cada uma das pontes, para evitar o alto custo computacional. Além disto, limitou-se o detalhamento das armaduras à elementos estruturais específicos para que o número de elementos finitos produzidos durante o processo de construção da malha não se tornasse inviável. Desta forma, considerando que os pilares estivessem proje-

tados para um comportamento dúctil durante o evento sísmico, optou-se pela aplicação das não linearidades à superestrutura das pontes analisadas. Outro ponto que necessitou atenção foi a exploração de possibilidades apresentadas no software do uso de mais núcleos de processamento nas análises, de apoio da placa de vídeo durante as simulações e da influência da memória RAM para a eficiência das mesmas. Nas primeiras tentativas de elaboração do modelo, a concepção da metodologia de dano para toda a estrutura e a construção de toda a armadura gerava, além de um alto volume de dados que tornava o arquivo resposta inutilizável, um tempo computacional extremamente elevado, por volta de 2 meses a 3 meses. Com a metodologia proposta neste trabalho, além da exploração dos fatores computacionais permitidos pelo ABAQUS, reduziu-se este para 3 dias;

- Dentro das limitações estabelecidas no trabalho, a ponte 1 apresentou resultados coerentes para a formação e espalhamento das fissuras. Não houve a ocorrência de dano relevante no material à compressão. O dano à tração foi limitado às longarinas da estrutura e ocorreu principalmente durante a aplicação da carga do peso próprio. A redução da rigidez do concreto foi observada nos elementos que sofreram dano e variou para um mesmo ponto durante o evento sísmico evidenciando os aspectos relacionados à abertura e fechamento de fissuras por consequência das reversões de carga. As armaduras não escoaram durante a análise. Em relação à comparação com análises lineares, os resultados foram próximos para os valores máximos das reações de apoio (menores que 10%), e em relação aos deslocamentos houve uma maior discrepância;
- Para a ponte 2, observou-se novamente a irrelevância do dano à compressão no material concreto. Desta vez, o dano à tração foi restrito aos tabuleiros, presente principalmente nos extremos do mesmo. Mais uma vez, deformações permanentes não foram observadas nas armaduras, pois as tensões nestas não alcançaram o valor mínimo para o escoamento. As reações em uma das bases, quando comparadas com uma análise linear, mostraram-se com valores próximos em ambas as análises nas direções x e y, mas diferiram substancialmente quando observadas na direção z. Para os deslocamentos, o comportamento repetiu-se.
- Para a ponte 3, realizaram-se três cenários sísmicos distintos, com mudanças na característica do solo onde a estrutura se encontrava. Percebeu-se que, com a piora do solo, houve um aumento das acelerações presentes no registro sísmico gerado e, por consequência, o aumento do impacto da ação sísmica na estrutura foi observado. Para o caso (a), onde se considerou o tipo de solo do tipo B, o tabuleiro não foi atingido, sendo a fissuração restrita à faixa central das longarinas. Com a mudança do tipo do solo para D e E, o dano se espalhou mais, atingindo o tabuleiro já no caso (b) e avançando, de forma mais contundente, nos extremos das longarinas no caso (c). Novamente não observou-se escoamento nas armaduras modeladas.
- Por fim, ao final da aplicação do carregamento sísmico, observou-se que as estruturas não

colapsaram. Todavia, o alto grau de fissuração encontrado em todas as análises realizadas, dentro dos limites impostos à pesquisa, mostram a relevância da análise sísmica no país e a necessidade da atualização das normas para que estabeleçam limites para o comportamento aceitável destas estruturas para eventos desta magnitude a fim de garantir a segurança da população. A realização de pesquisas que busquem promover alternativas para contornar este problema deve ser incentivada. Citam-se aqui possíveis soluções como: a verificação de um f_{ck} mínimo que promova um bom comportamento do concreto; valores de taxa mínima de armadura dependentes da zona sísmica avaliada; verificação do espaçamento necessário entre os estribos para a promoção de um melhor confinamento do concreto, o que lhe garantirá um comportamento mais dúctil; a necessidade de inclusão de dispositivos dissipadores de energia.

Como sugestões para trabalhos futuros têm-se:

- Realização de estudos experimentais para a obtenção dos parâmetros de dano para o uso do CDP em concretos elaborados de acordo com as normas brasileiras, possibilitando-se assim a comparação com os dados gerados pelo algoritmo utilizado;
- Verificar outras propostas para avaliação de dano no concreto e/ou no aço e compará-las aos utilizados nesta dissertação para verificar a relação entre os métodos;
- Avaliar propostas de detalhamento das armaduras e mecanismos externos de dissipação de energia para garantir um comportamento mais dúctil das pontes, a depender do seu uso e importância, principalmente em regiões essenciais da mesma, como os tabuleiros;
- Avaliar propostas para a modelagem simplificada dos pilares (a partir de análises executadas com os modelos aqui propostos) para a análise geral da ponte em tempo razoável;
- Incluir considerações a respeito da variabilidade espacial da ação sísmica em pontes de concreto armado em situações requisitadas pela NBR 7187 (ABNT, 2021);
- Modelar os efeitos da interação solo estrutura.

REFERÊNCIAS

AKKAR, S.; SUCUOGLU, H. **Basic earthquake engineering: from seismology to analysis and desig**. New York, NY: Springer, 2014. Citado 7 vezes nas páginas 14, 15, 162, 163, 174, 176 e 177.

ALFARAH, B.; LÓPEZ-ALMANSA, F.; OLLER, S. New methodology for calculating damage variables evolution in plastic damage model for rc structures. **Case Studies in Construction Materials**, v. 132, p. 70–86, 2017. Citado 2 vezes nas páginas 82 e 97.

APPLETON, J. **Estruturas de Betão**. Amadora, Portugal: Orion, 2013. Citado 15 vezes nas páginas 8, 9, 15, 33, 43, 47, 61, 68, 69, 70, 71, 72, 74, 168 e 169.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15421**: Projeto de estruturas resistentes a sismos — procedimento. Rio de Janeiro, Brasil, 2006. 32 p. Citado 5 vezes nas páginas 28, 29, 68, 70 e 77.

_____. **NBR 6484**: Solo - sondagem de simples reconhecimento com spt - método de ensaio. Rio de Janeiro, Brasil, 2020. 28 p. Citado na página 61.

_____. **NBR 7187**: Projeto de pontes, viadutos e passarelas de concreto. Rio de Janeiro, Brasil, 2021. 82 p. Citado 12 vezes nas páginas 30, 31, 59, 63, 64, 65, 66, 68, 70, 74, 85 e 150.

_____. **NBR 15421**: Projeto de estruturas resistentes a sismos. Rio de Janeiro, Brasil, 2023. 35 p. Citado 18 vezes nas páginas 9, 10, 16, 29, 30, 31, 59, 60, 61, 62, 63, 66, 69, 73, 101, 102, 104 e 148.

_____. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - procedimento. Rio de Janeiro, Brasil, 2023. 260 p. Citado 10 vezes nas páginas 10, 29, 66, 83, 90, 91, 92, 93, 106 e 148.

_____. **NBR 7480**: Aço destinado às armaduras para estruturas de concreto armado - requisitos. Rio de Janeiro, Brasil, 2024. 35 p. Citado na página 90.

ASSUMPÇÃO, M.; PIRCHINER, M.; DOURADO, J. C.; BARROS, L. V. Terremotos no brasil: Preparando-se para eventos raros. **Boletim SBGF**, v. 1, n. 96, p. 25–29, 2016. Citado 3 vezes nas páginas 27, 29 e 166.

ATKINSON, G. M.; BERESNEV, I. A. Compatible ground-motion time histories for new national seismic hazard maps. **Canadian Journal of Civil Engineering**, v. 25, n. 2, p. 305–318, 1998. Citado na página 78.

BAKHTI, R.; BENAHMED, B.; LAIB, A.; ALFACH, M. New approach for computing damage parameters evolution in plastic damage model for concrete. **Case Studies in Construction Materials**, v. 16, p. e00834, 2022. Citado 6 vezes nas páginas 17, 48, 82, 94, 97 e 148.

BATHE, K.-J. **Finite element procedures**. Upper saddle river, NJ: Klaus-Jürgen Bathe, 2014. Citado na página 38.

- BBC. **Terremoto de Valdivia: o que o mundo aprendeu com o maior tremor de terra já registrado**. 2020. [Online; accessed 07-Maio-2023]. Disponível em: <<https://www.bbc.com/portuguese/geral-52773245>>. Citado na página 27.
- BERROCAL, J. Atividade sísmica e sua ocorrência. **Boletim SBGF**, v. 1, n. 96, p. 30–31, 2016. Citado na página 27.
- BEZERRA, F. H.; FERREIRA, J. M.; NASCIMENTO, A. F. Neotectônica e sismicidade no brasil. **Boletim SBGF**, v. 1, n. 96, p. 22–24, 2016. Citado na página 164.
- BIOT, M. **Vibrations of Buildings During Earthquake**. Tese (Doutorado) — Aeronautics Department, California Institute of Technology, Pasadena, Califórnia, 1934. Citado na página 73.
- BITTENCOURT, E. **Apostila de plasticidade**. Porto Alegre, Brasil: [s.n.], 2022. Citado 6 vezes nas páginas 8, 37, 38, 39, 41 e 42.
- BORON, P.; DULINSKA, J. Seismic performance of a reinforced concrete bridge under a sequence of seismic shocks using the concrete damage plasticity model. **Technical Transactions - Civil Engineering Issue 3-B (9)**, p. 15–29, 2016. Citado na página 84.
- BRAILE, L. **Seismic waves and the slinky: A guide for teacher**. 2017. [Online; accessed 07-Maio-2023]. Disponível em: <<https://web.ics.purdue.edu/~braile/edumod/slinky/slinky.htm>>. Citado 2 vezes nas páginas 14 e 162.
- BRAUN, A. L. **Apostila de mecânica estrutural avançada**. Porto Alegre, Brasil: [s.n.], 2022. Citado na página 179.
- BUREAU OF INDIAN STANDARDS. **IS 1893**: Criteria for earthquake resistance design of structures - part 1. New Delhi, Índia, 2016. 44 p. Citado na página 70.
- BUTLER, R.; STEWART, G. S.; KANAMORI, H. The July 27, 1976 Tangshan, China earthquake - a complex sequence of intraplate events. **Bulletin of the Seismological Society of America**, v. 69, n. 1, p. 207–220, 1979. Citado na página 164.
- CEB-FIP, C. Model code 2010. **Comité euro-international du béton**, v. 594, 2010. Citado 6 vezes nas páginas 10, 82, 91, 92, 93 e 148.
- CHEN, P. F.-S.; POWELL, G. H. Generalized plastic hinge concepts for 3d beam-column elements. **UCB/EERC**, v. 82, n. 20, 1982. Citado na página 79.
- CHEN, W.; HAN, D. **Plasticity for structural engineers**. New York, NY: Springer Verlag, 1988. Citado 8 vezes nas páginas 8, 37, 39, 40, 43, 45, 46 e 47.
- CHOPRA, A. K. **Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering**. Londres, Reino Unido: Pearson, 2016. Citado 4 vezes nas páginas 8, 33, 35 e 36.
- CHOPRA, A. K.; GOEL, R. K. A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. **Earthquake engineering and structural dynamics**, v. 31, n. 1, p. 561–582, 2002. Citado na página 75.
- CIPRIANO, C. M. de V. **Análise sísmica de pontes em território brasileiro - Estudo de caso de uma ponte estaiada**. Dissertação (Mestrado) — Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, 2022. Citado na página 77.

CLOUGH, R. W.; PENZIEN, J. **Dynamic of structures**. Berkeley, CA: Computers & Structures, Inc, 2003. Citado 19 vezes nas páginas 10, 15, 31, 77, 100, 101, 102, 103, 148, 161, 167, 171, 172, 173, 174, 175, 185, 186 e 187.

CORREIA, P. **Origem dos terremotos no Nordeste**. 2010. [Online; accessed 07-Maio-2023]. Disponível em: <<https://www.comciencia.br/comciencia/handler.php?section=8&edicao=55&id=694>>. Citado 2 vezes nas páginas 14 e 161.

DASSAULT SYSTEMES SIMULIA CORP. **Analysis User's Manual V. 6.10-1**. Providence, 2010. 22 p. Citado 20 vezes nas páginas 8, 9, 32, 38, 43, 44, 45, 48, 49, 50, 51, 54, 56, 57, 80, 99, 105, 110, 182 e 183.

DEMIR, A.; İNCE, Y.; ALTIOK, T. Y. Experimental and numerical investigation of rc beams strengthened with cfrp composites. **Gradevinar**, v. 73, n. 6, p. 605–616, 2021. Citado 2 vezes nas páginas 8 e 46.

DULINSKA, J. M.; SZCZERBA, R. Assessment of concrete bridge performance under moderate seismic shock using concrete damage plasticity model. **Procedia Engineering**, v. 57, n. 1, p. 1319–1328, 2013. Citado 4 vezes nas páginas 9, 74, 83 e 84.

ENGSOFT. **Embedded element technique in Abaqus: Description**. 2023. [Online; accessed 07-Maio-2023]. Disponível em: <<https://www.youtube.com/watch?v=KPIMFGKkoV4&t=253s>>. Citado 2 vezes nas páginas 10 e 99.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, EN 1998-2:2005. **EUROCODE 8: Design of structures for earthquake resistance - part 2: Bridges, ecs**. Bruxelas, Bélgica, 2005. 153 p. Citado 6 vezes nas páginas 9, 69, 70, 71, 75 e 76.

FILHO, J. A. S.; MOTA, J. E. Consideração da ação sísmica no projeto de pontes rodoviárias típicas do Brasil. In: . Rio de Janeiro, Brasil: X Congresso brasileiro de pontes e estruturas, 2018. v. 10, n. 58. Citado na página 70.

FOLHA. **Gestão Covas só gastou 5% do previsto com recuperação de viadutos em SP**. 2018. [Online; accessed 07-Maio-2023]. Disponível em: <<https://www1.folha.uol.com.br/cotidiano/2018/11/gestao-covas-so-gastou-5-do-previsto-com-recuperacao-de-viadutos-em-sp.shtml>>. Citado na página 30.

FONTES, S.; SANT'ANNA, T.; ASSUMPCÃO, M. A rede sismográfica brasileira – breve histórico da sismologia no Brasil. **Boletim SBGF**, v. 1, n. 125, p. 10–12, 2023. Citado 2 vezes nas páginas 15 e 166.

FOWLER, C. M. R. **The solid earth: An introduction to global geophysics**. Cambridge, Reino Unido: Cambridge University Press, 1990. Citado 3 vezes nas páginas 16, 160 e 163.

