

ÍNDICE PROBABILÍSTICO DA VULNERABILIDADE SÍSMICA DAS EDIFICAÇÕES COM SIGNIFICÂNCIA CULTURAL DE BRASÍLIA

PHILIFE QUEIROZ RODRIGUES

Orientador: Prof. Dr. João da Costa Pantoja
Coorientador: Prof. Dr. Paulo de Souza Tavares Miranda

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE ARQUITETURA E URBANISMO
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO – PPG-FAU**

**ÍNDICE PROBABILÍSTICO DA VULNERABILIDADE SÍSMICA DAS EDIFICAÇÕES
COM SIGNIFICÂNCIA CULTURAL DE BRASÍLIA**

PHILIFE QUEIROZ RODRIGUES

Orientador: Prof. Dr. João da Costa Pantoja

Coorientador: Prof. Dr. Paulo de Souza Tavares Miranda

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM ARQUITETURA E URBANISMO

BRASÍLIA/DF,
2024

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE ARQUITETURA E URBANISMO
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO – PPG-FAU**

**ÍNDICE PROBABILÍSTICO DA VULNERABILIDADE SÍSMICA DAS EDIFICAÇÕES
COM SIGNIFICÂNCIA CULTURAL DE BRASÍLIA**

PHILIPPE QUEIROZ RODRIGUES

Dissertação de Mestrado submetida ao Programa de Pós-Graduação em Arquitetura e Urbanismo da Faculdade de Arquitetura e Urbanismo da Universidade de Brasília como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de mestre em Arquitetura e Urbanismo, área de concentração Tecnologia.

Aprovado por:

João da Costa Pantoja, Doutor (FAU, UnB)
(Orientador)

Paulo de Souza Tavares Miranda, Doutor (FEUP)
(Coorientador)

Márcio Augusto Roma Buzar, Doutor (FAU, UnB)
(Examinador Interno)

Humberto Salazar Amorim Varum, Doutor (FEUP)
(Examinador Externo)

José Luis Vital de Brito, Doutor (FT, UnB)
(Examinador Externo)

Brasília – DF, 22 de janeiro de 2024

FICHA CATALOGRÁFICA

QR696? Queiroz Rodrigues, Philipe
Índice Probabilístico da Vulnerabilidade Sísmica das Edificações com Significância Cultural de Brasília / Philipe Queiroz Rodrigues; orientador João da Costa Pantoja; co-orientador Paulo de Souza Tavares Miranda. -- Brasília, 2024.
300 p.

Dissertação (Doutorado em Administração) -- Universidade de Brasília, 2024.

1. Sismo. 2. Nível de segurança sísmica. 3. confiabilidade. 4. Palácios de Brasília. 5. engenharia de estruturas, . I. da Costa Pantoja, João, orient. II. de Souza Tavares Miranda, Paulo , co-orient. III. Título.

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

RODRIGUES, P. Q. Índice Probabilístico Da Vulnerabilidade Sísmica Das Edificações Com Significância Cultural De Brasília, 2024. Dissertação de Mestrado em Arquitetura e Urbanismo. Programa de Pós-Graduação em Arquitetura e Urbanismo, Faculdade de Arquitetura e Urbanismo, Universidade de Brasília, Brasília-DF, 2024. 300 p.

CESSÃO DE DIREITOS

AUTOR: Philipe Queiroz Rodrigues

TÍTULO: ÍNDICE PROBABILÍSTICO DA VULNERABILIDADE SÍSMICA DAS EDIFICAÇÕES COM SIGNIFICÂNCIA CULTURAL DE BRASÍLIA. Dissertação de Mestrado em Arquitetura e Urbanismo.

Grau: Mestre Ano: 2024

É concedida, à Universidade de Brasília, permissão para reproduzir cópias desta dissertação, assim como está autorizado o empréstimo e a venda de tais cópias, somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação, e nenhuma parte desta dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem a sua autorização por escrito.

Philipe Queiroz Rodrigues
18060-190 Sorocaba – SP – Brasil
Email: engcivil.philip@gmail.com

AGRADECIMENTOS

A Deus, pela essência da vida e pela Graça (*Favor imerecido*).

Aos meus pais e meu irmão pelo apoio e esforço desproporcional e amor dedicado pelo que sem isto não estaria concluindo esta etapa tão sonhada. Expresso minha eterna gratidão por tê-los como meus pais.

Agradeço aos meus sogros e cunhado pela constante paciência e compreensão dada às incontáveis horas que sacrifiquei. Deram-me motivação e amor para perseverar nesta árdua jornada de pesquisador.

Sou profundamente agradecido à minha esposa, Amanda, por incentivar diuturnamente minha pesquisa, me compreender, ser minha companheira em momentos cruciais. Ainda que recém-casados, entender a necessidade de, temporariamente, me mudar para Brasília para atender presencialmente as aulas na UnB. Obrigado por todo o amor e carinho, és minha fonte de inspiração, alegria e energia.

Agradeço ao meu orientador, Prof. João Pantoja, quem me encorajou a fazer este mestrado, confiou e acreditou na pesquisa. Finalizo esta jornada com crescimento exponencial tanto pessoal como acadêmico, certamente fizestes o papel de orientar, direcionar ao caminho. Estimulou pacientemente sempre a ir além dos horizontes, a entregar além do esperado e aprender a aprender. O teu exemplo na UnB e seu pensamento pragmático marcou e inspira minha trajetória.

Ao Professor coorientador Paulo Miranda que, mesmo distante geograficamente, debateu e instigou tempestades de ideias importantes para a pesquisa. De certo, as provocações produziram desdobramentos fundamentais no trabalho.

A humildade deve permear todas as nossas ações e relato aqui a participação direta ou indireta de pesquisadores, colegas, colaboradores e pessoas que sem elas esta pesquisa não teria alcançado o estágio atual.

Agradeço à colega de turma, Keila Takagi, pela ajuda nas plantas originais. Ao Arquiteto Dr. Elcio Gomes pela orientação nas buscas pelas plantas do Palácio do Planalto.

À colaboradora Morine Mughabghab, do Arquivo Público do Distrito Federal, que abriu as portas da Instituição e pacientemente me ajudou a localizar as plantas do Palácio do Itamaraty.

Ao Digo Silva quem em 2002 defendeu uma dissertação exemplar da Catedral e, passados 20 anos, resgatou todas as pranchas digitais e gentilmente cedeu para esta pesquisa.

Aos meus colegas de turma Alexandre Dutra pelos conselhos e Erik Dutra por auxiliar também nas plantas e registros fotográficos.

Ao André que desenvolveu dissertação em 2007 sobre o Palácio da Justiça e concedeu acesso às plantas de forma deste palácio.

Ao Professor Marcio Roma Buzar por acolher no Laboratório de Reabilitação do Ambiente Construído (LabRAC) e pela indagação e percepção de lacunas a pesquisar.

Ao Professor Caio Frederico, então coordenador do PPG-FAU, que no primeiro dia de aula recomendou a participação em congressos nacionais e internacionais, clareando o caminho das pedras.

Ao Professor Catedrático Humberto Varum pelos posicionamentos, ponderações e aprimoramentos na pesquisa.

Ao Professor José Brito pelas sugestões valiosas para o futuro desta pesquisa em análise dinâmica não-linear.

À Equipe TQS, nas pessoas dos Diretores Guilherme Covas e Alio Kimura, pelo fornecimento da licença Universitária do Software CAD/TQS V23.

Agradeço o apoio financeiro concedido pelo Programa de Pós-graduação da Faculdade de Arquitetura e Urbanismo que viabilizou a participação e divulgação da pesquisa em vários congressos nacionais.

Agradeço o apoio da Coordenadoria de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES).

Agradeço o apoio da Fundação de Amparo à Pesquisa Do Distrito Federal (FAPDF) que tornou possível a presença em congresso internacional.

Ao Decanato de Pós-Graduação da Universidade de Brasília pelo incentivo financeiro em projetos de pesquisa.

*Perto da meia-noite, Paulo e Silas oravam e cantavam hinos a Deus, e os outros presos os escutavam. E, de repente, sobreveio um tão grande **terremoto**, que os alicerces do cárcere se moveram, e logo se abriram todas as portas, e foram soltas as prisões de todos.*

Acordando o carcereiro e vendo abertas as portas da prisão, tirou a espada e quis matar-se, cuidando que os presos já tinham fugido. Mas Paulo clamou com grande voz, dizendo: Não te façam nenhum mal, que todos aqui estamos. E, tirando-os para fora, disse: Senhores, que é necessário que eu faça para me salvar? E eles disseram: Crê no Senhor Jesus Cristo e serás salvo, tu e a tua casa.

Atos 16:25-31

RESUMO

Assistiu-se em 2023 dois grandes terremotos (Turquia e Marrocos) que enterraram milhares de vidas e devastaram cidades inteiras. A ausência de desastres naturais no Brasil similares a estes conduz à duas percepções equivocadas: a crença generalizada que o país é assísmico e de que são eventos que transcendem a vontade e o controle humano e pouco pode ser feito para evitá-los ou mitigá-los. Fato é que no ano de 2022 foram registrados 398 eventos sísmicos no Brasil e, ilusório é crer que nunca um forte abalo sísmico atingirá sítios históricos. Parte destes edifícios não foram construídos com técnicas e prescrições resistentes a terremotos. O impacto de um único evento sísmico sobre o patrimônio histórico supera sua deterioração progressiva e pode resultar no colapso total do bem. Embora o patrimônio desempenhe papel importante para a coesão social e desenvolvimento sustentável, raras pesquisas tem julgado a vulnerabilidade sísmica. De igual modo às usinas nucleares que obrigatoriamente são verificadas para nível mínimo de sismo, é necessário exame do patrimônio histórico pois sua perda em decorrência de desastres é tão catastrófica quanto. Este trabalho tem o objetivo de avaliar a vulnerabilidade sísmica de edificações com significância cultural de Brasília e seus respectivos níveis de segurança sísmico. Escolheu-se seis edificações para estudo: Palácio do Itamaraty, Palácio da Alvorada, Palácio da Justiça, Palácio do Supremo Tribunal Federal, Palácio do Planalto e Catedral Metropolitana de Brasília. Principiou-se com a coleta das plantas estruturais originais para modelagem tridimensional dos elementos estruturais. Posto isto, se implementou computacionalmente o método japonês adaptado à realidade brasileira e o aplicou nas estruturas baseado nos quantitativos extraídos da modelagem paramétrica. Dentre as análises, estudou-se o impacto de possível alteração da zona sísmica de Brasília na reserva de capacidade resistente. Na segunda parte adaptou-se o método japonês para modelo probabilístico mediante a consideração das incertezas por meio do sorteio de variáveis randômicas de resistência e solicitação. Efetuou-se análises de confiabilidade pela técnica de simulação de Monte Carlo para determinar o nível de segurança sísmica das estruturas em dois cenários: possíveis e prováveis. O primeiro cenário buscou conhecer o nível de segurança sísmico de cada patrimônio em quaisquer acelerações sísmicas de projeto, fator de importância, configuração estrutural e deterioração da estrutura, já no cenário provável, restringe-se o sorteio das variáveis às condições de contorno de cada patrimônio histórico. Por fim, realizou-se análise de sensibilidade global para identificar a contribuição de cada variável no método japonês.

Palavras-chave: Nível de segurança sísmica, confiabilidade, Palácios de Brasília, engenharia de estruturas, concreto armado

ABSTRACT

In 2023, two major earthquakes in Turkey and Morocco killed thousands of people and devastated entire cities. The absence of similar natural disasters in Brazil has led to two misconceptions: the widespread belief that the country is aseismic and that earthquakes are events that transcend human will and control, and that little can be done to prevent or mitigate them. In fact, 398 seismic events were recorded in Brazil in 2022, and it is illusory to believe that a strong earthquake will never hit a historic site. Some of these buildings were not built with earthquake-resistant techniques and specifications. The impact of a single earthquake on cultural heritage exceeds its progressive deterioration and can lead to the total collapse of the property. Although heritage plays an important role in social cohesion and sustainable development, few studies have assessed its seismic vulnerability. Similarly, to nuclear power plants, which are required to be verified for a minimum seismic level, it is necessary to examine cultural heritage because its loss due to disasters is just as catastrophic. This study aims to assess the seismic vulnerability of culturally significant buildings in Brasília and their respective seismic safety levels. Six buildings were selected for study: Itamaraty Palace, Alvorada Palace, Justice Palace, Supreme Federal Court Palace, Planalto Palace, and Brasília Metropolitan Cathedral. The study began with the collection of original structural plans for three-dimensional modeling of structural elements. The Japanese method, adapted to Brazilian reality, was then implemented computationally, and applied to the structures based on the quantities extracted from the parametric modeling. Among the analyses, the impact of a possible change in the seismic zone of Brasília on the reserve of resistant capacity was studied. In the second part, the Japanese method was adapted to a probabilistic model by considering uncertainties through the random sampling of resistance and demand variables. Reliability analyses were performed using the Monte Carlo simulation technique to determine the seismic safety levels of the structures in two scenarios: possible and probable. The first scenario sought to understand the seismic safety level of each heritage site under any design seismic accelerations, importance factor, structural configuration, and structural deterioration. In the probable scenario, the random sampling of variables is restricted to the boundary conditions of each historic heritage site. Finally, a global sensitivity analysis was performed to identify the contribution of each variable in the Japanese method.

Keywords: Seismic vulnerability, reliability, Brasília palaces, structural engineering, reinforced concrete

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	32
1.1	Motivação da pesquisa	35
1.2	Objetivos	36
1.2.1	Objetivo geral.....	36
1.2.2	Objetivos Específicos	36
1.3	Metodologia	36
1.4	Estrutura da Dissertação.....	37
2	PATRIMÔNIO, PRESERVAÇÃO E ARQUITETURA MODERNA	40
2.1	Significância Cultural, Autenticidade e Integridade.....	45
2.2	Brasília: Edificações com significância cultural	46
2.3	Diretrizes para conservação do patrimônio histórico moderno	49
3	CASOS DE ESTUDO	54
3.1	Palácio da Alvorada	54
3.2	Palácio do Planalto	56
3.3	Palácio do Supremo Tribunal Federal	58
3.4	Palácio do Itamaraty	60
3.5	Palácio da Justiça	64
3.6	Catedral Metropolitana de Brasília.....	66
4	TERREMOTOS	71
4.1	Atividades Sísmicas no Brasil.....	74
4.2	Efeitos sísmicos nas estruturas de concreto.....	78
4.3	NBR 15421:2023 – Norma sísmica brasileira.....	83
4.3.1	Zoneamento sísmico.....	84
4.3.2	Classe de terreno	85
4.3.3	Categoria de utilização	86
4.3.4	Espectro de resposta de projeto	86
4.3.5	Métodos de Cálculo.....	87
5	AVALIAÇÃO DA VULNERABILIDADE SÍSMICA DE ESTRUTURAS	91
5.1	Estado da Arte no Brasil.....	91
5.2	Métodos Qualitativos	96
5.3	Métodos Quantitativos	98
5.4	Método de Hirosawa Adaptado.....	98
5.4.1	Índice de Desempenho Sísmico I_S	100
5.4.2	Índice E_0	100
5.4.3	Índice S_D	103

5.4.4	Índice T_D	106
5.4.5	Índice de Solicitação Sísmica ISO	107
5.4.6	Limitações	108
5.5	Superfícies de Desempenho Sísmico.....	112
5.6	Implementação Computacional.....	115
5.7	Aplicação móvel: Seismic- V.....	120
6	NÍVEL DE SEGURANÇA ESTRUTURAL VIA CONFIABILIDADE	125
6.1	Segurança Estrutural	125
6.2	Análise de Confiabilidade	125
6.2.1	Probabilidade de Falha e Índice de Confiabilidade	127
6.2.2	Incertezas.....	130
6.2.3	Funções de Falha.....	131
6.2.4	Métodos de Análise de Confiabilidade.....	132
6.2.5	Probabilidade de Falha de Sistemas	136
6.3	Índice de Confiabilidade de Referência	137
6.4	Cenários.....	139
6.4.1	Cenários Possíveis.....	140
6.4.2	Cenários Prováveis.....	141
6.5	Análise de Sensibilidade	144
7	NÍVEIS DE SEGURANÇA SÍSMICO DAS EDIFICAÇÕES COM SIGNIFICÂNCIA CULTURAL DE BRASÍLIA	149
7.1	Estrutura do Palácio do Itamaraty	149
7.1.1	Aplicação.....	154
7.1.2	Cenários Possíveis.....	161
7.1.3	Cenários Prováveis.....	165
7.2	Estrutura do Palácio da Alvorada.....	166
7.2.1	Aplicação.....	173
7.2.2	Cenários Possíveis.....	181
7.2.3	Cenários Prováveis.....	185
7.3	Estrutura do Palácio da Justiça.....	186
7.3.1	Aplicação.....	192
7.3.2	Análise Dinâmica	200
7.3.3	Cenários Possíveis.....	203
7.3.4	Cenários Prováveis.....	207
7.4	Estrutura do Palácio da Supremo Tribunal Federal.....	208
7.4.1	Aplicação.....	212

7.4.2	Cenários Possíveis.....	219
7.4.3	Cenários Prováveis.....	223
7.5	Estrutura do Palácio do Planalto	224
7.5.1	Aplicação.....	228
7.5.2	Cenários Possíveis.....	235
7.5.3	Cenários Prováveis.....	239
7.6	Estrutura da Catedral Metropolitana de Brasília	239
7.6.1	Aplicação.....	248
7.6.2	Cenários Possíveis.....	253
7.6.3	Cenários Prováveis.....	257
7.7	Análise de Sensibilidade	257
7.8	Comparativo dos Resultados	258
8	CONCLUSÕES.....	266
8.1	Sugestões para trabalhos futuros	268
9	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	270
	APÊNDICE A – MODELO TRIDIMENSIONAL DOS PALÁCIOS.....	281
	APÊNDICE B – MANUAL DO USUÁRIO DO SEISMIC V (APLICATIVO).....	290

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Torre do Relógio danificada por terremoto em Emilia Finale.	33
Figura 2. Igreja da Pampulha. Fonte: Bruno do Val.	42
Figura 3. Edifício Gustavo Capanema. Fonte: Iphan.	43
Figura 4. SESC Pompeia. Sandaker, 2019.	44
Figura 5. Traçado de Lúcio Costa. Fonte: Costa, 1957.	47
Figura 6. Palácio do Congresso Nacional. Fonte: Autoral.	48
Figura 7. Ciclo de GRD. Fonte: UNESCO, 2015.	50
Figura 8. Planejamento de GRD. Fonte: UNESCO, 2015.	51
Figura 9. Análise de risco. Fonte: UNESCO, 2015.	52
Figura 10. Riscos primários e fatores de risco. Fonte: UNESCO, 2015.	52
Figura 11. Palácio da Alvorada. Fonte: Élcio Gomes, 2011.	55
Figura 12. Coluna do Palácio da Alvorada. Fonte: André Souza, 2007.	56
Figura 13. Palácio do Planalto. Fonte: Autoral.	57
Figura 14. Rampa do Palácio do Planalto. Fonte: Autoral.	58
Figura 15. Palácio do Supremo Tribunal Federal. Fonte: Autoral.	59
Figura 16. Giro das Colunas do Supremo Tribunal Federal. Fonte Silva, 2012.	60
Figura 17. Palácio do Itamaraty, vista satélite. Fonte: Google Earth, 2023.	60
Figura 18. Palácio do Itamaraty. Fonte: Autoral.	61
Figura 19. Arcadas em concreto armado. Fonte: Autoral.	62
Figura 20. Palácio do Itamaraty. Fonte: Autoral.	63
Figura 21. Palácio da Justiça. Fonte: Autoral.	64
Figura 22. Fachada Oeste do Palácio da Justiça. Fonte: Autoral.	65
Figura 23. Acesso à Catedral de Brasília. Fonte: Autoral.	67
Figura 24. Interior da Catedral Metropolitana de Brasília. Fonte: Autoral.	68
Figura 25. Distribuição geográfica das placas tectônicas.	71
Figura 26. Catálogo Sísmico Brasileiro. Fonte: Assumpção et. al 2016.	75
Figura 27. Mapa das principais falhas sísmicas brasileiras. Fonte: Adaptado de Saadi et al. (2002).	76
Figura 28. Caso de Soft Storey no terremoto da Turquia (2023). Fonte The Guardian.	79
Figura 29. Falha por cisalhamento em pilares curto. Fonte: Romão et al, 2011.	80
Figura 30. Mecanismo de pilar curto em edificações devido ao pavimento da garagem estar parcialmente enterrado. Fonte: Romão et al, 2011.	80

Figura 31. Ausência de armadura transversal em pilares pós-terremoto da Turquia (2023). Fonte: Garini & Gazetas, 2023.	81
Figura 32. Amarração Mal executada (Ganchos) em edificações danificadas no terremoto da Turquia (2023). Fonte: Cristina Oliveira, 2023.	82
Figura 33. Insuficiência de armadura lateral na região de rótulas plásticas verificada em edifício colapsado no terremoto da Turquia (2023). Fonte: Suhaib Salem/Reuters, 2023.	82
Figura 34. Mecanismo de falha fora do plano e no plano em painéis externos de alvenaria. . Fonte: Romão et al, 2011.	83
Figura 35. Mapeamento da aceleração sísmica horizontal no Brasil. Fonte: ABNT NBR 15421, 2023.	84
Figura 36. Variação do espectro de resposta de projeto em função do período. Fonte: ABNT NBR 15421, 2023.	87
Figura 37. Fluxograma da investigação de diagnóstico sísmico de estruturas existentes. Fonte: Adaptado de Manual CNCRP, 2015.	99
Figura 38. Relação de forças x deformação de dois elementos (Pilares e Paredes Estruturais). Fonte: Otani, 2000.	102
Figura 39. Esquema de relação entre dimensões. Adaptado de Miranda, 2013.	104
Figura 40. Esquema de contração. Adaptado de Miranda, 2013.	105
Figura 41. Excentricidade do pátio interno. Fonte: Adaptado de JBDPA, 2000.	105
Figura 42. Distribuição do índice I_s para edifícios existentes e danificados. Fonte: Okada, 2021.	111
Figura 43. Distribuição aguardada da resistência e solicitação.	111
Figura 44. Distribuição normal esperada do índice de solicitação básica. Fonte: Okada, 2021.	111
Figura 45. Superfície de desempenho sísmico. Fonte: Autoral.	113
Figura 46. Superfície de solicitação Sísmica. Fonte: Autoral.	114
Figura 47. Superfície de desempenho com plano de ruptura horizontal. Fonte: Autoral.	115
Figura 48. Janela de requisição dos dados do pavimento. Fonte: Autoral.	116
Figura 50. Resultado dos Índices de desempenho e solicitação sísmica. Fonte: Autoral.	116
Figura 49. Cálculo dos Subíndices E_0 e T_d , S_d . Fonte: Autoral.	117
Figura 51. Planta de forma do nível +2,80 da Estrutura Modelo. Fonte: Adaptado de Miranda, 2013.	118
Figura 52. Pórtico da Estrutura Modelo. Fonte: Adaptado de Miranda, 2013.	119
Figura 53. Template do aplicativo de auxílio à inspeção pós-terremoto. Fonte: GOJO Wataru, 2020.	121
Figura 54. Interface do formulário P-154 da FEMA. Fonte: CUSEC RVS, 2023.	121
Figura 55. Logo da Linguagem DART e framework Flutter. Fonte: Google, 2023.	122
Figura 56. Telas do aplicativo Seismic - V: (a) Tela Principal, (b) Entrada de Dados do edifício, (c) Geometria das plantas, (d) Cálculo da Deterioração Estrutural, (e) Tela de Perigo Sísmico, (f) Saída dos Índices e gráficos comparativos. Fonte: Autoral.	123

Figura 57. Equação de estado limite e domínios de falha e sobrevivência. Fonte: Beck, 2019.....	127
Figura 58. Probabilidade de falha em termos da variável normal padrão Y. Fonte: Beck, 2019.....	129
Figura 59. Transformação das variáveis R e S em variáveis normais padrão. Fonte: Beck, 2019.....	133
Figura 60. Sorteio de pontos na simulação de Monte Carlo. Fonte: Pantoja, 2012.	135
Figura 61. Sistema de componentes associados em série. Fonte: Beck, 2019.	136
Figura 62. Sistemas de componentes associados em paralelo. Fonte: Beck, 2019.	136
Figura 63. Distribuição Uniforme Discreta das variáveis Td e U. Fonte: Autoral.....	141
Figura 64. Distribuição Uniforme Discreta das variáveis G e Z. Fonte: Autoral.....	141
Figura 65. Distribuição Normal das Variáveis Td e Sd. Fonte: Autoral.	143
Figura 66. Distribuição Normal das Variáveis G e Z. Fonte: Autoral.	144
Figura 67. Representação de um grid de cinco níveis no espaço bidimensional de entradas.Fonte: Saltelli, 2004.....	146
Figura 68. Fachada Principal do Palácio do Itamaraty. Fonte: Autoral.	149
Figura 69. Detalhe do segundo plano de laje e pilar externo trapezoidal Fonte: Autoral.	150
Figura 70. Modelagem tridimensional do sistema estrutural do Palácio do Itamaraty. Fonte: Autoral.	151
Figura 71. Acesso Principal do Palácio do Itamaraty. Fonte: Autoral.	151
Figura 72. Trama da Terceira Laje. Fonte: Autoral.	152
Figura 73. Índice de Desempenho Sísmico em função da deterioração estrutural.....	155
Figura 74. Gráfico comparativo da estrutura do Palácio do Itamaraty em zona sísmica 0. Fonte: Autoral.	157
Figura 75. Gráfico comparativo da estrutura do Palácio do Itamaraty em zona sísmica 1. Fonte: Autoral.	157
Figura 76. Gráfico comparativo da estrutura do Palácio do Itamaraty em zona sísmica 2. Fonte: Autoral.	158
Figura 77. Gráfico comparativo da estrutura do Palácio do Itamaraty em zona sísmica 3 e 4. Fonte: Autoral.	158
Figura 78. Gráfico da Reserva de Capacidade Resistente do Palácio do Itamaraty. Fonte: Autoral.	159
Figura 79. Comparação índices de desempenho sísmico sem e com a participação das paredes estruturais	160
Figura 80. Superfície de desempenho sísmico da estrutura do Palácio do Itamaraty. Fonte: Autoral.	161
Figura 81. Índice de Confiabilidade por pavimento do Palácio do Itamaraty sem e com a participação das paredes estruturais	162
Figura 82. Comparação do Índice de confiabilidade por pavimento do Palácio do Itamaraty para valores fixo de U, Td, f_c e G. Fonte: Autoral.	164

Figura 83. (a) Nuvem de poeira de pontos amostrados, (b) Poeira de pontos com plano de ruptura.....	165
Figura 84. Distribuição Logarítmica de Resistencia (Is) e Solicitação (Iso) do Palácio do Itamaraty.....	166
Figura 85. Palácio da Alvorada, vista satélite. Fonte: Google Earth, 2023.....	166
Figura 86. Planta de forma da primeira, segunda e terceira laje, respectivamente. Fonte: Autoral.	169
Figura 87. Detalhe da colunata externa e seção transversal. Fonte: Autoral.....	170
Figura 88. Modelagem tridimensional do sistema estrutural do Palácio da Alvorada. Fonte: Autoral.....	171
Figura 89. Detalhe da colunata de meia seção. Fonte: Autoral.	171
Figura 90. Detalhe das colunatas (inteira). Fonte: Autoral.	172
Figura 91. Fachada lateral do Palácio da Alvorada. Fonte: Autoral.	172
Figura 92. Gráfico comparativo da estrutura do Palácio da Alvorada em zona sísmica 0. Fonte: Autoral.	175
Figura 93. Gráfico comparativo da estrutura do Palácio da Alvorada em zona sísmica 1. Fonte: Autoral.	176
Figura 94. Gráfico comparativo da estrutura do Palácio da Alvorada em zona sísmica 2. Fonte: Autoral.	176
Figura 95. Gráfico comparativo da estrutura do Palácio da Alvorada em zona sísmica 3 e 4. Fonte: Autoral.	177
Figura 96. Gráfico da Reserva de Capacidade Resistente do Palácio do Alvorada. Fonte: Autoral.	177
Figura 97. Índice de Desempenho Sísmico em função da deterioração estrutural.....	179
Figura 98. Comparação índices de desempenho sísmico sem e com a participação das paredes estruturais	180
Figura 99. Superfície de desempenho sísmico da estrutura do Palácio da Alvorada. Fonte: Autoral.....	181
Figura 100. Índice de Confiabilidade por pavimento do Palácio da Alvorada sem e com a participação das paredes estruturais.....	182
Figura 101. Comparação do Índice de confiabilidade por pavimento do Palácio da Alvorada para valores fixo de U, Td, fc e G. Fonte: Autoral.	184
Figura 102. (a) Nuvem de poeira de pontos amostrados, (b) Poeira de pontos com plano de ruptura. Fonte: Autoral.....	185
Figura 103. Distribuição Logarítmica de Resistencia (Is) e Solicitação (Iso) do Palácio da Alvorada.	186
Figura 104. Palácio da Justiça e Segurança Pública. Fonte: Autoral.	186
Figura 105. Palácio da Justiça, vista satélite. Fonte: Google Earth, 2023.....	187
Figura 106. Modelagem tridimensional do sistema estrutural do Palácio da Justiça. Fonte: Autoral.....	189
Figura 107. Detalhe das cascatas da fachada principal do Palácio da Justiça. Fonte: Autoral.....	189
Figura 108. Fachada Posterior do Palácio da Justiça. Fonte: Autoral.	190
Figura 109. Fachada oeste com representação dos pilares brises. Fonte: Autoral.	190
Figura 110. Índice de Desempenho Sísmico em função da deterioração estrutural.....	194