G1. **De 80 pontes no AC, apenas uma foi feita para resistir a abalos sísmicos**. 2015. [Online; accessed 11-Maio-2023]. Disponível em: <<https://g1.globo.com/ac/acre/noticia/2015/11/de-80-pontes-do-acre-somente-uma-e-resistente-abalos-sismicos.html>>. Citado na página 30.

_____. **Terremoto de magnitude 6,1 atinge província de Java Ocidental, na Indonésia**. 2022. [Online; accessed 11-Maio-2023]. Disponível em: <<https://g1.globo.com/mundo/noticia/2022/12/07/terremoto-de-magnitude-61-atinge-provincia-de-java-ocidental-na-indonesia.ghtml>>. Citado na página 28.

_____. **Saiba como é o interior da Ponte Rio-Niterói, via por onde circulam 150 mil veículos por dia.** 2024. [Online; accessed 02-Março-2024]. Disponível em: <<https://g1.globo.com/rj/rio-de-janeiro/noticia/2024/03/02/saiba-como-e-o-interior-da-ponte-rio-niteroi-via-por-onde-circulam-150-mil-veiculos-por-dia.ghtml>>. Citado na página 30.

_____. **Terremoto de magnitude 6,6 é registrado no município de Tarauacá, interior do Acre.** 2024. [Online; accessed 21-Janeiro-2024]. Disponível em: <<https://g1.globo.com/ac/acre/noticia/2024/01/21/terremoto-de-magnitude-66-e-registrado-no-municipio-de-tarauaca-interior-do-acre.ghtml>>. Citado 2 vezes nas páginas 27 e 165.

GHOSH, S. K. Observations from the bhuj earthquake of january 26, 2001. **PCI Journal**, v. 46, n. 2, p. 34–42, 2001. Citado na página 164.

GLOBO, O. **Terremoto de magnitude 5,9 deixa ao menos mil mortos no Afeganistão.** 2022. [Online; accessed 11-Maio-2023]. Disponível em: <<https://g1.globo.com/mundo/noticia/2022/12/07/terremoto-de-magnitude-61-atinge-provincia-de-java-ocidental-na-indonesia.ghtml>>. Citado na página 28.

GOEL, R. K.; CHOPRA, A. K. Extension of modal pushover analysis to compute member forces. **Earthquake Spectra**, v. 21, n. 1, p. 125–139, 2005. Citado na página 75.

GOMES, C.; MONTEIRO, E.; VITÓRIO, A. Um estudo sobre a degradação estrutural de pontes e viadutos rodoviários. In: . Crato, Brasil: XIII Congresso Internacional sobre Patologia e Reabilitação de Estruturas, 2017. Citado na página 30.

GREEN, S. J.; SWANSON, S. R. **Static constitutive relations for concrete: technical report no.AWFLTR-72-244.** Kirtland AFB, NM, 1973. Citado 2 vezes nas páginas 9 e 80.

GROTZINGER, J.; JORDAN, T. H.; PRESS, F.; SIEVER, R. **Understanding earth.** New York, NY: W.H. Freeman and Company, 2007. Citado 4 vezes nas páginas 14, 160, 161 e 164.

GSHAP. **Global Seismic Hazard Assessment Program.** 1999. [Online; accessed 21-Abril-2024]. Disponível em: <<http://www.seismo.ethz.ch/static/GSHAP/index.html>>. Citado 2 vezes nas páginas 8 e 29.

HIBBITT, H. D.; KARLSSON, B. I. **Analysis of Pipe Whip.** Providence, RI, 1979. Citado na página 106.

HILBER, H. M.; HUGHES, T. J. R. Collocation, dissipation and [overshoot] for time integration schemes in structural dynamics. **Earthquake Engineering & Structural Dynamics**, v. 6, n. 1, p. 99–117, 1978. Citado 2 vezes nas páginas 83 e 105.

HILBER, H. M.; HUGHES, T. J. R.; TAYLOR, R. L. Improved numerical dissipation for time integration algorithms in structural dynamics. **Earthquake engineering and structural dynamics**, v. 5, n. 3, p. 283–292, 1977. Citado na página 76.

HUSSAIN, N.; ALAM, S.; MWAFY, A. Developments in quantifying the response factors required for linear analytical and seismic design procedures. **Exploring Seismic Reliability, AI-Based Analysis, Functional Recovery and Practical Design of Earthquake-Resilient Structures**, v. 14, n. 1, p. 247, 2024. Citado 2 vezes nas páginas 68 e 70.

IERVOLINO, I.; GALASSO, C.; COSENZA, E. Rexel: computer aided record selection for code-based seismic structural analysis. **Bulletin of Earthquake Engineering**, v. 8, n. 2, p. 339–362, 2009. Citado na página 77.

- INFRAROÍ. **Brasil tem 137 mil pontes que precisam de manutenção periódica**. 2019. [Online; accessed 07-Maio-2023]. Disponível em: <<https://infraroi.com.br/2019/08/29/brasil-t-em-137-mil-pontes-que-precisam-de-manutencao-periodica/>>. Citado na página 30.
- ITALIAN BUILDING CODE. **Technical standards for constructions**: Dm 14/01/2008. Roma, 2018. Citado 2 vezes nas páginas 76 e 77.
- JABBAR, A. M. A new concrete plastic-damage model with an evolutive dilatancy parameter. **Periodica Polytechnica Civil Engineering**, v. 67, n. 2, p. 495–504, 2023. Citado 2 vezes nas páginas 9 e 55.
- JANKOWIAK, T.; ŁODYGOWSKI, T. Identification of parameters of concrete damage plasticity constitutive model. **Foundations of Civil and Environmental Engineering**, v. 6, n. 4, p. 53–69, 2005. Citado 3 vezes nas páginas 80, 81 e 83.
- JENNINGS, P. C.; HOUSNER, G. W.; TSAI, N. C. **Simulated earthquake motions**. Pasadena, CA: California Institute of Technology, 1968. Citado 3 vezes nas páginas 10, 102 e 103.
- JÚNIOR, A. M. 2024. Comunicação pessoal. Citado 6 vezes nas páginas 9, 10, 87, 88, 89 e 98.
- KANAI, K. Semi-empirical formula for the seismic characteristics of the ground. University of Tokyo, Earthquake Research Institute, v. 35, n. 2, p. 309–325, 1957. Citado na página 103.
- LANCZOS, C. **The variational principles of mechanics**. Toronto, Canadá: University of Toronto Press, 1949. Citado na página 168.
- LEE, J.; FENVES, G. L. Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures. **Journal of Engineering Mechanics**, v. 124, n. 8, p. 892–900, 1998. Citado na página 48.
- LEE, S. Nonlinear dynamic earthquake analysis of skyscrapers. **Guangzhou Scientific Computing Consultants Co. Ltd, Dubai**, 2008. Citado na página 75.
- LEMAITRE, J.; CHABOCHE, J.-L. **Mechanics of solid materials**. New York, NY: Cambridge University Press, 1990. Citado 2 vezes nas páginas 44 e 83.
- LIMA, S. S.; SANTOS, S. H. C. **Análise dinâmica das estruturas**. Rio de Janeiro, Brasil: Ciência Moderna Ltda, 2008. Citado 13 vezes nas páginas 15, 59, 66, 73, 74, 167, 168, 174, 176, 177, 184, 186 e 187.
- LUBLINER, J. **Plasticity theory**. Londres, Reino Unido: Pearson Education, Inc, 2006. Citado na página 45.
- LUBLINER, J.; OLIVER, S.; OLLER, E.; ONATE, A. Plastic-damage model for concrete. **International Journal of Solids and Structures**, v. 25, n. 3, p. 229–326, 1989. Citado 3 vezes nas páginas 37, 48 e 82.
- MARCHETTI, O. **Pontes de concreto armado**. São Paulo, Brasil: Blucher, 2008. Citado 5 vezes nas páginas 9, 10, 85, 86 e 98.
- MCGUIRE, W.; GALLAGHER, R. H.; ZIEMIAN, R. D. **Matrix Structural Analysis**. New York, NY: John Wiley & Sons, Inc., 2000. Citado na página 33.
- MENDES, L. A.; CASTRO, L. M. A simplified reinforcing steel model suitable for cyclic loading including ultra-low-cycle fatigue effects. **Advances in Science and Technology Research Journal**, v. 68, p. 155–164, 2014. Citado 2 vezes nas páginas 8 e 43.

MINISTRY OF HOUSING AND URBAN-RURAL DEVELOPMENT. **GB 50010-2010**: Code for design of concrete structures. Pequim, China, 2010. 243 p. Citado na página 81.

MIRANDA, P. de S. T. **A Influência das Ações Sísmicas nas Edificações Brasileiras em Concreto Armado**. Tese (Doutorado) — Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2021. Citado na página 29.

NEWLAND, D. E. **An introduction to random vibrations, spectral & wavelet analysis**. Mineola, NY: Dover Publications, 2005. Citado 2 vezes nas páginas 170 e 171.

NEWMARK, N. M. Method of computation for structural dynamics. **Journal of the engineering mechanics division - ASCE**, v. 85, n. 3, p. 67–94, 1959. Citado na página 76.

OGGU, P.; GOPIKRISHNA, K.; NAGARIYA, A. Seismic behavior and response reduction factors for concrete moment-resisting frames. **Bulletin of Earthquake Engineering**, v. 19, n. 13, p. 5643–5663, 2021. Citado na página 69.

PARASKEVA, T. S.; KAPPOS, A. J.; SEXTOS, A. G. Extension of modal pushover analysis to seismic assessment of bridges. **Earthquake Spectra**, v. 35, n. 10, p. 1269–1293, 2006. Citado na página 75.

PAZ, M.; KIM, Y. H. **Structural dynamics: Theory and computation**. Cham, Suíça: Springer, 2019. Citado 3 vezes nas páginas 15, 167 e 169.

PETTORRUSO, C.; QUAGLINI, V. Comparison of linear and nonlinear procedures for the analysis of the seismic performance of straight multi-span rc bridges. **Buildings**, v. 14, n. 2, p. 464, 2024. Citado 3 vezes nas páginas 9, 75 e 76.

PHUNG, V. **Strong ground motions for bridge design and non-linear dynamic response analysis of bridges**. Tese (Doutorado) — Department of Civil and Environmental Engineering Carleton University, Ottawa, Canadá, 2005. Citado 4 vezes nas páginas 9, 33, 77 e 78.

PHUNG, V.; LAU, D. Three-dimensional nonlinear degrading model for earthquake response analyses of concrete bridges. **Earthquake Spectra**, v. 35, n. 10, p. 1269–1293, 2008. Citado 2 vezes nas páginas 9 e 79.

POLIOTTI, M.; BAIRÁN, J.-M. A new concrete plastic-damage model with an evolutive dilatancy parameter. **Engineering Structures**, v. 189, p. 541–549, 2019. Citado na página 55.

PREVE, W. S.; CARRARO, G. P.; VALDATI, J. Abalos sísmicos moderados no brasil: Um levantamento doos eventos registrados nos séculos xx e xxi e a difusão de medidas preventivas. **XVII Simpósio Brasileiro de Geografia Física Aplicada**, v. 1, n. 96, p. 10, 2017. Citado na página 28.

QINGFU, L.; WEI, G.; YIHANG, K. Parameter calculation and verification of concrete plastic damage model of abaqus. **IOP Conference Series: Materials Science and Engineering**, v. 794, n. 1, 2020. Citado 2 vezes nas páginas 81 e 97.

RAMÍREZ-HERRERA, M. T.; CORONA, N.; RUIZ-ANGULO, A.; MELGAR, D.; ZAVALA-HIDALGO, J. The 8 september 2017 tsunami triggered by the mw 8.2 intraplate earthquake, chiapas, mexico. **Pure and Applied Geophysics**, v. 1, n. 175, p. 25–34, 2018. Citado na página 164.

RAMOS, K. M. **Análise e avaliação do desempenho sísmico de pontes a partir do anexo B da ABNT NBR 7187**. Dissertação (Mestrado) — Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Programa de Projeto de Estruturas, Rio de Janeiro, Brasil, 2021. Citado na página 74.

RICHTER, C. F. **Elementary seismology**. San Francisco, CA: W.H. Freeman and Company, 1958. Citado na página 160.

SALENÇON, J. **Handbook of continuum mechanics: General concepts thermoelasticity**. Heidelberg, Alemanha: Springer, 2012. Citado 2 vezes nas páginas 42 e 180.

SANTOS, S. H. de C.; LIMA, S. de S.; HORA, R. C. da. Análise sísmica de uma ponte considerando a proposta de revisão da nbr 7187. **Engenharia Estudo e Pesquisa. ABPE**, v. 20, n. 1, p. 03–08, 2020. Citado na página 70.

SFAKIANAKIS, M. G.; FARDIS, M. N. Rc column model for inelastic seismic response analysis in 3d. **Journal of Engineering Mechanics**, v. 117, n. 12, p. 2770–2787, 1991. Citado na página 79.

SHEARER, P. M. **Introduction to seismology**. Cambridge, Reino Unido: Cambridge University Press, 1999. Citado na página 162.

SIHAND, G. C.; DITOMASSO, A. **Fracture mechanics of concrete: Structural application and numerical calculation**. Dordrecht, Holanda: Springer, 1985. Citado na página 46.

SILVA, L.; CHRISTOFORO, A.; CARVALHO, R. Calibration of concrete damaged plasticity model parameters for shear walls. **Matéria (Rio de Janeiro)**, SciELO Brasil, v. 26, p. e12944, 2021. Citado na página 97.

SILVA, M. B. M. F. da; MELO, R. A. de. Condições de pontes rodoviárias: Cenário, diagnóstico e manutenção. In: . Virtual: XII Congresso brasileiro de pontes e estruturas, 2021. Citado na página 30.

SOARES, R. W.; LIMA, S. de S.; SANTOS, S. H. de C. Análise e avaliação de desempenho sísmico de pontes utilizando métodos baseados em deslocamentos. **Engenharia Estudo e Pesquisa. ABPE**, v. 15, n. 1, p. 42–55, 2015. Citado 2 vezes nas páginas 72 e 75.

SORIANO, H. L. **Introdução à dinâmica das estruturas**. Rio de Janeiro, Brasil: Elsevier, 2014. Citado 13 vezes nas páginas 15, 16, 74, 160, 163, 165, 167, 168, 173, 176, 177, 178 e 179.

SZCZECINA, M.; WINNICKI, A. Numerical simulations of corners in rc frames using strut-and-tie method and cdp model. In: CIMNE. **COMPLAS XIII: proceedings of the XIII International Conference on Computational Plasticity: fundamentals and applications**. [S.l.], 2015. p. 608–619. Citado na página 82.

TAJIMI, H. Statistical method of determining the maximum response of building structure during an earthquake. In: . Tóquio, Japão: Proceedings of 2nd World Conference in Earthquake Engineering (WCEE), 1960. v. 1, p. 781–797. Citado na página 103.

TEFERRA, N. **Seismic evaluation using non linear time history analysis**. Dissertação (Mestrado) — School of Graduate Studies of Addis Ababa University, Addis Ababa, Etiópia, 2018. Citado na página 76.

TRIFUNAC, M. D.; TODOROVSKA, M. I. Origin of the response spectrum method. **The 14th World Conference on Earthquake Engineering**, 2020. Citado na página 73.

TSENG, W.; PENZIEN, J. Analytical investigations of the seismic response of long multiple span highway bridges. **UCB/EERC**, v. 73, n. 12, 1973. Citado na página 79.

VELOSO, A. Os surpreendentes terremotos intraplaca. **Boletim SBGF**, v. 1, n. 96, p. 10, 2016. Citado 2 vezes nas páginas 27 e 166.

_____. Os surpreendentes terremotos intraplaca. **Boletim SBGF**, v. 1, n. 96, p. 10, 2016. Citado na página 28.

VERMEER, P.; BORST, R. D. Non-associated plasticity for soils, concrete and rock. **Heron**, v. 29, n. 3, p. 1–64, 1984. Citado 2 vezes nas páginas 55 e 82.

VITÓRIO, J. A. P.; BARROS, R. C. de. Análise dos danos estruturais e das condições de estabilidade de 100 pontes rodoviárias no Brasil. In: . Porto, Portugal: Congresso da Associação Portuguesa para a Segurança e Conservação de Pontes, 2013. Citado na página 30.

WILSON, E. L.; YUAN, M. W.; DICKENS, J. M. Dynamic analysis by direct superposition of ritz vectors. **Earthquake Engineering & Structural Dynamics**, v. 10, n. 6, p. 813–821, 1982. Citado na página 78.

WÓJCIK, M.; GONTARZ, A.; SKRZAT, A.; WINIARSKI, G. Computational methods of the identification of chaboche isotropic-kinematic hardening model parameters derived from the cyclic loading tests. **Advances in Science and Technology Research Journal**, v. 18, n. 1, p. 61–75, 2024. Citado na página 83.

ZERVA, A. **Spatial variation of seismic ground motion. Modeling and engineering applications**. Boca Raton, FL: CRC Press, Taylor & Francis Group, 2008. Citado na página 83.

APÊNDICES

APÊNDICE A – CONCEITOS DE SISMOLOGIA

A sismologia é definida de forma breve e sucinta como "a ciência que estuda os terremotos e fenômenos relacionados." (RICHTER, 1958). Partindo disto, Soriano (2014) define sismo como uma vibração que ocorre de maneira brusca e rápida na superfície do planeta podendo ser causada por diversos motivos. Dentre estes, citam-se os movimentos tectônicos, deslizamentos de terra, explosões e a existência de grandes reservatórios, ou seja, ações humanas também podem gerar este tipo de evento. Os mecanismos de origem tectônica, isto é, devido à interação entre as placas, são os principais responsáveis pela formação de sismos em todo o mundo.

A.1 PLACAS TECTÔNICAS

Segundo Fowler (1990), devido à transferência de calor, que ocorre por convecção, no sentido núcleo - crosta, a litosfera, que é formada por diversos pedaços chamados de placas tectônicas, flutua sobre a astenosfera e esta movimentação pode provocar situações de convergência, divergência e cisalhamento entre os grandes blocos de terra. É possível delimitar cada uma das placas por meio da análise das principais regiões sísmicas do planeta, pois a maior parte se localiza nas bordas das mesmas. Na Figura A.1 pode-se ver a representação de algumas destas placas e seus respectivos movimentos relativos.

De acordo com Fowler (1990) e Grotzinger et al. (2007), classificam-se os movimentos relativos entre as placas da seguinte maneira:

- a) Nas regiões divergentes ocorre o afastamento entre as placas. Zonas deste tipo são caracterizadas pela formação de fendas, vulcões e a grande presença de terremotos. Em situações onde a interação é feita por duas ou mais placas oceânicas, o material proveniente do manto é resfriado e adicionado a litosfera.
- b) Nas regiões convergentes ocorre a aproximação entre as placas. O fenômeno de subducção é característico destas zonas, com a reciclagem do material por meio dos movimentos de convecção da astenosfera;
- c) Nas regiões onde ocorrem as chamadas falhas transformadoras, a litosfera não é criada nem destruída, ocorrendo apenas o deslocamento relativo ao longo de fraturas entre placas adjacentes.

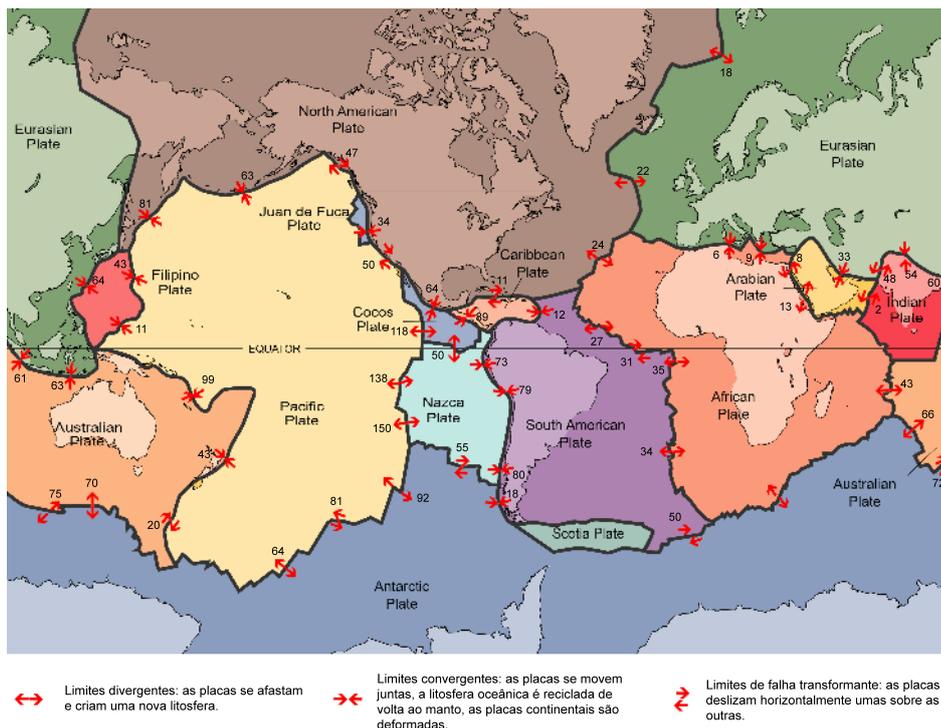


Figura A.1 – Algumas das placas e vetores representando os movimentos relativos entre elas (GROTZINGER et al., 2007, p. 24-25)

Na Figura A.2, pode-se ver as principais interações que ocorrem nas bordas da placa Sul-Americana.

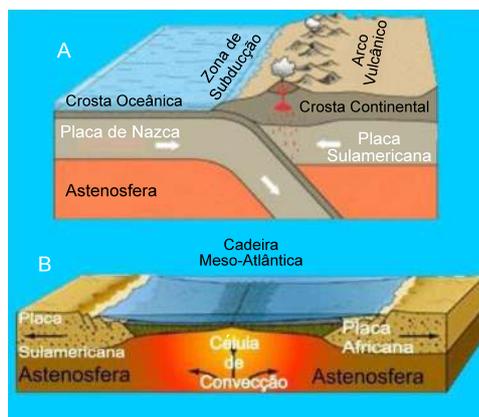


Figura A.2 – Principais interações tectônicas envolvendo a América do Sul (CORREIA, 2010)

A.2 FORMAÇÃO DOS TERREMOTOS

A principal teoria que explica, de acordo com Clough e Penzien (2003), a formação dos terremotos e a grande liberação de energia que ocorre nestes fenômenos é o chamado Rebote Elástico,

desenvolvida em 1908 por Harry Fielding Reid, como consequência de observações feitas após o grande terremoto ocorrido em 1906 ao longo da falha de San Andreas. Shearer (1999) explica que, ao longo do tempo, a tensão de cisalhamento no limite entre as placas tende a acumular-se sendo liberada de maneira brusca, em forma de ondas, durante a ocorrência de um terremoto e, em geral, torando-se necessárias réplicas para o alívio completo desta tensão. O processo pode ser visto na Figura A.3.

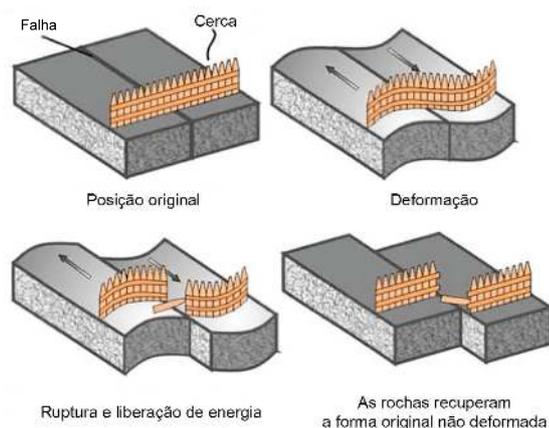


Figura A.3 – Processo de acúmulo de energia segundo a teoria do Rebote elástico (AKKAR; SUCUOGLU, 2014, p. 15)

O ponto no interior da terra onde a energia do evento é liberada chama-se de hipocentro (ou foco) e logo acima deste ponto há o epicentro. Podem ser vistos na Figura A.4 os principais tipos de ondas sísmicas.

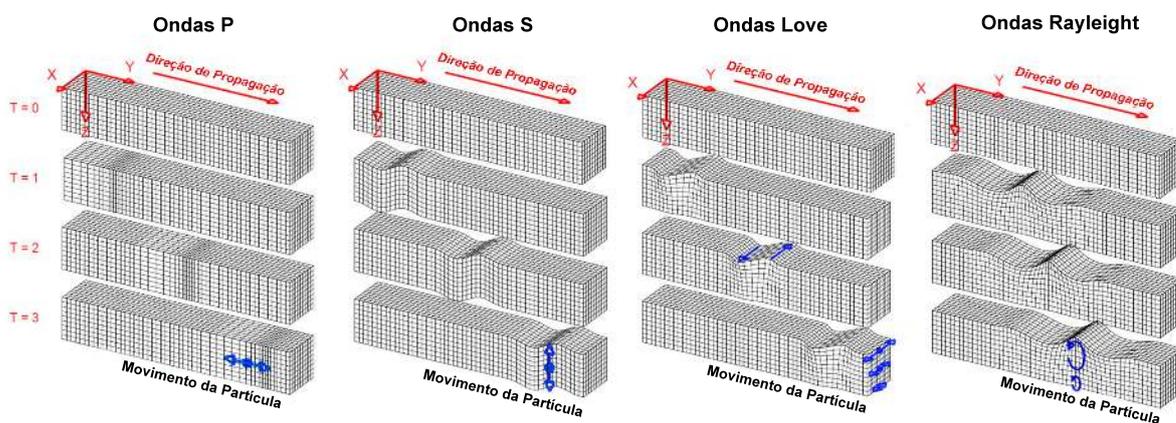


Figura A.4 – Representação das principais ondas geradas durante a ocorrência de um sismo (BRAILE, 2017)

A.3 MAGNITUDE E INTENSIDADE

Para a devida caracterização de um sismo, parâmetros como a magnitude do evento e sua intensidade tornam-se importantes.

A.3.1 Magnitude

Utilizam-se as escalas de magnitude para definir o tamanho do terremoto e a energia liberada durante a sua ocorrência. Segundo Akkar e Sucuoglu (2014), a primeira e mais difundida escala foi desenvolvida por Richter em 1935, sendo esta logarítmica e baseada nos seus estudos sobre os terremotos ocorridos no Sul da Califórnia, utilizando como medida a amplitude máxima, em microns, registrada por um sismógrafo Wood-Anderson localizado a uma distância de 100km do epicentro. Conhece-se esta também como escala de magnitude local, M_L . Segundo Soriano (2014), a relação entre esta escala e a energia liberada durante o evento sísmico é dada pela equação

$$\log_{10}E = 4,8 + 1,5M, \quad (\text{A.1})$$

onde M é o valor da magnitude e E , a energia, é dada em Joules. Devido às especificidades do local onde a escala foi calibrada inicialmente, sua utilização deve ser feita com cuidado, sendo necessárias as devidas correções para a sua correta utilização na análise de eventos em diferentes regiões do mundo. Desta forma, mostram-se outras escalas no Quadro A.1:

Quadro A.1 – Escalas de Magnitude (FOWLER, 1990)

Escala	Características
Escala de magnitude de ondas de superfície M_S	Utilizada principalmente em situações onde o hipocentro do terremoto é mais raso. É calculada a partir da amplitude máxima das ondas de Rayleigh que possuem um período entre 18 e 22 segundos.
Escala de magnitude de ondas de corpo m_b	Sua utilização possui caráter confiável em situações onde o foco do sismo é profundo. Calcula-se esta a partir da amplitude máxima das ondas P geradas durante o evento, onde estas possuem o período estimado entre 1 e 5 segundos.
Escala de magnitude de momento M_W	Calculada a partir do momento sísmico M_0 , cujo valor é diretamente proporcional a área da falha e ao seu deslocamento médio.

Importante observar que a principal diferença entre estas escalas reside em um fenômeno chamado saturação, que pode ser traduzido como "uma falha em distinguir o tamanho dos terremotos após um determinado nível" (AKKAR; SUCUOGLU, 2014). Este problema está ligado ao fato de que terremotos maiores produzem ondas com maior período e, conseqüentemente, os

sismógrafos calibrados para períodos menores não são capazes de detectar corretamente estes eventos, ou seja, tornam-se menos sensíveis à energia sísmica. Desta forma, a única das escalas apresentadas que não possui este problema é a M_w . Já as escalas M_L , m_b começam a saturar para valores a partir 6,5 e a M_S para os superiores a 8.

A.3.2 Intensidade

Relaciona-se a intensidade ao impacto de um sismo em uma região, ou seja, terremotos com mesma magnitude podem provocar um nível de dano diferente a depender do local da ocorrência. Por exemplo, um terremoto de magnitude 8 em uma área remota pode não causar perdas humanas ou econômicas, mas um tremor com magnitude 6 que possui epicentro localizado diretamente sob uma cidade populosa provavelmente causará danos relevantes. Segundo Grotzinger et al. (2007), a principal escala de intensidade utilizada é a Escala Modificada de Mercalli que está apresentada no Quadro A.2.