Figura 111. Comparação do subíndice de desempenho básico estrutural sem e com a participação das paredes estruturais.....	195
Figura 112. Gráfico comparativo da estrutura do Palácio da Justiça em zona sísmica 0. Fonte: Autoral...	196
Figura 113. Gráfico comparativo da estrutura do Palácio da Justiça em zona sísmica 1. Fonte: Autoral...	196
Figura 114. Gráfico comparativo da estrutura do Palácio da Justiça em zona sísmica 2. Fonte: Autoral...	197
Figura 115. Gráfico comparativo da estrutura do Palácio da Justiça em zona sísmica 3 e 4. Fonte: Autoral.	197
Figura 116. Gráfico da Reserva de Capacidade Resistente do Palácio da Justiça. Fonte: Autoral.	198
Figura 117. Índice de Desempenho Sísmico em função da deterioração estrutural.....	199
Figura 118. Superfície de desempenho sísmico da estrutura do Palácio da Justiça. Fonte: Autoral.....	200
Figura 119. Modelo Estrutural do Palácio da Justiça no CAD/ TQS.....	200
Figura 120. Modos de vibração do Palácio da Justiça	202
Figura 121. Espectro de Resposta de Projeto	203
Figura 122. Índice de Confiabilidade por pavimento do Palácio da Justiça sem e com a participação das paredes estruturais.....	204
Figura 123. Comparação do Índice de confiabilidade por pavimento do Palácio da Justiça para valores fixo de U , T_d , f_c e G . Fonte: Autoral.....	206
Figura 124. (a) Nuvem de poeira de pontos amostrados, (b) Poeira de pontos com plano de ruptura. Fonte: Autoral.....	207
Figura 125. Distribuição Logarítmica de Resistencia (I_s) e Solicitação (I_{so}) do Palácio da Justiça	207
Figura 126. Palácio do STF, vista satélite. Fonte: Google Earth, 2023.	208
Figura 127. Palácio do Supremo Tribunal Federal.....	209
Figura 128. Modelagem tridimensional do sistema estrutural do Palácio do Supremo Tribunal Federal. Fonte: Autoral.	210
Figura 129. Detalhe da colunata do Palácio do Supremo Federal. Fonte: Autoral.	211
Figura 130. Detalhe da primeira laje do Palácio do Supremo Tribunal Federal. Fonte: Autoral.....	211
Figura 131. Índice de Desempenho Sísmico em função da deterioração estrutural.....	214
Figura 132. Comparação do subíndice de desempenho básico estrutural sem e com a participação das paredes estruturais.....	214
Figura 133. Gráfico comparativo da estrutura do Palácio do STF em zona sísmica 0. Fonte: Autoral.	215
Figura 134. Gráfico comparativo da estrutura do Palácio do STF em zona sísmica 1. Fonte: Autoral.	216
Figura 135. Gráfico comparativo da estrutura do Palácio do STF em zona sísmica 2. Fonte: Autoral.	216
Figura 136. Gráfico comparativo da estrutura do Palácio do STF em zona sísmica 3 e 4. Fonte: Autoral.	217

Figura 137. Gráfico da Reserva de Capacidade Resistente do Palácio do STF. Fonte: Autoral.	217
Figura 138. Índice de Desempenho Sísmico em função da deterioração estrutural.....	218
Figura 139. Superfície de desempenho sísmico da estrutura do Palácio do STF. Fonte: Autoral.	219
Figura 140. Índice de Confiabilidade por pavimento do Palácio do STF sem e com a participação das paredes estruturais.....	220
Figura 141. Comparação do Índice de confiabilidade por pavimento do Palácio do STF para valores fixo de U, Td, fc e G. Fonte: Autoral.	222
Figura 142. (a) Nuvem de poeira de pontos amostrados, (b) Poeira de pontos com plano de ruptura. Fonte: Autoral.....	223
Figura 143. Distribuição Logarítmica de Resistencia (Is) e Solicitação (Iso) do Palácio do STF	223
Figura 144. Palácio do Planalto. Fonte: Autoral.	224
Figura 145. Palácio do Planalto, vista satélite. Fonte: Google Earth, 2023.	225
Figura 146. Modelagem tridimensional do sistema estrutural do Palácio do Planalto. Fonte: Autoral.	226
Figura 147. Detalhe da Colunata do Palácio do Planalto. Fonte: Autoral.....	227
Figura 148. Trama da laje da cobertura do Palácio do Planalto. Fonte: Autoral.....	227
Figura 149. Índice de Desempenho Sísmico em função da deterioração estrutural.....	230
Figura 150. Comparação do subíndice de desempenho básico estrutural sem e com a participação das paredes estruturais.....	230
Figura 151. Gráfico comparativo da estrutura do Palácio do Planalto em zona sísmica 0. Fonte: Autoral.	231
Figura 152. Gráfico comparativo da estrutura do Palácio do Planalto em zona sísmica 1. Fonte: Autoral.	232
Figura 153. Gráfico comparativo da estrutura do Palácio do Planalto em zona sísmica 2. Fonte: Autoral.	232
Figura 154. Gráfico comparativo da estrutura do Palácio do Planalto em zona sísmica 3 e 4. Fonte: Autoral.....	233
Figura 155. Gráfico da Reserva de Capacidade Resistente do Palácio do Planalto. Fonte: Autoral.	233
Figura 156. Índice de Desempenho Sísmico em função da deterioração estrutural.....	234
Figura 157. Superfície de desempenho sísmico da estrutura do Palácio do Planalto. Fonte: Autoral.	235
Figura 158. Índice de Confiabilidade por pavimento do Palácio do Planalto sem e com a participação das paredes estruturais.....	236
Figura 159. Comparação do Índice de confiabilidade por pavimento do Palácio do Planalto para valores fixo de U, Td, fc e G. Fonte: Autoral.	238
Figura 160. (a) Nuvem de poeira de pontos amostrados, (b) Poeira de pontos com plano de ruptura. Fonte: Autoral.....	238
Figura 161. Distribuição Logarítmica de Resistencia (Is) e Solicitação (Iso) do Palácio do Planalto	239
Figura 162. Catedral Metropolitana de Brasília. Fonte: Autoral.	240

Figura 163. Catedral Metropolitana de Brasília, vista satélite. Fonte: Google Earth, 2023.....	240
Figura 164. Modelagem tridimensional do sistema estrutural da Catedral Metropolitana de Brasília. Fonte: Autoral.....	245
Figura 165.. Detalhe da laje circular de cobertura e anel de compressão. Fonte: Autoral.	245
Figura 166. Detalhe do toque dos montantes hiperbólicos no anel de tração inferior. Fonte: Autoral.	246
Figura 167. Detalhe dos montantes (Pilares). Fonte: Autoral.	246
Figura 168. Detalhe do montante da catedral e seção transversal 11.	247
Figura 169. Índice de desempenho sísmico para cada caso de simulação.	249
Figura 170. Gráfico comparativo da estrutura da Catedral em zona sísmica 0. Fonte: Autoral.....	250
Figura 171. Gráfico comparativo da estrutura da Catedral em zona sísmica 1. Fonte: Autoral.....	250
Figura 172. Gráfico comparativo da estrutura da Catedral em zona sísmica 2. Fonte: Autoral.....	251
Figura 173. Gráfico comparativo da estrutura da Catedral em zona sísmica 3 e 4. Fonte: Autoral.	251
Figura 174. Gráfico da Reserva de Capacidade Resistente da Catedral. Fonte: Autoral.	252
Figura 175. Superfície de desempenho sísmico da estrutura da Catedral. Fonte: Autoral.....	253
Figura 176. Índice de confiabilidade por caso de simulação da Catedral	254
Figura 177. Comparação do Índice de confiabilidade por caso de simulação da Catedral para valores fixo de U , T_d , f_c . Fonte: Autoral.	256
Figura 178. (a) Nuvem de poeira de pontos amostrados, (b) Poeira de pontos com plano de ruptura. Fonte: Autoral.....	256
Figura 179. Distribuição Logarítmica de Resistencia (I_s) e Solicitação (I_{so}) da Catedral Metropolitana de Brasília	257
Figura 180. Efeitos elementares via análise de sensibilidade. Fonte: Autoral.	258
Figura 181. Razão peso e área de concreto de cada estrutura	258
Figura 182. Síntese dos subíndices E_o dos patrimônios históricos.....	259
Figura 183. Subíndice E_o sem e com as paredes estruturais.....	260
Figura 184. Índice I_s e subíndice E_o dos patrimônios.....	260
Figura 185. (a) Índice de I_s e subíndice E_o para $U = 1,5$., (b) Índice de I_s e índice SD dos patrimônios..	261
Figura 186. (a) Correspondência número de pavimentos e Índice de desempenho sísmico, (b) Período das estruturas e Índice de desempenho sísmico dos patrimônios.	261
Figura 187. Área de concreto dos Pilares de cada Edificação.....	262
Figura 188. Índices de confiabilidade dos patrimônios para os cenários possíveis e prováveis.	263

LISTA DE TABELAS

Tabela 1. Terremotos mundiais com magnitude maior ou igual a 7,0 graus – 2019 a 2023	73
Tabela 2. Atividade Sísmica no Brasil entre 2022 e 2023. Fonte: Observatório Sismológico UnB, 2023 ...	76
Tabela 3. Zonas sísmicas. Fonte: ABNT NBR 15421, 2023.....	85
Tabela 5. Classe do terreno. Fonte: ABNT NBR 15421, 2023.	85
Tabela 4. Fatores de Importância sísmica. Fonte: ABNT NBR 15421, 2023.	86
Tabela 6. Definição dos elementos verticais	101
Tabela 7.Fatores G_i e R_i para avaliação do índice SD (Hirosawa). Fonte: Miranda, 2013.	103
Tabela 8. Itens de inspeção para o subíndice de deterioração estrutural. Fonte: Miranda, 2013.	106
Tabela 9. Subíndices topográfico e geotécnico do método de Hirosawa adaptado ao Brasil. Fonte: Miranda, 2013.....	107
Tabela 10. Comparação entre os métodos de avaliação sísmica. Fonte: Okada, 2021.	109
Tabela 11. Dados da Estrutura Modelo I. Fonte: Miranda, 2013.	119
Tabela 12. Índices calculados pelo programa Seismic-V. Fonte: Miranda, 2013.	119
Tabela 13. Índices de solicitação sísmica (Iso) da Estrutura Modelo I estimados por Miranda (2013).....	120
Tabela 14. Índices de solicitação sísmica (Iso) fornecido pelo programa Seismic-V. Fonte: Autoral.	120
Tabela 15. Índices de confiabilidade e probabilidades de falhas	129
Tabela 16. Índices de confiabilidade alvo. Fonte: JCSS, 2001.	137
Tabela 17. Índices de confiabilidade alvo. Fonte: Priyadarshini, 2013.....	138
Tabela 18. Distribuições de probabilidade de todas as variáveis. Fonte: Autoral.....	142
Tabela 19. Distribuição de probabilidades da variável f_c . Fonte: Santiago, 2019.	143
Tabela 20. Características e propriedades necessárias para o cálculo do índice de desempenho sísmico do Subsolo e Térreo. Fonte: Autoral.	153
Tabela 21. Características e propriedades necessárias para o cálculo do índice de desempenho sísmico do Primeiro e Segundo Pavimento. Fonte: Autoral.....	154
Tabela 22. Índices sísmicos da estrutura do Palácio do Itamaraty. Fonte: Autoral.....	154
Tabela 23. Índices de desempenho sísmico em função da variação da deterioração estrutural. Fonte: Autoral.....	156
Tabela 24. Índices de solicitação sísmica (I_{s0}) da Estrutura do Palácio do Itamaraty. Fonte: Autoral.	156
Tabela 25. Índices de solicitação sísmica (I_{s0}) da Estrutura do Palácio do Itamaraty ($U = 1,5$). Fonte: Autoral.....	159
Tabela 26. Reserva de capacidade resistente da Estrutura do Palácio do Itamaraty ($U = 1,5$). Fonte: Autoral.	159

Tabela 27. Índices sísmicos com adição das paredes estruturais. Fonte: Autoral.	160
Tabela 28. Índice de confiabilidade e probabilidade de falha por pavimento. Fonte: Autoral.	161
Tabela 29. . Índice de confiabilidade e probabilidade de falha com adição de paredes estruturais. Fonte: Autoral.	162
Tabela 30. Características e propriedades necessárias para o cálculo do índice de desempenho sísmico do Subsolo e Térreo. Fonte: Autoral.	173
Tabela 31. Características e propriedades necessárias para o cálculo do índice de desempenho sísmico do Primeiro Pavimento. Fonte: Autoral.	173
Tabela 32. Índices sísmicos da estrutura do Palácio da Alvorada. Fonte: Autoral.	173
Tabela 33. Índices de solicitação sísmica (I_{s0}) da Estrutura do Palácio da Alvorada. Fonte: Autoral.	174
Tabela 34. Índices de solicitação sísmica (I_{s0}) da Estrutura do Palácio da Alvorada ($U = 1,5$). Fonte: Autoral.	178
Tabela 35. Reserva de capacidade resistente da Estrutura do Palácio da Alvorada ($U = 1,5$). Fonte: Autoral.	178
Tabela 36. Índices de desempenho sísmico do Palácio da Alvorada em função da variação da deterioração estrutural. Fonte: Autoral.	178
Tabela 37. Índices sísmicos com adição das paredes estruturais. Fonte: Autoral.	179
Tabela 38. Índice de confiabilidade e probabilidade de falha por pavimento. Fonte: Autoral.	181
Tabela 39. Índice de confiabilidade e probabilidade de falha com adição de paredes estruturais. Fonte: Autoral.	182
Tabela 40. Características e propriedades necessárias para o cálculo do índice de desempenho sísmico do Subsolo e Térreo. Fonte: Autoral.	191
Tabela 41. Características e propriedades necessárias para o cálculo do índice de desempenho sísmico do Segundo e Terceiro. Fonte: Autoral.	191
Tabela 42. Características e propriedades necessárias para o cálculo do índice de desempenho sísmico do Quarto e Quinto. Fonte: Autoral.	191
Tabela 43. Índices sísmicos da estrutura do Palácio da Justiça (Caso 01). Fonte: Autoral.	192
Tabela 44. Índices sísmicos da estrutura do Palácio da Justiça (Caso 02). Fonte: Autoral.	193
Tabela 45. Índices sísmicos da estrutura do Palácio da Justiça (Caso 03). Fonte: Autoral.	193
Tabela 46. Índices sísmicos da estrutura do Palácio da Justiça (Caso 04). Fonte: Autoral.	194
Tabela 47. Índices de solicitação sísmica (I_{s0}) da Estrutura do Palácio da Justiça. Fonte: Autoral.	195
Tabela 48. Reserva de capacidade resistente da Estrutura do Palácio da Justiça ($U = 1.5$). Fonte: Autoral.	198
Tabela 49. Índices de desempenho sísmico do Palácio da Alvorada em função da variação da deterioração estrutural. Fonte: Autoral.	199
Tabela 50. Períodos da Estrutura do Palácio da Justiça.	201

Tabela 51. Participação modal da massa a Estrutura	201
Tabela 52. Análise Modal Espectral	203
Tabela 53. Índice de confiabilidade sem e com a participação dos brises por pavimento. Fonte: Autoral.	204
Tabela 54. Características e propriedades necessárias para o cálculo do índice de desempenho sísmico do Subsolo e Térreo. Fonte: Autoral.	212
Tabela 55. Características e propriedades necessárias para o cálculo do índice de desempenho sísmico do Segundo e Terceiro pavimento. Fonte: Autoral.	212
Tabela 56. Índices sísmicos da estrutura do Palácio do STF sem a consideração de paredes estruturais. Fonte: Autoral.	212
Tabela 57. Índices sísmicos da estrutura do Palácio do STF com a participação de paredes estruturais. Fonte: Autoral.	213
Tabela 58. Índices de solicitação sísmica (I_{s0}) da Estrutura do Palácio do STF. Fonte: Autoral.	215
Tabela 59. Reserva de capacidade resistente da Estrutura do Palácio do STF ($U = 1,5$). Fonte: Autoral.	218
Tabela 60. Índices de desempenho sísmico do Palácio da Alvorada em função da variação da deterioração estrutural. Fonte: Autoral.	218
Tabela 61. Índice de confiabilidade sem e com a participação das paredes estruturais por pavimento. Fonte: Autoral.	219
Tabela 62. Características e propriedades necessárias para o cálculo do índice de desempenho sísmico do Subsolo e Térreo. Fonte: Autoral.	228
Tabela 63. Características e propriedades necessárias para o cálculo do índice de desempenho sísmico do Segundo e Terceiro pavimento. Fonte: Autoral.	228
Tabela 64. Índices sísmicos da estrutura do Palácio do Planalto sem a consideração de paredes estruturais. Fonte: Autoral.	229
Tabela 65. Índices sísmicos da estrutura do Palácio do Planalto com a participação de paredes estruturais. Fonte: Autoral.	229
Tabela 66. Índices de solicitação sísmica (I_{s0}) da Estrutura do Palácio do Planalto. Fonte: Autoral.	231
Tabela 67. Reserva de capacidade resistente da Estrutura do Palácio do Planalto ($U = 1,5$). Fonte: Autoral.	234
Tabela 68. Índices de desempenho sísmico do Palácio da Alvorada com variação da deterioração. Fonte: Autoral.	234
Tabela 69. Índice de confiabilidade sem e com a participação das paredes estruturais por pavimento. Fonte: Autoral.	235
Tabela 70. Carregamento distribuído nos pilares. Fonte: Autoral.	243
Tabela 71. Peso dos Anjos e Casca. Fonte: Autoral.	243
Tabela 72. Area considerada e peso acima a altura definida. Fonte: Autoral.	244

Tabela 73. Casos de estudo em função da área e do pilar. Fonte: Autoral.....	248
Tabela 74. Índices de solicitação sísmica (Is0) da Estrutura da Catedral. Fonte: Autoral.	252
Tabela 75. Cenários possíveis dos Patrimônios. Fonte: Autoral.....	262

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação de Brasileira de Normas Técnicas
ACI	American Concrete Institute
ASCE	American Society of Civil Engineer
ATC	Applied Technology Council
BCJ	Building Center of Japan
DPM	Damage Probability Matrices
FEMA	Federal Emergency Management Agency
FIB	Fédération internationale du béton
FORM	First-Ordem Reliability Method
GSHAP	Global Seismic Hazard Assessment Program
HAZUS	Hazards United States
IBC	International Building Code
ICOMOS	International Council of Monuments and Sites
IPHAN	Instituto do Patrimônio Histórico e Artístico Nacional
ISO	International Organization for Standardization
JBDPA	Japan Building Disaster Prevention Association
JCSS	Joint Committee on Structural Safety
NBR	Norma Brasileira
ONU	Organização das Nações Unidas
PAHO	Pan American Health Association
PGA	Peak Ground Acceleration
RVS	Rapid Visual Screnning

SEI7	Structures Engineering Institute
SORM	Second Order Reliability Method
SPHAN	Serviço do Patrimônio Histórico e Artístico Nacional
SPT	Standard Penetration Test
SSSM	Seismic Safety Screening Method
STF	Supremo Tribunal Federal
UnB	Universidade de Brasília
UNESCO	United Nations Educational, Scientific and Cultural Organization

LISTA DE SÍMBOLOS

a_g	Aceleração sísmica horizontal característica – NBR 15421:2023;
a_1	Fator de redução da capacidade resistente dos pilares de acordo com o deslocamento das paredes verificado no momento da ruptura das paredes;
a_2	Fator de redução da capacidade resistente das paredes de acordo com o deslocamento dos pilares curtos verificados no momento da ruptura dos pilares curtos
a_3	Fator de redução da capacidade resistente dos pilares de acordo com o deslocamento dos pilares curtos verificados no momento da ruptura dos pilares curtos;
$ags0$	Aceleração espectral para períodos de 0,0s - NBR 15421:2023;
$ags1$	Aceleração espectral para períodos de 1,0s - NBR 15421:2023;
A_{c1}	Somatório das áreas de seção transversal dos pilares cuja altura livre dividida pela base da seção do pilar é menor que 6,0;
A_{c2}	Somatório das áreas de seção transversal dos pilares cuja altura livre dividida pela base da seção do pilar é maior ou igual a 6,0;
A_{sc}	Somatório das áreas de seção transversal dos pilares curtos;
Ca	Fator de amplificação do solo para períodos de 0,0s - NBR 15421:2023
Cv	Fator de amplificação do solo para períodos de 0,0s - NBR 15421:2023
C_T	Coefficiente de periodo da estrutura
C	Índice de Resistência
C_c	Indice de resistência dos pilares;
C_{sc}	Indice de resistência dos pilares curtos;

C_w	Índice de resistência das paredes;
D	Base da seção dos pilares
E_f	Energia liberada
E_S	Índice de solitação sísmica básica
E_0	Índice de desempenho básico estrutural
f_c	Resistência à compressão do concreto;
F	Índice de ductilidade
F_{sc}	Índice de ductilidade dos pilares curtos;
F_w	Índice de ductilidade das paredes;
F_x	Forças Sísmicas Horizontais
g	Aceleração da gravidade
$g(X)$	Equação do estado limite
G	Subíndice topográfico e geotécnico
h_0	Altura livre dos pilares
i	Pavimento avaliado
I	Fator de Importância sísmica
I_{S0}	Índice de solitação sísmica
I_S	Índice de desempenho sísmico;
M	Magnitude
N	Número de golpes obtido no ensaio SPT
n	Número de pavimentos do edifício
q_{1i}	Itens que compõem o subíndice de configuração estrutural
R	Coefficiente de modificação de resposta
R_{CR}	Reserva da capacidade resistente da estrutura

S_D	Índice de configuração estrutural;
T_D	Índice de deterioração da estrutura;
T	Periodo natural da estrutura
T_a	Periodo natural aproximado da estrutura
U	Subíndice de importância da edificação
\overline{v}_S	Velocidade média de propagação de ondas de cisalhamento
W	Peso permanente da Estrutura
w_x	Peso efetivo total correspondente à elevação x
Z	Subíndice de sismicidade
φ_i	Índice do pavimento
τ_{w1}	Resistência média ao cisalhamento no estado limite último de paredes com dois pilares nas Extremidades
τ_{w2}	Resistência média ao cisalhamento no estado limite último de paredes com um pilar na extremidade;
τ_{w3}	Resistência média ao cisalhamento no estado limite último de paredes sem pilares nas extremidades;
τ_{c1}	Resistência média ao cisalhamento no estado limite último dos pilares cuja altura livre dividida pela base da seção do pilar é menor que 6,0
τ_{c1}	Resistência média ao cisalhamento no estado limite último dos pilares cuja altura livre dividida pela base da seção do pilar é maior ou igual a 6,0;
τ_{sc}	Resistência média ao cisalhamento no estado limite último dos pilares curtos;

Confiabilidade

β	Índice de confiabilidade
β_w	Índice de confiabilidade com paredes estruturais
β_{alvo}	Índice de confiabilidade de referência
C	Nível de confiança
$f_x(x)$	Função densidade de probabilidades de X
$f_y(y)$	Função densidade de probabilidades de Y
$\Phi (\cdot)$	Função distribuição cumulativa normal padrão
Ω_f	Domínio de falha
Ω_s	Domínio de sobrevivência
M	Margem de segurança
N	Número de simulações
n_s	Número de amostras realizadas
n_f	Número de pontos no domínio de falha
pf	Probabilidade de falha
R	Resistência ou capacidade
S	Solicitação ou demanda



1. Introdução

1 INTRODUÇÃO

Os sismos, como eventos geológicos, não são os mais frequentes, mundialmente, em comparação a outros eventos meteorológicos, hidrológicos (inundações e deslizamentos) e climatológicos (altas temperaturas, queimadas e secas). Apesar disso, os abalos sísmicos são muito devastadores porque afetam uma cidade, um estado, uma província, um país inteiro e até mais de um país.

Com uma série de terremotos em maio de 2012, a região de Emilia Romagna, no norte da Itália, sofreu danos consideráveis. Milhares de edificações, inclusive, inúmeros monumentos históricos tiveram danos severos. A fotografia 1 mostra a torre do relógio danificada, em Finale Emilia.

No ano de 2015, o Nepal sofreu com terremoto de magnitude 7,8 graus, que afetou 8 milhões de pessoas, mais de um terço da população de 28 milhões de habitantes, segundo registros daquele ano. Os efeitos devastadores tiveram reflexos materiais, com a destruição de 500 mil construções, englobando residências, monumentos e estradas (ONU, 2015). A maioria dessas perdas foram propriedades privadas, seguidas por edifícios públicos e patrimônios culturais.

Em fevereiro de 2023, assistiu-se, no sul da Turquia e no norte da Síria, os efeitos de um terremoto principal de 7.8 graus, na escala Richter, acompanhado de terremotos secundários. Esses abalos sísmicos provocaram a morte de 50 mil pessoas e feriram mais de 115 mil, desalojando, pelo menos, 2,4 milhões. Ao menos, 214 mil edifícios colapsaram total ou parcialmente, e, aproximadamente, 385 mil apartamentos foram destruídos. Os danos à propriedade foram estimados em 100 bilhões de dólares (Reuters, 2023).

A região central do Marrocos também foi atingida por terremoto de 6,8 na escala Richter em setembro de 2023 com epicentro na cidade de Marrakech, tornando o mais mortal (2.862 vítimas) na região desde 1960. Este terremoto, em contraste ao ocorrido na Turquia, se deu em região estável (intraplaca), ou seja, distante 550 km ao sul do limite entre a placa da África e da Eurásia.

No primeiro dia de 2024 um terremoto de magnitude 7,6 atingiu a costa oeste do Japão seguido por inúmeros tremores secundários e vitimou mais de 200 pessoas. As consequências das ações sísmicas variam de perdas econômicas e materiais às perdas humanas (mortos, feridos e desalojados), conforme atestam dados históricos de terremotos recentes. Soma-se, também, as perdas culturais decorrentes de danos aos patrimônios e monumentos históricos como foi o caso do

desabamento do santuário Onohiyoshi em Kanazawa, na província de Ishikawa neste último terremoto (2024).



Figura 1. Torre do Relógio danificada por terremoto em Emilia Finale.
Fonte: Sandaker, 2019.

Na contemporaneidade, a concepção de projetos novos ou a reabilitação de edifícios existentes se baseiam em regulamentos que refletem o atual nível de conhecimento. Entretanto, o desafio é como preservar o patrimônio edificado. A partir das décadas de 1950 e 1960, com conhecimento, normativos, materiais e tecnologia, se construiu em grande escala no Brasil. Indaga-se se os edifícios projetados e construídos nesse período, como é o caso do Conjunto Urbanístico de Brasília - o primeiro conjunto urbano do século XX a receber o título de Patrimônio Cultural da

Humanidade (Unesco, 1987) -, respondem aos abalos sísmicos de forma segura, do mesmo modo que as estruturas novas ou se a probabilidade de colapso é compatível com as estruturas novas.

Em Portugal, país com risco sísmico de moderado a elevado, pesquisadores têm conduzido investigações acerca da vulnerabilidade sísmica dos núcleos urbanos antigos, desenvolvendo metodologias de avaliação e ferramentas de gestão do risco sísmico a fim de mitigar e evitar a perda de edifícios e conjuntos urbanos antigos de valor incalculável (VARUM, 2016).

O estudo da sismicidade no Brasil é incipiente. Na década de 1970, começou a instalação de sismógrafos, que coletam dados em uma rede sismológica de operação contínua. A escassez de pesquisas sobre a ação do efeito sísmico nas estruturas brasileiras se justifica pela baixa sismicidade, com acelerações horizontais inferiores a $0,4 \text{ m/s}^2$, uma vez que o território brasileiro está situado na intraplaca sul-americana.

Conforme aponta Miranda (2013), em países com elevada atividade sísmica – Japão e Chile –, as pesquisas desenvolvidas e aperfeiçoadas ao longo do tempo deram origem às normas que obrigam à consideração de efeitos sísmicos em novos projetos e à verificação da vulnerabilidade das estruturas existentes. No Brasil, edificações antigas do centro histórico de Sobral (CE) foram objeto de estudo com metodologias e investigações para subsidiar ações em relação à segurança estrutural das edificações e à preservação do patrimônio edificado para as gerações posteriores (MESQUITA, 2016).

Nesse contexto, o presente trabalho propõe um estudo da vulnerabilidade sísmica do Conjunto Urbanístico de Brasília com a aplicação, inicialmente, da metodologia japonesa, baseada no Método de Hirosawa Adaptado (MIRANDA, 2013), com o objetivo de conhecer o desempenho sísmico de edificações com significância cultural em diferentes cenários, como variação de classe de solo, importância dos edifícios, aceleração horizontal do solo e o grau de deterioração.

Posteriormente, ao Método de Hirosawa Adaptado serão integradas análises de confiabilidade, com a consideração de incertezas por meio de variáveis aleatórias de resistências e de solicitações, visando verificar o nível de segurança estrutural das edificações objeto de estudo. Os resultados alcançados serão ilustrados em gráficos, superfície de desempenho sísmico, superfície de solicitação sísmica, poeira de pontos, superfície de resposta, tabelas e mapas de sismicidade.

1.1 Motivação da pesquisa

Justificado pela estabilidade que o Brasil goza em face de eventos sísmicos, quando comparado a outras posições geográficas, existe a falsa crença que o país é assísmico, ou seja, isento de terremotos. Contudo, essa ideia não está correta, uma vez que somente no ano de 2022 foram reportados 398 eventos sísmicos no Brasil (Observatório Sismológico da UnB, Rede Sismo). Portanto, não há garantia que um sismo de magnitude elevada jamais ocorrerá em áreas urbanas e em sítios históricos brasileiros. Os registros evidenciam terremotos de magnitude 8,0 graus, mesmo em regiões estáveis (intraplaca) no Leste e Centro dos Estados Unidos, com características similares às do Brasil.

Como salienta Miranda (2013), terremotos de grande magnitude em regiões intraplacas têm sido observado em outras posições geográficas do mundo, apesar de raros, como na Índia em 2001 com magnitude de 7,7 graus, na Escala Richter, causando mais de 20 mil vítimas fatais, além de grandes prejuízos materiais. Há consenso de que a propagação das ondas sísmicas em regiões estáveis é mais eficiente, causando catástrofes iguais às aquelas situadas nas bordas das placas.

Com isso, raras pesquisas têm se debruçado na avaliação da vulnerabilidade sísmica do parque edificação brasileiro e, ainda mais escassos, são estudos sobre a vulnerabilidade sísmica do Conjunto Urbanístico de Brasília. É sabido que os patrimônios históricos possuem valor incalculável e, se faz necessário, preservar a significância cultural dos bens patrimoniais, manter os atributos que lhes conferem valor, como a materialidade, fachadas livres, elementos artísticos e arquitetônicos (Australia ICOMOS Burra Charter, 2013). Como, oportunamente, lembra a UNESCO (2015), os sismos são ameaças naturais que têm efeito devastador e imediato com danos excepcionais ao valor universal do bem.

Uma vez que inúmeras edificações existentes no país não consideraram as solicitações sísmicas na concepção estrutural e no detalhamento dos elementos, é evidente que, caso ocorra um evento sísmico nas proximidades de uma área urbana brasileira, os danos resultantes podem ser consideráveis. Isso porque o risco sísmico é determinado pela combinação da ameaça sísmica, vulnerabilidade das estruturas e exposição ao evento.

Conseqüentemente, se faz necessário o estudo da vulnerabilidade sísmica de estruturas existentes para verificar se o edificado apresentará comportamento seguro ou incerto em face de evento sísmico e, caso haja alteração da zona sísmica, quanto comprometerá a segurança estrutural.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo geral

O objetivo principal desta dissertação é verificar o nível de vulnerabilidade e segurança sísmica dos Palácios de Brasília e da Catedral Metropolitana por meio do método de Hirosawa adaptado à realidade Brasileira, e analisar suas principais causas e diferenças.

1.2.2 Objetivos Específicos

Os objetivos específicos desta pesquisa são:

- Relacionar a análise de confiabilidade ao Método de Hirosawa mediante a consideração das incertezas por meio de variáveis aleatórias de resistências e solicitações;
- Identificar a contribuição de cada variável envolvida na análise de vulnerabilidade de sísmica;
- Implementar, computacionalmente, o Método de Hirosawa adaptado a fim de otimizar o cálculo do desempenho sísmico da edificação;
- Propor representações dos índices e subíndices do Método de Hirosawa Adaptado por meio de superfície de desempenho sísmico com plano de ruptura e nuvem de pontos.