Importante também citar que os terremotos não são exclusivos das regiões interplacas (localizadas no limite das placas). As ações sísmicas nas áreas intraplaca (localizadas no interior das placas), mesmo que sejam baixas em comparação com as anteriormente citadas, não podem ser completamente descartadas e, em alguns casos, possuem tamanho e consequências relevantes. Além disso, os mecanismos responsáveis pela formação de sismos nestes locais não são completamente conhecidos, devido ao longo tempo de recorrência, e modelos bem estabelecidos para alguns eventos são difíceis de ser realojados para outros que sejam diferentes do qual os mesmos foram calibrados (BEZERRA; FERREIRA; NASCIMENTO, 2016). Citam-se aqui alguns eventos intraplaca relevantes:

- a) Em 8 de setembro 2017, um sismo de magnitude 8,2 foi registrado na cidade de Chiapas, no México, onde cerca de 100 mortes, 1,5 milhão de pessoas e 41.000 casas danificadas foram registradas (RAMÍREZ-HERRERA et al., 2018);
- b) Um terremoto de magnitude 7,7 foi registrado na cidade de Tangshan, na China, no dia 27 de setembro 1976, sendo responsável por mais de 650.000 vidas humanas perdidas (BUTLER; STEWART; KANAMORI, 1979);
- c) Em 26 de janeiro de 2001, um tremor com magnitude 7,7 na cidade de Bhuj, na Índia, causou milhares de mortes e uma perda estimada em mais de 5 bilhões de dólares (GHOSH, 2001).

Quadro A.2 – Escala Modificada de Mercalli (SORIANO, 2014, p. 345)

Grau	Descrição
I	Nenhuma vibração é perceptível por pessoas.
II	Algumas pessoas podem sentir movimento quando em repouso ou em andares superiores de prédios altos.
III	No interior de prédios, diversas pessoas sentem leve vibração; no exterior, contudo, nada sentem. Objetos pendurados balançam.
IV	A maior parte das pessoas situadas no interior de prédios sente vibração. Louças balançam.
V	As pessoas sentem vibração, independentemente de suas localizações. Portas fazem barulho, pratos quebram, quadros mexem, objetos pequenos se deslocam e árvores oscilam.
VI	As pessoas caminham com dificuldade. Os objetos e quadros costumam cair, o revestimento dos muros pode rachar. Há deslocamento de mobílias, quebra de louças e vidraças rachadas.
VII	As pessoas têm dificuldade de se manter em pé, os motoristas sentem seus veículos sacudirem, alguns prédios e casas desmoronam. Sinos de igrejas tocam.
VIII	Motoristas têm dificuldade em conduzir seus veículos. Grandes estruturas, como chaminés e prédios, costumam desabar. Galhos e troncos quebram. Solos úmidos sofrem rachaduras. Estruturas de tijolo, casas frágeis, obras de irrigação e diques sofrem graves danos.
IX	Ocorrem rachaduras no solo. Algumas tubulações subterrâneas se partem.
X	Parte dos prédios e de suas fundações são destruídas, assim como algumas pontes. As barragens são significativamente danificadas. Os trilhos ferroviários se entortam. Aparecem muitas rachaduras espalhadas no solo.
XI	Grande parte das construções desaba, as pontes e as canalizações subterrâneas são destruídas.
XII	Quase tudo é destruído. O solo fica ondulado. Rochas costumam se deslocar.

A.4 SISMICIDADE BRASILEIRA

O Brasil, por estar na parte central da placa Sul-Americana, é considerado um país com baixa sismicidade. Ainda, sismos de magnitude maior do que 6 já ocorreram no país e, de acordo com Soriano (2014), um sismo de magnitude a partir de 5 já possui potencial para provocar destruição, principalmente em locais com infraestrutura despreparada para este tipo de situação.

Segue abaixo alguns tremores relevantes que ocorreram no território brasileiro:

- a) Em 20 de janeiro de 2024, um sismo de magnitude 6,6 foi registrado na cidade de Tarauacá, no Acre, sem danos ou fatalidades registrados (G1, 2024b);
- b) Uma série de eventos sísmicos onde o tremor principal, de magnitude 5,1, ocorreu em

30 novembro de 1986 na cidade de João Câmara, Rio Grande do Norte, provocaram danos em mais de 4 mil edificações e deixou milhares de pessoas desabrigadas (VELOSO, 2016a);

- c) Um sismo com magnitude de 6,2, ocorrido na Serra do Tombador, Mato Grosso, em 31 de janeiro de 1955, não provocou danos relevantes devido ao pequeno número de habitantes na região (ASSUMPÇÃO et al., 2016);
- d) Em dezembro de 2007, um tremor com magnitude 4,9 em Itacarambi, Minas gerais, causou desabamentos e a primeira morte devido à este tipo de ação no país (FONTES; SANT'ANNA; ASSUMPÇÃO, 2023).

Desta forma, é importante monitorar a atividade sísmica no país, pois, segundo Fontes, Sant'Anna e Assumpção (2023), esta ação fornece informações que permitem a elaboração de políticas públicas com o intuito de definir parâmetros de segurança para a construção civil em áreas de maior risco sísmico, além de fornecer dados que permitem o melhor entendimento sobre as estruturas geológicas sob o território brasileiro. Na Figura A.5 são mostrados os tremores de magnitude superior a 2,5 no Brasil entre os anos de 1720 e 2020.

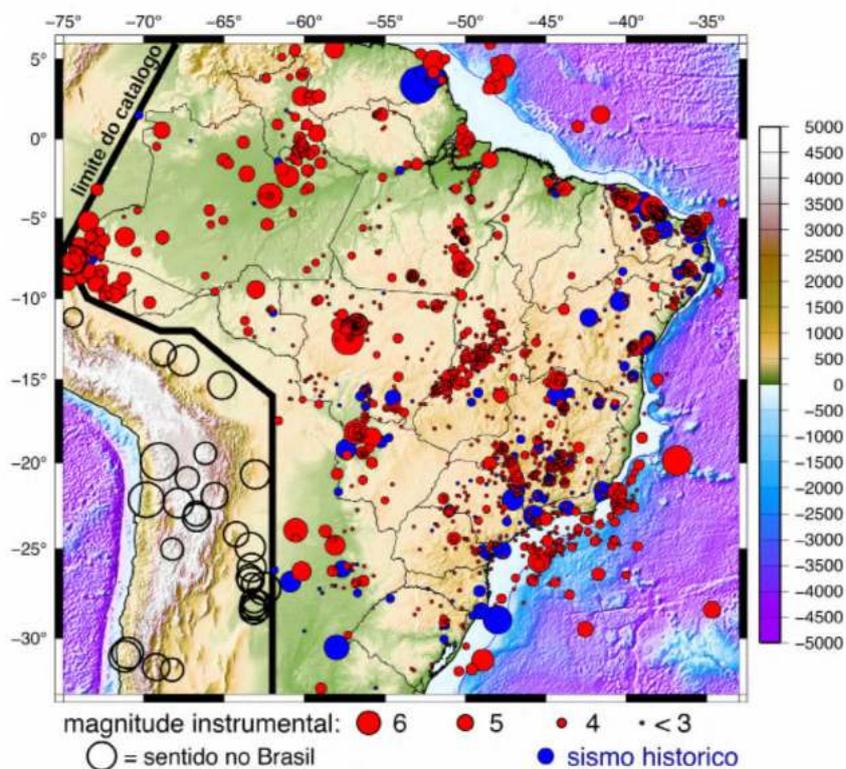


Figura A.5 – Sismos de magnitude superior a 2,5 no Brasil entre os anos de 1720 e 2020 (FONTES; SANT'ANNA; ASSUMPÇÃO, 2023, p. 12)

APÊNDICE B – ANÁLISE DINÂMICA APLICADA À ENGENHARIA SÍSMICA

As cargas dinâmicas, segundo Clough e Penzien (2003), possuem como característica principal o fato de que sua "magnitude, direção e/ou posição varia com o tempo". Partindo disto, Soriano (2014) afirma que o sismo pode ser caracterizado como uma ação dinâmica. Desta forma, devido à este comportamento, um terremoto provoca na estrutura, de acordo com Lima e Santos (2008), acelerações, velocidades e deslocamentos que geram forças de inércia, de amortecimento e elásticas, respectivamente. Para um melhor entendimento da metodologia desenvolvida, torna-se importante apresentar os conceitos que envolvem este tipo de carregamento no contexto da engenharia estrutural, apresentando-se brevemente a formulação teórica e matemática que permite o entendimentos dos efeitos produzidos por este tipo de ação.

B.1 SISTEMAS COM UM GRAU DE LIBERDADE

Os sistemas com um grau de liberdade (1GL) são importantes e fundamentais para o entendimento de estruturas mais complexas e para a formulação de ferramentas no âmbito da engenharia sísmica, como na construção dos chamados espectros de resposta. Primeiramente, deve-se partir do modelo clássico para um oscilador simples amortecido mostrado na Figura B.1.

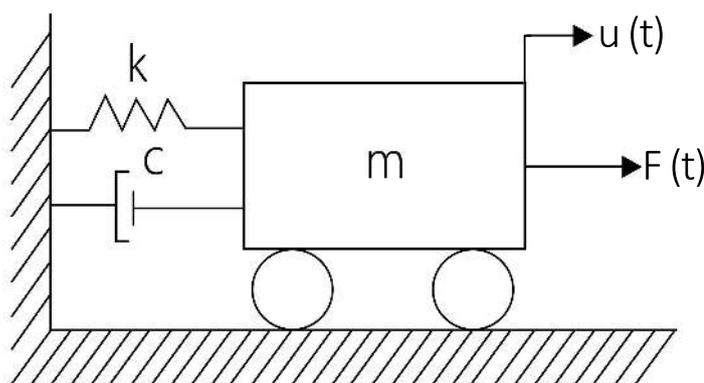


Figura B.1 – Modelo representativo de um oscilador simples amortecido (PAZ; KIM, 2019, p. 30)

Tem-se no modelo representado: um corpo com massa m que possui a função de possibilitar a inclusão dos efeitos inerciais gerados pelo movimento; uma mola de rigidez k que permite a representação das forças elásticas que surgem na estrutura e seu conseqüente armazenamento em

forma de energia potencial elástica; um amortecedor com coeficiente de amortecimento c que caracterizará os mecanismos dissipativos; uma força $F(t)$ que representa a resultante das forças externas proveniente de diversas fontes de excitação que atuam sobre o sistema e que causa um deslocamento $u(t)$ no corpo em relação à parede vertical.

Podemos estabelecer o equilíbrio do sistema dinâmico representado na figura acima utilizando o Princípio de D'Alambert. Este, de acordo com Lanczos (1949), estabelece que, ao adicionar uma nova força - chamada de força de inércia (ou força fictícia) e definida como proporcional tanto à massa quanto à aceleração do sistema, mas com sentido contrário ao movimento do mesmo - às forças externas já aplicadas, transforma-se um problema que anteriormente estava ligado ao movimento em um que torna-se preocupado apenas com o equilíbrio. Tem-se, então, o diagrama de corpo livre representado na Figura B.2.

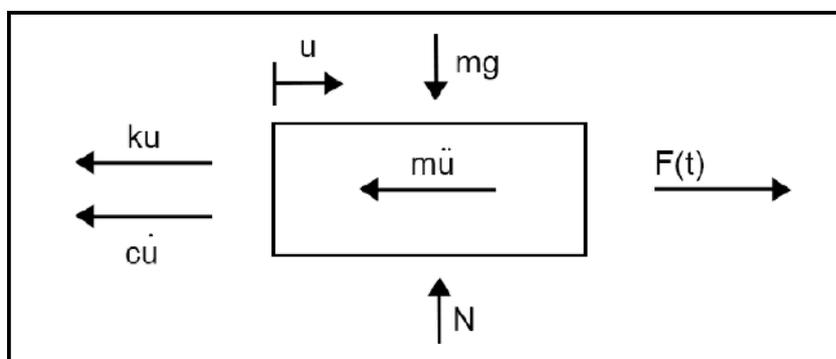


Figura B.2 – Diagrama de corpo livre do sistema mostrado na figura 3.1
(LIMA; SANTOS, 2008, p. 5)

Desta forma, a equação de equilíbrio do movimento de um oscilador simples amortecido excitado por uma carga externa $F(t)$ na direção horizontal, em termos diferenciais, é expressa da seguinte forma:

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = F(t), \quad (\text{B.1})$$

onde $m\ddot{u}(t)$ é a chamada força de inércia, $c\dot{u}(t)$ representa as forças de amortecimento e $ku(t)$ indica as forças de restituição elástica.

B.1.1 Equação de equilíbrio representativa para um carregamento sísmico

De acordo com Appleton (2013), "a ação dos sismos sobre as estruturas consiste basicamente na transmissão dos movimentos do solo à sua base". Desta forma, torna-se importante definir o chamado acelerograma que, segundo Soriano (2014), é a "representação gráfica ou digitalizada da variação temporal da aceleração de um sismo, que depende da distância da estrutura ao

epicentro e das características locais do solo". Este tipo de registro é importante para as análises por possuir também o conteúdo de frequências presente no sismo. Na Figura B.3 pode-se ver um modelo representativo de um sistema 1GL submetido à um acelerograma genérico, constituído de uma massa m ligada ao solo por uma coluna de rigidez k .

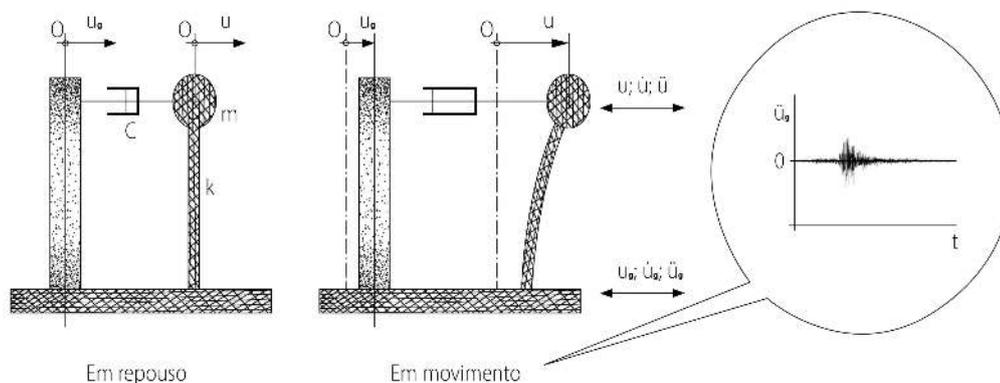


Figura B.3 – Sistema com um grau de liberdade sob excitação de um acelerograma (APPLETON, 2013, p. 657)

A figura acima representa de forma satisfatória alguns modelos de pontes e edifícios. A coordenada u_g representa o movimento da base da estrutura, o qual considera-se coincidente com o movimento representado pelo acelerograma. Desta forma, a Equação B.1 torna-se:

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = -m\ddot{u}_g(t), \quad (\text{B.2})$$

A Equação B.2 é idêntica à Equação B.1, considerando o sistema excitado por uma força efetiva igual ao negativo da massa multiplicada pela aceleração aplicada na base.

B.1.2 Vibração sob força harmônica com amortecimento

Neste tópico apresenta-se a resolução da Equação B.1 sob à ação de uma força harmônica, carregamento externo que possui grande importância. Segundo Paz e Kim (2019), este fato se deve a possibilidade de representar qualquer tipo de carregamento por uma série de componentes harmônicos utilizando uma ferramenta matemática chamada de Série de Fourier.

B.1.2.1 Série e transformada de Fourier

Para um carregamento periódico com período T_p , a série de Fourier correspondente é dada por:

$$F(t) = a_0 + \sum_{i=1}^{\infty} a_n \cos \bar{\omega}_n t + \sum_{i=1}^{\infty} b_n \sin \bar{\omega}_n t, \quad (\text{B.3})$$

onde,

$$a_0 = \frac{1}{T_p} \int_0^{T_p} F(t) dt \quad (\text{B.4})$$

$$a_n = \frac{2}{T_p} \int_0^{T_p} F(t) \cos \bar{\omega}_n t dt, \text{ para } n = 1, 2, 3, \dots \quad (\text{B.5})$$

$$b_n = \frac{2}{T_p} \int_0^{T_p} F(t) \sin \bar{\omega}_n t dt, \text{ para } n = 1, 2, 3, \dots \quad (\text{B.6})$$

$$\bar{\omega}_n = \frac{2n\pi}{T_p}, \text{ para } n = 1, 2, 3, \dots \quad (\text{B.7})$$

Ou seja, toda função periódica pode ser decomposta em diversos componentes harmônicos com diferentes frequências, espaçadas igualmente por $\Delta\omega = 2\pi/T_p$, e amplitudes. Newland (2005) aponta que a única restrição existente para as séries de Fourier é que, no caso da existência de pontos de descontinuidade em $F(t)$, o valor naquele ponto dado pela série equivalente à função será igual ao valor médio da última na descontinuidade. Outro ponto interessante é que pode-se ver o coeficiente a_0 como a média da função $F(t)$.

Para estender a formulação das séries de Fourier para as funções que não possuem período, deve-se utilizar a chamada integral de Fourier. Para isto, parte-se da formulação mostrada na Equação B.3 e, com pouco formalismo matemático, faz-se com que o período T_p tenda ao infinito e a diferença entre frequências vizinhas torne-se infinitesimal. Desta forma, tem-se:

$$F(t) = 2 \int_0^{\infty} A(\omega) \cos \omega t d\omega + 2 \int_0^{\infty} B(\omega) \sin \omega t d\omega, \quad (\text{B.8})$$

onde,

$$A(\omega) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} F(t) \cos \omega t dt \quad (\text{B.9})$$

$$B(\omega) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} F(t) \sin \omega t dt \quad (\text{B.10})$$

Importante se destacar que, segundo Newland (2005), a condição necessária para que uma função $F(t)$ possa ser definida pela integral de Fourier é que esta decaia para zero quando o tempo tende ao infinito, ou seja:

$$\int_{-\infty}^{\infty} |F(t)| dt < \infty \quad (\text{B.11})$$

Também é possível a utilização da Equação B.8 na sua forma complexa recorrendo à fórmula de Euler. Com isto, chega-se as seguintes equações¹:

$$\mathcal{F}(\omega) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} F(t) e^{-i\omega t} dt \quad (\text{B.12})$$

$$F(t) = \int_{-\infty}^{\infty} \mathcal{F}(\omega) e^{i\omega t} d\omega \quad (\text{B.13})$$

$\mathcal{F}(\omega)$ é a chamada transformada de Fourier, que, segundo Clough e Penzien (2003), "[...] transforma $F(t)$ em uma soma infinita de funções harmônicas com amplitudes complexas".

B.1.2.2 Solução para a vibração sob força harmônica com amortecimento

Particulariza-se a Equação B.1, para o caso de uma força externa harmônica, como:

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = F_0 \sin \bar{\omega}t, \quad (\text{B.14})$$

onde $\bar{\omega}_n$ é a frequência circular do carregamento. A solução para esta equação diferencial de segunda ordem é dada pela soma de duas soluções distintas:

$$u(t) = u_h + u_p, \quad (\text{B.15})$$

onde u_h chama-se de solução homogênea, ou seja, considerando a força nula. Já u_p chama-se solução particular, sendo esta dada pela resolução do problema considerando a força diferente de zero e dada na forma:

$$u_p(t) = S_1 \sin \bar{\omega}t + S_2 \cos \bar{\omega}t \quad (\text{B.16})$$

¹ A dedução para estas equações encontra-se em (NEWLAND, 2005).

Desta forma, tem-se que a solução do problema é dada, segundo Clough e Penzien (2003), por:

$$u(t) = e^{-\xi\omega_n t} (A \cos \omega_D t + B \sin \omega_D t) + \frac{u_{est}}{\sqrt{(1-\beta^2)^2 + (2\xi\beta)^2}} \sin(\bar{\omega}t - \phi), \quad (\text{B.17})$$

onde,

$$u_{est} = \frac{F_0}{k} \quad (\text{B.18})$$

$$\beta = \frac{\omega_n}{\bar{\omega}} \quad (\text{B.19})$$

$$\phi = \arctan \frac{2\xi\beta}{1-\beta^2} \quad (\text{B.20})$$

$$A = u_0 - \frac{u_{est} \cos \phi}{\sqrt{(1-\beta^2)^2 + (2\xi\beta)^2}} \quad (\text{B.21})$$

$$B = \frac{1}{\omega_D} \left(\dot{u}_0 + A\xi\omega_n - \frac{u_{est}\omega}{\sqrt{(1-\beta^2)^2 + (2\xi\beta)^2}} \sin \phi \right) \quad (\text{B.22})$$

Torna-se importante algumas definições. u_{est} é a chamada deformação estática. Em relação à Equação B.17, há duas parcelas. A parcela chamada de transiente é a solução homogênea do problema e tende a desaparecer ao passar do tempo devido ao fato de estar multiplicada por um fator de decaimento $e^{-\xi\omega_n t}$. A outra, chamada de permanente e igual à solução particular, continua indefinidamente. Na Figura B.4 apresenta-se a comparação entre as parcelas transiente e permanente com a resposta total para o caso em que as condições iniciais do sistema são nulas.

Desta forma, utilizando a série de Fourier, pode-se definir também a resposta para um carregamento periódico qualquer como sendo o somatório da solução para cada uma das componentes.

B.1.2.3 Ressonância

Primeiramente, apresenta-se o chamado fator de amplificação dinâmica (A_D) que é dado pela razão entre a parcela componente da solução total e a deformação estática:

$$A_D = \frac{1}{\sqrt{(1-\beta^2)^2 + (2\xi\beta)^2}} \quad (\text{B.23})$$

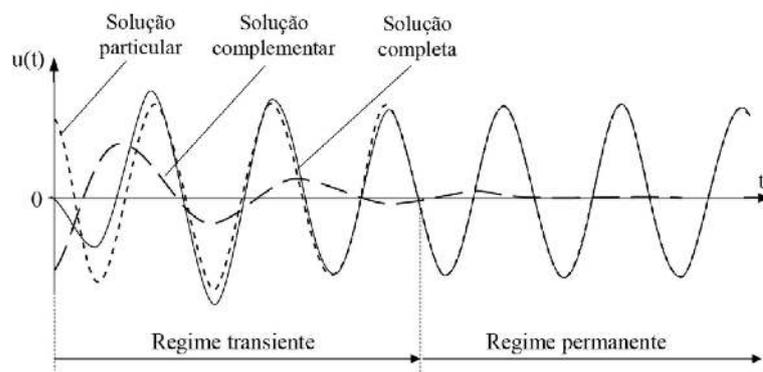


Figura B.4 – Composição da solução completa sob força harmônica (SORIANO, 2014, p. 84)

Na Figura B.5 apresenta-se o gráfico que mostra o fator de amplificação vs β para diferentes razões de amortecimento.

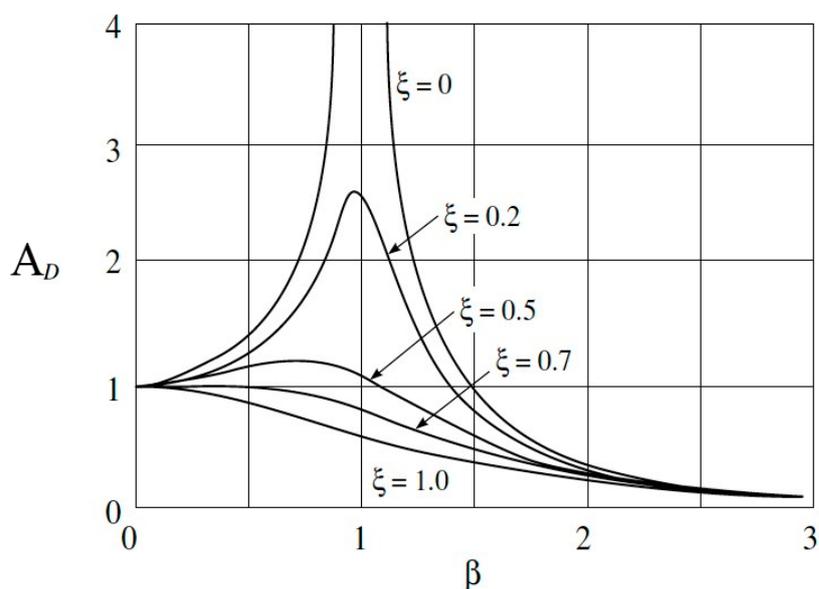


Figura B.5 – Fator de amplificação dinâmica vs β para diferentes razões de amortecimento (CLOUGH; PENZIEN, 2003, p. 38)

Como pode-se ver, para uma situação de amortecimento nulo, ao se atingir $\beta = 1$, ou seja, quando a frequência da força excitante se aproxima da frequência natural do sistema, o valor torna-se infinito. Esta é a chamada ressonância, fenômeno que pode causar enormes danos nas estruturas reais caso seja negligenciado. Com o aumento do amortecimento, há uma diminuição do fator e sua localização é ligeiramente inferior a $\beta = 1$. Confere-se isto a partir da equação abaixo que mostra a frequência ressonante e o valor da amplificação dinâmica neste momento. Obtém-se estes valores a partir da derivação de A_D em relação a β e igualando-o, respectivamente, à zero:

$$\omega_{res} = \omega_n \sqrt{1 - \xi^2} \quad (\text{B.24})$$

$$A_{Dmax} = \frac{1}{2\xi \sqrt{1 - \xi^2}} \approx \frac{1}{2\xi} \quad (\text{B.25})$$

Como apontado por Lima e Santos (2008), isto só vale para $\xi < \frac{\sqrt{2}}{2}$, pois ao considerar valores de razão de amortecimento igual ou superior à este, não ocorre o fenômeno da amplificação dinâmica. A resposta de um sistema amortecido, com condições iniciais nulas sob ressonância (considerou-se $\beta = 1$) dá-se pela seguinte expressão (a dedução para esta equação encontra-se em (CLOUGH; PENZIEN, 2003)):

$$u(t) = \frac{F_0}{2k\xi} \left[e^{-\xi\omega_n t} \left(\cos \omega_D t + \frac{\xi}{\sqrt{1 - \xi^2}} \sin \omega_D t \right) - \cos \omega_n t \right] \quad (\text{B.26})$$

Na Figura B.6 pode-se ver a resposta ressonante de um sistema amortecido sob ação de uma carga harmônica.

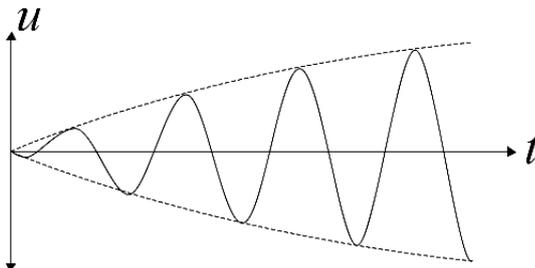


Figura B.6 – Resposta ressonante de um sistema amortecido sob ação de uma carga harmônica (AKKAR; SUCUOGLU, 2014, p. 87)

B.1.3 Solução da equação de equilíbrio representativa para um carregamento sísmico

Como visto na subseção B.1.1, a ação sísmica aplicada na estrutura ($-m\ddot{u}_g$), em geral, não pode ser dada através de uma forma analítica e sim por meio de dados da aceleração do solo fornecidos durante o processo de confecção dos acelerogramas. Desta forma, a utilização de métodos de integração passo-a-passo são privilegiados. Apresenta-se o método de Newmark.

B.1.3.1 Método de Newmark

O método de Newmark parte das seguintes equações:

$$\dot{u}(t_{i+1}) = \dot{u}(t_i) + \Delta t [(1 - \gamma)\ddot{u}(t_i) + \gamma\ddot{u}(t_{i+1})] \quad (\text{B.27})$$

$$u(t_{i+1}) = u(t_i) + \dot{u}(t_i)\Delta t + \Delta t^2 \left[\left(\frac{1}{2} - \beta \right) \ddot{u}(t_i) + \beta\ddot{u}(t_{i+1}) \right] \quad (\text{B.28})$$

Como se pode ver, os valores de deslocamento e velocidade no tempo dependem da aceleração no passo de tempo seguinte. Para contornar isto, primeiramente, torna-se necessário isolar $\ddot{u}(t_{i+1})$ na segunda equação:

$$\ddot{u}(t_{i+1}) = a_0[u(t_{i+1}) - u(t_i)] - a_1u(t_i) - a_2\ddot{u}(t_i), \quad (\text{B.29})$$

onde $a_0 = \frac{1}{\beta\Delta t^2}$; $a_1 = \frac{1}{\beta\Delta t}$ e $a_2 = \left(\frac{1}{2\beta} - 1 \right)$. Substituindo a Equação B.29 na Equação B.27, tem-se:

$$\dot{u}(t_{i+1}) = \dot{u}(t_i) + a_3\ddot{u}(t_i) + a_4\{a_0[u(t_{i+1}) - u(t_i)] - a_1u(t_i) - a_2\ddot{u}(t_i)\} \quad (\text{B.30})$$