1.3 Metodologia

Para alcançar os objetivos, inicialmente, será realizado um levantamento do projeto arquitetônico original dos Palácios e da Catedral Metropolitana, bem como investigações junto às Instituições e aos órgãos públicos do Distrito Federal, visando os projetos estruturais e detalhes referentes às propriedades dos materiais empregados na construção dos patrimônios, para caracterizar e compreender o comportamento de cada estrutura.

A metodologia empregada nesta pesquisa consiste em:

- Revisar bibliografia de autores nacionais e internacionais sobre vulnerabilidade sísmica, análise dinâmica e sísmica, bem como estudo da norma nacional de projeto de estruturas resistentes a sismo;
- Revisar bibliografia nacional e internacional sobre confiabilidade e segurança das estruturas;
- Selecionar os edifícios com significância cultural em Brasília;

- Modelar todas as estruturas dos Palácios de Brasília e da Catedral Metropolitana no Software Revit 2022 ®;
- Extrair os quantitativos de volume, peso e dimensões dos elementos estruturais;
- Calcular a vulnerabilidade sísmica dos Palácios de Brasília e da Catedral em diferentes cenários sísmicos com o Método de Hirosawa Adaptado proposto por Miranda (2013), a partir da ferramenta computacional Seismic V;
- Calcular o índice de confiabilidade dos Palácios de Brasília e da Catedral por meio de implementação da análise de confiabilidade no Método de Hirosawa com uso da técnica de Monte Carlo, na ferramenta computacional Matlab (2021);
- Analisar a sensibilidade das variáveis de entrada do Método de Hirosawa Adaptado por intermédio do Método de Morris para identificar a importância de cada variável na vulnerabilidade sísmica da edificação;
- Analisar os resultados obtidos com a aplicação dos diferentes métodos e expor as conclusões acerca dos comportamentos sísmicos e dos níveis de segurança das estruturas. Os resultados alcançados serão ilustrados em gráficos, superfície de desempenho sísmico, superfície de solicitação sísmica, nuvem de pontos e tabelas.

1.4 Estrutura da Dissertação

O presente trabalho está estruturado em seis capítulos resumidos nos parágrafos subsequentes.

O Capítulo 1, de caráter introdutório, é formado pela apresentação e contextualização da pesquisa, a motivação, objetivo geral e específicos, bem como a metodologia utilizada.

A partir do segundo capítulo, inicia-se o corpus da pesquisa com breve revisão bibliográfica e a introdução de conceitos relacionados ao patrimônio histórico, preservação e arquitetura moderna (primeira seção). A primeira seção do capítulo esclarece termos como significância cultural, autenticidade e integridade. A segunda seção aborda Brasília e as edificações com significância cultural, a partir de um espectro geral. As diretrizes para conservação do patrimônio histórico são discutidas na última seção do capítulo.

O terceiro capítulo é dedicado à leitura dos atributos, bem como a descrição dos patrimônios da arquitetura moderna, objeto de estudo desta pesquisa.

A fundamentação teórica (conceitos e definições) vinculada a sismo está apresentada no Capítulo 4. Um breve histórico das atividades sísmicas no Brasil é desenvolvido e, subsequentemente, as consequências das atividades sísmicas sobre as estruturas de concreto armado. Por fim, é introduzida a Norma Brasileira de Projeto de Estruturas Resistentes a Sismos – NBR 15421 (ABNT, 2023).

No capítulo 5 são introduzidos os tipos de avaliações da vulnerabilidade sísmica de estruturas existentes com apresentação do Método de Hirosawa Adaptado no primeiro nível de avaliação a ser aplicado nos estudos de casos e assim como as limitações. Ainda neste capítulo se discute novas formas de representação dos índices do Método de Hirosawa. Por fim, o capítulo encerra com a implementação computacional do Método de Hirosawa Adaptado e a aplicação em estrutura modelo.

O sexto capítulo prossegue no estudo dos principais aspectos relativos à avaliação da segurança estrutural com a consideração das incertezas. São descritas as etapas essenciais para avaliar um problema estrutural por meio da análise de confiabilidade, além de serem apresentados os diferentes tipos de incertezas existentes. Uma visão geral é fornecida sobre as principais funções de falha relacionadas ao problema, ao mesmo tempo, são introduzidos os conceitos de probabilidade de falha e índice de confiabilidade. Explora-se o método de simulação de Monte Carlo e demonstra-se o cálculo da probabilidade de falha de um sistema em série.

O capítulo 7 desdobra-se na aplicação do método e com a verificação do nível de segurança sísmica dos Palácios de Brasília e da Catedral Metropolitana por meio da análise de confiabilidade. Durante o capítulo, são expostos detalhes técnicos dos elementos estruturais de cada palácio, propriedades dos materiais, geometrias, carregamentos e configurações. Em cada seção, os resultados de desempenho são apresentados em forma de superfície de desempenho. As duas últimas seções destinam-se à análise de sensibilidade aplicada às variáveis básicas de entrada do Método de Hirosawa Adaptado e à comparação dos índices obtidos em cada palácio sob uma ótica global.

No oitavo e último capítulo, apresenta-se as considerações finais da presente pesquisa e a sugestão de temas para trabalhos futuros.

2.

Patrimônio,
Preservação e
Arquitetura Moderna



2 PATRIMÔNIO, PRESERVAÇÃO E ARQUITETURA MODERNA

O termo patrimônio, oriundo do latim *patrimoniun*, significa bens da família, herança transmitida de pai para filho. Segundo a Constituição Federal de 1988, Seção II, artigo 216, “o patrimônio cultural brasileiro são bens culturais de natureza material e imaterial tomados individualmente ou em conjunto, portadores de referência à identidade, à ação, à memória dos diferentes grupos formadores da sociedade brasileira”. Patrimônio cultural, entendido como o legado recebido do passado, vivido no presente e transmitido ao futuro, é considerado fonte de vida e inspiração para a sociedade, sendo ponto de referência e identidade de um povo (OLIVEIRA, 2021).

A importância que a sociedade tem relegado ao patrimônio cultural se justifica em parte pela velocidade crescente da modernização e escala das mudanças sociais. Dessa forma, o patrimônio tem atuado como um importante definidor de identidade para muitas sociedades (UNESCO, 2015).

Lira (2012) afirma que o entendimento de patrimônio como bem de uma coletividade nasce apenas no século XV, onde a ideia de patrimônio histórico está associada à construção, no que tange a sociedade moderna, de uma imagem de si, potencializada por dados genealógicos relacionados à antiguidade.

O Manual de Gestão do Patrimônio Moderno Mundial Cultural (UNESCO, 2016) rememora que o conceito de patrimônio foi ampliado, substancialmente, na última metade do século XX, partindo de uma visão isolada de patrimônio, como monumentos individuais e edifícios, para um reconhecimento do ambiente como um todo, conjunto, visto que este interage com a humanidade.

A UNESCO (2021), por meio do Guia de Orientações para Aplicação da Convenção do Patrimônio Mundial, reforça que o patrimônio cultural e natural integra bens inestimáveis e insubstituíveis não apenas de cada nação, mas de toda a humanidade. Logo, a perda por degradação ou desaparecimento de qualquer desses recursos preciosos implica em empobrecimento do patrimônio de todos os povos do mundo. Ainda, segundo a UNESCO(2021), patrimônios dotados de “Valor Universal Excepcional” devem ser protegidos contra os perigos que os ameaçam.

Nesse ponto, dois conceitos precisam ser trabalhados: o valor e os perigos. De acordo com as Diretrizes Operacionais de 2005, Valor Universal Excepcional (VUE) refere-se a um significado cultural e/ou natural cuja excepcionalidade é tal que transcende fronteiras nacionais, detendo

importância comum para as gerações atuais e futuras de toda a humanidade. Os pilares do VUE são integridade, autenticidade do patrimônio cultural, gestão e proteção do bem salvaguardado. Nesse sentido, para que se considere um patrimônio cultural detentor de valor universal excepcional, alguns critérios são elencados, como:

- I Representar uma obra notável do gênio criativo humano;
- II Ser a manifestação de um intercâmbio considerável de valores humanos durante um determinado período ou em uma área cultural específica, no desenvolvimento da arquitetura, dos monumentos artísticos, do planejamento urbano ou desenho paisagístico;
- III Contribuir com um testemunho único ou, pelo menos, excepcional de uma tradição cultural ou de uma civilização existente ou já extinta;
- IV Ser exemplo destacado de um tipo de construção ou de conjunto arquitetônico, tecnológico ou paisagístico, que ilustre uma ou mais etapas significativas da história da humanidade; Constituir exemplo destacado de habitat, estabelecimento humano tradicional ou de uso na região, que seja representativo de uma ou mais culturas, especialmente, se estes bens tornam-se vulneráveis por efeito de alterações irreversíveis;
- V Estar associado, direta ou indiretamente, com acontecimentos ou tradições vivas, com ideias ou crenças, ou com obras artísticas ou literárias de excepcional valor universal.

O estudo sobre a conservação do patrimônio cultural teve início no século XIX. Entretanto, no século XX, políticas preservacionistas foram transformadas em lei em vários países, institucionalizando a proteção desse patrimônio. Cita-se, como exemplo, a publicação da Carta de Atenas, em outubro de 1931. Dentre as diretrizes da Carta, constam a valorização e conservação das obras históricas e artísticas do passado mediante intervenções regulares e contínuas.

Em 1964, no II Congresso Internacional de Arquitetos e Técnicos dos Monumentos Históricos, em Veneza, foi redigida a Carta de Veneza, para promover a conscientização acerca dos valores humanos e para preservar os monumentos antigos. Em síntese, o documento se caracteriza como diretriz de desenvolvimento da prática de conservação do patrimônio (GALIMI, 2021).

No Brasil, com a Lei nº 378, de 13 de janeiro de 1937, criou-se o Serviço do Patrimônio Histórico e Artístico Nacional (SPHAN), cujo objetivo era promover em todo o país e, de modo permanente, o tombamento, a conservação, o enriquecimento e o conhecimento do patrimônio

histórico e artístico nacional. No Decreto-Lei nº 25, aprovado no mesmo ano da criação do SPHAN, estão expressos os preceitos estabelecidos na Carta de Atenas, como a responsabilidade do poder público na proteção do patrimônio histórico, a regulamentação e instituição do tombamento, o principal instrumento legal de proteção do patrimônio cultural do Brasil.

Prosseguia o movimento modernista brasileiro, iniciado na Semana de Arte Moderna de 1922, em São Paulo, expressando os anseios de inovação e criação por meio de uma nova linguagem estética, acompanhando as vanguardas europeias. A busca pelo novo reconfigurou a identidade nacional e resgatou raízes da cultura popular. Nesse período, destaca-se um grupo de intelectuais que colaborou com atividades do SPHAN, como Lucio Costa, Mario Velozo, Joaquim Cardoso, entre outros, expoentes do movimento moderno e, em particular, da arquitetura moderna. Desse modo, como afirma Brandão (2013), a produção da arquitetura moderna, assim como a preservação do patrimônio, foram protagonistas em comum na construção de identidade nacional por meio de monumentos históricos, artísticos e edifícios modernos.

O ideal de identidade nacional justifica o tombamento e a preservação de edifícios da arquitetura moderna no Brasil, como a Igreja da Pampulha (1943) (figura 2), em Belo Horizonte, e o Edifício Gustavo Capanema (1945) (figura 3), antiga sede do Ministério da Educação, no Rio de Janeiro. Conforme ANDRADE apud MARTINATTI (2021), o Brasil se tornou o primeiro país do mundo a implementar ações legais visando conservar a arquitetura moderna. Tal postura de vanguarda foi fortalecida com o tombamento do Conjunto Urbanístico de Brasília pela Unesco, em 1987. O primeiro conjunto urbano do século XX a ser reconhecido como patrimônio mundial.



Figura 2. Igreja da Pampulha. Fonte: Bruno do Val.



Figura 3. Edifício Gustavo Capanema. Fonte: Iphan.

A arquitetura moderna despontou no início do século XX, quando arquitetos passaram a empregar novos materiais, como o concreto em estruturas em substituição ao aço. Isso possibilitou o uso de formas plásticas e estéticas, assim o material foi explorado nas formas livres, superfícies curvas, cascas de coberturas. Não se restringindo mais a elementos lineares como vigas e pilares. (ADDIS, 2009). Foi o arquiteto franco-suíço Le Corbusier quem criou uma estrutura de concreto armado valendo-se de laje lisa e de pequenos balanços, marcada pelo princípio da planta livre denominada ‘Dom-ino House’, cuja finalidade era a reconstrução das cidades destruídas durante a primeira guerra mundial (1914-1918).

Bierrenbach (2017), apoiada em diversos autores, recorda algumas características que singularizam a arquitetura moderna da arquitetura tradicional:

Ruptura com normas arquitetônicas precedentes e com tipos predeterminados; peculiaridade nos métodos de concepção e produção que aplicam a noção de racionalidade; a busca pela experimentação de técnicas e materiais com a utilização da produção em série e da pré-fabricação; a procura por relacionar de um modo direto as funções com as formas, fazendo com que certos edifícios assumam características funcionais precisas; [...] com o predomínio da utilização de formas e cores puras; e a modificação na concepção espacial, criando inusitadas inteirações entre as dimensões internas e externas dos ambientes (Bierrenbach, 2017).

Conforme Castelotti (2006), a arquitetura moderna teve papel indispensável na transformação social e no surgimento do gosto estético na população. Para Conduro (2005), os arquitetos modernistas defendiam que a nova forma possuía caráter regenerador e os edifícios

permitiam reeducar a população quanto aos hábitos e percepção, ou seja, uma ferramenta de transformação social.

No contexto brasileiro, Inojosa (2019) assinala que a arquitetura moderna teve quatro momentos, compreendidos entre 1930 e 1970, sendo o primeiro em meados dos anos 30, expresso por arquitetos como Luiz Nunes em experiências com concreto armado. No segundo período, salienta-se as produções de Joaquim Cardozo e Oscar Niemeyer no conjunto da Pampulha, em Belo Horizonte (Cassino e Igreja São Francisco de Assis); a Casa de Baile e a Casa de Vidro, da arquiteta Lina Bo Bardi (São Paulo, 1951), perdurando este período até meados da década de 50, com o Museu de Arte Moderna (MAM), em São Paulo, projeto do arquiteto Affonso Reidy (1953).

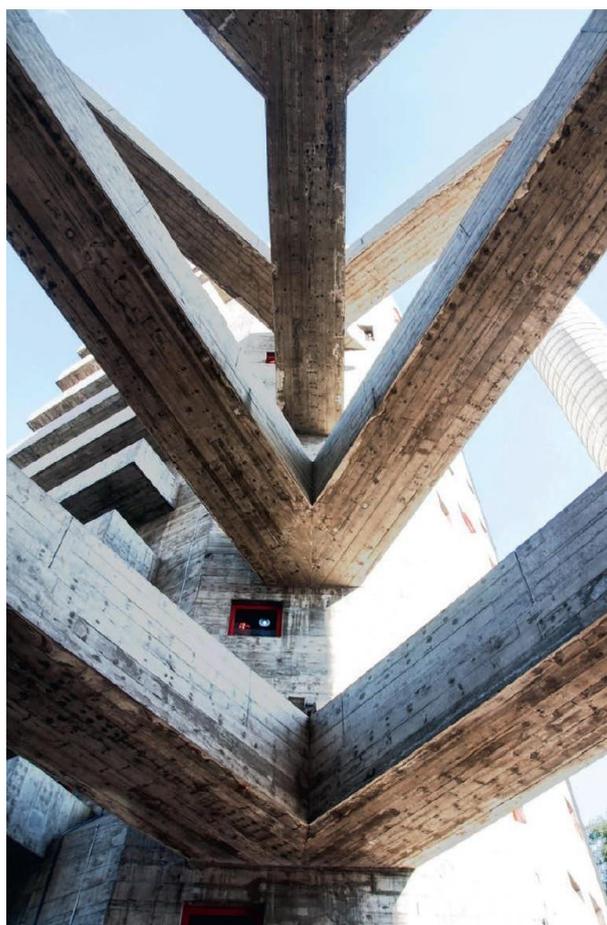


Figura 4. SESC Pompeia. Sandaker, 2019.

O terceiro momento caracteriza-se pela construção de Brasília, marco na arquitetura moderna brasileira, com projetos de Oscar Niemeyer e Joaquim Cardozo, nas décadas de 1950 e 1960 até 1990. O quarto momento situa-se no pós-Brasília, a partir de 1970, quando o movimento modernista na arquitetura se expande pelo Brasil e pelo mundo, originando várias escolas modernistas com características próprias. Dos projetos mais representativos desse período,

sobressaem o MASP, de Lina Bo Bardi (1968), a Editora Mondadori, em Milão, de Oscar Niemeyer (1969), a escola de arquitetura FAU-USP, de Vilanova Artigas (1969), Hospital Sarah Kubitschek, em Brasília, de João Filgueiras Lima (Lelé) (1976), o SESC Pompeia (figura 4), em São Paulo, de Lina Bo Bardi (1986).

2.1 Significância Cultural, Autenticidade e Integridade

Dada a transversalidade deste trabalho, algumas definições de conceitos e documentos são inevitáveis. O entendimento do termo significância cultural está associado ao documento que primeiro instituiu a sua definição, a Carta de Burra (2013). Este documento foi produzido pelo ICOMOS Austrália. Na primeira versão, em 1978, era um guia para a conservação e gestão dos sítios com significado cultural. Esse termo consiste em valor estético, histórico, científico, social ou espiritual para as gerações passadas, atuais e futuras. A significância cultural é intrínseca ao próprio sítio, sua estrutura, ambiente, usos, associações, significados e registros. O valor do sítio pode variar para diferentes indivíduos ou grupos.

Zancheti et al (2008) conceituaram significância cultural como sinônimo de valor do patrimônio cultural ou conjunto de valores fruto do julgamento e da validação de significados passados e presentes de um objeto. O julgamento ocorre no presente baseado nos significados e valores do passado, suportado por instrumentos de memória da sociedade. Para Audi (2006), esse conjunto de valores é a métrica da relevância de algo.

Autenticidade deriva do termo autêntico, que significa verdadeiro, real, legítimo e genuíno. Lira (2010) lembra que a autenticidade, no campo da conservação urbana, começou a ser estudada somente após a carta de Veneza (1964), quando tal característica é posta como inerente ao patrimônio a ser preservado, imprescindível para que o bem continue transmitindo seus valores. A discussão sobre a autenticidade do patrimônio cultural data de 1978, quando a UNESCO passou a exigir um “teste de autenticidade” para a inclusão de bens na lista de Patrimônio Mundial (ZANCHETI et al, 2008). Assim, redigido:

[...] o bem deve ser submetido a um teste de autenticidade com relação ao seu desenho, ao material, às técnicas construtivas, e ao entorno; a autenticidade não se limita a consideração da forma e das estruturas originais, mas inclui todas as modificações subsequentes e adições ao longo do tempo, as quais possuem um valor histórico e artístico [...] (UNESCO apud ZANCHETI, 2008).

No Manual de Gestão do Patrimônio Cultural, a autenticidade é representada como um dos três pilares do Valor Universal Excepcional (VUE), que é entendido como veracidade ou credibilidade dos atributos que refletem o VUE. O manual de preparação para candidaturas para Patrimônio Mundial(2013) declara que a autenticidade é a forma de medir até que ponto os atributos transmitem o Valor Universal Excepcional.

O Guia Operacional do Patrimônio Mundial (2005) conceitua integridade como a medida da inteireza e de estar intacto do patrimônio cultural ou natural, bem como seus atributos. Jokilehto (2006) ressalta o conceito de integridade como a identificação das condições funcionais e históricas do sítio natural ou cultural. Para esse pesquisador, a autenticidade é um “qualificador” ou condição qualificadora, aplicada, exclusivamente, ao patrimônio cultural. Stovel (2007) discute que a integridade tem sido empregada como a habilidade dos gestores em manter o significado do bem. Tanto esse conceito como aquele podem ser utilizados como “habilidade de um bem carregar consigo significados”.

O conceito de integridade é brevemente apresentado no Manual de Gestão do Patrimônio Cultural como a completude do sítio cultural. A avaliação da integridade de um bem passa por três aspectos principais:

- Fronteiras – O bem apresenta todos os atributos que sustentam seu Valor Universal Excepcional?;
- Completude – O bem tem o tamanho adequado para garantir a completa apresentação dos processos e elementos que transmitem seu significado?;
- Estado de Conservação – Os atributos que transmitem o VUE estão em risco por negligência ou deterioração?

2.2 Brasília: Edificações com significância cultural

A criação de Brasília marcou a ruptura da tradição da arquitetura, visto que almejava a monumentalidade e eternidade na história. A cidade, erguida no planalto central pelo então presidente Juscelino Kubitschek, Brasília teve o seu planejamento urbano definido por concurso nacional em 1956, vencido pelos arquitetos Lucio Costa e Oscar Niemeyer e o engenheiro estrutural Joaquim Cardozo. A proposta deles ganhou notoriedade devido à “simplicidade”, como descreveu Lucio Costa, no Relatório do Plano Piloto de Brasília (1957): “Nasceu do gesto primário de quem

assinala um lugar ou dele toma posse: dois eixos cruzando-se em ângulo reto, ou seja, o próprio sinal da cruz (Figura 5) ou ainda uma referência aos traços de um avião”.

Em 2007, ao ser entrevistado, Niemeyer comentou sobre a identidade de Brasília:

[...] me permite, quando alguém vai a Brasília, eu dizer: você vai a Brasília, você vai gostar ou não dos Palácios, mas você não vai poder dizer que viu antes coisa parecida, isso é o principal [...]. O palácio do congresso, por exemplo, ele nunca viu palácio assim, ele pode não gostar. Se ele for inteligente, interessado no assunto, ele vai procurar saber por que ele (Congresso Nacional) é assim, ele vai ver só que foi uma coisa muito pensada [...] (USP. QUEIROZ, 2007).

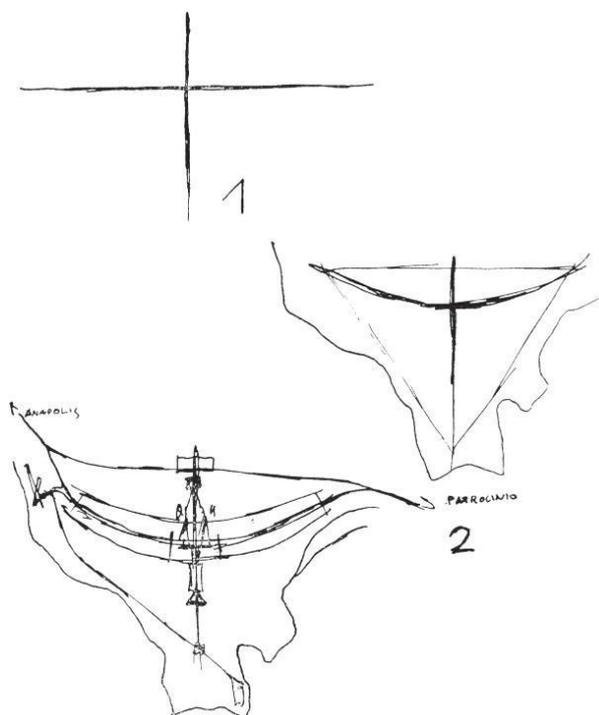


Figura 5. Traçado de Lúcio Costa. Fonte: Costa, 1957.

A implantação da nova capital começou em novembro de 1956 e, no ritmo acelerado imposto pelo presidente Juscelino, para a construção da cidade em três anos e meio, a inauguração ocorreu em 21 de abril de 1960, antes do término de seu mandato. Contemplava o projeto urbanístico de Lucio Costa o conjunto de três edifícios destinados aos três poderes fundamentais e autônomos, situados no vértice do triângulo equilátero, a Praça dos Três poderes, e, ao longo do eixo principal, uma ampla esplanada ou, como chamava o arquiteto, Mall dos Ingleses, onde se dispôs os ministérios e autarquias, além de propiciar paradas e desfiles. Quanto à questão residencial, a proposta indicava superquadras compostas de blocos residenciais, com limitação de gabarito de seis pavimentos e pilotis, praças esportivas, galerias comerciais acessadas pelo público por

meio das vias principais, Eixo Oeste e Leste, e entre quadras com comércios, clubes de vizinhança, biblioteca, acessadas pelas vias secundárias, W-1 e L-1.

Conforme o IPHAN, o patrimônio – material – urbanístico de Brasília é listado em categorias que fazem parte do ambiente construído:

1. Edifícios Culturais: Conjunto Cultural da República, Conjunto Cultural Funarte, Museuda Cidade e Casa de Chá;
2. Edifícios Governamentais: Congresso Nacional (Câmara dos Deputados, Senado Federal e torres administrativas) (Figura 6) e Conjunto dos Ministérios e anexos;
3. Palácios: Justiça, Planalto, Alvorada e Capela, Itamaraty e anexos, Supremo Tribunal Federal (STF) e Jaburu.
4. Praça e seus equipamentos: Praça dos Três Poderes e Pombal;
5. Edifícios Religiosos: Catedral Metropolitana de Brasília e Capela Nossa Senhora deFátima, conhecida como Igrejinha;
6. Sedes Edifício do Touring Club do Brasil e Quartel-General do Exército.



Figura 6. Palácio do Congresso Nacional. Fonte: Autoral.

Galimi (2021) relata que tais palácios com traços impecáveis abrigam diversas funções governamentais, monumentos religiosos, com extrema complexidade estrutural. No entanto, de beleza singular e escultórica, possuem valor cultural social e arquitetônico inestimável, fazem uso do potencial técnico do concreto armado aliado com a criatividade plástica nos desenhos das formas estruturais.

2.3 Diretrizes para conservação do patrimônio histórico moderno

A conservação preventiva é entendida como o conjunto de ações que visam salvaguardar ou estender a vida útil de uma coleção ou objeto (GUICHEN, 1995). No que tange à preservação e à conservação do patrimônio, alguns conceitos-chave necessitam ser revisados. O risco é chance de algo ocorrer causando um impacto negativo sobre os objetivos (ICCROM, 2017). Kaplan E Garrick, 1981, e Shariari Apud Pallin, 2011, mencionam que risco é probabilidade (p) de uma consequência (x) em um cenário (s). A Unesco (2015) define risco como o produto do perigo potencial e da vulnerabilidade. Esse perigo pode ser qualquer fenômeno com potencial de causar dano (terremotos, inundações, conflitos armados, incêndio, epidemias e terrorismo). Já a vulnerabilidade é fraqueza inerente ao bem cultural exposto ao perigo.

Desastres oriundos de riscos naturais e/ou perigos antrópicos podem impactar sobre o patrimônio da humanidade, causando enormes prejuízos, por exemplo, a destruição causada pelo terremoto em Bam, na República Islâmica do Irã, em 2003; a destruição do conjunto de Templos Prambanan, na Indonésia, devido ao terremoto que atingiu a ilha em 2006; e o colapso do Palácio Nacional, em Porto Príncipe, no Haiti, causado por terremoto em 2010.

Ressalta-se que os desastres comprometem não apenas os atributos materiais e valores do patrimônio, mas reverbera, negativamente, na vida da população atingida, como visitantes, funcionários e comunidades que se estabeleceram em áreas próximas, impactando a economia local devido à perda de receita com turismo.

Nesse contexto, a Unesco desenvolveu planos como GRD (Gestão de Risco e Desastres), visando prevenir ou minimizar os impactos negativos de desastres sobre bens inscritos como Patrimônio Mundial. A redução do risco sobre os valores do patrimônio (autenticidade e integridade) não exclui a preocupação com vidas humanas, bens materiais e meios de subsistência. Apesar da GRD não fazer parte do escopo desta pesquisa, os parágrafos subsequentes descrevem os estágios e estruturas principais da GRD e como a pesquisa poderá contribuir futuramente.

Os três estágios principais na GRD são, antes, durante e após o desastre e estão representados na Figura 7. Quanto ao primeiro estágio, compreende atividades de avaliação de risco, prevenção e definição de medidas que minimizem riscos próprios. O estágio intermediário diz respeito a procedimentos de emergência para salvar pessoas e salvaguardar o patrimônio. No terceiro estágio, as atividades pós-desastres englobam a avaliação de danos, tratamento de elementos danificados do patrimônio pelo reparo, intervenção, restauração, adaptação, recuperação ou reabilitação. A gestão, portanto, é um círculo virtuoso em que a experiência na aplicação permite a revisão do plano de GRD e ajustá-lo a partir de casos de fracasso e de sucesso.

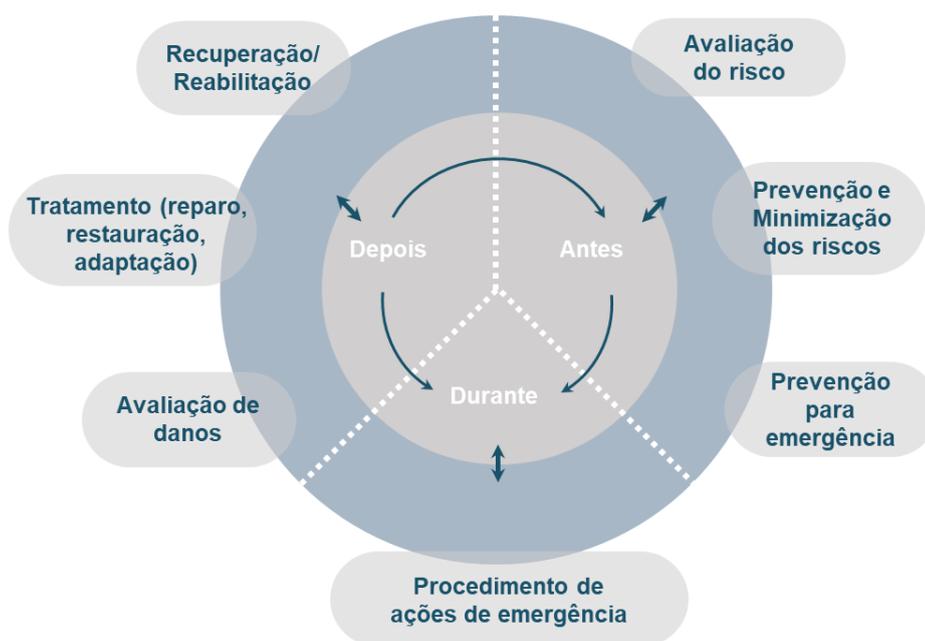


Figura 7. Ciclo de GRD. Fonte: UNESCO, 2015.

O processo de planejamento de GRD compreende as etapas listadas abaixo e representadas em componentes na Figura 8.

1. Identificação e avaliação: como identificar e avaliar risco de desastres?
2. Prevenção e minimização: como prevenir ou minimizar o risco de desastres?
3. Preparação e resposta a emergência: como se prepara e responder às situações de emergência?
4. Recuperação: como se recuperar de desastres?
5. Implementação e acompanhamento.