As duas novas constantes serão $a_3 = (1 - \gamma)\Delta t$ e $a_4 = \gamma\Delta t$. Substituindo as Equação B.29 e Equação B.30 na equação do movimento no tempo t_{i+1} , tem-se finalmente, após algumas manipulações, a equação para obtenção do deslocamento:

$$u(t_{i+1}) = \frac{(-m\ddot{u}_g(t_{i+1})) + m[a_0u(t_i) - a_1u(t_i) - a_2\ddot{u}(t_i)] + c[a_5u(t_i) - a_6u(t_i) - a_7\ddot{u}(t_i)]}{a_0m + a_5c + k}, \quad (\text{B.31})$$

onde $a_5 = \frac{\gamma}{\beta\Delta t}$; $a_6 = \left(\frac{\gamma}{\beta} - 1 \right)$ e $a_7 = \frac{\Delta t}{2} \left(\frac{\gamma}{\beta} - 2 \right)$. Como apontado por Clough e Penzien (2003), o fator γ controla a quantidade de amortecimento introduzida no modelo artificialmente, sendo este impedido ao se adotar $\gamma = 1/2$. Além disso, ao utilizar $\beta = 1/4$ a aceleração no intervalo é dada por um valor médio e constante. Outro ponto importante é que, ao se adotar estes respectivos valores, o método é incondicionalmente estável para problemas lineares. Adotando-se estes valores, pode-se definir a pseudoforça estática ($\vec{F}'(t_{i+1})$) e a pseudorrigidez (k'):

$$F'(t_{i+1}) = (-m\ddot{u}_g(t_{i+1})) + m \left[\ddot{u}(t_i) + \frac{4\dot{u}(t_i)}{\Delta t} + \frac{4u(t_i)}{\Delta t^2} \right] + c \left[\dot{u}(t_i) + \frac{2u(t_i)}{\Delta t} \right] \quad (\text{B.32})$$

$$k' = k + \frac{4m}{\Delta t^2} + \frac{2c}{\Delta t} \quad (\text{B.33})$$

Desta forma, tem-se que as equações para o deslocamento, velocidade e aceleração no tempo t_{i+1} são dadas por:

$$u(t_{i+1}) = \frac{F'(t_{i+1})}{k'} \quad (\text{B.34})$$

$$\dot{u}(t_{i+1}) = -\dot{u}(t_i) + \frac{2}{\Delta t} [u(t_{i+1}) - u(t_i)] \quad (\text{B.35})$$

$$\ddot{u}(t_{i+1}) = -\ddot{u}(t_i) + \frac{4}{\Delta t^2} [u(t_{i+1}) - u(t_i) - \dot{u}(t_i)\Delta t] \quad (\text{B.36})$$

B.2 ESPECTRO DE RESPOSTA

Um espectro de resposta é "um gráfico que mostra a resposta máxima, seja em termos de deslocamentos, velocidades, acelerações ou qualquer outra grandeza, em função do período natural ou da frequência natural para um 1GL, considerando uma determinada excitação"(LIMA; SANTOS, 2008). A importância do uso destes, segundo Soriano (2014), se deve ao fato de que, em geral, para os propósitos da engenharia estrutural, o histórico da resposta não possui tanta importância quando comparado aos valores extremos desenvolvidos na estrutura.

Partindo-se da definição, consideram-se n sistemas com um grau de liberdade iguais ao apresentado na Figura B.3, com diferentes períodos naturais e um mesmo ξ , submetidos ao mesmo acelerograma. Mostra-se um exemplo na Figura B.7.

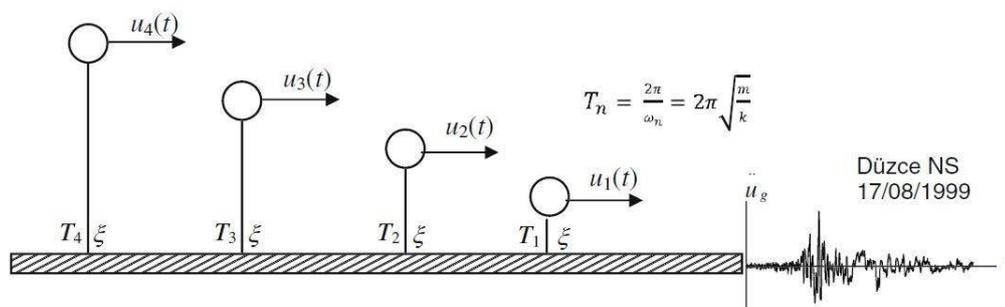


Figura B.7 – Diferentes sistemas com um grau de liberdade submetidos à um acelerograma (AKKAR; SUCUOGLU, 2014, p. 94)

Os espectros de resposta mais utilizados são o de deslocamento relativo, velocidade relativa e aceleração absoluta, representados, respectivamente, pela seguintes expressões:

$$S_d(T_n, \xi) = |u|_{max} \quad (\text{B.37})$$

$$S_v(T_n, \xi) = |\dot{u}|_{max} \quad (\text{B.38})$$

$$S_a(T_n, \xi) = |\ddot{u} + \ddot{u}_g|_{max} \quad (\text{B.39})$$

Para o cálculo da velocidade relativa e da aceleração absoluta, pode-se utilizar expressões aproximadas que os relacionam com o deslocamento relativo espectral, as chamadas pseudo-velocidade relativa ($PS_v(T_n, \xi)$) e pseudo-aceleração relativa ($PS_a(T_n, \xi)$), sendo estas dadas, respectivamente, por:

$$PS_v(T_n, \xi) = \omega_n S_d(T_n, \xi) \quad (\text{B.40})$$

$$PS_a(T_n, \xi) = \omega_n^2 S_d(T_n, \xi) \quad (\text{B.41})$$

Importante ressaltar que, segundo Akkar e Sucuoglu (2014), para valores de $\xi < 0.20$, ambas as expressões fornecem boas aproximações. Na Figura B.8 são apresentados os gráficos de S_d , PS_v e PS_a para o sismo de El Centro, com o intuito de mostrar o fato de que, como apontado por Soriano (2014), cada um destes parâmetros é mais sensível à altas, média e baixas frequências, respectivamente.

Como apontado por Lima e Santos (2008), a construção de um espectro de resposta foi feito para um único sismo, o que torna-o pouco valoroso no caso do uso em projeto de estruturas. Para a utilização mais eficaz, criou-se o chamado espectro de projeto, que permite, segundo Soriano (2014):

- a) Suavizar as curvas do espectro original que, inicialmente, possui alterações bruscas, dificultando a sua utilização;

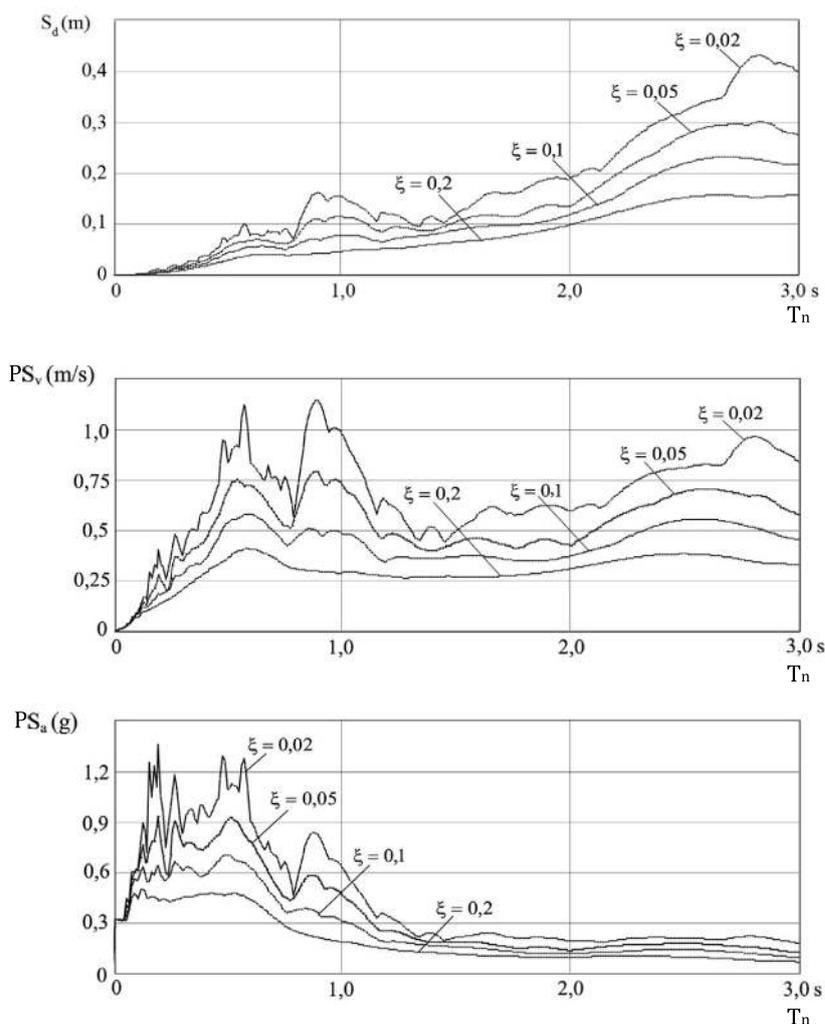


Figura B.8 – Espectros de resposta para deslocamento relativo, pseudo-velocidade relativa e pseudo-aceleração absoluta para o sismo de El Centro (SORIANO, 2014)

- b) Adicionar o chamado fator de ductilidade que permite a utilização do espectro, de forma aproximada em situações onde o comportamento é não linear, mesmo este sendo construído a partir de considerações referentes ao comportamento linear;
- c) Adicionar critérios estatísticos que permitem a utilização visando sismos futuros, pois ao considerar apenas um sismo para a sua construção, perde-se informações por se tratar de um evento aleatório;
- d) Especificar características do solo da região onde se encontra a estrutura;
- e) Adicionar especificidades relacionadas ao modelo estrutural pretendido, considerando suas vantagens e desvantagens frente à ação sísmica;
- f) Considerar a importância da estrutura e a necessidade de protegê-la durante a ocor-

rência de um sismo.

B.3 SISTEMAS COM N GRAUS DE LIBERDADE

Na maioria dos casos encontrados pelo engenheiro estrutural, a representação do problema dinâmico não é suficientemente satisfeita quando idealiza-se a estrutura como um sistema com apenas um grau de liberdade. Nesta seção busca-se o entendimento de situações mais complexas e representativas de condições encontradas durante o projeto e execução de obras civis usuais. Procura-se apresentar modelos discretos, definidos como aqueles "[...] baseados em configuração geométrica especificada por um número finito de parâmetros independentes entre si, equações diferenciais apenas na variável temporal e ditos de n graus de liberdade" (SORIANO, 2014). Mostrar-se-ão formulações constituídas a partir da consideração do método dos elementos finitos.

B.3.1 Método dos Elementos finitos

Segundo Braun (2022), método dos elementos finitos busca solucionar, de forma aproximada, problemas físicos que possuem domínio geométrico complexo, contínuo e com infinitos graus de liberdade, a partir da divisão deste em subdomínios, cuja quantidade é finita, chamados de elementos finitos. O domínio agora discretizado chama-se malha. Na Figura B.9, mostra-se um exemplo de discretização.

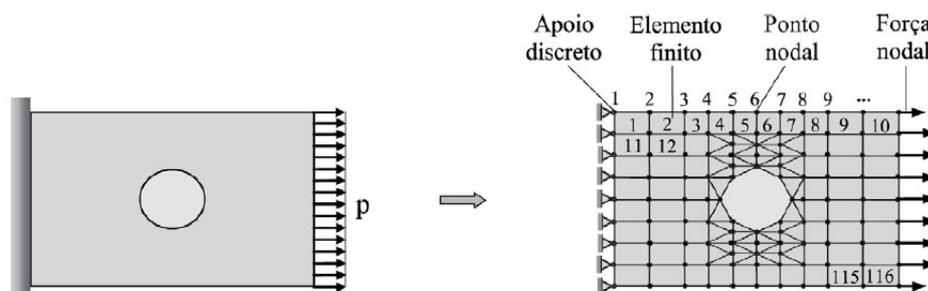


Figura B.9 – Exemplo de uma malha de elementos finitos (SORIANO, 2014, p. 174)

Como apontado por Soriano (2014), cada um dos elementos, que interagem entre si e com o meio externo a partir de nós, deve cumprir as condições locais de equilíbrio. Realiza-se isto a partir da utilização do princípio dos trabalhos virtuais ou pela minimização do funcional que representa a energia potencial à nível de elemento. De acordo com Braun (2022), alguns modelos foram apresentados ao longo do tempo para a formulação dos elementos finitos. Apresenta-se neste texto o modelo compatível. Este é caracterizado pela imposição de um campo de deslocamentos contínuo no interior de cada elemento, buscando-se a compatibilização entre eles a partir dos deslocamentos em cada nó.

Com o intuito de apresentar as formulações utilizadas na metodologia dos elementos finitos, utiliza-se o princípio dos trabalhos virtuais apresentado por Salençon (2012). Consideram-se nesta seção, em primeiro momento, pequenas deformações e deslocamentos, além de elementos tridimensionais. Parti-se do fato de que o campo de tensões definido sobre um corpo de volume inicial Ω_0 (Ω será o volume em um tempo t qualquer) deve satisfazer a equação de equilíbrio estático em todos os seus pontos, onde dá-se esta, na forma compacta, como:

$$\text{div } \underline{\underline{\sigma}} + \rho (\underline{f} - \underline{\gamma}) = 0, \quad (\text{B.42})$$

onde $\underline{\underline{\sigma}}$ é o tensor de tensão de Cauchy, de segunda ordem e simétrico (O divergente possui ordem igual a do tensor sobre o qual está aplicado menos 1), ρ é a densidade volumétrica do material e \underline{f} e $\underline{\gamma}$ são os vetores (vetores são tensores de primeira ordem) que possuem, em suas componentes, as forças de corpo, por unidade de massa, e as acelerações desenvolvidas, respectivamente, em cada uma das direções x, y e z (aqui representados por x_1, x_2 e x_3 , respectivamente). Desta forma, tem-se o princípio dos trabalhos virtuais apresentado pela equação abaixo:

$$\underbrace{\int_{\Omega_0} \rho \underline{\gamma} \cdot \delta \underline{\xi} \, d\Omega_0}_{\text{Trabalho virtual das forças de inércia}} + \underbrace{\int_{\Omega_0} \underline{\underline{\sigma}} : \delta \underline{\underline{\varepsilon}} \, d\Omega_0}_{\text{Trabalho virtual de deformação}} = \underbrace{\int_{\Omega_0} \rho \underline{f} \cdot \delta \underline{\xi} \, d\Omega_0 + \int_{\partial\Omega_0} \delta \underline{\xi} \cdot \underline{T} \, dS}_{\text{Trabalho virtual das forças externas}} \quad (\text{B.43})$$

onde Ω igual à Ω_0 devido à consideração de pequenos deslocamentos. Além disso: $\underline{T} = \underline{\underline{\sigma}} \cdot \underline{n}$, é o vetor tensão de Cauchy associado às cargas de superfície; $\delta \underline{\underline{\varepsilon}}$ é o tensor de pequenas deformações virtual; $\delta \underline{\xi}$ é o tensor de deslocamentos virtuais.