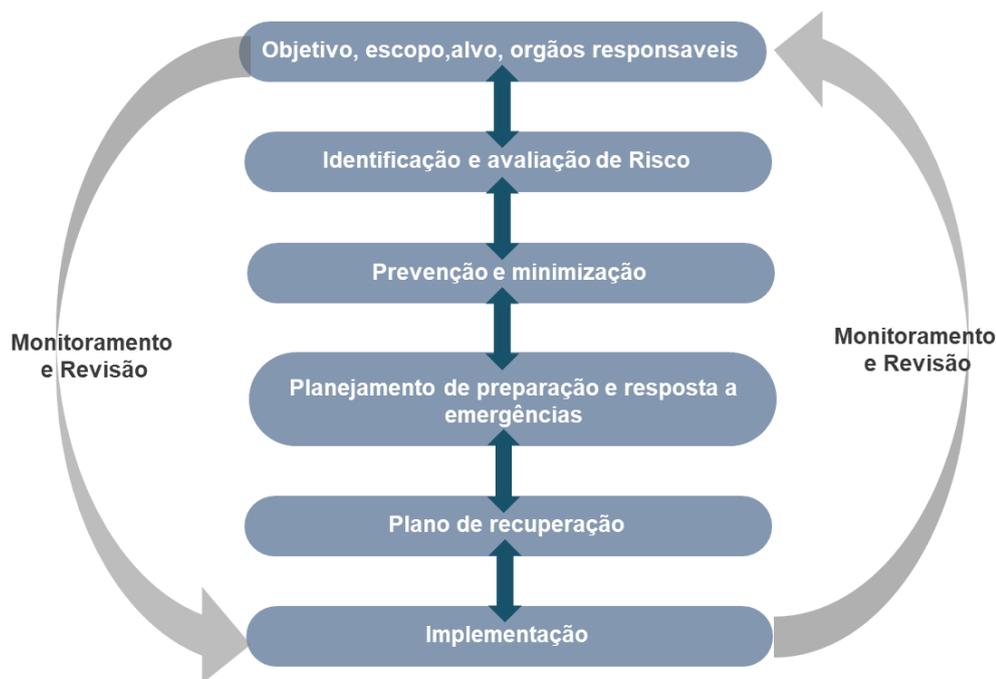


Figura 8. Planejamento de GRD. Fonte: UNESCO, 2015.

Uma vez que todas essas etapas são importantes e indispensáveis, nos textos seguintes, a exposição se limitará à etapa “Identificação e avaliação de riscos”, dada a proximidade do assunto com o eixo desta pesquisa (figura 9).

Primeiramente, é essencial o conhecimento de todos os riscos naturais que o patrimônio está passível, seja de riscos primários, potencialmente, negativos, como terremotos, ou de riscos secundários ou fatores de riscos subjacentes. Nesse estudo prévio, é fundamental o conhecimento de processos que, combinados com o risco primário, podem causar risco ao objeto. Como exemplificação, aponta-se os processos de deterioração e dano que aumentam a vulnerabilidade do patrimônio. No rol de fatores de risco subjacentes, existem os físicos, sociais, econômicos e institucionais. A vulnerabilidade física do bem no plano estrutural e/ou material enquadra-se nos fatores físicos. Nesse aspecto, a Unesco (p. 32, 2015) determina que cada patrimônio deve identificar seus indicadores específicos de vulnerabilidade e monitorar as alterações temporalmente. A título de exemplo, menciona-se os monumentos de Katmandu, Patan e Bhaktapur cuja vulnerabilidade está associada à fragilidade estrutural e à densidade populacional no entorno (JIGYASU, 2002).

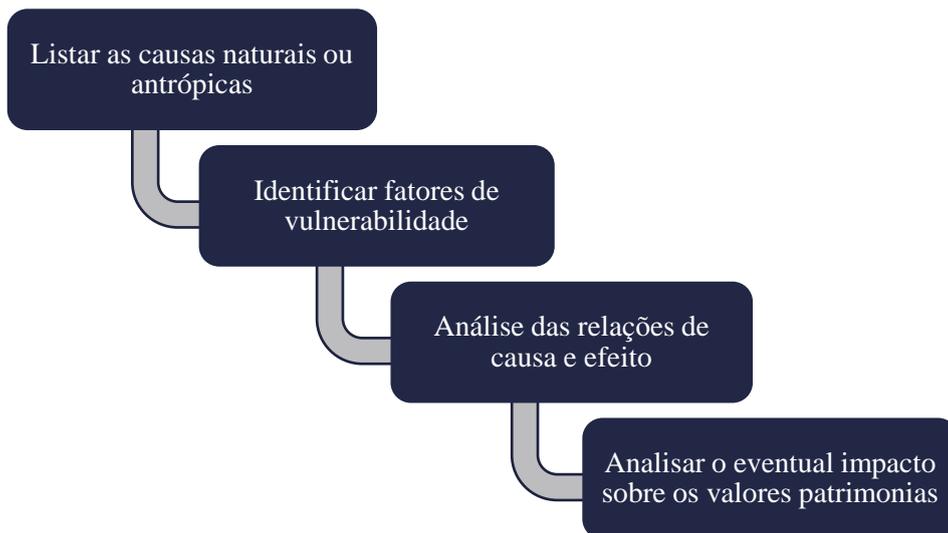


Figura 9. Análise de risco. Fonte: UNESCO, 2015.

Na Figura 10, o diagrama recomenda a análise de relações de causa e efeito observada entre o risco primário e os fatores de risco subjacente. Isto é, como riscos secundários podem aumentar a vulnerabilidade devido ao seu entrelaçamento. A inexistência de manutenções, por exemplo, poderá refletir na redução da vida útil da estrutura de um patrimônio, ou seja, a vulnerabilidade será aumentada. Por conseguinte, a estrutura poderá não apresentar resistência desejada em face de um terremoto específico. Os patrimônios históricos de Brasília selecionados para estudo da sua vulnerabilidade estrutural estão descritos no capítulo seguinte com abordagem limitada aos aspectos históricos e atributos arquitetônicos.

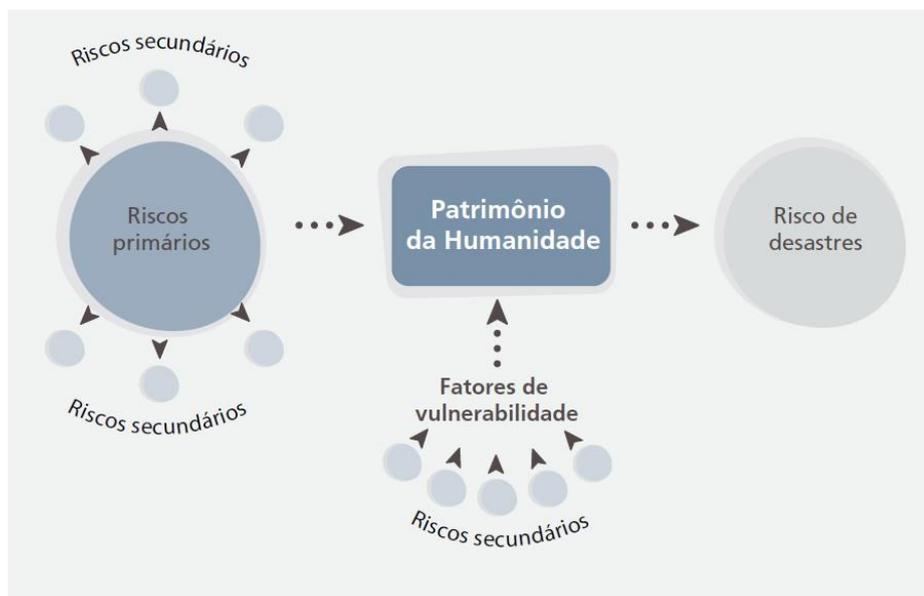
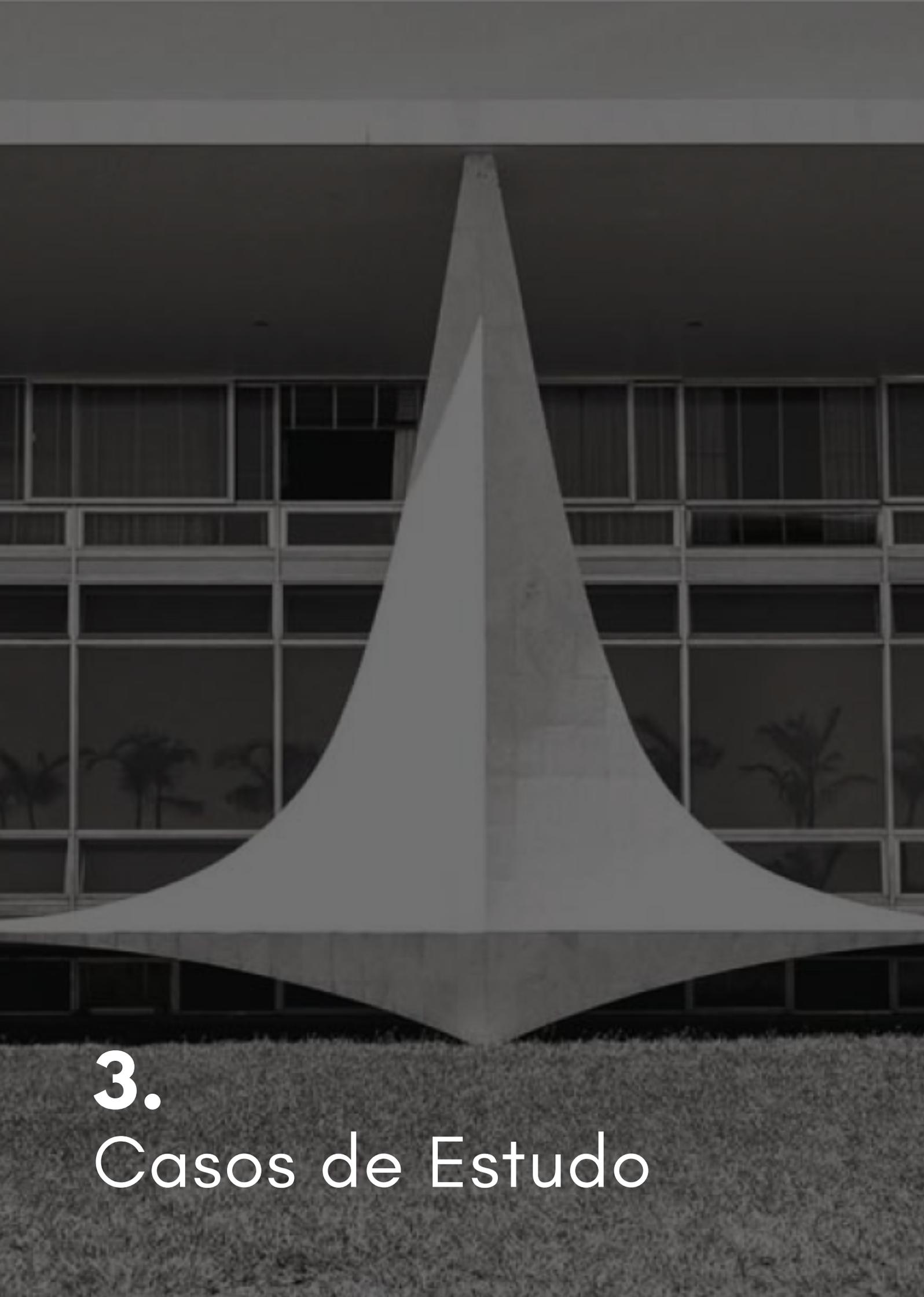


Figura 10. Riscos primários e fatores de risco. Fonte: UNESCO, 2015.



3.

Casos de Estudio

3 CASOS DE ESTUDO

A partir da definição de significância cultural, autenticidade e integridade assim como o entendimento de Valor Universal Excepcional, prossegue-se para o detalhamento da arquitetura dos edifícios objeto de estudo. Neste sentido, o capítulo trata essencialmente de aspectos arquitetônicos e seus atributos, reservando a engenharia de estruturas para o capítulo 7.

3.1 Palácio da Alvorada

Apresentados por Oscar Niemeyer em dezembro de 1956, os projetos de arquitetura do Palácio da Alvorada, residência oficial do Presidente da República, surgiam com uma nova intenção pelo arquiteto: não se limitar apenas à caracterização de uma grande residência, mas torná-la um palácio com espírito de monumentalidade e nobreza. Silva (2012) evoca que os principais volumes da composição arquitetônica da residência oficial são o edifício principal e a capela.

A coexistência da capela vinculada à residência é expressão plástica da arquitetura vernacular brasileira, assim como a solução espacial das varandas limitadas por colunas à semelhança de casas de fazendas antigas. Sobre essas colunas, Joaquim Cardozo relata que sucedia os tipos clássicos e, de certo modo, era uma manifestação da liberdade de expressão, já que modificava e acentuava linhas e contornos de formatos e traços conhecidos e aceitos. E, como ressalta Lucio Costa (1962), a construção simples de uma residência com varanda corrida tomou conta do lugar e marcou, de saída, o tônus: a cidade moderna direcionada ao futuro, mas enraizada na tradição. Sanches (2005) rememora que Santos (1981) em seus desenhos observou a reinterpretação da Casa da Fazenda Columbardê, localizada em São Gonçalo, no Palácio do Alvorada. Silva (2012) realça características do Palácio da Alvorada como embasamento recuado, planos horizontais e volumetria delimitada por colunatas, elemento este caracterizador da composição arquitetônica (Figura 11). Ainda sobre o uso das colunas, Niemeyer (1957) relata suas intenções:

Dedicamos às colunas, em virtude disso, a maior atenção, estudando-as, cuidadosamente, nos seus espaçamentos, forma e proporção dentro das conveniências da técnica e dos efeitos plásticos que desejávamos obter. Estes nos levaram a uma solução de ritmo contínuo e ondulado, que confere à construção leveza e elegância, situando-se como que simplesmente pousada no solo (REVISTA MÓDULO, Nº 7, 1957).

A forma, proporção e espaçamento são variáveis que conduzidas por simplicidade e pureza conferiram função estrutural às colunas que, por sua vez, regem a composição geral e a harmonia

do conjunto (SILVA, 2012). Como essência da arquitetura moderna, o espaçamento entre colunas também expressa o potencial da técnica construtiva (concreto armado)



Figura 11. Palácio da Alvorada. Fonte: Élcio Gomes, 2011.

Ainda sobre a forma plástica, a arquitetura se vale de expressões da leveza, evidenciada tanto pela esbeltez das peças e, como se referiu Joaquim Cardozo, contatos aéreos e articulações, quanto pela dualidade entre grandes vãos e suportes delgados ou inexistência destes e vigas de pouca espessura.

As colunas do Palácio Residencial ainda são as mais elaboradas no contexto palaciano, seja pela complexidade, pela expressividade plástica ou pela função estrutural (Figura 12). Tal é o valor que Niemeyer elegeu nas colunas como elemento arquitetônico, que elas deram unidade ao conjunto dos Palácios de Brasília. Tanto que dividida ao meio resultará nas colunas do Palácio do Planalto, Palácio do Supremo Tribunal Federal e Igreja Nossa Senhora de Fátima (ALMEIDA, 2012).

Traços marcantes da arquitetura modernista são notados na intenção de projeto e na transparência. Isto se manifesta por meio da integração do interior e exterior pelo emprego constante de vastos painéis de vidro (PRUDON, 2008). Almeida (2012) faz referência ao Palácio da Alvorada como prisma puro envidraçado, lembrando dos precedentes como a residência das Canoas e a Casa de Baile da Pampulha. As linhas horizontais formadas pelo corte nos mármore reverberam a

horizontalidade da laje de cobertura, dialogando com o plano verde do chão. Esses traços verticais e horizontais são contrapostos às curvas diagonais das colunas e da capela. Segundo Niemeyer (1957), tais curvas, até então, de pouco uso naquela época, são pontos positivos da arquitetura moderna, engrandecem o vocabulário plástico e aproximam das características barrocas da arquitetura colonial. Os brises móveis dão proteção solar à fachada e, quando fechados, realçam as linhas e a brancura do mármore.

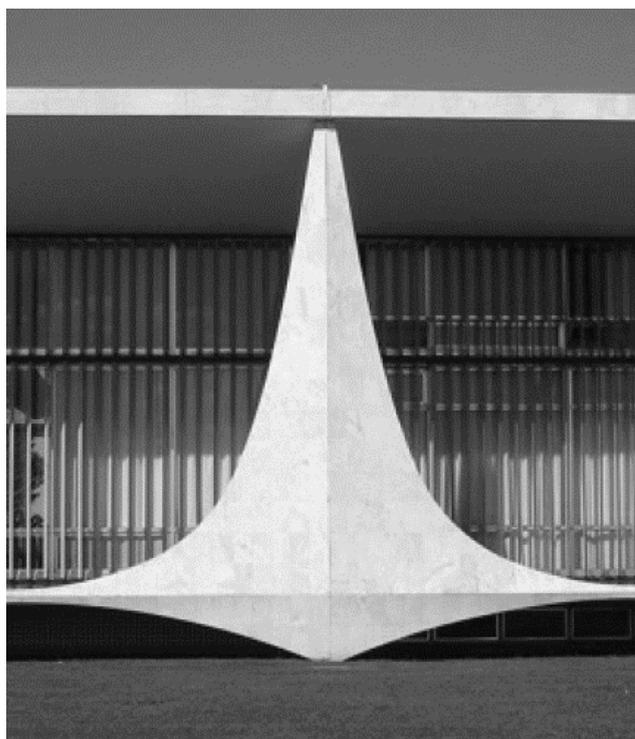


Figura 12. Coluna do Palácio da Alvorada. Fonte: André Souza, 2007.

3.2 Palácio do Planalto

O projeto do Palácio Presidencial - Palácio do Planalto, implantado no vértice norte do triângulo equilátero, na Praça dos Três Poderes, passou por duas versões, sendo a última elaborada a partir de abril de 1958. Foi uma necessidade tanto para obediência de princípios arquitetônicos (unidade plástica com o Palácio do Supremo Tribunal Federal), como acréscimo de áreas e funções administrativas. A locação estratégica é explicada por Silva (2012) como relação distinta dos Palácios com os espaços públicos, já que o Palácio Presidencial, palco de atos públicos representativos, estaria mais sujeito a eventos de manifestações populares, o que limitaria da praça por uma via urbana prevista. A rampa do Palácio, presente em outras obras, foi utilizada como artifício para realçar o elo entre a praça e o edifício.



Figura 13. Palácio do Planalto. Fonte: Autoral.

A composição arquitetônica da segunda proposta é a caixa de vidro, destacada acima do primeiro plano elevado, contido pelo plano da cobertura, e a volumetria mais retangular que a primeira proposta, além do incremento de um quarto pavimento. A adição de varandas na edificação se justifica pela orientação definida e que, de modo parcial, contribuiu para reduzir a carga térmica nas faces envidraçadas oeste e leste. Perpendicular aos planos horizontais das lajes, as colunatas definem o ritmo da fachada (Figura 13).

Em assimetria, que confere singularidade ao monumento, foi posicionada a rampa de acesso principal e o parlatório (tribuna) em formato aproximado ao oblongo (Figura 14). Como estabelecido no Palácio do Alvorada, o intercolúnio e a colunata são elementos ordenadores para as relações de forma, espaçamento e proporção. As formas, para Niemeyer, deveriam estar em função do ponto de vista do visitante, tanto que releva isto, quando escreve:

[...] certas soluções adotadas para as estruturas, estruturas que se modificam plasticamente em função de diferentes pontos de vista, para assumir aspectos diversos, mais ricos e variados. Essa previsão imaginativa sugeriu, nos trabalhos de Brasília, várias soluções, como, por exemplo, afastar as colunas externas do corpo principal dos edifícios [como no Palácio do Planalto], visando permitir que os visitantes delas se aproximem, que as possam contornar, sentido sua verdadeira escala e o espaço que as cerca [...] (Niemeyer, 2000).

A unidade plástica entre o Palácio do Supremo e o do Planalto estão no tipo de apoio (colunatas) adotados. As colunas em arcos foram herdadas do Supremo bem como o afastamento, que de 6,20 m (Supremo) passou para 8,20 m. O perfil superior da coluna prossegue na mesma lógica do Supremo e o inferior dado por arco de 3 pontos, consoante a altura do pavimento térreo.

À base das colunatas, Niemeyer (2000) se referiu: “os palácios [...] apenas tocando o chão”. Ao que Joaquim Cardoso defendia: “Um dia, vou fazê-las mais finas ainda, de ferro maciço”.

Em suma, o projeto foi composto de quatro pavimentos visíveis, externamente, subsolos e quatro anexos semienterrados. O pavimento térreo destinou-se ao acesso público e o segundo pavimento às funções nobres do palácio, como os salões leste, oeste e central. Os restantes foram reservados às funções administrativas. Ademais, projeto previu mezanino entre o segundo e terceiro pavimento com desenho sinuoso.



Figura 14. Rampa do Palácio do Planalto. Fonte: Autoral.

3.3 Palácio do Supremo Tribunal Federal

A concepção do Palácio do Supremo Tribunal Federal ocorreu de forma simultânea à Sede do Poder Executivo, conforme argumenta Silva (2012), tendo como base as datas registradas nos projetos elaborados, onde se verificou concepções do Palácio do Supremo entre 3 de dezembro de 1957 e 25 de abril de 1958 e o segundo projeto do Palácio do Planalto foi registrado entre 15 de janeiro de 1957 a 23 de abril de 1958.

Situado no vértice sul da Praça dos Três Poderes, defronte ao Palácio Presidencial, o Supremo Tribunal Federal foi objeto de dois estudos. O último estudo contava com três níveis acima do terreno e um subsolo cujas finalidades respectivamente são: térreo com acesso público e solene, tendo ao centro da composição arquitetônica; o plenário com dupla altura; segundo pavimento dedicado às salas privativas dos Ministros e gabinete do Presidente; e, por último, o terceiro nível

para área de escritórios e funções administrativas e de apoio. O subsolo reservou-se para atividades técnicas.

Diferentemente do primeiro projeto caracterizado por uma composição quadrada, a segunda concepção possuía uma volumetria significativamente retangular realçada pela distribuição lateral das colunas e pela inserção de rampa voltada para a praça (Figura 15). Aliás, o posicionamento das colunas torna único esse Palácio no momento em que Niemeyer faz a inserção na lateral do eixo dominante, diferentemente dos outros dois Palácios apresentados onde as colunas faceavam fachadas frontaise posteriores.



Figura 15. Palácio do Supremo Tribunal Federal. Fonte: Autoral.

O tipo palaciano de Brasília perdura com a caixa de vidro limitada pelos planos de cobertura e intermediário, este se destaca do solo em 1,3 metros. Silva (2012) rememora que as colunas do Supremo são, na verdade, uma variação do modelo original da Coluna em Arcos. Essa variação, no entanto, não se desenvolveu ao acaso, mas como uma obediência aos fundamentos lançados no Palácio da Alvorada, como equilíbrio entre espaçamentos, forma e proporção. Em outro estudo Silva (2012) considera que transpõe a coluna original para o Palácio do Supremo e, mantendo as premissas anteriores, no simples giro da coluna com orientação perpendicular a fachada, surge a meia coluna corroborando a unidade entre os Palácios do Planalto e do Supremo, intenção de projeto de Niemeyer assertivamente alcançada. Ele externou a sua preocupação: “Na praça dos Três Poderes, a unidade foi a minha principal preocupação, concebendo para isto um elemento estrutural que atuasse como denominador comum aos dois palácios – Planalto e Supremo Tribunal Federal” (Figura 16).

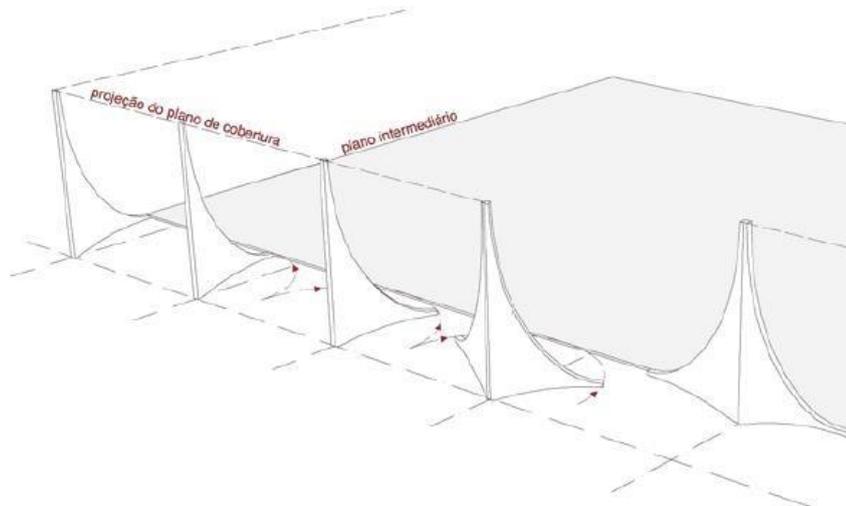


Figura 16. Giro das Colunas do Supremo Tribunal Federal. Fonte Silva, 2012.

3.4 Palácio do Itamaraty

O Palácio do Ministério das Relações Exteriores foi implantado na cabeceira da Esplanada dos Ministérios (Figura 17), marcando uma transição entre o núcleo central da espacialização do Poder estabelecida na Esplanada. Durante onze anos, da data da inauguração de Brasília até a inauguração em 21 de abril de 1970, três estudos arquitetônicos foram propostos sendo a primeira versão em 1959; a segunda versão em 1960; e terceira em 1963.



Figura 17. Palácio do Itamaraty, vista satélite. Fonte: Google Earth, 2023.

Até a inauguração da nova capital brasileira, a chancelaria brasileira estava estabelecida na primeira sede, no Palácio do Itamaraty, no Rio de Janeiro, desde os tempos imperiais, quando

recebia o Imperador D. Pedro II. Para Brasília, o desafio se traduzia em transpor a arquitetura para a nova sede sem desconsiderar o valor do Palácio do Rio de Janeiro. Rossetti (2017) faz um paralelo quando descreve a antiga sede como grande residência, caracterizada por arcos imponentes de granito. O autor relembra que essa característica foi transferida para o Palácio do Itamaraty, em Brasília, com os arcos em concreto aparente e a volumetria em vidro (Figura 18). Destaca-se que, inicialmente, o nome da nova sede era Palácio dos Arcos.



Figura 18. Palácio do Itamaraty. Fonte: Autoral.

Evidencia-se que não apenas esse atributo foi herdado do velho Palácio, mas também a fachada assobradada que dava abertura em balcões para cidade, assim como ocorre com o novo Palácio se lança para Esplanada dos Ministérios, Palácio do Congresso Nacional, Praça dos Três Poderes e Palácio da Justiça (ROSSETTE, 2007). Outros elementos em comum nos dois edifícios do Itamaraty são os átrios que valorizam os ambientes conectados, bem como a presença de água circundando todo o edifício. Como rememora Holanda (2022), a separação por vão de duas massas opacas é um tema recorrente nos projetos de Niemeyer. Trata-se de um artifício para fortalecer a integração entre espaços internos e entorno dos prédios.

Holanda (2022) observa ainda que o edifício marca uma nova ênfase no trabalho de Niemeyer, devido aos diversos atributos que o distingue dos demais palácios. No Itamaraty, em Brasília, a criatividade é mais contida, com formas geométricas mais simples e configuração, rigorosamente, simétrica com quatro fachadas idênticas.

O fundamento de unidade arquitetônica, amplamente defendido e empregado por Niemeyer, nos Palácios da Praça dos Três Poderes, perpetua-se, mais uma vez, no novo Palácio. Rossetti (2007) afirma que isso prevalece no Itamaraty quando se estabelece articulações entre as modulações das

colunas, das escadas espirais nos edifícios e, até mesmo, na caixilharia, traduzindo um conjunto arquitetônico com diferenças, mas dentro da mesma unidade. A plasticidade da estrutura expressada pelo mármore branco revestindo o concreto, que passa a ser tensionado para um concreto aparente. Para Niemeyer, a arcada dialoga com as colunatas dos demais palácios. Esta definição de colunata foi usada por Bruand (1981) para sustentar o partido grego exposto nas obras de Niemeyer. Há também concordância se quando afirma que o edifício é peristilo à moda dos templos gregos.

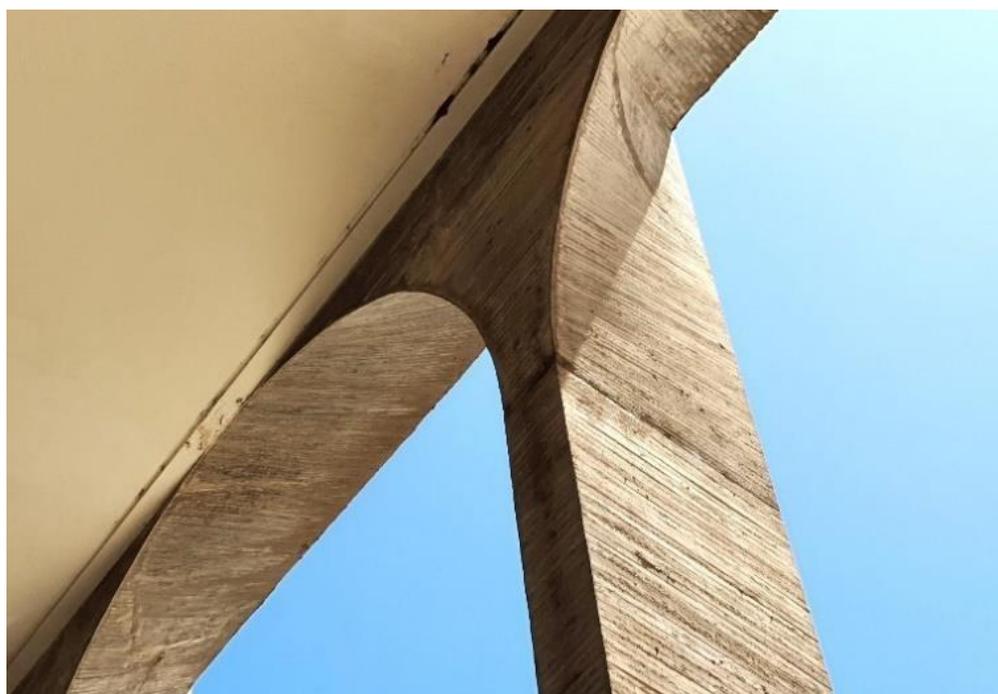


Figura 19. Arcadas em concreto armado. Fonte: Autoral.

A textura delicada presente no concreto aparente das arcadas cria um equilíbrio com a rudeza do concreto. Os frisos horizontais ininterruptos foram cuidadosamente estudados pelo arquiteto Milton Ramos, quando construiu três protótipos em escala real a fim de averiguar os efeitos da luz e da sombra para imprimir no concreto a textura desenhada por Niemeyer. Rossetti (2017) observa que as impressões das marcas das tábuas são como uma anticanelura oriunda dos templos gregos (Figura 19). Todavia, diferentemente da disposição original vertical, evoca, na horizontal, o centro de curvatura dos arcos. Para esse autor, a fôrma contribui para a força da forma.

A dimensão das colunas realça a polarização entre a robustez da estrutura e a leveza das formas. E, tal qual no Palácio do Planalto, os arcos abrem-se e fecham-se, ou ainda, ganham ou perdem peso e espessura movendo-se dinamicamente, de acordo com o ponto de vista do observador. A forma plástica da composição arquitetônica é realçada pelo espelhamento na superfície das água. (Rossetti, 2017)

Recorrendo à história, Nieyemer em certa medida segue o rito milenar da formalidade de templos e palácios, isto é, opta pela transição indireta entre dentro e fora marcado por escadarias, fossos e outros artifícios, ao mesmo tempo que segue a cartilha moderna de edifícios soltos. No Itamaraty, introduz-se tal formalidade sutilmente com espelho d'água (Figura 20), já comentado, e as duas passarelas praticamente niveladas com a calçada. Essa formalidade singular não acontece no Palácio do Congresso Nacional, Supremo Tribunal, Palácio do Planalto e, de certo modo, no Palácio da Alvorada. Nestes palácios, diferentemente do Itamaraty, é proeminente a elevação do piano nobile¹, piso principal dos prédios.

Internamente, a entrada do palácio é marcada por pé direito simples sob o mezanino e, prosseguindo com pé direito duplo sobre o recorte do mezanino, e, parafraseando o Holanda (2022), pontuado pela escada helicoidal, surpreendentemente, presa em apenas dois pontos. Avançando pelo interior do palácio, retoma-se ao pé direito simples sob o mezanino e, por fim, pé direito duplo abrigando os jardins amazônicos de Roberto Burle Marx, contendo grande carga simbólica.



Figura 20. Palácio do Itamaraty. Fonte: Autoral.

¹ O piano nobile refere-se ao piso principal de uma grande casa, destacando-se por suas proporções elevadas e abrigando as salas de recepção. Esta designação é especialmente associada a palácios na arquitetura, compreendendo os principais espaços de recepção e quartos da residência.

No andar superior, merece destaque a sala dos tratados que se volta transparente para a Esplanada. Para o acesso ao mezanino, uma escada plissada conduz ao último piso, a Sala Dom Pedro I, avultada de obras de arte. Sobre a carga histórica e arquitetônica desse piso, Holanda narra:

Oscar mais uma vez evoca a história [...], ele emula as varandas das casas como no Engenho Poço Comprido, em Pernambuco. O avarandado expande o espaço interno do piano nobile para o externo com lugar ameno coberto, mas aberto, propício ao descanso, à vigilância do senhor do engenho. Muitos comentaram como o arquiteto explora a solução na capela e nas varandas do (Palácio) Alvorada. Mas, no Itamaraty, como em tudo, ele mais uma vez inova. O terceiro piso resgata o espaço oitocentista, mas também evoca o terraço-jardim, um dos cinco pontos basilares da arquitetura moderna propostos por Le Corbusier. Novamente, um jardim de Burle Marx qualifica o lugar destacado pelo foco de luz zenital (Holanda, 2022).

3.5 Palácio da Justiça

Em 5 de maio de 1962, a pedra fundamental da primeira sede própria do Ministério da Justiça foi estabelecida adjacente ao Eixo Monumental. O início da obra ocorreu em 12 de outubro de 1965. A inauguração aconteceu quase sete anos após o início das obras, em 3 de julho de 1972, na data do sesquicentenário da fundação do Ministério da Justiça. Niemeyer (2000) relata que a sua preocupação era prever uma arquitetura mais simples, contudo, elegante e repetida, fácil de elaborar e aceita pela grande maioria. Sem dúvida, é admissível notar similaridades desde os arcos, colunas ao formato do Palácio da Justiça com o Palácio do Itamaraty (Figura 21).



Figura 21. Palácio da Justiça. Fonte: Autoral.

O realce externo do palácio fica por conta das quatro fachadas distintas que o edifício ostenta. Aliás, o processo de concepção dessa característica singular é explicado por Niemeyer:

Quando estudei esse palácio, me veio a ideia de criar jogos d'água sobre o lago previsto; e os coloquei entre as colunas do prédio. Foi a primeira fachada de fontes que imaginei e que surpreendeu e agradou a todos, como eu havia pressentido. (Niemeyer, 2000).

A fachada especificada, situada na via N1, no Eixo Monumental, é estruturada com nove semiarcos, ocupando o intercolúnio dos pilares esbeltos. Em variados níveis, seis cascatas estão dispostas em balanço, que revelam a intenção de projeto de Niemeyer. Conforme Buzaid (1974) apud Moreira (2007), sob as cascatas está o jardim aquático projetado por Roberto Burle Marx. Noutra extremidade, a fachada norte segue o mesmo ritmo de espaçamento dos pilares (6,50 m), porém, diferentemente da fachada principal, seus nove arcos completam 180 graus.

Na fachada oeste, outra ocorrência singular é destacada: lâminas ou pilares de concreto armado de diferentes dimensões, sutilmente rotacionados, compõem um “brise-soleil” em toda a elevação e extensão, com a função principal é impedir a incidência direta de radiação solar no edifício. Inojosa (2010) comenta que a disposição variável dessas lâminas confere à fachada certo dinamismo e movimento bastante singular (Figura 22). Se nessa fachada procurou-se ocultar o corpo interno do edifício, intenção oposta é vista na fachada leste, pois, numa breve leitura, os pilares esbeltos distam 13 metros, o que implica em menor número de elemento vertical, bem como a ausência de arcos no intercolúnio.



Figura 22. Fachada Oeste do Palácio da Justiça. Fonte: Autoral.

Internamente, sobressai na arquitetura o jardim implantado no núcleo do edifício e projetado também por Burle Marx. O ambiente se situa no terceiro pavimento e se estende até a cobertura, sendo delimitado por vigas que formam um grande pergolado. O pé direito do jardim totaliza, portanto, 10,1 m. Conforme será destacado na seção 5.3, uma sequência de pilares adjacentes ao jardim e espaçados por 45 cm, aproximadamente, integram uma espécie de brise no jardim.

3.6 Catedral Metropolitana de Brasília

Em 1958, Oscar Niemeyer explicou como concebeu a futura catedral:

Para a Catedral de Brasília, procuramos encontrar uma solução compacta, que se apresentasse externamente - de qualquer ângulo - com a mesma pureza. Daí a forma circular a adotada, que, além de garantir essa característica, oferece à estrutura uma disposição geométrica, racional e construtiva. [...] os montantes [...] marcam o desenvolvimento da fachada, numa composição e ritmo como de ascensão para o infinito. Entre eles, placas de vidro refratário de cor neutra serão usadas, de modo a manter o interior em ambiente de suave recolhimento, no qual as formas do púlpito e do coro se destacam como elementos de escala e composição plástica. (Niemeyer, 1958, p. 08-09).

Müller (2003) ensaia em poucas palavras o espetáculo arquitetural e estrutural da Catedral de Brasília:

A partir de uma base circular, enterrada aproximadamente 3 metros em relação ao nível exterior, série de pilares parabólicos justapostos alçam-se ao céu desde um anel inferior de concreto até unirem-se próximo ao topo por uma laje onde repousa expressiva metálica e o intercolúnio completado por panos de vidros (Müller, 2003).

Para a Catedral, Niemeyer lançou mão de uma nova experiência arquitetural, que sintetizava monumentalidade, simbolismo e função social da catedral (MÜLLER, 2003). O arquiteto firma tais experiências, por exemplo, na galeria de acesso à Catedral, criando contraste claro/escuro, estreito/largo (Figura 23), nas suas palavras:

“A entrada em rampa leva, deliberadamente, os fiéis a percorrer um espaço de sombra antes de se atingir a nave, o que acentua pelo contraste os efeitos de luz procurados.[...] Se o arquiteto deseja dar ao volume interior que criou maior imponência, uma das soluções é o contraste espacial, isto é, projetar um acesso mais estreito, dando ao visitante – pelo contraste, a impressão da amplitude desejada. É a explosão da qual nos falava Le Corbusier, princípio que se repete por toda a arquitetura. Quando projetamos a Catedral de Brasília, desenhamos como acesso uma galeria estreita. O objetivo era dar aos que a visitam, ao entrarem na nave, uma impressão de grandeza multiplicada e, fazendo-a escura, acentuara luminosidade e o colorido previsto. (Niemeyer, 1978, p.56).

O relato acima do próprio Niemeyer reforça a tese de que para a concepção desse monumento, o arquiteto se valeu também da maior inspiração da arquitetura moderna: Le Corbusier (IPHAN, 2017). Cita-se projetos do arquiteto franco-suíço: a capela Ronchamp (1953-55), a capela



Figura 23. Acesso à Catedral de Brasília. Fonte: Autoral.

de La Tourette (1957) e a Igreja de São Pedro Fiminy, na qual se confirmou também a presença ou a ausência de luminosidade, jogo de luz e penumbra. A estética da Catedral de Brasília expressa preceitos da arquitetura moderna, quando a forma segue a função. Por consequência, a catedral, como escultura arquitetônica, que atendia ao uso religioso, deveria se contrapor à linguagem clássica dos edifícios ministeriais (BARKI & SEGRE, 2012). Há na intenção de projeto, além da monumentalidade, metáforas como profano e sagrado, ou como se referiu Underwood (2002), itinerário da alma humana a caminho da redenção, contrastes como terra, umbral, céu ou ainda nascimento, morte e renascimento.

Concernente à estrutura externa, Niemeyer, em entrevista concedida ao Jornal O Globo, frisou que as catedrais sempre expressavam o progresso de cada época, marcado por grandes vãos, fachadas apuradas ou interiores ricamente detalhados. Nessa entoada, se propôs a fazer o projeto constituído de arrojo, leveza e exemplo de técnica contemporânea. À época, as novas técnicas de

concreto armado, nas palavras do arquiteto, “tudo nos permite” e, com isto, ele não buscava apenas uma obra imponente ou original. Visava uma catedral que não carecesse de cruz, santos, para se caracterizar como a Casa de Deus. Uma grande escultura por si só deveria refletir a ideia de religiosidade e monumentalidade. Isso se reflete nas colunas em curvas ascendentes que exprimem um gesto de apelo e comunicação.

Brito et al (2000) apud Pessoa (2002) proclamam que a Catedral de Brasília, diferentemente das demais, onde o teto se conforma em arco ou ogiva, que converge para uma abóboda protetora e invertida, os montantes se opõem num gesto violento de tensão como o de duas mãos estendidas com os dedos abertos num espasmo de súplica. Há ainda quem compare com a coroa de espinhos de Cristo na Paixão. Pertinente à nave, o projeto inicial indicava uma camada de vidros de cor neutra engendrada por caixilhos e, assim, foram inseridos vidros fumê, concedendo um tom de “suave recolhimento”. No entanto, em 1976, Niemeyer recomendou a troca de 10% dos vidros fumê por placas de vidro transparente e, posteriormente, vidro com “amarelo ouro-velho”. Este, por sua vez, não era fabricado no Brasil, e assim manteve até 1988, quando foram instalados vidros incolores reflexivos a fim de melhorar o conforto térmico. Nesse mesmo ano, os vitrais de Marianne Peretti foram instalados. As faixas onduladas e coloridas da obra sugeriam o movimento das nuvens e, acima do altar o vitral, se encaixava formando um elemento oval rosado, que expressava a vida envolvida pelo manto, isto é, a maternidade de Nossa Senhora (SCOTTÁ, 2010) (Figura 24).

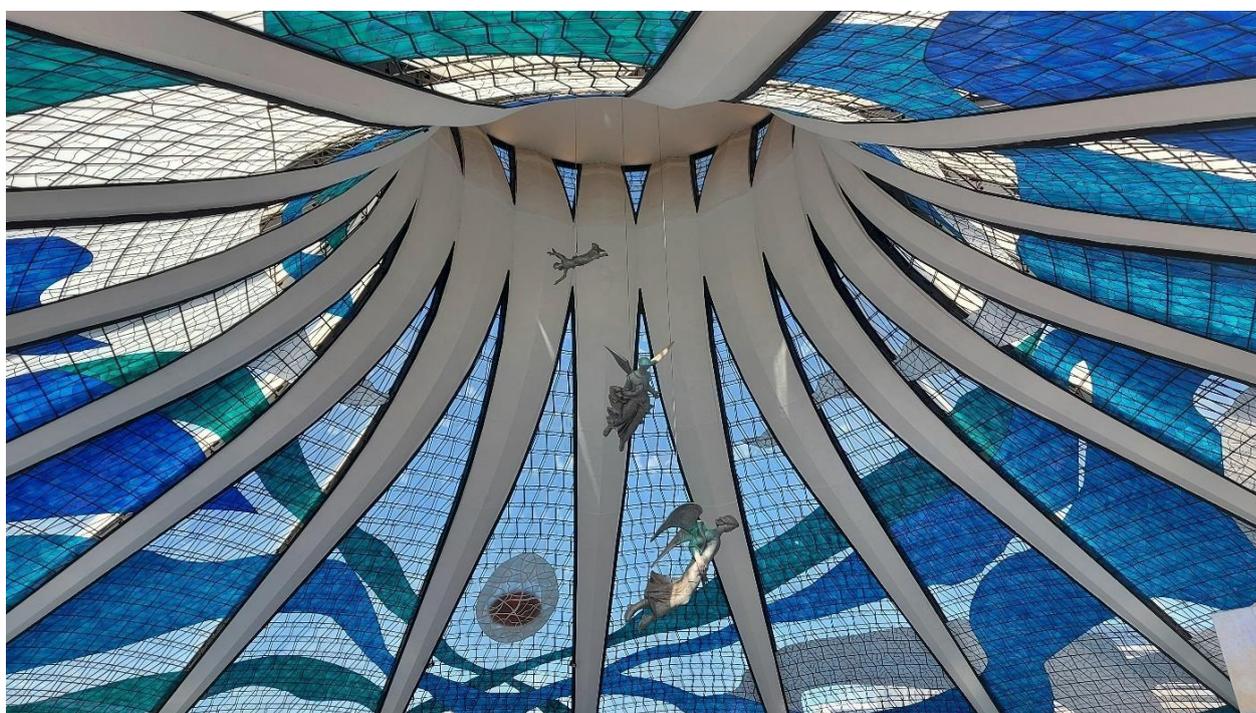


Figura 24. Interior da Catedral Metropolitana de Brasília. Fonte: Autoral.

Sob a nave – rebaixada três metros em relação ao piso do terreno – encontram-se as capelas e as ligações com as salas e serviços anexos à Catedral, e ainda o batistério, localizado, como previsto inicialmente, fora do templo. Foram previstos 40 metros de altura, a capacidade para quatro mil pessoas e um conjunto anexo com cerca de dez mil metros quadrados de construção. Durante os processos de retrabalho, houve manutenção dessa altura, corrigida para 30 metros. Assim como a quantidade de montantes, 21, contidos em uma circunferência de 70 metros de diâmetro, que, também, foram reduzidos para 16.

Ademais, salienta-se que antes mesmo da obra ser concluída, em 1961, houve uma proposta de tombamento da Catedral, apresentada pelo deputado federal Jonas Bahiense, e negada pelo SPHAN com parecer de Lucio Costa, afirmando que não se poderia tomar algo antes mesmo de sequer existir. A iniciativa do parlamentar contrariava, na opinião do arquiteto urbanista, a ordem natural do processamento previsto por lei. Este e outros argumentos não se sustentaram por muito tempo, uma vez que o parque inacabado do Flamengo, no Rio de Janeiro, foi tombado naquele mesmo período, por iniciativa do então prefeito Wadjô Gomide. Desse modo, com anuência de Lucio Costa, a Catedral de Brasília, ainda em construção, foi incluída no livro do Tombo das Belas Artes, em 1º de Junho de 1967, Folha 088, inscrição nº 485.

Após breve introdução e descrição dos edifícios com significância cultural, o próximo capítulo é destinado à definição de sismo, triagem das atividades sísmicas recentes no Brasil e no mundo e a abordagem da norma sísmica brasileira recém revisada ABNT NBR 15.421:2023.



4.
Terremotos

4 TERREMOTOS

Os terremotos podem se originar de fraquezas no plano da crosta terrestre, definidas como falhas (Figura 25). No primeiro momento do sismo, ondas sísmicas são geradas que se propagam através da crosta terrestre. Essas ondas consistem em grandes quantidades de energias liberadas por alguma perturbação ou fonte. A região onde o movimento sísmico se origina é definida como foco ou hipocentro e o respectivo ponto na superfície terrestre no qual ocorre o tremor é definido como epicentro.

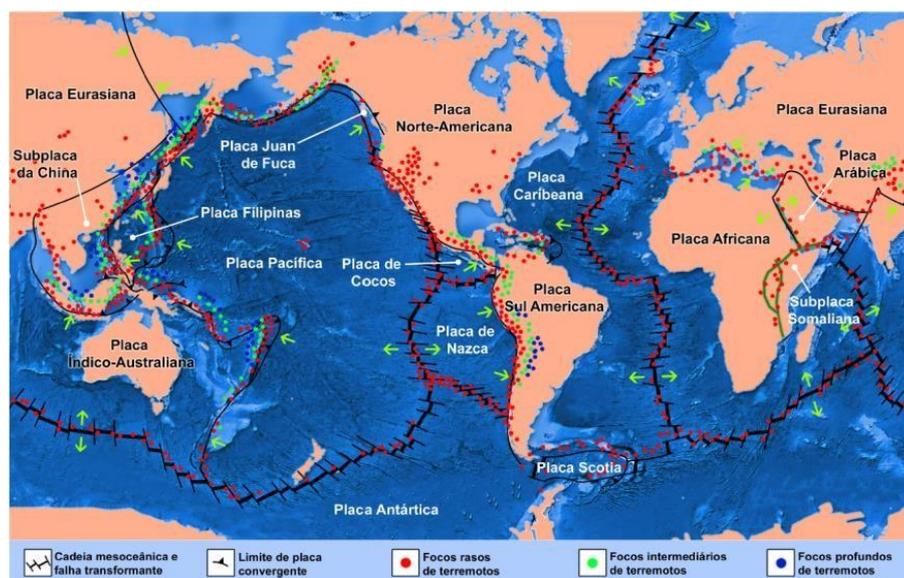


Figura 25. Distribuição geográfica das placas tectônicas

A profundidade do foco pode ser rasa, intermediária ou profunda, sendo que os abalos sísmicos mais devastadores são registrados na classe rasa. As ondas são definidas como de compressão (“P” – Primary waves), ondas transversais ou secundárias (“S” – Secondary waves) e ondas de superfície (Raleigh waves; Love waves) (CLOUGH E PENZIEN, 1995). As ondas Rayleigh são ondas de compressão e tração e as ondas Love são cisalhantes. As ondas de superfície, apesar de viajar mais lentamente que as ondas de compressão, transmitem mais energia e são mais efetivas em causar danos à estrutura (TEDESCO, 1998).

O sismógrafo é o aparelho que detecta a aceleração do solo produzida por um sismo e o registro gráfico é denominado acelerograma. As três componentes do movimento do solo gravadas por um acelerograma providenciam descrição completa do sismo, que atuará na estrutura. Contudo, para cada componente, as grandezas mais importantes, do aspecto de produzir resposta estrutural, são a amplitude, conteúdo de frequência e duração (Clough e Penzien, 1995).

A magnitude é a medida da quantidade de energia liberada no sismo proposto por Charles.F. Richter, que desenvolveu a Escala de Richter. A magnitude M é determinada da expressão em que A é a máxima amplitude da onda sísmica em microns ($10^{-3}mm$), como a seguir:

$$M = \log_{10}A \quad (1)$$

Uma correlação entre a energia liberada E_f na falha e a magnitude Richter M foi desenvolvida por Gutenberg e Richter, e está expressa como:

$$\log_{10}E_f = 4.8 + 1.5M \quad (2)$$

A máxima aceleração do solo ou PGA (Peak Ground Acceleration) influencia a amplitude de vibração e tem sido comumente empregada para escalar o espectro de projeto do sismo e o histórico no tempo das acelerações. A duração da movimentação do solo influencia na severidade do sismo, ou seja, se um terremoto com alta aceleração máxima ocorre em região de alta ameaça sísmica, porém, em curto período de tempo, é improvável que implique em danos aos diversos tipos de estruturas. Por outro lado, um pico de aceleração moderada de longa duração pode ocasionar danos a certos tipos de estruturas. Diversas tentativas de correlacionar o PGA com a magnitude de um terremoto e duração da movimentação do solo têm sido feita, como observado abaixo:

$$\log_{10}PGA = -2.1 + 0.81M - 0.27M^2 \quad (3)$$

Anualmente, em média, 10 mil pessoas morrem em todo o mundo por causa de terremotos. Além de perda de vidas, há prejuízos de centenas de milhões de dólares em edificações e em outros tipos de estruturas. Como referência, cita-se os grandes abalos sísmicos históricos e os respectivos danos humanos e materiais. Em 1755, o terremoto de Lisboa, Portugal, provocou a morte de 60 mil pessoas; em 1908, na Itália, na região de Messina e Reggio, morreram 80 mil; e, em 1995, em Kobe, no Japão, houve o colapso de 10 mil edifícios, mais 80 mil sofreram danos sérios, com 300 mil pessoas desalojadas.

Destaca-se ainda os sismos ocorridos no Chile, em 2010, de magnitude de 8,8, com 700 mortes e 1,5 milhão de edificações danificadas. No Haiti, nesse mesmo ano, um terremoto com magnitude inferior (7,0) provocou maior número de vítimas, 220 mil mortos, com 700 mil desabrigados. Miranda (2021) ressalta que o caso do Chile mostra o quanto as edificações influenciam nas consequências de um evento sísmico, uma vez que os edifícios chilenos estavam adequados àquela realidade e, portanto, menos vulneráveis. A tabela 1 sumariza os terremotos com magnitude superior a 7 nos últimos cinco anos.

Tabela 1. Terremotos mundiais com magnitude maior ou igual a 7,0 graus – 2019 a 2023

Local	Data	Magnitude	Profundidade (km)
Ekinözü, Turkey	06/02/2023	7.5	10
Nurda, Turkey	06/02/2023	7.8	17
Tobelo, Indonesia	18/01/2023	7	28
Pulau Pulau Tanimbar, Indonesia	09/01/2023	7.6	105
Vanuatu	08/01/2023	7	29
Malango, Solomon Islands	22/11/2022	7	14
Neiafu, Tonga	11/11/2022	7.3	37
Fiji Islands	09/11/2022	7	660
Aguililla, Mexico	19/09/2022	7.6	26
Isangel, Vanuatu	14/09/2022	7	137
Kainantu, Papua New Guinea	10/09/2022	7.6	116
Bantay, Philippines	27/07/2022	7	33
Azángaro, Peru	26/05/2022	7.2	236
Loyalty Islands	31/03/2022	7	10
Namie, Japan	16/03/2022	7.3	41
Lospalos, Timor Leste	29/12/2021	7.3	165
Flores Sea	14/12/2021	7.3	14
Barranca, Peru	28/11/2021	7.5	126
Vanuatu region	02/10/2021	7.3	527
Acapulco, Mexico	08/09/2021	7	20
South Sandwich Islands region	22/08/2021	7.1	6
Nippes, Haiti	14/08/2021	7.2	10
Sandwich Islands region	12/08/2021	8.1	22
Sandwich Islands region	12/08/2021	7.5	47
Pondaguitan, Philippines	11/08/2021	7.1	55
Perryville, Alaska	29/07/2021	8.2	35
Qinghai, China	21/05/2021	7.3	10
Ishinomaki, Japan	20/03/2021	7	43
Kermadec Islands, New Zealand	04/03/2021	8.1	28
Kermadec Islands, New Zealand	04/03/2021	7.4	43
Gisborne, New Zealand	04/03/2021	7.3	10
Namie, Japan	13/02/2021	7.1	43
Loyalty Islands	10/02/2021	7.7	10
Pondaguitan, Philippines	21/01/2021	7	80
Néon Karlovásion, Greece	30/10/2020	7	21
Sand Point, Alaska	19/10/2020	7.6	28.37
Perryville, Alaska	22/07/2020	7.8	28
Popondetta, Papua New Guinea	17/07/2020	7	73
Santa María Xadani, Mexico	23/06/2020	7.4	20
Kermadec Islands	18/06/2020	7.4	10

Severo-Kuril'sk, Russia	25/03/2020	7.5	57.8
Kuril'sk, Russia	13/02/2020	7	143
Lucea, Jamaica	28/01/2020	7.7	14.86
Ternate, Indonesia	14/11/2019	7.1	33
Sofifi, Indonesia	14/07/2019	7.2	18.98
Searles Valley, CA	06/07/2019	7.1	8
Banda Sea	24/06/2019	7.3	212
Kermadec Islands, New Zealand	15/06/2019	7.3	46
Navarro, Peru	26/05/2019	8	122.57
Kokopo, Papua New Guinea	14/05/2019	7.6	10
Bulolo, Papua New Guinea	06/05/2019	7.1	146
Azángaro, Peru	01/03/2019	7	267
Palora, Ecuador	22/02/2019	7.5	145

4.1 Atividades Sísmicas no Brasil

O território brasileiro está situado no centro da placa Sul-Americana, o que confere certa estabilidade ao Brasil, se comparado com os países andinos, como Chile, Peru, Equador e Colômbia, situados na borda da mesma placa. Enquanto no Brasil, sismos de magnitude 5,0 ocorrem a cada 5 anos, aproximadamente, a mesma magnitude é registrada duas vezes por semana na região Andina. No entanto, a percepção de que o Brasil é assísmico está incorreta porque sismos pequenos a moderados acontecem. Apesar de raros, sismos intraplaca de grande intensidade podem ocorrer, visto que as tensões liberadas podem ser maiores que aquelas registradas na borda (ASSUMPTION, 2016).

A relação entre sismicidade intraplaca e as estruturas geológicas são complexas e envolvem diversos modelos para explicar a concentração de sismos em certas regiões intraplacas, baseadas no conceito de zonas de fraqueza e concentração de tensões (TALWANI, 2014). Assim, conforme Assumption et al, não há uma causa óbvia entre áreas mais ativas e províncias geológicas no Brasil. Exemplo disso são sismos no centro de áreas cratônicas, comumente menos sísmicas, como é o caso do sismo de Itacarambi, em Minas Gerais, em 2007, e o sismo de 1955, em Porto dos Gaúchos, em Mato Grosso, no Cráton Amazônico. A Figura 26 exibe o catálogo sísmico brasileiro compilado inicialmente por Berrocal (1984) e atualizado pelo Boletim Sísmico Brasileiro, contendo sismos rasos de profundidade inferior a 50 km.

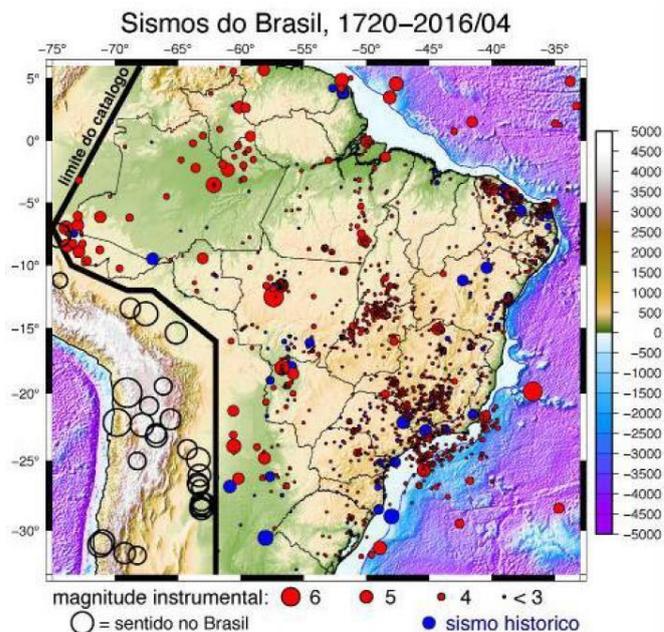


Figura 26. Catálogo Sísmico Brasileiro. Fonte: Assumpção et. al 2016.

Entre os mecanismos que ocasionam concentração de tensão na parte superior da crosta, e, por consequente, sismos, sobressaem o afinamento da litosfera (ASSUMPÇÃO ET AL 2004, AZEVEDO ET AL., 2005), que implica em manto litosférico mais fraco, reduzindo a capacidade de resistir às tensões intraplacas regionais. Desse modo, tais tensões se concentram na parte frágil da crosta superior e os efeitos de flexura devido à carga de sedimentos ou à carga interna da litosfera. Em resumo, o manto mais raso e pesado age como uma carga interna flexionando a placa para baixo e, assim, causando tensões compressivas na parte superior da crosta. A faixa sísmica Goiás-Tocantins é um exemplo clássico deste mecanismo (ASSUMPÇÃO & SACEK, 2013) (Figura 27).

No Brasil, estão catalogadas 48 falhas, que se estendem por 18.035 km, com maior concentração nas regiões Nordeste e Sudeste, seguidas pelas regiões Norte, Centro-Oeste e Sul. A Figura 27 representa a localização dessas falhas. Os registros históricos confirmam terremotos de magnitudes superiores a 5,0 – valor moderado que causa danos estruturais a edificações não sismo-resistentes. Isso foi registrado na Serra do Tombador, em Mato Grosso, em 1955, com a magnitude 6,6 graus; em João Câmara, no Rio Grande do Norte, em 1986, com 5,1 graus, causando o desabamento de casas e dez mil pessoas ficaram desabrigadas; e, em 2007, na divisa entre o Amazonas e o Acre, de magnitude 6,3 graus.

Também ocorreu em 2015, na fronteira do Brasil e Peru, próximo a cidade de Tarauacá, de magnitude de 6,7, porém com profundidade do foco a 620,6 km. E, no dia 2 de outubro de 2021, outro tremor atingiu a mesma região do Acre, com uma magnitude de 5,9 graus, todavia. Não causou

danos devido à profundidade do foco a 589,4 km, conforme Boletim do Observatório Sismológico da Universidade de Brasília. A tabela 02 reúne os eventos sísmicos ocorridos no país em 2022 e 2023.