Para um corpo sob ação de forças externas de volume e de superfície, caso esteja em equilíbrio e se o mesmo for submetido à um campo de deslocamentos que sejam contínuos e cinematicamente admissíveis, a Equação B.43 será respeitada, independentemente das propriedades do material. Para a formulação dos elementos finitos, primeiramente, representa-se matricialmente a relação entre as deformações e deslocamentos globais de um elemento como:

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{33} \\ 2\varepsilon_{12} \\ 2\varepsilon_{13} \\ 2\varepsilon_{23} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x_1} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial x_2} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial x_3} \\ \frac{\partial}{\partial x_2} & \frac{\partial}{\partial x_1} & 0 \\ \frac{\partial}{\partial x_3} & 0 & \frac{\partial}{\partial x_1} \\ 0 & \frac{\partial}{\partial x_3} & \frac{\partial}{\partial x_2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \xi_1 \\ \xi_2 \\ \xi_3 \end{Bmatrix} \Rightarrow \vec{\varepsilon} = \tilde{L} \vec{\xi}, \quad (\text{B.44})$$

onde ξ_i , com i variando de 1 a 3, são os deslocamentos nas direções x_1 , x_2 e x_3 , respectivamente. Arbitra-se um campo de deslocamentos para um elemento a partir da interpolação dos deslocamentos nodais do mesmo, ou seja,

$$\underbrace{\begin{Bmatrix} \xi_1 \\ \xi_2 \\ \xi_3 \end{Bmatrix}}_{3 \times 1} = \underbrace{\begin{bmatrix} \tilde{N}^* & \tilde{0} & \tilde{0} \\ \tilde{0} & \tilde{N}^* & \tilde{0} \\ \tilde{0} & \tilde{0} & \tilde{N}^* \end{bmatrix}}_{3 \times 3n} \underbrace{\begin{Bmatrix} u_1 \\ \vdots \\ u_n \\ v_1 \\ \vdots \\ v_n \\ w_1 \\ \vdots \\ w_n \end{Bmatrix}}_{3n \times 1} \Rightarrow \vec{\xi} = \tilde{N} \vec{\xi}_e, \quad (\text{B.45})$$

onde $\vec{\xi}_e$ é o vetor com os deslocamentos de todos os nós do elemento e u_i , v_i e w_i são, para o nó i , respectivamente, os deslocamentos na direção x_1 , x_2 e x_3 ; $\tilde{N}^* = [N_1 \dots N_n]$, que é a matriz com as funções de interpolação, e $\tilde{0} = [0 \dots 0]$ são ambos vetores com n componentes, sendo n o número de nós. Reescrevendo, tem-se que $\xi_1 = \sum_{i=1}^n N_i u_i$, $\xi_2 = \sum_{i=1}^n N_i v_i$ e $\xi_3 = \sum_{i=1}^n N_i w_i$, onde N_i é a função de interpolação para o nó i .

Substituindo a Equação B.45 na Equação B.44, obtém-se $\vec{\varepsilon} = \tilde{L} \tilde{N} \vec{\xi}_e = \tilde{B} \vec{\xi}_e$. Representa-se \tilde{B} matricialmente por:

$$\tilde{\mathbf{B}} = \underbrace{\begin{bmatrix} \frac{\partial \tilde{N}^*}{\partial x_1} & \tilde{0} & \tilde{0} \\ \tilde{0} & \frac{\partial \tilde{N}^*}{\partial x_2} & \tilde{0} \\ \tilde{0} & \tilde{0} & \frac{\partial \tilde{N}^*}{\partial x_3} \\ \frac{\partial \tilde{N}^*}{\partial x_2} & \frac{\partial \tilde{N}^*}{\partial x_1} & \tilde{0} \\ \frac{\partial \tilde{N}^*}{\partial x_3} & \tilde{0} & \frac{\partial \tilde{N}^*}{\partial x_1} \\ \tilde{0} & \frac{\partial \tilde{N}^*}{\partial x_3} & \frac{\partial \tilde{N}^*}{\partial x_2} \end{bmatrix}}_{6 \times 3n} \quad (\text{B.46})$$

Reescreve-se a Equação B.43, para cada elemento, como:

$$\int_{\Omega_0} \delta \vec{\xi}^T \rho \vec{\gamma} d\Omega_0 + \int_{\Omega_0} \delta \vec{\epsilon}^T \vec{\sigma} d\Omega_0 = \int_{\Omega_0} \delta \vec{\xi}^T \vec{b} d\Omega_0 + \int_{\partial\Omega_0} \delta \vec{\xi}^T \vec{T} dS, \quad (\text{B.47})$$

onde $\vec{b} = \rho \vec{f}$. Substituindo-se as relações definidas anteriormente e atentando-se ao fato de que pode-se admitir os campos de velocidade e aceleração a partir do campo de deslocamentos adotado como $\vec{\xi} = \tilde{N} \vec{\xi}_e$ e $\vec{\gamma} = \vec{\xi} = \tilde{N} \vec{\xi}_e$, respectivamente, obtém-se:

$$\int_{\Omega_0} \tilde{N}^T \rho \tilde{N} \vec{u}_e d\Omega_0 \delta \vec{u}_e^T + \int_{\Omega_0} \tilde{\mathbf{B}}^T \vec{\sigma} d\Omega_0 \delta \vec{u}_e^T = \int_{\Omega_0} \tilde{N}^T \vec{b} d\Omega_0 \delta \vec{u}_e^T + \int_{\partial\Omega_0} \tilde{N}^T \vec{T} dS \delta \vec{u}_e^T, \quad (\text{B.48})$$

onde $\vec{u}_e = \vec{\xi}_e$. Como $\delta \vec{u}_e^T$ é arbitrário, chega-se à:

$$\int_{\Omega_0} \tilde{N}^T \rho \tilde{N} d\Omega_0 \vec{u}_e + \int_{\Omega_0} \tilde{\mathbf{B}}^T \vec{\sigma} d\Omega_0 = \int_{\Omega_0} \tilde{N}^T \vec{b} d\Omega_0 + \int_{\partial\Omega_0} \tilde{N}^T \vec{T} dS \quad (\text{B.49})$$

B.3.1.1 Relação constitutiva para um material elástico linear isotrópico

Como apontado no ABAQUS (2010), a maior parte dos materiais com utilização prática na engenharia civil tem, inicialmente, um comportamento elástico. Isto significa que a deformação aplicada sobre o corpo é totalmente recuperável, provocando a recuperação completa da forma inicial do mesmo após a remoção do carregamento imposto.

A definição da relação constitutiva, ou seja, de que maneira tensão-deformação se relacionam em um determinado material, é importante para a construção da matriz de rigidez do problema em

estudo. Para um material elástico linear isotrópico, pode-se representar sua relação constitutiva por

$$\vec{\sigma} = \tilde{D}_0 \vec{\varepsilon} \quad (\text{B.50})$$

Matricialmente, representa-se como:

$$\begin{pmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \sigma_{12} \\ \sigma_{13} \\ \sigma_{23} \end{pmatrix} = \frac{E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \begin{bmatrix} (1-\nu) & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & (1-\nu) & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & (1-\nu) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & (1-2\nu) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & (1-2\nu) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & (1-2\nu) \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{33} \\ 2\varepsilon_{12} \\ 2\varepsilon_{13} \\ 2\varepsilon_{23} \end{pmatrix}, \quad (\text{B.51})$$

onde E é o chamado módulo de Young e ν o coeficiente de Poisson. Substituindo-se a relação dada na Equação B.50 na Equação B.49, considerando uma situação estática, e recordando-se que $\vec{\varepsilon} = \tilde{B} \vec{\xi}_e$, obtém-se:

$$\int_{\Omega_0} \tilde{N}^T \rho \tilde{N} d\Omega_0 \vec{\xi}_e + \int_{\Omega_0} \tilde{B}^T \tilde{D}_0 \tilde{B} d\Omega_0 \vec{\xi}_e = \int_{\Omega_0} \tilde{N}^T \vec{b} d\Omega_0 + \int_{\partial\Omega_0} \tilde{N}^T \vec{T} dS \quad (\text{B.52})$$

Pode-se escrever a relação acima como:

$$\tilde{M}_e \vec{U}_e + \tilde{K}_{el} \vec{U}_e = \vec{P}_e, \quad (\text{B.53})$$

onde \tilde{M}_e é a matriz de massa do elemento finito, $\vec{\xi}_e = \vec{U}_e$ é o vetor de acelerações nodais, \tilde{K}_{el} é a chamada matriz de rigidez do elemento finito, $\vec{\xi}_e = \vec{U}_e$ é o vetor de deslocamentos nodais e \vec{P}_e é o vetor de cargas externas aplicadas nos nós do elemento de forma equivalente ao carregamento originalmente aplicado.

Aqui torna-se importante o apontamento de características presentes no software que influenciam a utilização deste modelo constitutivo durante a elaboração deste trabalho. De acordo com o ABAQUS (2010), para situações em que a deformação é finita, $\vec{\sigma}$ é a chamada tensão total (“verdadeira”) e $\vec{\varepsilon}$ é a deformação elástica total (deformação logarítmica), dada por:

$$\varepsilon = \ln\left(\frac{L}{L_0}\right), \quad (\text{B.54})$$

onde L e L_0 são o comprimento atual e o inicial do elemento, respectivamente. O software traz como alerta o impedimento do uso de um modelo elástico quando as deformações elásticas puderem se tornar grandes (maiores de 5%), dando assim preferência a utilização de um modelo hiperelástico.

B.3.2 Vibração em um sistema com n graus de liberdade

Em primeiro momento, assume-se que o material em estudo é elástico linear isotrópico. Como pode-se ver pela Equação B.53, a expressão que representa o equilíbrio de um elemento finito é similar à equação para um sistema com apenas um grau de liberdade. A diferença deve-se ao fato da expressão possuir matrizes e vetores. Tem-se então que, ao adicionar as forças de amortecimento, a expressão torna-se:

$$\tilde{M} \vec{\ddot{U}}_e + \tilde{C} \vec{\dot{U}}_e + \tilde{K} \vec{U}_e = \vec{P}_e \quad (\text{B.55})$$

Como apontado por Lima e Santos (2008), pode-se dar um significado físico a cada um dos coeficientes de cada uma destas matrizes:

- a) m_{ij} , termo genérico da matriz \tilde{M} , é a força que surge na direção do grau de liberdade i quando aplica-se uma aceleração unitária na direção do grau de liberdade j ;
- b) k_{ij} , termo genérico da matriz \tilde{K} , é a força que surge na direção do grau de liberdade i quando aplica-se um deslocamento unitário na direção do grau de liberdade j ;
- c) c_{ij} , termo genérico da matriz \tilde{C} , é a força que surge na direção do grau de liberdade i quando aplica-se uma velocidade unitária na direção do grau de liberdade j .

B.3.2.1 Vibração livre não amortecida

Ao anular a matriz de amortecimento, e o vetor de forças externas, tem-se o caso de vibração livre não amortecida para um sistema com n graus de liberdade. Desta forma:

$$\tilde{M} \vec{\ddot{U}}_e + \tilde{K} \vec{U}_e = \vec{0} \quad (\text{B.56})$$

Para a resolução deste problema, Clough e Penzien (2003) indica a adoção de uma solução dada por:

$$\vec{U}_e = \hat{U}_e \cos(\omega t + \theta) \quad (\text{B.57})$$

É importante apontar que \hat{U}_e é responsável pela forma do deslocamento, sendo esta independente do tempo. Substituindo-se a Equação B.57 na Equação B.56, tem-se:

$$-\omega^2 \tilde{M} \hat{U}_e \cos(\omega t + \theta) + \tilde{K} \hat{U}_e \cos(\omega t + \theta) = \vec{0} \quad (\text{B.58})$$

Como $\cos(\omega t + \theta)$ é arbitrário, tem-se:

$$[\tilde{K} - \omega^2 \tilde{M}] \hat{U}_e = \vec{0} \quad (\text{B.59})$$

O sistema de equações homogêneo formado possuirá solução não trivial quando o determinante da matriz de coeficientes é nulo. Desta forma:

$$\det [\tilde{K} - \omega^2 \tilde{M}] = 0 \quad (\text{B.60})$$

A expansão deste determinante formará um polinômio de ordem N. A raiz quadrada de cada uma das raízes deste será uma das N frequências circulares do sistema, chamadas de ω_n , com n variando de 1 a N, e "pode-se mostrar que para as matrizes reais, simétricas, de massa definida positiva e de rigidez pertencentes a sistemas estruturais estáveis, todas as raízes da equação de frequência serão reais e positivas"(CLOUGH; PENZIEN, 2003). Coloca-se os valores encontrados de maneira crescente, onde a de menor valor é chamada de frequência fundamental e as outras de frequências superiores.

Substitui-se então cada valor de ω_n encontrado na Equação B.59. Desta forma, encontra-se um vetor $\vec{\phi}_n$, chamado de modo de vibração. Pode-se representar as frequências e modos encontrados como matrizes, chamadas, respectivamente, por matriz espectral e matriz modal, dadas por:

$$\tilde{\lambda} = \begin{bmatrix} \omega_1^2 & \dots & \dots & 0 \\ \vdots & \omega_2^2 & \vdots & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & \dots & \dots & \omega_N^2 \end{bmatrix} \quad (\text{B.61})$$

$$\tilde{\Phi} = \begin{bmatrix} \phi_{11}^* & \cdots & \cdots & \phi_{1N}^* \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ \phi_{N1}^* & \cdots & \cdots & \phi_{NN}^* \end{bmatrix}, \quad (\text{B.62})$$

onde $\vec{\phi}_j^*$ é dado no caso em que se normaliza os modos de vibração em relação à matriz de massa, a partir da expressão:

$$\vec{\phi}_j^* = \frac{\vec{\phi}_j}{\sqrt{\vec{\phi}_j^T \tilde{M} \vec{\phi}_j}} \quad (\text{B.63})$$

Destaca-se uma importante propriedade chamada ortogonalidade dos modos de vibração devido à simetria das matrizes de massa e rigidez². É possível demonstrar que, no caso em que $i \neq j$, as expressões abaixo são válidas:

$$\vec{\phi}_j^{*T} \tilde{M} \vec{\phi}_i^* = 0 \quad (\text{B.64})$$

$$\vec{\phi}_j^{*T} \tilde{K} \vec{\phi}_i^* = 0 \quad (\text{B.65})$$

Para o caso em que $i = j$, as próximas expressões são válidas:

$$\vec{\phi}_j^{*T} \tilde{M} \vec{\phi}_j^* = 1 \quad (\text{B.66})$$

$$\vec{\phi}_j^{*T} \tilde{K} \vec{\phi}_j^* = \omega_n^2, \quad (\text{B.67})$$

onde $n = j$. Ressalta-se, segundo Lima e Santos (2008), que no caso em que a operação $\vec{\phi}_j^{*T} \tilde{C} \vec{\phi}_j^*$ resultar em uma matriz diagonal, tem-se o caso do amortecimento viscoso clássico. Para esta situação, os modos de vibração encontrados no caso não amortecido podem ser utilizados para o caso com amortecimento.