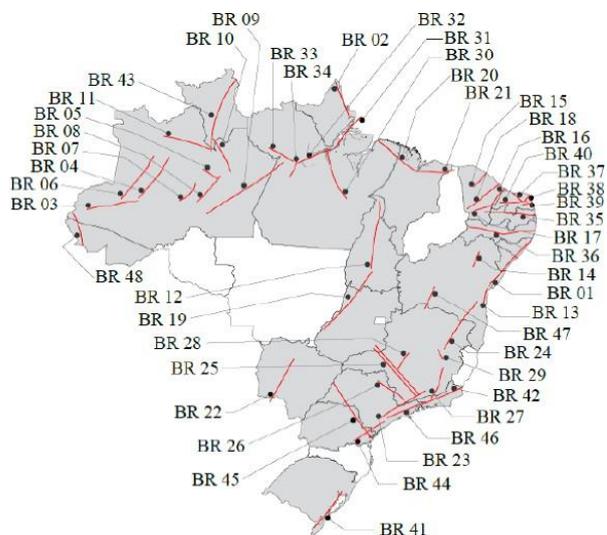


Figura 27. Mapa das principais falhas sísmicas brasileiras.
Fonte: Adaptado de Saadi et al. (2002)

Tabela 2. Atividade Sísmica no Brasil entre 2022 e 2023. Fonte: Observatório Sismológico UnB, 2023

Estado	Data	Magnitude	Estado	Data	Magnitude
Minas Gerais	10/01/2022	3	Pompéu – MG	17/04/2023	1.9
Minas Gerais	13/01/2022	3	Maribondo – AL	21/04/2023	1.5
Minas Gerais	14/01/2022	2.5	Ulianópolis – PA	21/04/2023	3.1
Minas Gerais	14/01/2022	2.2	Curaçá – BA	22/04/2023	1.5
São Paulo	24/02/2022	2.7	Maranguape – CE	23/04/2023	1.5
Minas Gerais	05/03/2022	2.3	Capão Do Leão – RS	24/04/2023	2.3
São Paulo	24/03/2022	2.2	Pejuçara – RS	27/04/2023	2.8
São Paulo	26/03/2022	2.4	Itaúna – MG	04/05/2023	2.2
Goiás	15/04/2022	3.7	Teófilo Otoni – MG	04/05/2023	1.8
Minas Gerais	21/04/2022	2.3	Canindé – CE	04/05/2023	1.5
Minas Gerais	29/04/2022	3	Itabirito – MG	12/05/2023	2.3
Minas Gerais	15/05/2022	2.6	Dom Silvério – MG	16/05/2023	2.1
Minas Gerais	20/05/2022	2.6	Barra – BA	22/05/2023	2.1
Minas Gerais	09/06/2022	2.2	Correntina – BA	23/05/2023	2.5
Minas Gerais	27/06/2022	3	Presidente Figueiredo – AM	27/05/2023	4.1
Minas Gerais	29/07/2022	2.9	Bom Jesus Do Tocantins – PA	28/05/2023	3.2
Rio Grande do Norte	31/07/2022	3.7	Chupinguaia – RO	30/05/2023	2.6
Rio Grande do Norte	12/08/2022	2.1	Pedro Leopoldo – MG	09/06/2023	2.2
Goiás	14/08/2022	3.2	Maracás – BA	14/06/2023	2

Minas Gerais	22/08/2022	2.2	Porteirinha – MG	15/06/2023	2.6
Minas Gerais	05/09/2022	2.3	Jacobina – BA	18/06/2023	1.3
Tietê – SP	08/09/2022	2.4	Cansanção – BA	23/06/2023	2.1
Uberlândia – MG	15/09/2022	3.0	Xinguara – PA	23/06/2023	3
Divinópolis – SP	21/09/2022	2.6	Barra Da Estiva – BA	23/06/2023	2.1
Jacobina – BA	08/10/2022	2.1	Reriutaba – CE	27/06/2023	1.7
Lajes – RN	16/10/2022	2.0	Ubaí – MG	29/06/2023	2.1
Jequié – BA	19/10/2022	2.5	Cocos – BA	16/07/2023	1.7
Jaguaribe – CE	24/10/2022	2.3	Novo Repartimento – PA	20/07/2023	3.2
Marabá – PA	03/11/2022	3.4	Martinho Campos – MG	30/07/2023	3.2
Eldorado – SP	06/11/2022	2.0	Santa Bárbara – MG	25/07/2023	2.1
Sete Lagoas – MG	12/11/2022	2.0	Porto Murinho – MS	03/08/2023	2.9
Água Azul Do Norte – PA	16/11/2022	2.8	São João Do Rio Do Peixe – PB	03/08/2023	1.2
Sete Lagoas – MG	24/11/2022	2.3	Canindé – CE	09/08/2023	1.6
Santo Hipólito – MG	24/11/2022	3.1	Russas – CE	13/08/2023	2.5
Sete Lagoas – MG	28/12/2022	2.8	Marabá – PA	14/08/2023	3.7
Talismã – TO	29/12/2022	3.4	Santa Tereza De Goiás – GO	15/08/2023	3.1
Paulo Frontin – PR	01/01/2023	2.3	Parauapebas – PA	17/08/2023	3.2
São José Da Lapa – MG	04/01/2023	2.8	Floresta Do Araguaia – PA	23/08/2023	2.6
Coronel Xavier Chaves – MG	21/01/2023	3.1	Pedra Branca – CE	24/08/2023	2.2
Canaã Dos Carajás – PA	23/01/2023	3.7	Oliveira – MG	02/09/2023	2.1
Divinópolis – SP	01/02/2023	2.8	Belo Vale – MG	07/09/2023	2.4
Jacobina – BA	05/02/2023	2.1	Itabira – MG	10/09/2023	2.1
Bebedouro – SP	06/02/2023	2.3	Poconé – MT	08/10/2023	2.1
Rubim – MG	16/02/2023	3.4	Canápolis – BA	14/10/2023	3.3
Caém – BA	24/02/2023	2.1	Itabirito – MG	07/11/2023	2.1
Alcântaras – CE	27/02/2023	1.9	Santo Hipólito – MG	15/11/2023	2.2
Jaborandi – BA	27/02/2023	3.7	Bannach – PA	20/11/2023	2.8
Manacapuru – AM	28/02/2023	3.2	São Da Mata – PE	27/11/2023	1.6
Parauapebas – PA	17/03/2023	3.5	Jaboatão Dos Guararapes – PE	28/11/2023	1.8
Pirapemas – MA	19/03/2023	2.5	Maceió – AL	28/11/2023	1.7
Guáira – SP	24/03/2023	2.5	Maceió – AL	28/11/2023	1.7
Água Azul Do Norte – PA	01/04/2023	3.5	Arapiraca – AL	29/11/2023	1.7
Breu Branco – PA	08/04/2023	3	Três Marias – MG	01/12/2023	3.2
Sete Lagoas – MG	10/04/2023	2.2	Porto Murinho – MS	14/12/2023	2.8
Lagoa Grande – PE	13/04/2023	1.9	Frutal – MG	14/12/2023	2.3
Lagoa Grande – PE	13/04/2023	1.8	Prudente De Moraes – MG	16/12/2023	2.2
Corumbá – MS	14/04/2023	3.1	Poços De Caldas – MG	16/12/2023	2.9
Sobral – CE	14/04/2023	1.3			

A ameaça sísmica trata-se das chances de um evento potencialmente perigoso ocorrer, já o termo “risco sísmico” refere-se ao produto da ameaça e da vulnerabilidade que corresponde ao potencial de danos, como número provável de vítimas e fragilidade das construções. Desse modo, uma região sísmicamente ativa pode deter alto grau de ameaça sísmica, porém com baixo ou nulo

risco sísmico se desabilitada. Em contrapartida, sismos pequenos têm baixo grau de ameaça, mas apresentam risco sísmico grande se ocorrerem em locais com edificações não sismo-resistentes.

O estudo de eventos sísmicos pequenos e moderados tem aumentado nos últimos anos. Nievas et al (2020) compilou um extenso banco de dados com 1.958 abalos sísmicos com magnitude entre 4,0 e 5,5 graus com o registro de algum dano inesperado ou a perdas de vidas humanas. Segundo Nievas et al (2020), terremotos acima desse limite superior são, sem dúvida, destrutivos, como ocorreu em El Salvador, em 1986, com magnitude 5,7. O limite inferior de 4,0 foi fixado antes do terremoto de Ischia, na Itália, em agosto de 2017, com magnitude 3,9, que, apesar da baixa magnitude, registrou vítimas fatais.

4.2 Efeitos sísmicos nas estruturas de concreto

A resposta sísmica da edificação é influenciada por características do movimento do terremoto, a configuração estrutural, propriedades dinâmicas, resistência lateral, capacidade de deformação dos elementos constituintes, fundação, interação solo-estrutura, qualidade da mão de obra, idade da estrutura e manutenção e histórico de carregamentos (Mohele e Mahin, 1991). Os parágrafos que se seguem apresentam breve resumo das falhas estruturais causadas por planejamento deficiente dos sistemas estruturais, detalhamento insuficiente, implementação inadequada ou manutenção de detalhes críticos.

A falha da estrutura durante um terremoto de grande intensidade ocorre quando a capacidade de deformação é alcançada, frequentemente, pela falha dos elementos que conduzem as cargas verticais antes ou depois da formação de rótulas plásticas sob carregamento lateral ou quando os efeitos de segunda ordem causam instabilidade depois de uma deformação significativa.

Quando a rigidez é abruptamente reduzida em um pavimento ao longo da altura, deformações induzidas por terremotos tendem a se concentrar em um pavimento flexível ou frágil (*soft storey*) (Figura 28). Caso esse pavimento consista em pilares menos dúcteis, o dano conduz ao colapso do pavimento. Exemplos típicos de *soft storey* são edifícios residenciais de múltiplos pavimentos cujo primeiro pavimento é aberto (*pilotis*), seja para fins de garagens, estilo arquitetônico ou fins comerciais. É conhecido que os pilares do primeiro pavimento, durante o movimento do terremoto, devem resistir grandes esforços cisalhantes na base e isto implica em grandes deslocamentos concentrados naquele pavimento. Se os pilares não foram bem detalhados ou se as forças axiais são grandes, os pilares podem não seguir o grande deslocamento do pavimento sem falhar (FIB, BULLETIN 24).

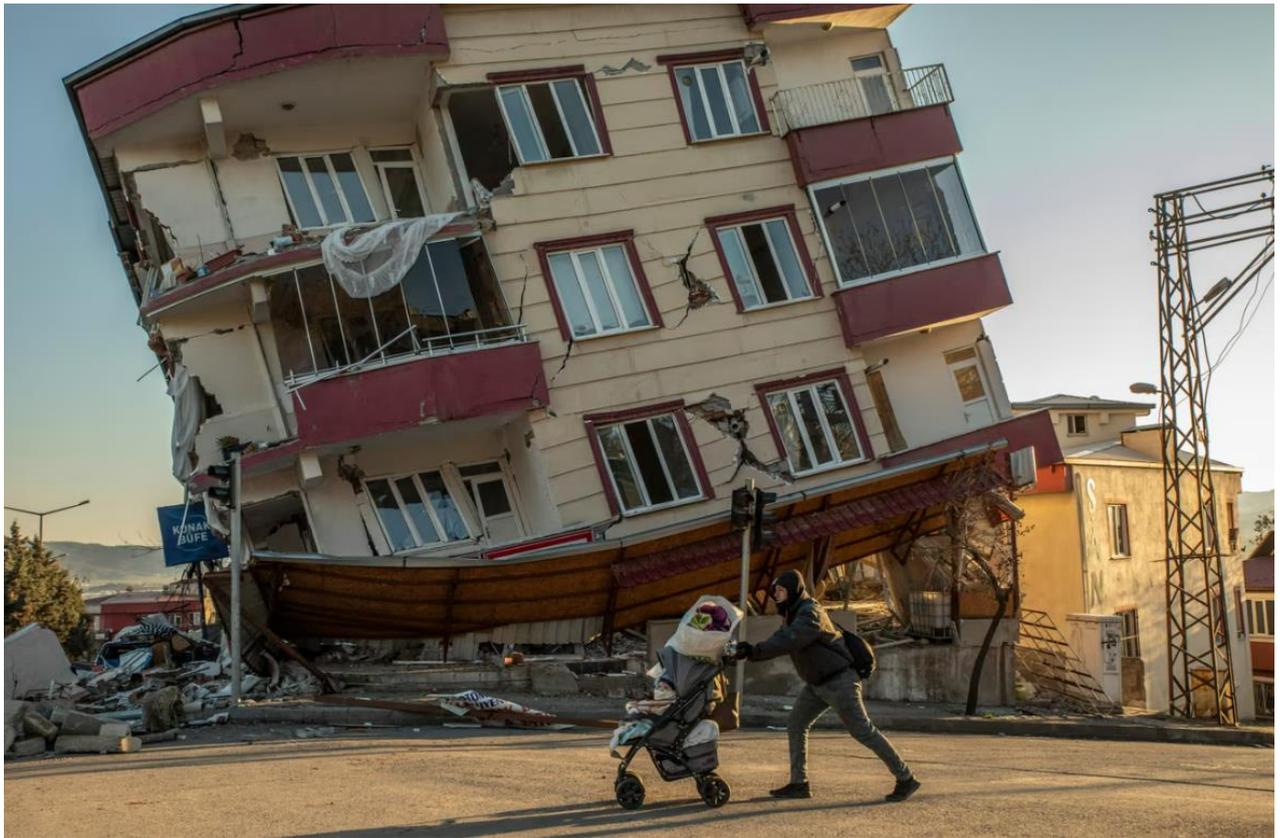


Figura 28. Caso de Soft Storey no terremoto da Turquia (2023). Fonte The Guardian.

Durante o terremoto de Kobe, no Japão (1995), diversos edifícios colapsaram por causa da formação do mecanismo de *soft-story* no pavimento térreo, dada a altura ser maior se comparado aos demais pavimentos ou a descontinuidade de elementos verticais (GHOSH, 1995). O mesmo mecanismo de colapso foi reportado por Paultre et al. (2013) no terremoto do Haiti, onde prédios escolares com espaços destinados a laboratórios e auditórios no pavimento térreo (*soft-story*) apresentaram colapso total e irreversível.

Romão et al (2011) resumizam um conjunto de danos em estruturas a partir de missão de reconhecimento pós terremoto de Lorca (Espanha, 2011). Entre tais, cita-se falhas em pilares curtos. Este mecanismo de colapso está associado à negligência de aspectos fundamentais do projeto sísmico como a interação entre elementos estruturais e não estruturais. Os painéis de alvenaria de vedação e as caixas de escadas são componentes não-estruturais que possuem rigidez significativa para o sistema estrutural e sua locação pode implicar em excentricidade entre massa e rigidez.

A figura 29 e 30 registra o colapso de um edifício residencial com 3 pavimentos, construído a 10 anos e nível da garagem parcialmente enterrado dada a inclinação do terreno, isto resultou em várias colunas curtas na parte inferior da edificação. Sucintamente, à medida que a altura da coluna

diminui, sua rigidez aumenta reivindicando maior demanda sísmica e, conseqüentemente, elevando a força cortante que necessita suportar. Dado que foram dimensionadas para suportar à flexão, sua capacidade cisalhante foi insuficiente para suportar solicitações cisalhantes culminando na falha.



Figura 29. Falha por cisalhamento em pilares curto. Fonte: Romão et al, 2011.



Figura 30. Mecanismo de pilar curto em edificações devido ao pavimento da garagem estar parcialmente enterrado. Fonte: Romão et al, 2011.

Conforme Stefano e Pintucchi (2008), as irregularidades tanto verticais como no plano horizontal tendem a coexistir. Aliás, as irregularidades horizontais de assimetria de massa, rigidez e resistência aparecem como uma das causas mais frequentes de danos extensos manifestados em estruturas em terremotos passados. Além dos pavimentos flexíveis (*soft-story*), também são exemplos de irregularidades verticais a presença de vigas de transição. Consoante Repapis e Zeris (2018), algumas irregularidades são mais prejudiciais que outras.

Análises não-linear do histórico de respostas (RHA), desenvolvidas por Chopra e Chintanapakdee (2004), mostraram que, dependendo do tipo da irregularidade e sua posição, a região de concentração de demanda estrutural pode alterar, significativamente, ao longo da altura da edificação. Somada às irregularidades, a ausência de dimensionamento por capacidade

incrementa ainda mais a demanda estrutural na região de descontinuidade, além de reduzir a redistribuição de esforços aos pavimentos circunvizinhos.

O colapso da fundação é causado por liquefação e perda da capacidade de suporte, liquefação e espalhamento do solo ou falha por ruptura e compactação do solo. A liquefação do solo causa excessivas deformações nos elementos de fundação. Conforme *fib* Bulletin 24 (2003), os elementos estruturais como vigas, pilares, paredes e ligação viga-pilar sofrem diferentes tipos de colapsos, o que será elencado nos próximos parágrafos.

A capacidade de deformação de uma coluna na flexão é influenciada pelo nível de força axial na coluna e pela soma armadura lateral existente na região de deformação plástica. Pilares de canto, especialmente, estão sujeitos à variação da força axial devido ao momento de tombamento da estrutura. Assim, o nível de força axial nessas colunas poderá ser extremamente alto na compressão, conduzindo a falha por flexo-compressão seguida, potencialmente, por perda da capacidade de condução das cargas gravitacionais.



Figura 31. Ausência de armadura transversal em pilares pós-terremoto da Turquia (2023). Fonte: Garini & Gazetas, 2023.

O modo mais frágil de falha dos membros é o cortante. Falha por cisalhamento é causada pela ausência ou insuficiência de armadura lateral (Figura 31) na região de rótulas plásticas

(quantidade, espaçamento, diâmetro e confinamento das barras). A falha na ligação viga-pilar está presente em muitas estruturas existentes que foram dimensionadas para resistir, essencialmente, a cargas verticais, de modo que os elementos horizontais(vigas) detêm maior rigidez que os elementos verticais (pilares), caracterizado pelo mecanismo viga forte-pilar fraco (RODRIGUES, 2005). Há a falha por ancoragem ainda em conexões de edifícios antigos que não possuem armadura transversal na ligação, de modo que a armadura da viga e do pilar estão ancorados apenas no concreto. Desse modo, caso a armadura longitudinal da viga não esteja totalmente ancorada na ligação viga-pilar, por exemplo, um laço ou gancho (Figura 32), a barra pode ser sacada para fora da ligação durante o movimento de solo (Figura 33).



Figura 32. Amarração Mal executada (Ganchos) em edificações danificadas no terremoto da Turquia (2023). Fonte: Cristina Oliveira, 2023.



Figura 33. Insuficiência de armadura lateral na região de rótulas plásticas verificada em edifício colapsado no terremoto da Turquia (2023). Fonte: Suhaib Salem/Reuters, 2023.

Por último, não menos importante, estão os danos observados em paredes externas de alvenaria como o mecanismo de falha fora do plano de painéis de alvenaria de vedação. Além de incorrer em perdas ao edifício, o potencial de risco a vida tal, tal como os parapeitos, não deve ser negligenciado. No terremoto de Lorca (2011), Romão et al (2011) notaram duas situações diferentes de colapso da alvenaria fora do plano: 1) o colapso fora do plano apenas na alvenaria externa devido a má conexão com o painel de alvenaria interna perpendicular e 2) mecanismo de falha da alvenaria de vedação com surgimento de fissuras diagonais na parede (Figura 34). O dano foi tanto induzido pela presença de aberturas no plano quanto no esmagamento dos cantos da alvenaria de vedação.



Figura 34. Mecanismo de falha fora do plano e no plano em painéis externos de alvenaria. . Fonte: Romão et al, 2011.

4.3 NBR 15421:2023 – Norma sísmica brasileira

Em 2006, a primeira norma sísmica do Brasil, a NBR 15421 – Projeto de estruturas resistentes a sismos – foi publicada, baseada no IBC (2006) e SEI7 (ASCE, 2005), com adaptações à realidade brasileira. Conforme lembra Santos (2005), isso se fez necessário para o Brasil atender às exigências internacionais de projeto, referente às especificações sísmicas e, por conseguinte, maior integração técnica com outros países. Tal norma recentemente (2023) sofreu revisões pontuais com mudança no mapa de sismicidade na região centro-oeste (Mato Grosso) e adequação

na região nordeste com aumento da área de influência da zona 01 e um patamar aceleração de 5 %g.

O estudo das acelerações sísmicas horizontais no Brasil teve como base o estudo de ameaça sísmica global GSHAP (Global Seismic Hazard Assessment Program), desenvolvido por Shedlock e Tanner (1999), que permitiu a elaboração do mapa de ameaça sísmica característica brasileira, apresentado pela norma NBR 15421. Os valores característicos nominais mostrados têm 10% de probabilidade de excederem em sentido desfavorável durante um período de 50 anos, isto é, um tempo de recorrência de 475 anos. Destaca-se ainda contribuições importantes de Santos (2004) para a zonificação sísmica brasileira. Nos próximos parágrafos, abordar-se, brevemente, alguns dos parâmetros necessários para o cálculo das ações sísmicas, são eles: acelerações sísmicas horizontais; categoria de utilização; classe do terreno; período da estrutura; e métodos de cálculo.

Galvão (2013) ressalta que a norma sísmica brasileira não contempla os níveis detalhamento “intermediário” e “especial”, se limitando ao detalhamento “usual” da NBR 6118:2023. O detalhamento mínimo sísmo-resistente “usual”, “intermediário” e “especial” deverá ser baseado em normas estrangeiras, como ACI-318 e ASCE-7 conforme a intensidade da ação sísmica.

4.3.1 Zoneamento sísmico

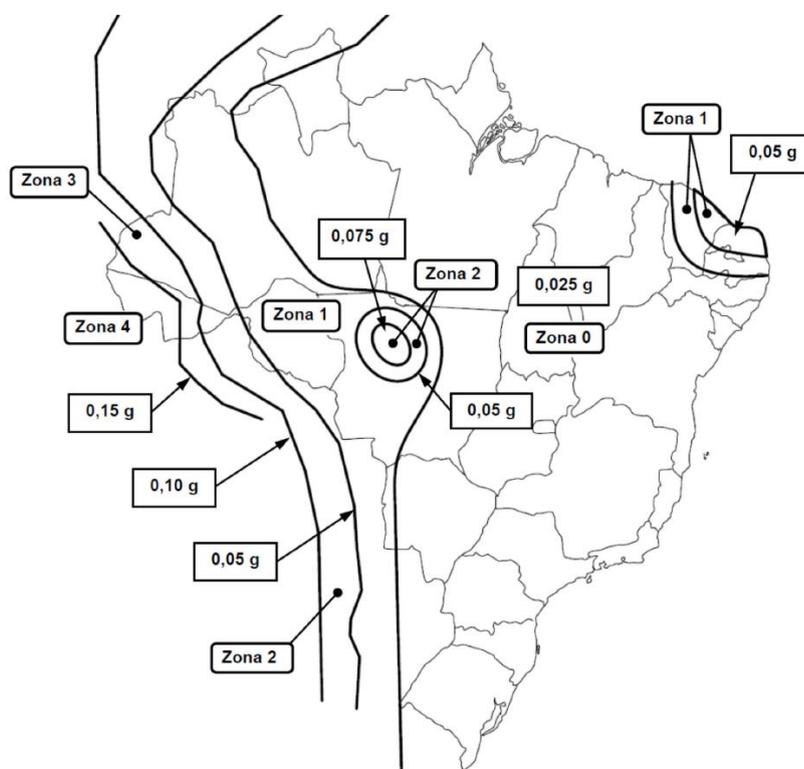


Figura 35. Mapeamento da aceleração sísmica horizontal no Brasil. Fonte: ABNT NBR 15421, 2023.

A NBR 15421 divide o território brasileiro em cinco zonas sísmicas. Com sismicidade similar, essas zonas especificam as acelerações horizontais, característica normalizada para terrenos classe B, cujos valores variam de 0,025g a 0,15g e independem do período das estruturas. A Figura 35 apresenta o mapeamento das acelerações sísmicas características e a Tabela 3 com os intervalos de a_g , de acordo com a zona.

Tabela 3. Zonas sísmicas. Fonte: ABNT NBR 15421, 2023.

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

Consoante a norma, estruturas na zona sísmica 0 não são exigidas nenhuma verificação quanto à resistência sísmica. No caso de estruturas situadas na zona sísmica 1, aplica-se uma força sísmica equivalente a 1% da carga permanente referente a cada piso, ao mesmo tempo, e em todos os pavimentos em cada direção ortogonal, separadamente. A aplicação de método aproximado como das forças horizontais equivalentes é recomendada para estruturas em zonas sísmicas 2, 3 e 4 ou ainda análises refinadas como método espectral ou histórico de acelerações no tempo.

4.3.2 Classe de terreno

Constata-se que os efeitos locais de um sismo estão diretamente relacionados às características dos terrenos na superfície. A propagação das ondas sísmicas depende das características de rigidez e de amortecimento das camadas superficiais. As ondas sísmicas tendem a ser amplificadas em solos mais fracos (LIMA, SANTOS 2008). A NBR 15421 considera esses efeitos de forma aproximada por meio de fatores de amplificação sísmica nos solos C_a e C_v (Tabela 5). Estes fatores variam conforme a classe do terreno nos 30 metros superiores. Cada classe está vinculada a uma velocidade média de propagação de ondas de cisalhamento v_s .

Tabela 4. Classe do terreno. Fonte: ABNT NBR 15421, 2023.

Classe do terreno	Designação da Classe do terreno	Propriedades médias para os 30 m superiores do terreno	
		\bar{v}_s	\bar{N}

A	Rocha sã	$\bar{v}_s \geq 1500 \text{ m/s}$	(não aplicável)
B	Rocha	$1500 \text{ m/s} \geq \bar{v}_s \geq 760 \text{ m/s}$	(não aplicável)
C	Rocha alterada ou solo muito rígido	$760 \text{ m/s} \geq \bar{v}_s \geq 370 \text{ m/s}$	$\bar{N} \geq 50$
D	Solo Rígido	$370 \text{ m/s} \geq \bar{v}_s \geq 180 \text{ m/s}$	$50 \geq \bar{N} \geq 15$
E	Solo mole	$\bar{v}_s \leq 180 \text{ m/s}$	$\bar{N} \leq 15$
	-	Qualquer perfil incluindo camada com mais de 3 m de argila mole	
F	-	Solo exigindo avaliação específica como:	
		1. Solos vulneráveis à ação sísmica, como solos liquefazíveis, argilas muito sensíveis e solos colapsíveis fracamente cimentados;	
		2. Turfa ou argilas muito orgânicas;	
		3. Argilas muito plásticas;	
		4. Estratos muito espessos ($\geq 35 \text{ m}$) de argila mole ou média.	

4.3.3 Categoria de utilização

Na ocorrência de sismos, determinadas estruturas têm mais importância do que outras devido ao uso de emergência e ao atendimento à população, como instituições de saúde com serviços emergenciais, prédios de bombeiros, instalações de geração de energia, estações de tratamento de água e ainda aquelas com armazenamento de produtos químicos classificados como altamente perigosos, como uma usina nuclear. Assim, define-se um fator de importância para adicionar forças sísmicas que implicam em maior segurança sísmica. Os valores variam de 1,0 a 1,5, sendo o maior valor referente às edificações citadas acima (Tabela 4). Os edifícios históricos, apesar da significância cultural que emanam, não detêm um fator de importância sísmica específico, assim será emprestado ao longo desta pesquisa o valor referente a categoria IV.

Tabela 5. Fatores de Importância sísmica. Fonte: ABNT NBR 15421, 2023.

Categoria de utilização	Fator de Importância sísmica (I)
I e II	1,00
III	1,25
IV	1,50

4.3.4 Espectro de resposta de projeto

Como recorda Lima e Santos (2008), um espectro de resposta de um terremoto ocorrido em determinado local, por si só, não tem utilidade, uma vez que não há garantias de que um sismo passado possa representar futuras ocorrências. Logo, com uso de critérios estatísticos de um conjunto de espectros de resposta de uma dada região, constrói-se uma envoltória ou espectro de projeto.

O espectro de resposta de projeto relaciona a máxima aceleração absoluta, também definida como aceleração espectral, a vários períodos naturais de vibração sob mesma solicitação sísmica da base. Esse espectro é construído a partir de acelerograma que consiste em um registro histórico de acelerações expressas em função do tempo. Cada região possui um espectro de projeto de resposta.

A norma expressa o espectro de resposta de projeto para um sistema de um grau de liberdade com amortecimento crítico de 5%. O espectro é dado em função do período no qual C_v e C_a são fatores de amplificação sísmica do solo definidos para cada classe de terreno (Figura 36). O período da estrutura é determinado pela dinâmica via modelo numérico ou como sugerido pela norma.

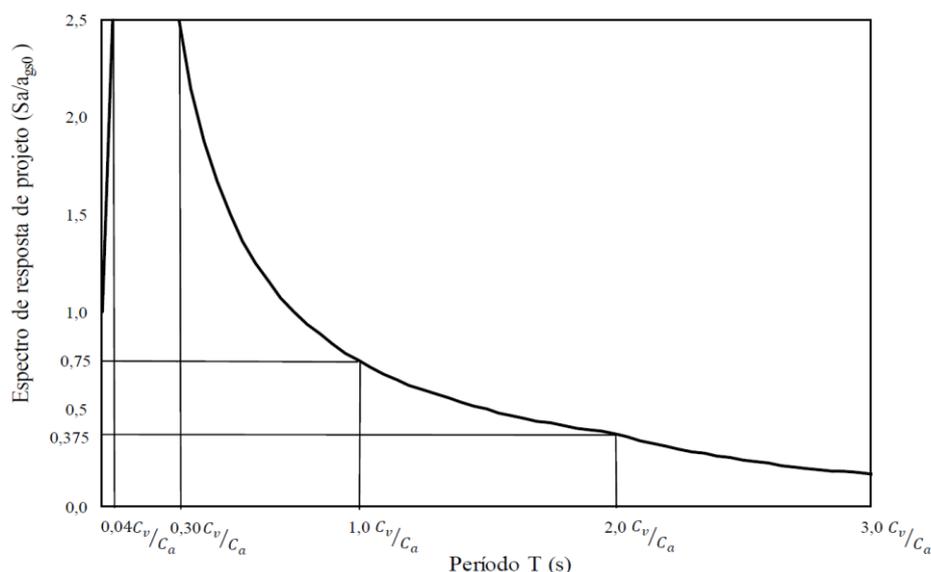


Figura 36. Variação do espectro de resposta de projeto em função do período. Fonte: ABNT NBR 15421, 2023.

$$T = \frac{2\pi}{\omega} \text{ (Dinâmica)} \tag{4}$$

$$T_a = C_T \cdot h_n^x \text{ (NBR 15.421)} \tag{5}$$

Onde:

C_T : Coeficiente de período da estrutura,

h_n^x : Altura, em metros, da estrutura acima.

4.3.5 Métodos de Cálculo

A norma define três métodos para análise sísmica:

- 1) Método das forças horizontais equivalentes;
- 2) Métodos dinâmicos:
 - I. Análise por espectro de resposta;
 - II. Análise com históricos de acelerações no tempo.

É recomendado para as estruturas localizadas na zona sísmica 1 a verificação pela aplicação de forças horizontais F_x , simultaneamente, em todos os pisos e cada direção, onde F_x é:

$$F_x = 0,01 \cdot w_x \quad (6)$$

O valor w_x é o peso total referente a cada piso x , sendo contabilizado o peso de reservatórios e equipamentos fixados na estrutura.

4.3.5.1 Método das forças horizontais equivalentes

Consiste na aplicação de forças estáticas horizontais simultâneas em todos os níveis da edificação. Essas forças provêm da força total horizontal H aplicada na base da estrutura análoga à movimentação da base.

$$H = C_s W \quad (7)$$

O valor W é o peso permanente da estrutura contabilizando equipamentos fixados à estrutura e aos reservatórios de água. A partir do espectro de resposta de projeto, define-se o valor da aceleração espectral a_{gs0} . Prossegue-se, então, para o cálculo do coeficiente de resposta que correlaciona a aceleração espectral e os fatores de importância I e coeficiente de modificação de resposta R :

$$C_s = \frac{2,5 \cdot \left(\frac{a_{gs0}}{g}\right)}{\frac{R}{I}} \quad (8)$$

A discretização da força total H em cada elevação da estrutura é dada relacionando o peso efetivo total daquele nível w_x e a altura entre a base (comumente definida como a base do terreno) e a elevação considerada, h_x .