² A demonstração dessa propriedade pode ser encontrada em (CLOUGH; PENZIEN, 2003).

B.3.2.2 Matriz de amortecimento

Pode-se utilizar diferentes metodologias para a construção da matriz \tilde{C} . Apresenta-se neste estudo a matriz de amortecimento proporcional as matrizes de massa e rigidez, chamado de amortecimento de Caughey, pois, como apontado por Clough e Penzien (2003), o fato destas serem ortogonais aos modos não amortecidos, fará com que aquela também seja. Como mostrado por Lima e Santos (2008), define-se esta metodologia a partir da seguinte expressão:

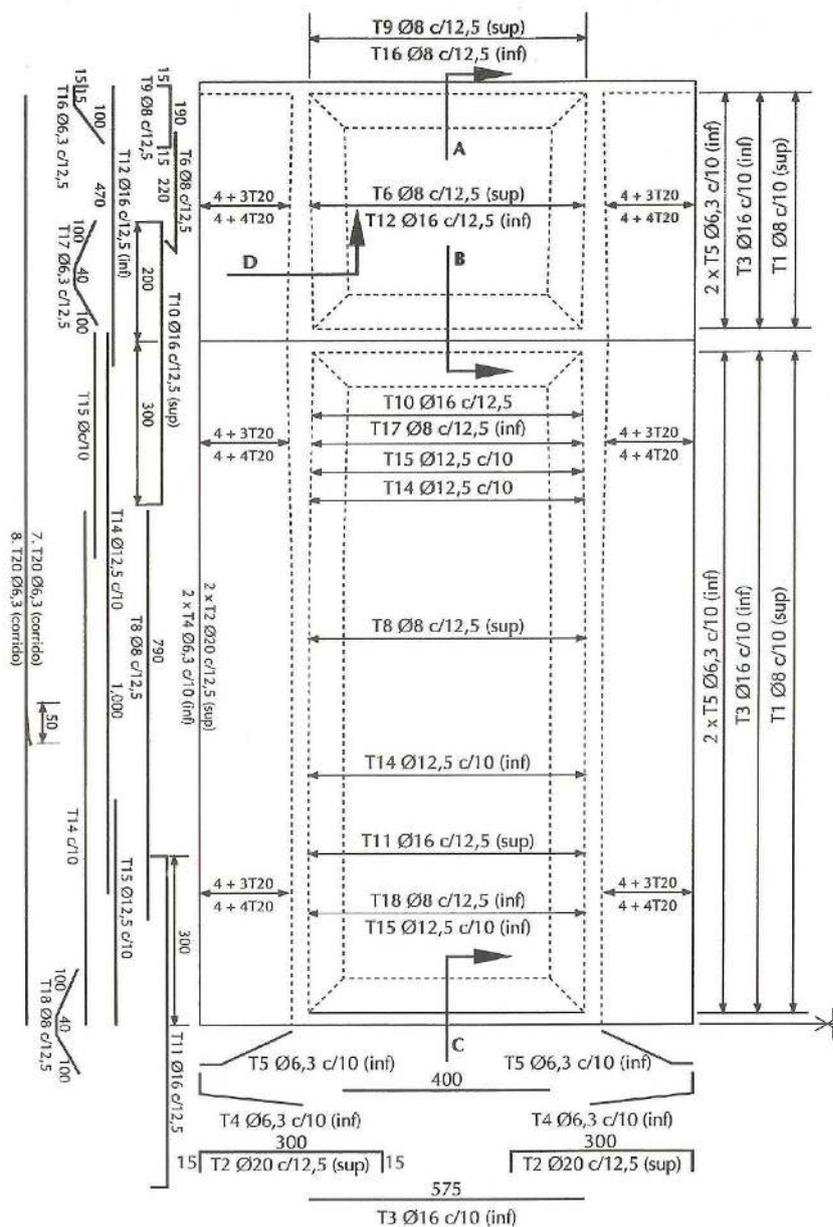
$$\tilde{C} = \sum_{k=0}^{j-1} a_k (\tilde{M}^{-1} \tilde{K})^k, \quad (\text{B.68})$$

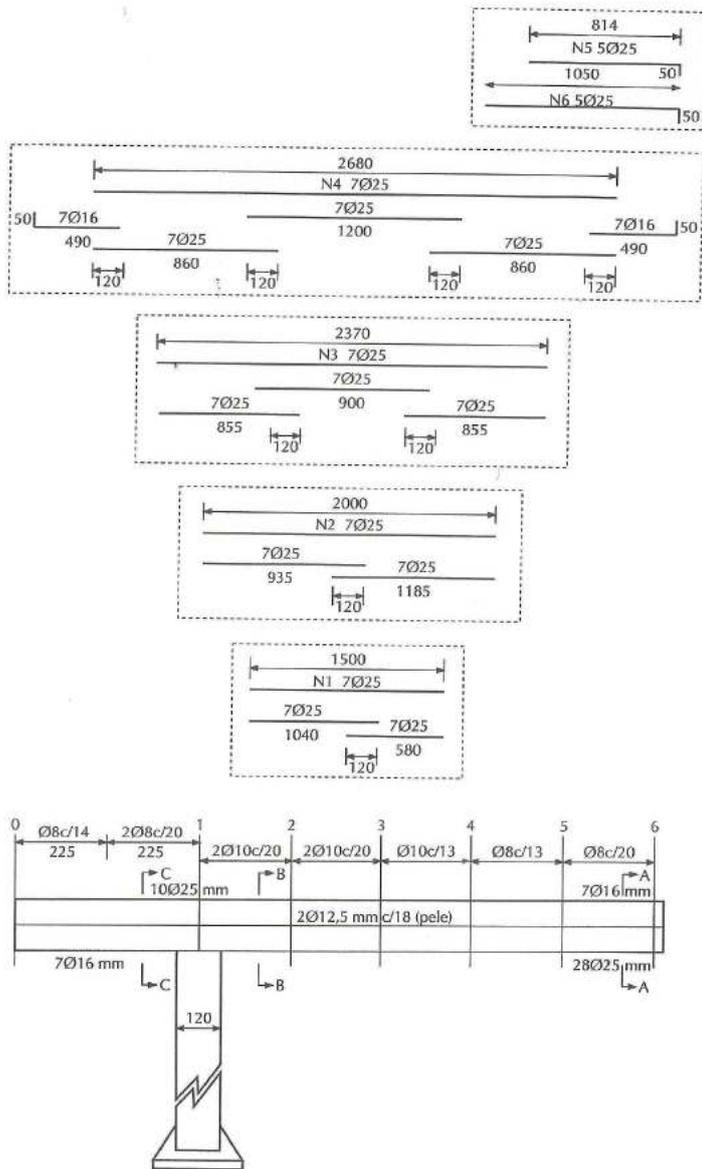
onde j é o número de modos que se deseja especificar o fator de amortecimento e a_k são constantes a definir para aplicação do método. O fator de amortecimento para o modo j é dado então por:

$$\xi_j = \sum_{k=0}^{j-1} a_k \omega_j^{2k-1} \quad (\text{B.69})$$

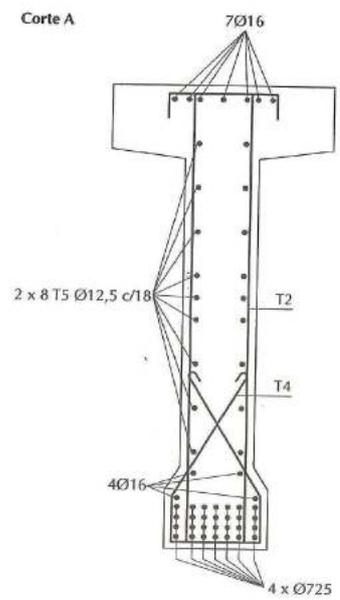
ANEXOS

ANEXO A – PRANCHAS COM AS ARMADURAS PRESENTES NA PONTE 1

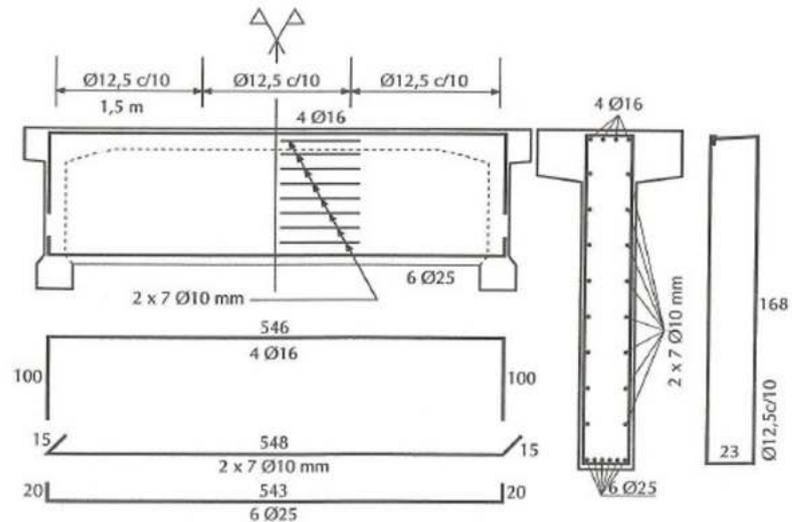




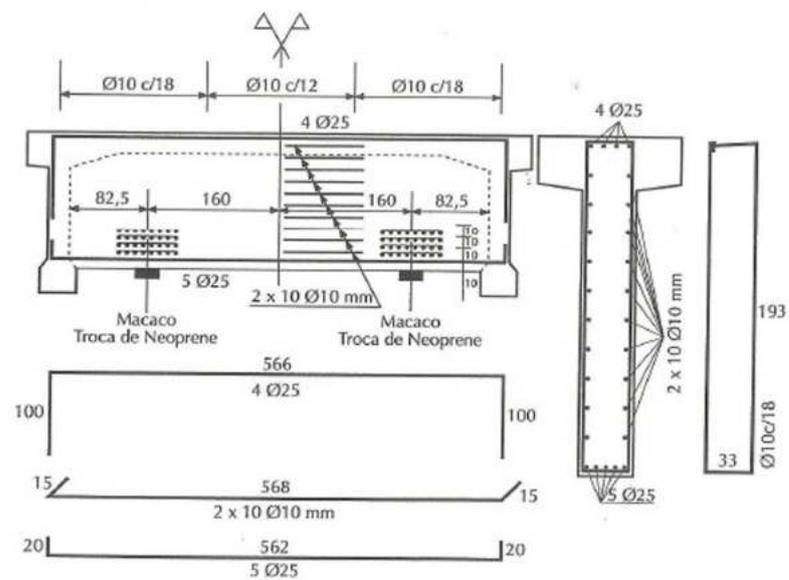
Cortes



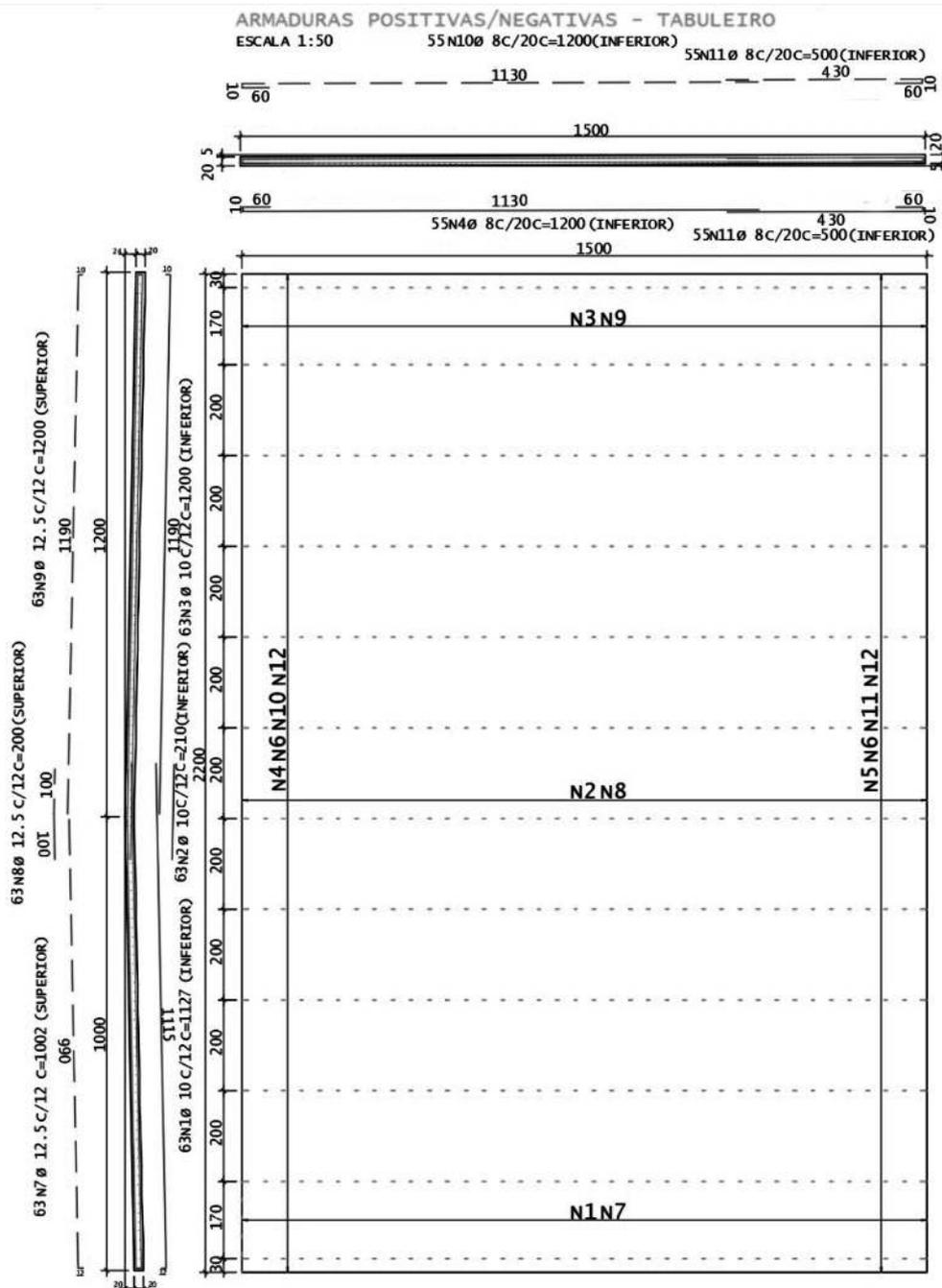
ARMAÇÃO DA TRANSVERSINA INTERMEDIÁRIA



Transversina de apoio



ANEXO B – PRANCHAS COM AS ARMADURAS PRESENTES NA PONTE 2



ARMADURA DA LONGARINA

ESCALA 1:50 12x