4.3.5.2 Análise por espectro de resposta

A análise por espectro se fundamenta no cálculo dos modos de vibração da estrutura mais importantes de modo que a quantidade mínima abranja 90% da massa do edifício em cada direção.

Novamente, faz-se o uso do espectro de resposta de projeto para obtenção dos valores máximos. São necessários também critérios para combinação dos valores máximos das contribuições modais. O critério mais utilizado é a raiz quadrada da soma dos quadrados, em tradução livre, ou “square-root-of-sum-of-square”. Consiste na raiz da soma dos quadrados da resposta máxima em cada modo de vibração, sendo que esta resposta pode ser deslocamento, força etc. A expressão generalizada segue abaixo em que R é a resposta máxima, p é o número de modos de vibração significantes e r é número do modo escolhido.

$$R_{max} = \sqrt{\sum_{r=1}^p R_r^2} \quad (9)$$

As respostas modais obtidas também devem ser multiplicadas pelo fator I/R (importância/coeficiente de modificação da resposta). A NBR 15421 determina que os valores obtidos por esse método devem ser comparados pelo método das forças horizontais equivalentes.

4.3.5.3 Análise com históricos de acelerações no tempo

Outro método de cálculo existente e indicado nas normas de sismo internacional e nacional baseia-se na análise dinâmica da estrutura para determinar a resposta sísmica da estrutura submetida a três acelerogramas independentes em direções relevantes. A norma NBR 15421 não restringe o uso de acelerogramas reais, podendo ser aplicado acelerogramas gerados artificialmente, desde que compatíveis com as características sismológicas da região onde se implantará a estrutura.

As respostas obtidas devem ser multiplicadas também pelo fator I/R . Assim, como para o método anterior, o valor da força horizontal máxima H_t determinado neste método deve ser validado com o método das forças horizontais equivalentes e, caso o valor estimado por acelerogramas seja inferior à força H , deve-se corrigir todas as forças elásticas encontradas do acelerograma pela razão H/H_t .

As compreensões deste capítulo subsidiarão o conceito de vulnerabilidade sísmica do próximo capítulo bem como os métodos de avaliação da susceptibilidade que serão aplicados aos patrimônios objeto de estudo.

5.

Avaliação da Vulnerabilidade Sísmica de Estruturas



5 AVALIAÇÃO DA VULNERABILIDADE SÍSMICA DE ESTRUTURAS

Calvi (2006) define vulnerabilidade sísmica como a susceptibilidade ao dano provocado por um movimento de base imposto. Segundo a Organização Pan-Americana de Saúde (PAHO, 2000), vulnerabilidade estrutural refere-se à suscetibilidade ao dano de partes de uma edificação que são requeridas para suporte físico quando sujeitas a um sismo intenso. Desse modo, o objetivo da avaliação da vulnerabilidade é obter a probabilidade de um nível de dano em um cenário sísmico.

O fib Bulletin 24 (2003) orienta que uma avaliação sísmica detalhada da edificação individual busca não somente determinar as necessidades para um retrofit sísmico ou não, mas também identificar as fragilidades e deficiências a ser corrigido pelo retrofitting. A Federal International do Concreto (2003) propõe a divisão dos procedimentos de avaliação da vulnerabilidade em métodos baseados nos deslocamentos e nas abordagens orientadas pela força.

Algumas das normas fundamentadas em deslocamentos são: Orientações da Sociedade Nacional da Nova Zelândia para Engenharia Sísmica, inicialmente redigido, em 1996, pela NZ Building Industry Authority; as orientações NFHRP para Reabilitação Sísmica de Edificações desenvolvidas nos Estados Unidos pelo Conselho de Tecnologia Aplicada para Segurança Sísmica de Edificações e a FEMA (Agência Federal de Emergências); e rascunhos da parte 3 do Eurocode 8. A norma da Associação Japonesa de prevenção de desastre de edificações (JBDPA) figura como abordagem baseada nas forças.

PAHO (2000) classifica os métodos de verificação da vulnerabilidade em qualitativos e quantitativos. Os métodos qualitativos ou empíricos conferem uma visão mais generalizada e, portanto, não são recomendados para desenvolvimento de projetos de reforço sísmico. Como observa MIRANDA (2013), esses métodos são fundamentais na fase inicial porque conduzem a posteriores avaliações quantitativas. Os métodos quantitativos possuem maior rigor, prevendo, inclusive, a distribuição de danos na estrutura. São métodos que partem de modelos numéricos predefinidos com informações detalhadas dos materiais constituintes, técnica construtiva empregada e geometria dos elementos.

5.1 Estado da Arte no Brasil

A seguir, sintetiza-se algumas pesquisas desenvolvidas no Brasil nos últimos anos sobre análise sísmica e estruturas resistentes a sismos:

Santos (1980), expoente na análise sísmica no Brasil, propôs um modelo semi-analítico em elementos finitos para a análise sísmica inercial de estruturas com fundação estaqueada. As propriedades dos elementos são obtidas pela fórmula elástica de Mindlin. O modelo proposto é aplicado na análise de uma chaminé típica de uma usina nuclear.

Santos (1992) aplicou o modelo de bielas-tirante no projeto de elementos bidimensionais de concreto armado em estruturas sísmo-resistentes. Os modelos de distribuição das forças sísmicas globais entre os elementos estruturas resistentes a sismo são revistos. Discute ainda critérios para o dimensionamento e detalhamento dos elementos de concreto armado sob a ação das forças sísmicas. Por fim, exemplos numéricos são apresentados para esclarecer os conceitos teóricos apresentados.

Santos & Lima (2008) abordaram fundamentos da análise dinâmica com ênfase na aplicação da dinâmica das estruturas à engenharia sísmica no Brasil. Primeira referência brasileira após a publicação da primeira norma brasileira de projetos resistentes a sismo (NBR 15421). Livro apresenta exemplos práticos da aplicação desta norma.

Ortiz Cano (2008) comparou os parâmetros que controlam a efetividade de sistema de isolamento de base utilizado na proteção de edifícios submetidos a excitações sísmicas. Pesquisou ainda a eficiência do coeficiente de atrito, período do isolador, razão de amortecimento, coeficiente de rigidez estrutural e período da superestrutura de dois modelos dinâmicos de edifícios de dois e seis graus de liberdade com e sem isolador de base.

Parisenti (2011) desenvolveu estudo paramétrico exaustivo para avaliar a influência das variáveis de projeto da NBR 15421, como tipo de sistema estrutural, tipo de solo, frequência natural da estrutura, aceleração sísmica para obtenção das forças horizontais sísmicas. Aplicou-se em variados modelos de edifícios os métodos das forças horizontais equivalentes e espectral de resposta. Os esforços cortantes na base e deslocamentos no topo alcançados por esses métodos foram comparados com análise dinâmica no tempo. Os acelerogramas utilizados provêm de terremotos de diferentes países.

Peña (2012) verificou a variação dos esforços e rigidez da estrutura quando aplicado forças sísmicas. Para tanto, o pesquisador analisou no programa CSI ETABS e MATLAB uma estrutura de oito pavimentos em concreto armado, inicialmente, sem irregularidades. Optou por introduzir por etapas as irregularidades em altura e no plano até chegar na estrutura tal como ela é. Analisou as distribuições de esforços e rigidez do sistema mediante a curva de capacidade, assim como a formação de rotulas plásticas.

Miranda (2013) adaptou o método japonês à realidade predial brasileira com as acelerações horizontais da NBR 15421. O autor aplicou o método modificado em um sistema de um grau de liberdade e depois em quatro estruturas modelos com variação de quantidade de pavimentos, irregularidades verticais e horizontais. Nessa abordagem, Miranda (2013) expõe todas estruturas modelos para diversas combinações de zona sísmica e de classe de terreno catalogadas pela norma NBR 15.421. Os resultados foram apresentados em forma de tabelas, gráficos e mapas de vulnerabilidade. Para esse estudo, nenhuma estrutura modelo apresentou vulnerabilidade, quando locada na zona sísmica 0 e terrenos de classe E.

Moreira & Araujo (2013) aplicaram o método adaptado por Miranda (2013) para avaliação da vulnerabilidade sísmica do Centro Médico Gabriel Soares, localizado em Aracaju/SE. A edificação de três pavimentos foi enquadrada como uso essencial dado o caráter de atendimento emergencial em caso de desastres e o menor valor do índice de desempenho sísmico encontrado (0,477) não qualifica a edificação como vulnerável.

Dantas (2013) comparou um edifício analisado pelo método estático das forças equivalentes e através do espectro de resposta na ferramenta CAD/TQS. O estudo ainda abrangeu a comparação de edificação comercial submetido ao vento e as solicitações sísmicas.

Galvão (2013) definiu requisitos correspondentes aos níveis de detalhamento “intermediário” e “especial” para estruturas de concreto armado submetidos a solicitações sísmicas. As sugestões buscaram complementar a NBR 15421. Na dissertação, um edifício padrão de 12 pavimentos modelado no software SAP 2000, com as sugestões de detalhamento, é analisado.

Fideles, Santos & Lima (2016) analisou os coeficientes de amortecimento do solo considerando a propagação de ondas elásticas no solo. Comparou as soluções clássicas de problemas de interação solo-estrutura com soluções numéricas via modelos de elementos finitos desenvolvidos para solos estratificados.

Orrala, Santos & Lima (2016) produziram uma comparação entre os métodos de análise sísmica mais utilizados, procurando entender as possíveis causas entre os resultados. O edifício regular foi modelado em elementos finitos, e os resultados comparados são as forças cortantes nas direções horizontais, momento de torção e momento de tombamento.

Mesquita et al (2016) avaliam a vulnerabilidade sísmica e estrutural do centro histórico sobralense no Estado do Ceará. Recorreram à metodologia baseada em parâmetros qualitativos e

quantitativos como informações de geometria, elementos estruturais, materiais constituintes, e desempenho dos componentes dos sistemas resistentes. Os resultados permitiram estimar o nível de vulnerabilidade sísmica como moderado das fachadas de dois edifícios históricos (Museu Dom José e Teatro São João).

Peña (2017) estudou numericamente a influência da interação solo-estrutura no desempenho da técnica do acoplamento para controle das respostas sísmicas de duas edificações adjacentes com o programa MATLAB. Modelos sem a consideração de tal interação também foram avaliados.

Rosero (2019) conduziu uma revisão da norma sismo resistente colombiana baseada na norma chilena, de modo a destacar a influência da não-consideração de alguns fatores e parâmetros na análise estrutural. O estudo valeu-se de uma estrutura de oito pavimentos em concreto armado, simulado numericamente no software CSI ETABS 2016.

Silva (2019) propôs um estudo de caso de edificação com base fixa a fundação e com isolamento de base por aparelhos do tipo *Lead Rubber Bearing*. Avaliou-se os dois modelos pelos métodos usuais de forças horizontais equivalentes e método de espectro de resposta e análise do histórico no tempo.

Alves (2020) realizou um estudo da sismicidade brasileira por meio da análise probabilística de ameaça sísmica do Brasil, determinado com base no programa R-CRISIS. A pesquisa resultou em três propostas de atualização da norma NBR 15421: mudança no formato do espectro, alteração do zoneamento sísmico do Nordeste e adição de nova zona sísmica no norte do Mato Grosso.

Miranda (2021) desenvolveu também um estudo exaustivo da influência das ações sísmicas em estruturas modelo do parque edificado de fortaleza, capital do estado do Ceará e cidade com elevado risco sísmico no Brasil. Rodrigues et al (2022) examinaram a estrutura do Palácio do Planalto frente a um terremoto considerando diferentes acelerações sísmicas horizontais e localizado em variadas classes de terreno.

Filho (2021) efetuou avaliação da vulnerabilidade sísmica de dois edifícios típicos de seis pavimentos em Brasília e implementou o método de Grau de Deterioração dos Elementos no Método de Hirosawa Adaptado. O autor examinou que as edificações objeto de estudo situadas em zona 0, ainda que o terreno seja de baixa resistência, não apresentaram comportamento sísmico insuficiente. Todavia, ao aumentar a aceleração sísmica horizontal para zonas 2, 3 e 4, as estruturas não poderiam ser enquadradas como sismo resistente e o seu desempenho seria incerto em face de tais sismos. O

estudioso defendeu ainda a utilização de superfícies para demonstrar o comportamento do índice de desempenho em função do fator de deterioração e configuração estrutural e, da mesmo modo, para o índice de sollicitação sísmica em função da zona sísmica e fator de importância da edificação.

Rodrigues (2021) avaliou os dados de um evento sísmico causado em estruturas regulares de concreto armado por meio da elaboração de curvas de fragilidade analíticas. A avaliação da vulnerabilidade sísmica de sistemas estruturais quantificou a probabilidade de se atingir um estado limite de dano para uma determinada intensidade de medidado evento sísmico com o uso de ferramentas estatísticas. A pesquisadora modelou a geometria estrutural em elementos finitos pelo software OpenSees. Eetuou análises determinísticas não lineares (pushover) e análise dinâmica não incremental para obter a demanda e a capacidade do modelo estrutural. Na pesquisa, ainda são consideradas as incertezas no modelo estrutural a fim de desenvolver análises probabilísticas que possibilitem encontrar as curvas de fragilidade para cada estado de limite de dano.

Pereira (2021) elaborou funções de fragilidade para estruturas de concreto armado com irregularidades estruturais. O modelo numérico de elementos finitos é gerado com software Opensees. Conduziu análises dinâmicas não lineares para estimar a demanda sísmica que combinada com a capacidade estrutural resulta nas funções de fragilidade. Demonstrou o efeito prejudicial de um maior pé-direito e distribuição irregular de alvenaria de vedação na fragilidade da estrutura estudada.

Pinto, Santos & Arai (2021) apresentou um estudo comparativo de pontos em comum nas normas de projetos sismo resistentes. Tais pontos são: definição dos períodos de recorrência do evento; definição do zoneamento sísmico; classificação do solo; considerações da amplificação do solo; consideração da interação solo-estrutura; classificação do nível de importância das estruturas; irregularidades estruturas; e definição da forma dos espectros de resposta do projeto.

Cavalcante (2022) estimou o risco sísmico de obras de arte especiais típicas em rodovias federais do nordeste do Brasil a partir das análises de capacidade e demanda estrutural e construção das funções de fragilidade. Após a geração de mapas de probabilidade anuais de falha baseado na vulnerabilidade das classes, adicionou-se a posição geográfica das pontes para estimativa das perdas econômicas diretas.

Nobrega (2023) et al, no artigo intitulado “Um olhar crítico sobre o procedimento simplificado das forças horizontais da NBR 15421:2023”, discutem o procedimento simplificado das ações horizontais presente na ABNT NBR 15.421 com o método das forças horizontais

equivalentes em termos de forças geradas na base para diferentes períodos de vibração, fatores de importância e classes de terreno. Os pesquisadores concluem que a aplicabilidade do procedimento não é de todo consistente com a norma que serviu de base para a NBR 15.421 e sugere estudos futuros para estabelecer procedimentos mais embasados face a discrepância entre o procedimento simplificado e o método das forças equivalentes.

Nobrega et al (2023) desenvolvem uma abordagem das principais alterações e critérios da norma sísmica Brasileira mediante a um roteiro aplicado a um exemplo didático intencionando divulgar e tornar familiar aos engenheiros projetistas os termos, variáveis e procedimentos.

5.2 Métodos Qualitativos

Um dos primeiros trabalhos a classificar ainda que empiricamente o dano provocado pelo sismo foi de Whitman (1973), propondo o uso de matrizes de probabilidade de danos (DPM) para uma previsão probabilística do dano. Jian (2012) conceitua que uma tipologia estrutural terá a mesma probabilidade de pertencer ao mesmo estado de dano para uma dada intensidade de terremoto. O formato da DPM foi sugerido por Whitman para exemplos de proporções de edificações com um dado nível de dano estrutural e não-estrutural que estão em função da intensidade do sismo.

Após o notório terremoto de San Francisco em 1971, Whitman (1973) compilou várias tipologias estruturais, de acordo com o dano encontrado em aproximadamente 1.600 edificações. Braga et al (1982) foi quem primeiro produziu a matriz de probabilidade de danos na versão europeia, baseada nos dados de danos de edifícios italianos após o terremoto na região de Irpinia (1980).

Nos Estados Unidos, a Agência Federal de Gerenciamento de Emergências (FEMA) desenvolveu procedimentos para avaliação da vulnerabilidade sísmica e guias em meados de 1988, atualizados em 2015, intitulado de FEMA-154 – Verificação Visual Rápida de Edificações para Potenciais Ameaças Sísmicas. O manual providencia formulários de pesquisa para rápido exame. A pontuação final é a soma da nota base e modificadores, variando entre 0 e 7, sendo que os valores maiores correspondem ao melhor desempenho sísmico. Tradicionalmente, nota 2 é um valor preliminar utilizado para diferenciar edificações adequadas daquelas potencialmente inadequadas. O tipo de pontuação base depende do tipo de sistema estrutural, e os modificadores estão em função de vários parâmetros, como altura do pavimento, tipo de solo, irregularidade da edificação (plano ou vertical), data do projeto e construção pré ou pós-códigos sísmicos normativos (FEMA EUA, 2015).

Extensivamente utilizado na Itália, o Método do Índice de Vulnerabilidade, proposto por Benedetti e Petrini (1984), baseia-se na vasta gama de dados de pesquisa de danos. O método é dito indireto, pois, relaciona a ação sísmica e a resposta com um índice de vulnerabilidade. Assim, faz-se uso de pesquisa em campo para coletar parâmetros importantes da edificação que poderiam influenciar a sua vulnerabilidade, como configuração em planta e vertical, tipo de fundação, elementos estruturais e não-estruturais, estado de conservação e tipo de qualidade dos materiais. O índice de vulnerabilidade alterna entre 0 (menos vulnerável) até 100 (mais vulnerável).

No Japão, a principal ferramenta de avaliação tem sido e ainda é um procedimento semi-empírico detalhado de três níveis, publicado em 1977 pela JBDPA, fundamentado no Método de Hirosawa. Extensivamente empregado desde 1977 em estruturas de concreto armado inferior a seis pavimentos (CALVI, 2006), esse método foi calibrado pelo desempenho dos edifícios atingidos pelo terremoto de Tokachi-oki (1968) e revisado após o terremoto de Kobe (1995) (*fib Bulletin* 24, 2003).

O desempenho sísmico da estrutura é representado pelo índice sísmico I_S . Diversos métodos e adaptações derivaram das orientações do JBDPA, como o Método de Verificação da Segurança Sísmica (SSSM), proposto por Ozdemir et al (2005) para edifícios da Turquia, utilizando análise não-linear estática de 12 edifícios das cidades de Zeytiburnu e Istanbul. Na América Latina, destaca-se a adaptação realizada pela PAHO (2000) para Chile, Peru, México e Equador.

Em Portugal, Albuquerque (2008) adaptou o Método de Hirosawa buscando refletir a realidade construtiva nacional com a adição de fundamentos do Eurocódigo 8 (EC8) e o Anexo Nacional (AN). No trabalho em questão, o edifício Corpo 22 do Hospital de Santa Maria (HSM) já tinha sido analisado pela metodologia estática não-linear, servindo de base para comparações. O autor observou que o edifício estudado apresentava um nível de segurança à ação sísmica insuficiente para os pisos 2, 3, 4, 6 e 7 pelo método Japonês. Os efeitos da não regularidade em planta e vertical devido à retirada de elementos estruturais no sexto piso e a distribuição não-uniforme da massa em altura são evidenciados, qualitativamente, pelo Método de Hirosawa, que aponta a deficiente capacidade resistente do sexto piso.

Letelier & Parodi (2021) analisaram um conjunto de 116 edifícios no Chile, comparando o real comportamento deles durante o terremoto de 2010 com o desempenho sísmico especificado pelo Método de Hirosawa. Como resultado, os autores indicaram que apenas 4% dos edifícios “seguros” experimentaram dano severo durante o terremoto, comprovando que o Método de

Hirosawa foi bem-sucedido, quando comparado com o real comportamento das edificações. Todavia, para edifícios de oito a dez pavimentos, a metodologia se mostrou menos acurada quando comparada o comportamento real. Ainda nesse estudo, 29% dos edifícios classificados como “inseguros” não tiveram dano algum durante o terremoto, o que, segundo os autores, reforça a ideia que o método não é representativo para catalogação “insegura”.

Siddarth & Sinha (2022) enquadraram os procedimentos da JBDPA como RVS (Rapid Visual Screening) ou Verificação Rápida Inicial. No trabalho, os autores desenvolvem a revisão e a comparação dos procedimentos de avaliação da vulnerabilidade em países como Japão, Canadá, Índia, Itália, Nova Zelândia e Estados Unidos. Em suma, eles concluíram que os diferentes métodos seguem as três camadas: 1) Verificação Rápida Visual; 2) Avaliação Preliminar; e 3) Avaliação detalhada. Esses autores apontaram ainda que os procedimentos dos Estados Unidos (FEMA-154) e as orientações da Nova Zelândia podem ser utilizados para a construção de um processo generalizado. Os dados coletados no processo podem ser utilizados mediante lógica fuzzy e inteligência artificial para o desenvolvimento de novos métodos.

5.3 Métodos Quantitativos

No início dos anos 1990, Moehle (1992) e Priestley (1997) indicaram abordagens para avaliação sísmica baseadas, parcialmente ou totalmente, em deslocamentos. Esse método, assim como os Métodos Híbridos e baseados no Espectro de Capacidade, configura metodologia quantitativa, uma alternativa mais racional para os métodos apoiados nas forças. Consoante *fib* Bulletin 24 (2003), o terremoto não representa para a estrutura um conjunto dado de forças laterais a ser resistido, como considera os métodos baseados nas forças, mas, sim, uma necessidade de acomodação da energia de entrada imposta por deslocamentos dinâmicos do solo. Afinal, as estruturas não colapsam devido aos carregamentos laterais por si só, mas devido às cargas gravitacionais que agem pelo deslocamento lateral causado pelo terremoto (efeito $P-\Delta$).

5.4 Método de Hirosawa Adaptado

O Método de Hirosawa, base das diretrizes do JBDPA, apresenta-se como método de rápida aplicação, baixo custo e triagem. Compostos de três níveis, sendo crescente do primeiro ao terceiro grau de precisão de igual modo à quantidade de informação sobre a estrutura e complexidade do cálculo (ALBUQUEQUE, 2008). O primeiro nível de procedimento procura examinar a capacidade resistente de um pavimento, baseado na média das resistências e na seção transversal das paredes

de concreto e pilares, para verificar se a estrutura tem resistência suficiente em face do movimento sísmico, sem demandar ductilidade (HIROYUKI, 1981).

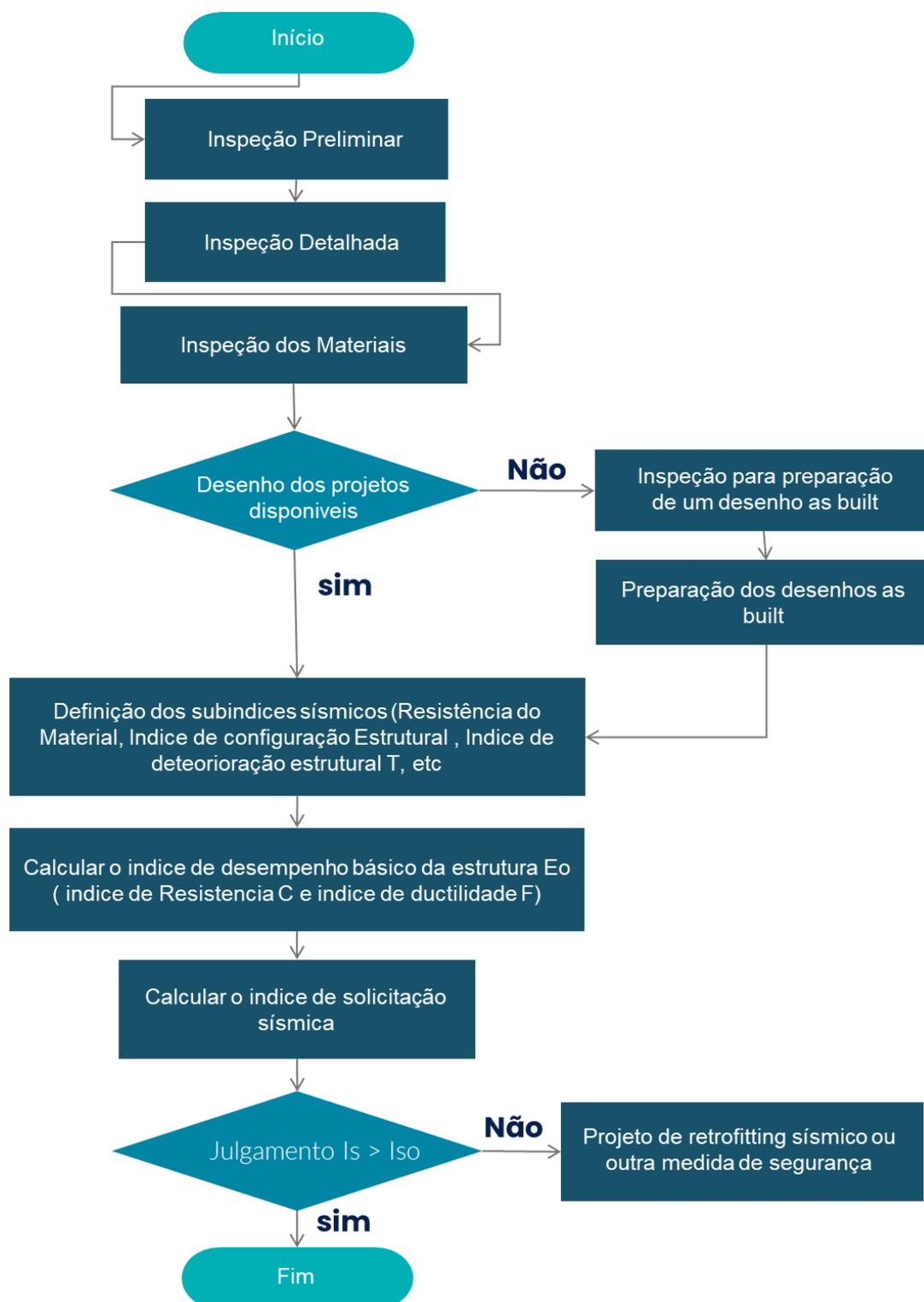


Figura 37. Fluxograma da investigação de diagnóstico sísmico de estruturas existentes. Fonte: Adaptado de Manual CNCRP, 2015.

Miranda (2013) justifica a escolha do primeiro nível deste método como o que mais se adequa à realidade brasileira em função do seu reconhecimento técnico alcançado e sua rapidez de aplicação. É recomendado para uma avaliação generalizada de um conjunto de edifícios e como indicativo de priorização das operações de reforço ou triagem preliminar. O método qualitativo precede o método quantitativo, aliás, este último é mais rigoroso e se destina a estudar detalhadamente uma edificação específica. E, por fim, em virtude da atividade sísmica brasileira métodos experimentais não se fundamentam dado o elevado custo por causa da estrutura necessária para a realização de ensaios. No presente trabalho, o método de Hirosawa adaptado será executado conforme o fluxograma da figura 37 para investigação da vulnerabilidade sísmica dos edifícios com significância cultural.

5.4.1 Índice de Desempenho Sísmico I_S

O índice sísmico I_S da estrutura corresponde à máxima resposta elástica do coeficiente de cisalhamento que cada pavimento pode resistir, sendo composto pelo produto de três índices: desempenho sísmico básico (E_0), índice de configuração estrutural (S_D) e índice de deterioração da estrutura (T_D).

$$I_S = E_0 \cdot S_D \cdot T_D \quad (10)$$

Este índice é comparado com o índice de solicitação sísmica da estrutura. Caso o valor de $I_S \geq I_{S0}$, o edifício tem segurança em face a um evento sísmico. Por outro lado, se I_S é inferior a I_{S0} , a edificação pode ter desempenho incerto frente a um sismo assumido (HIROSAWA, 1992):

$$I_S \geq I_{S0} \quad (11)$$

5.4.2 Índice E_0

O subíndice E_0 avalia duas características importantes em edifícios de concreto armado quando submetidos a ações sísmicas: resistência (Índice de Resistência C) e ductilidade dos elementos verticais (F). A equação 12 apresenta esta proporção:

$$E_0 \propto C \cdot F \quad (12)$$

O índice de resistência C de cada tipo de elemento vertical (Tabela 6) é determinado no primeiro nível de avaliação pelas equações 13, 14 e 15:

Tabela 6. Definição dos elementos verticais

Elemento Vertical	Definição
Pilar	São todos os pilares cuja relação h_0/D é maior que 2
Pilar Curto	São todos os pilares cuja relação h_0/D é menor ou igual a 2
Parede	São todas as paredes em concreto armado, incluindo as que não possuem pilares nas extremidades.

$$C_c = \frac{f_c}{20} \cdot \frac{(\tau_{c1} \cdot A_{c1} + \tau_{c2} \cdot A_{c2})}{W} \quad (13)$$

$$C_{sc} = \frac{f_c}{20} \cdot \frac{(\tau_{sc} \cdot A_{sc})}{W} \quad (14)$$

$$C_w = \frac{f_c}{20} \cdot \frac{(\tau_{w1} \cdot A_{w1} + \tau_{w2} \cdot A_{w2} + \tau_{w3} \cdot A_{w3})}{W} \quad (15)$$

Em que:

C_c : índice de resistência dos pilares;

C_{sc} : índice de resistência dos pilares curtos;

C_w : índice de resistência das paredes;

f_c : resistência à compressão do concreto (kgf/cm²);

A_{c1} : somatório das áreas de seção transversal dos pilares cuja altura livre dividida pela base da seção do pilar é menor que 6,0 (cm²);

A_{c2} : somatório das áreas de seção transversal dos pilares cuja altura livre dividida pela base da seção do pilar é maior ou igual a 6,0 (cm²);

τ_{c1} : resistência média ao cisalhamento no estado limite último dos pilares cuja altura livre dividida pela base da seção do pilar é menor que 6,0, podendo ser tomada como 10 kgf/cm²;

W : peso da estrutura acima do pavimento analisado (kgf).

Nas estruturas reais, alguns elementos falham antes, e essa falha de rigidez e menos os elementos dúcteis podem reduzir significativamente a resistência da estrutura, embora os elementos dúcteis possam resistir à movimentação do solo restante. O efeito do retardo em alcançar a resistência máxima deve ser elevado em conta na avaliação da resistência sísmica

(OTANNI, 2000). Partindo de uma estrutura com dois tipos de elementos estruturais, a figura 38 exibe a relação entre as cargas laterais e a deformação para pilar e parede estrutural.

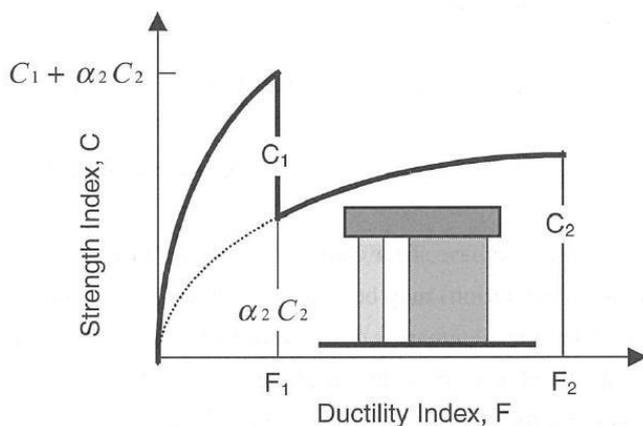


Figura 38. Relação de forças x deformação de dois elementos (Pilares e Paredes Estruturais). Fonte: Otani, 2000.

Assim, α_i corresponde ao fator de redução da capacidade resistente tanto para os elementos menos dúcteis como para os elementos dúcteis.

$$E_0 = \left(\frac{n+1}{n+i} \right) \cdot a_1 \left[\frac{f_c}{20} \cdot \frac{(\tau_{c1} \cdot A_{c1} + \tau_{c2} \cdot A_{c2})}{W} \right] \cdot F_c \quad (16)$$

Em que:

n : número de pavimentos do edifício; i : número do pavimento sob avaliação;

α_1 : fator de redução da capacidade resistente dos pilares de acordo com o deslocamento das paredes verificado no momento da ruptura das paredes; $\alpha_1 = 0,7$, (se $C_w = 0$, $\alpha_1 = 1,0$);

α_2 : fator de redução da capacidade resistente das paredes de acordo com o deslocamento dos pilares curtos verificados no momento da ruptura dos pilares curtos; $\alpha_2 = 0,7$;

α_3 : fator de redução da capacidade resistente dos pilares de acordo com o deslocamento dos pilares curtos verificados no momento da ruptura dos pilares curtos; $\alpha_3 = 0,5$;

F_c : índice de ductilidade dos pilares. $F_c = 1,0$;

F_{sc} : índice de ductilidade dos pilares curtos. $F_{sc} = 0,8$;

F_w : índice de ductilidade das paredes. $F_w = 1,0$ (se $C_w = 0$, $F_w = F_c = 1,0$).

Conforme Otani (2000), a parcela $\left(\frac{n+1}{n+i} \right)$ contempla, além do modo fundamental da estrutura, ainda que, superficialmente, modos de vibração maiores que dos pavimentos acima. Por essa razão, Otani classificou como índice φ_i , que representa a razão entre o coeficiente de força

cortante na base, para um coeficiente e para força cortante nos pavimentos em um edifício uniforme com alturas e distribuição de massa uniforme sob um modo linear deformado.

5.4.3 Índice S_D

O subíndice S_D procura avaliar a irregularidade da estrutura ou rigidez, distribuição não uniforme de massa e rigidez (Equação 17). As características do edifício consideradas neste coeficiente são: irregularidade do plano, razão entre o comprimento e largura da planta, existência de subsolos, irregularidade das alturas dos pavimentos, razão da área do átrio e a área total do pavimento (Tabela 7).

$$S_{D1} = q_{1a} \times q_{1b} \times \dots \times q_{1k} \quad (17)$$

$$q_{1i} = \{1 - (1 - G_i) \cdot R_i\} \quad (16)$$

Em que

$$i = a, b, c, d, e, f, g, i, j, k \quad (18)$$

$$q_{1i} = \{1,2 - (1 - G_i) \cdot R_i\} \quad (19)$$

$$i = h$$

Tabela 7. Fatores G_i e R_i para avaliação do índice SD (Hirosawa). Fonte: Miranda, 2013.

Nível	Item	Valor de G_i			Valor R_i
Primeiro nível de avaliação		1,0	0,9	0,8	
	a. Regularidade em planta	a_1	a_2	a_3	1,0
	b. Relação entre dimensões em planta	$b < 5$	$5 < b < 8$	$8 > b$	0,5
	c. Contração em planta ($c=C_1/C_0$)	$c > 0,8$	$0,8 > c > 0,5$	$0,5 > c$	0,5
	d. Juntas de dilatação	$d > 1/100$	$1/100 > d > 1/200$	$1/200 > d$	0,5
	e. Pátio Interno	$e < 0,1$	$0,1 < e < 0,3$	$0,3 < e$	0,5
	f. Excentricidade do pátio interno	$f_1 < 0,4$ e $f_2 < 0,1$	$f_1 < 0,4$ e $0,1 > f_2 > 0,3$	$0,4 < f_1$ ou $0,3 < f_2$	0,25
	g. -	-	-	-	-
	h. Piso enterrados	$h > 1,0$	$1,0 < h < 0,5$	$0,5 > h$	1,0
	i. Uniformidade nas alturas entre pisos dos pavimentos	$i > 0,8$	$0,8 > i > 0,7$	$0,7 > i$	0,5

j. Uniformidade da rigidez dos elementos verticais em altura	Existente	Inexistente	Inexistente com efeito de torção	0,5
k.-	-	-	-	-

Os itens “a” até “j” devem ser verificados para cada pavimento e o menor dentre os pavimentos é aplicado a toda a estrutura. Nos próximos parágrafos, pormenoriza-se o cálculo de cada item.

a) Regularidade em planta (Figura 39):

i. Existência de dupla simetria em planta (boa regularidade) e área de saliência é inferior a 10% da área total em planta;

ii. Regularidade em planta é pior que no item anterior e a saliência é inferior em 30% da área total da planta (edifícios com formato L, T, U em planta);

iii. Regularidade em planta é pior que no item anterior e a saliência é superior a 30% da área total da planta (edifícios com formato L, T, U em planta).

b) Relação entre dimensões em planta: razão entre a maior dimensão “m” e menor dimensão “n” em planta da edificação. Nos casos de formas não retangulares como “H”, considera a maior dimensão “m” = 2w, onde w está indicado na figura abaixo:

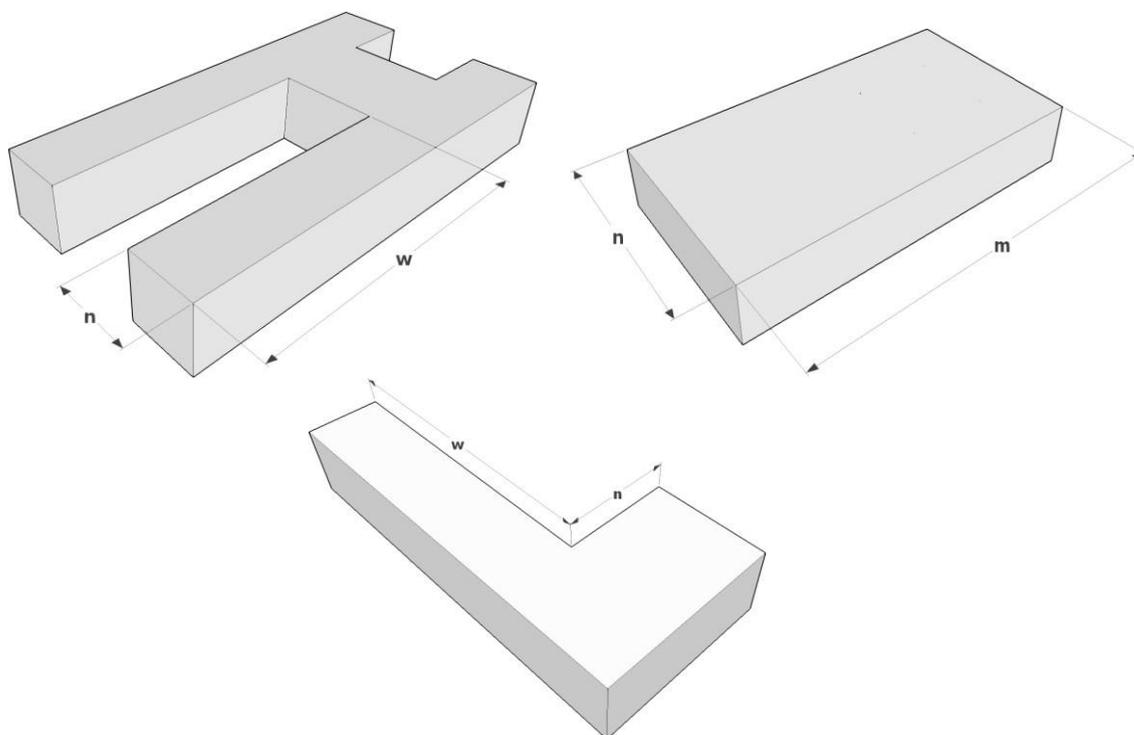


Figura 39. Esquema de relação entre dimensões. Adaptado de Miranda, 2013.

- c) Contração em planta: é dada pelo quociente entre as medidas C_1 e C_0 , conforme apresentado na imagem 40:

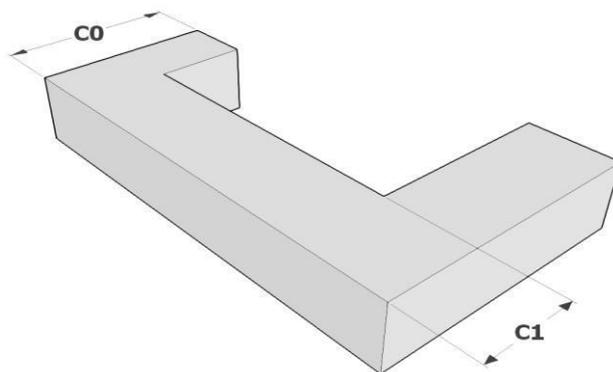


Figura 40. Esquema de contração. Adaptado de Miranda, 2013.

- d) Juntas de dilatação: razão entre o comprimento da junta de dilatação e a distância desta ao solo;
- e) Pátio interno: relação entre a área de átrio e a área total do piso em planta, incluindo a área do átrio. Caso a área seja rodeada por paredes de concreto armado, não será classificada como átrio (ALBUQUEQUE, 2008);
- f) Excentricidade do pátio interno: composto de dois parâmetros f_1 e f_2 , assim definidos:
- i. f_1 : razão entre a distância do centro geométrico do pátio interno ao centro geométrico do pavimento e a menor dimensão “n” do pavimento, isto é, $f_1 = \frac{r}{n}$;
 - ii. f_2 : razão entre a distância do centro geométrico do pátio interno ao centro geométrico do pavimento e a maior dimensão “m” do pavimento, ou seja, $f_2 = \frac{r}{m}$;

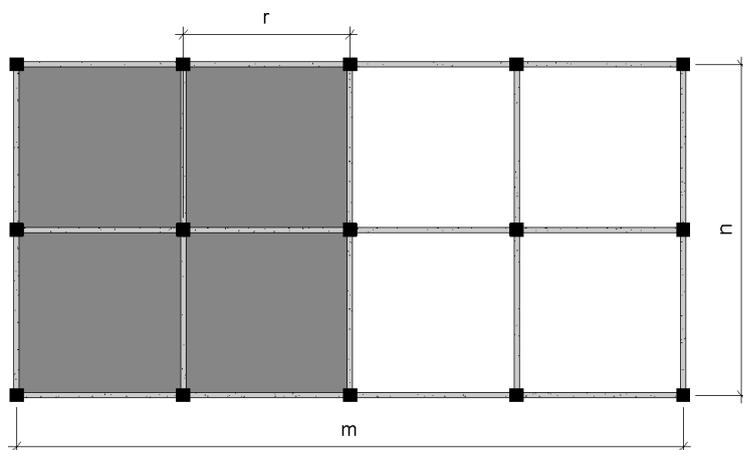


Figura 41. Excentricidade do pátio interno. Fonte: Adaptado de JBDPA, 2000.

- g) Pisos enterrados: razão entre a área do piso enterrado e a área do primeiro pavimento;
- h) Uniformidade nas alturas entre pisos dos pavimentos: relação entre a altura do pavimento, consecutivamente acima do pavimento analisado, e a altura deste pavimento. No caso do último pavimento considera-se a altura do pavimento superior como imediatamente inferior ao pavimento.
- i) Uniformidade da rigidez dos elementos verticais em altura: aplica-se conforme a tabela 7. Caso o sistema sismo-resistente seja composto apenas de pórticos sem paredes estruturais, este item deve ser desconsiderado (Miranda, 2013).

5.4.4 Índice T_D

O desempenho estrutural é também influenciado pela deterioração estimada pelo subíndice T_D . Trata-se de índice ajustado por meio de inspeção visual in loco, observando as fissuras nas paredes, pilares, bem como deformações. O menor valor de T_D na tabela 8 é único para toda a edificação com índice de deterioração estrutural.

Tabela 8. Itens de inspeção para o subíndice de deterioração estrutural. Fonte: Miranda, 2013.

Item	Grau de intensidade	T_D
Deformação	Edificação com inclinação ou recalque diferencial	0,7
	Edificação construída sobre aterro artificial	0,9
	Deformações visíveis em vigas ou pilares	0,9
	Sem deformação	1,0
Fissuras em paredes e pilares	Infiltrações e corrosão de armaduras	0,8
	Fissuras inclinadas em pilares	0,9
	Muitas fissuras nas paredes	0,9
	Infiltrações sem a presença de armaduras corroídas	0,9
	Nenhuma observação anterior	1,0
Incêndio	Acontecido e não reparado	0,7
	Acontecido, mas reparado	0,8
	Não acontecido	1,0
Uso da Edificação	Armazenamento de produtos químicos	0,8
	Sem armazenamento de produtos químicos	1,0
Idade da Edificação	Mais de 30 anos	0,8
	Mais de 20 anos	0,9
	Menos de 20 anos	1,0

Acabamentos	Deterioração nas camadas externas do revestimento	0,9
	Deterioração nas camadas internas do revestimento	0,9
	Nenhuma verificação	1,0

5.4.5 Índice de Solicitação Sísmica I_{S0}

O índice de solicitação sísmica é determinado pela equação 20:

$$I_{S0} = E_S \cdot Z \cdot G \cdot U \quad (20)$$

Onde:

E_S : índice de solicitação sísmica básica, $E_S = 0,8$ para o primeiro nível;

Z : índice de sismicidade atribuído à aceleração horizontal do solo, conforme mapa de aceleração sísmica horizontal, característica da ABNT NBR 15421;

G : índice topográfico corresponde aos fatores de amplificação sísmica do solo para período de 1,0s (Tabela 9);

U : considera a importância da edificação, sendo $U = 1,0$ para edifícios em geral, $U = 1,5$ para hospitais, quartéis-generais ou ainda edifícios com componentes químicos, como usinas nucleares.

Tabela 9. Subíndices topográfico e geotécnico do método de Hirosawa adaptado ao Brasil. Fonte: Miranda, 2013.

Classe do terreno	G	
	$Z \leq 0,100$	$Z = 0,150$
A	0,8	0,8
B	1,0	1,0
C	1,2	1,2
D	1,6	1,5
E	2,5	2,1

Devidamente adaptado por Miranda (2013), o limite inferior do índice de solicitação sísmica $I_{S0,inf}$ é 0,01 e o limite superior é obtido pela equação 21:

$$I_{S0,sup} = \frac{0,33 \cdot G \cdot Z \cdot U}{T_a} \quad (21)$$

Sendo T_a o período natural da estrutura aproximado, sugerido pela NBR 15421.

Albuquerque (2008) emprega ainda o conceito de reserva da capacidade resistente da estrutura, R_{CR} , sendo a diferença entre o índice de desempenho sísmico, I_S , e o índice de solicitação sísmica I_{S0} , dado pela equação 22:

$$R_{CR} = \left(\frac{I_S - I_{S0}}{I_S} \right) \% \quad (22)$$

5.4.6 Limitações

O método de avaliação da capacidade de edifícios de médio e baixo porte proposto pelo Ministério do Japão em 1977 foi elaborado com a intenção de prover de forma prática e rápida a adequação estrutural de larga escala de edifícios sujeitos à fortes movimentos de terremotos. MURAKAMI (1980) indica que o desempenho sísmico de edifícios danificados e não-danificados em razão de vários terremotos foi examinado para verificar a confiabilidade deste método e um índice de solicitação sísmica ou, em tradução literal, um critério de proteção sísmica foi baseado sobre esses resultados.

Seki (2017) esclarece que o método não cobre diretamente os itens:

1. Usabilidade após o terremoto: é possível continuar usando ou não?
2. Reparabilidade após o dano: a capacidade é recuperada rapidamente após a reparação ou não?
3. Durabilidade no futuro: é possível manter usando seguramente no futuro ou não?

Embora o método seja qualitativo, suas equações estão fundamentadas em análises de respostas não-linear de estruturas modelo de um grau de liberdade. Na simulação de Okada (1975) um modelo de uma massa apoiada em sistema de mola paralela combinando dois loops histeréticos chamados de Modelo de origem orientada e Modelo trilinear de degradação. O primeiro representa as paredes estruturais ou shear walls e o segundo representando os pilares ou frames que são os primeiros a falharem ao cortante e à flexão, respectivamente. Para esta análise dinâmica, Okada (1975) selecionou os terremotos de El Centro (1940) (Norte e Sul), Taft (1952) (Leste e Oeste), e Hachinohe 1968 (Norte – Sul) e a máxima aceleração de cada terremoto foi modificada para 30% da aceleração da gravidade. Desde então vários valores de resistência foram prescritos para paredes estruturais e pilares, e o deslocamento último das paredes e o deslocamento inelástico dos pilares foram considerados constantes. Os períodos naturais variaram entre 0,6 a 1 segundos.

Okada (2021) ratifica que é um método simplificado para prever a resposta não-linear de um edifício sem recorrer a respostas dinâmicas computacionais, a despeito da concepção básica da estimativa do índice I_s ser a mesma das análises dinâmicas das respostas de terremoto para edifícios altos e projeto sísmico baseado no método de resistência requerida no segundo nível. A abordagem do método japonês tem um recurso distinto na adoção de um fator ou solução desconhecida. Para Okada (2021) a força sísmica, resistência e ductilidade são três parâmetros principais que governam a resposta sísmica não linear de um edifício. A relação entre os parâmetros que são ou não dados nas análises dinâmicas, no método baseado na resistência requerida e o método japonês estão na tabela 10:

Tabela 10. Comparação entre os métodos de avaliação sísmica. Fonte: Okada, 2021.

	Força Sísmica	Resistência	Ductilidade
Análises Dinâmicas da resposta sísmica	Dado	Dado	? (Desconhecido)
Método de Resistência Requerida	Dado	? (Desconhecido)	Dado
Método japonês	? (Desconhecido)	Dado	Dado

Escassas são as pesquisas que decompõem os subíndices do método como S_D ou T_D . Não obstante, o índice de irregularidade é um modificador que quantifica os efeitos da complexidade e da distribuição não-balanceada da rigidez. O manual CNCRP (2015) para avaliação de edifícios existentes em Bangladesh que igualmente adota o método japonês tece algumas observações importantes sobre este fator modificador:

1. Métodos de cálculo do índice de irregularidade para o primeiro e segundo nível devem ser selecionados considerando a simplificação e acurácia do cálculo da mesma forma que os efeitos do índice.
2. É recomendado que o índice de irregularidade seja calculado por método específico da norma Japonesa no apêndice 3 (não traduzido), no caso da possibilidade da falha do pavimento se cuidadosamente examinado.
3. A norma japonesa visa edifícios com estruturas relativamente simples.
4. Enquanto a excentricidade e rigidez no primeiro nível é prevista qualitativamente, para o segundo nível é feito por método simplificado usando somente a área da seção transversal

das colunas. Isto pode causar estimativas imprecisas da rigidez de um edifício com pátios ou átrios.

5. Outro obstáculo é o exame de edifícios com plantas complexas uma vez que a irregularidade da planta determina a rigidez rotacional.
6. Ainda no emprego do segundo nível de verificação, um dos desafios é a dificuldade de abordar completamente edifícios complexos.

Imanishi et al. (2001) em trabalho intitulado “Estudo do índice S_D do Método de verificação sísmica para edifícios existentes tendo grandes espaços abertos buscou entender o comportamento de edifícios com grandes vãos mediante a comparação dos resultados analíticos de uma laje rígida e não rígida. Ainda consoante o autor, apesar do método japonês adotar o índice de irregularidade S_D para correção dos efeitos de aberturas e pé-direito, não existe um método específico para correções aplicadas a edifícios de grandes vãos. No artigo foi realizada análises estáticas de incremento de elasticidade-plasticidade tridimensional incorporando deformações na direção do plano do piso para uma usina de incineração de lixo de grande vão. Entre as conclusões, o valor do índice S_D diminui com a presença de vãos livres, indicando que a geometria da estrutura com vãos é menos favorável em termos de forma. Nos resultados da análise de piso não rígido, a correção efetuada pelo índice de irregularidade não proporciona uma margem de segurança adequada para edifícios com grandes aberturas. Em suma, edifícios com grandes vãos livres tendem a ter um índice de irregularidade menor.

Logo após a criação do método em 1977, foi desenvolvido um programa de avaliação sísmica de estruturas de concreto armado patrocinado pela prefeitura de Shizuoka onde se estimou os índices I_s de vários edifícios públicos. Estudos comparando e combinando as informações dos índices de desempenho sísmico das edificações e daqueles edifícios danificados foram conduzidos. A figura 42 apresenta a distribuição dos índices do primeiro pavimento no segundo nível de avaliação para aproximadamente 1600 edifícios públicos em concreto armado, particularmente escolas de 3 ou 4 pavimentos. A curva 1 é função de densidade de probabilidade aproximando as barras e utilizando uma função de distribuição lognormal. As barras escuras representam a frequência dos índices I_s das edificações que sofreram danos médios a severos que corresponde aproximadamente a 10% do número total de edifícios analisados.

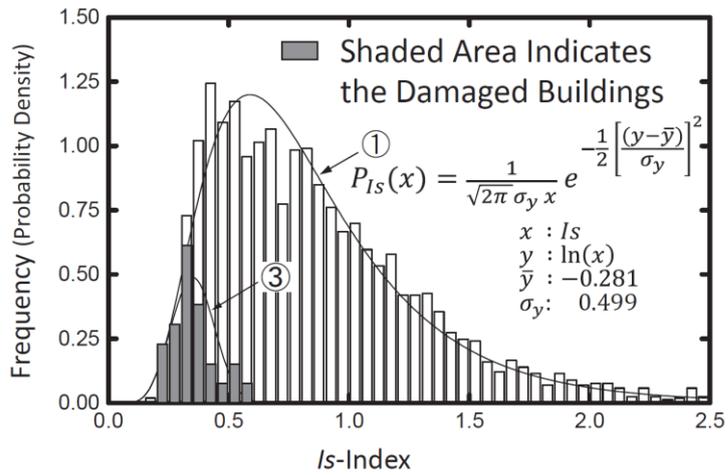


Figura 42. Distribuição do índice Is para edifícios existentes e danificados. Fonte: Okada, 2021.

A contar deste estudo se notou que o índice de solicitação sísmica básica não deve ser considerado determinístico, mas sim probabilístico. Em síntese, tanto a solicitação (*load*) como a resistência (*resistance*) são consideradas probabilísticas (Figura 43 e 44).

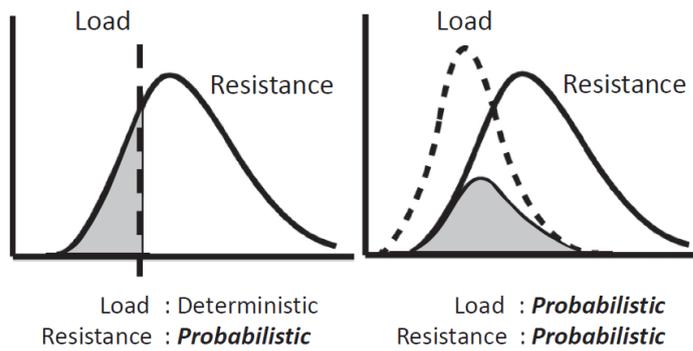


Figura 43. Distribuição aguardada da resistência e solicitação

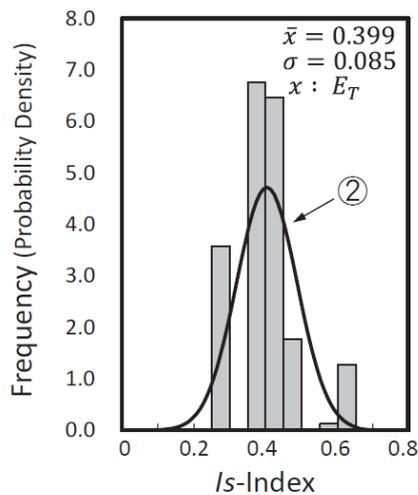


Figura 44. Distribuição normal esperada do índice de solicitação básica. Fonte: Okada, 2021.

5.5 Superfícies de Desempenho Sísmico

Na sequência da pesquisa iniciada por Filho (2021), nesta seção, serão expostos diferentes modelos de representação dos índices de desempenho sísmico e de índices de solicitação sísmica com adaptações e inserção de planos. A representação do comportamento sísmico da estrutura por superfície de desempenho sísmico da estrutura do Itamaraty permite correlacionar diferentes variáveis e, assim, constatar o desempenho nas condições analisadas.

A tipologia de configuração estrutural (eixo X), deterioração estrutural (eixo Y) e índice de desempenho sísmico (eixo Z) será constantemente adotada neste trabalho para cada estrutura, por cada pavimento. É sabido que a variável desempenho básico estrutural do pavimento E_0 deve permanecer constante. Em suma, a superfície corresponde a uma envoltória cujos valores de I_s percorrem desde a deterioração estrutural crítica (0,7) a uma possível combinação/ modificação da configuração estrutural que culmine também na pior situação ($S_D = 0,8$).

Em softwares de computação numérica de análise e visualização de dados como o MATLAB, a superfície de desempenho sísmico é construída a partir de vetores dos subíndices S_D e T_D e, para o índice de desempenho sísmico I_s , uma matriz 4×3 . Essa matriz nada mais é do que o resultado do produto do subíndice de deterioração (linha) pelo subíndice de configuração estrutural (coluna). Os vetores e matriz são, portanto:

$$T_D = \begin{pmatrix} 0,7 \\ 0,8 \\ 0,9 \\ 1,0 \end{pmatrix} \quad (23)$$

$$S_D = \begin{pmatrix} 0,8 \\ 0,9 \\ 1,0 \end{pmatrix} \quad (24)$$

$$I_s = \begin{pmatrix} 0,1792 & 0,2016 & 0,2240 \\ 0,2048 & 0,2304 & 0,2560 \\ 0,2304 & 0,2592 & 0,2880 \\ 0,2560 & 0,2880 & 0,3200 \end{pmatrix} \quad (25)$$

Destaca-se que foi adotado o valor de $E_0 = 0,32$ referente ao edifício modelo I da literatura (Miranda, 2013) para efetuar a demonstração da matriz I_s . É necessário evidenciar que esse valor varia conforme cada pavimento da estrutura e suas peculiaridades. Por se tratar de uma envoltória, recomenda-se o maior número possível de pontos e isto pode ser atingido ao incrementar os vetores T_D e S_D . A deterioração agora terá variação de 0,05 e o índice S_D alcançará o valor limite superior de $S_D = 1,2$. Salienta-se que o limite inferior é $S_D = 0,41$, não obstante, optou-se por estabelecer a

fronteira inferior em $S_D = 0,8$. Os resultados podem ser reescritos (vetor 26) e a superfície de desempenho sísmico relativo a matriz 28 está representada na figura 45.

$$T_D = \begin{pmatrix} 0,7 \\ 0,75 \\ 0,8 \\ 0,85 \\ 0,9 \\ 0,95 \\ 1,0 \end{pmatrix} \quad (26)$$

$$S_D = \begin{pmatrix} 0,8 \\ 0,9 \\ 1,0 \\ 1,1 \\ 1,2 \end{pmatrix} \quad (27)$$

$$I_s = \begin{pmatrix} 0,1792 & 0,2016 & 0,2240 & 0,2464 & 0,2688 \\ 0,1920 & 0,2160 & 0,2400 & 0,2640 & 0,2880 \\ 0,2048 & 0,2304 & 0,2560 & 0,2816 & 0,3072 \\ 0,2176 & 0,2448 & 0,2720 & 0,2992 & 0,3264 \\ 0,2304 & 0,2592 & 0,2880 & 0,3168 & 0,3456 \\ 0,2432 & 0,2736 & 0,3040 & 0,3344 & 0,3648 \\ 0,2560 & 0,2880 & 0,3200 & 0,3520 & 0,3840 \end{pmatrix} \quad (28)$$

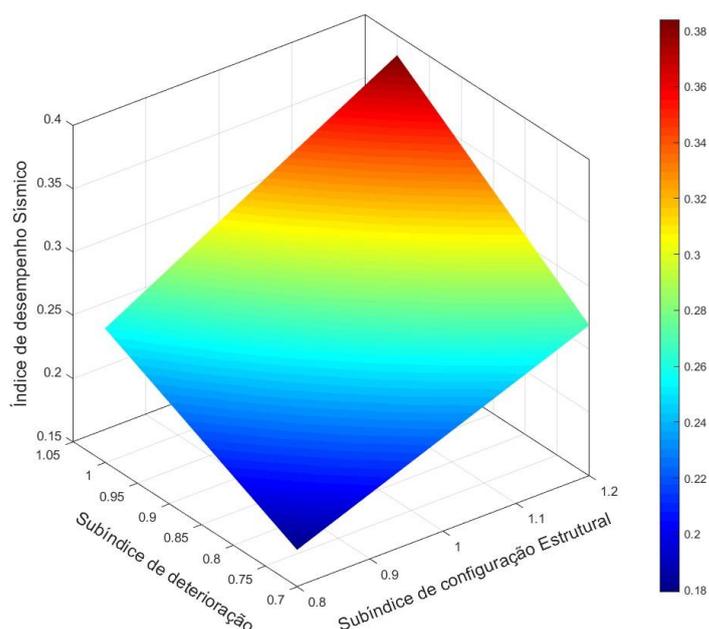


Figura 45. Superfície de desempenho sísmico. Fonte: Autoral.

Ainda é possível averiguar superfícies de desempenho considerando a configuração estrutural, de modo que os novos eixos serão desempenho básico estrutural (eixo X), deterioração estrutural (eixo Y) e índice de desempenho sísmico (eixo Z). Para os valores de E_0 , é indicado variar conforme os pavimentos, quando a avaliação envolver estruturas de múltiplos níveis.

Semelhantemente, procede-se com o índice de solicitação sísmica cujos eixos serão: zona sísmica ou fator de sismicidade (eixo x); fator de importância da edificação ou categoria de utilização (eixo y); e índice de solicitação sísmica (eixo Z). A classe do solo, por conseguinte, permanece constante e, para compreensão em outros tipos de terrenos, novas superfícies de solicitação sísmica são requeridas. Para a classe de solo C, é construída a superfície da imagem 46 com base nos vetores 29,30 e matriz 31:

$$\mathbf{Z} = \begin{pmatrix} 0.025 \\ 0.050 \\ 0.100 \\ 0.150 \end{pmatrix} \quad (29)$$

$$\mathbf{U} = \begin{pmatrix} 1.00 \\ 1.25 \\ 1.50 \end{pmatrix} \quad (30)$$

$$\mathbf{I}_{s0} = \begin{pmatrix} 0.024 & 0.048 & 0.096 & 0.144 \\ 0.030 & 0.060 & 0.120 & 0.180 \\ 0.036 & 0.072 & 0.144 & 0.216 \end{pmatrix} \quad (31)$$

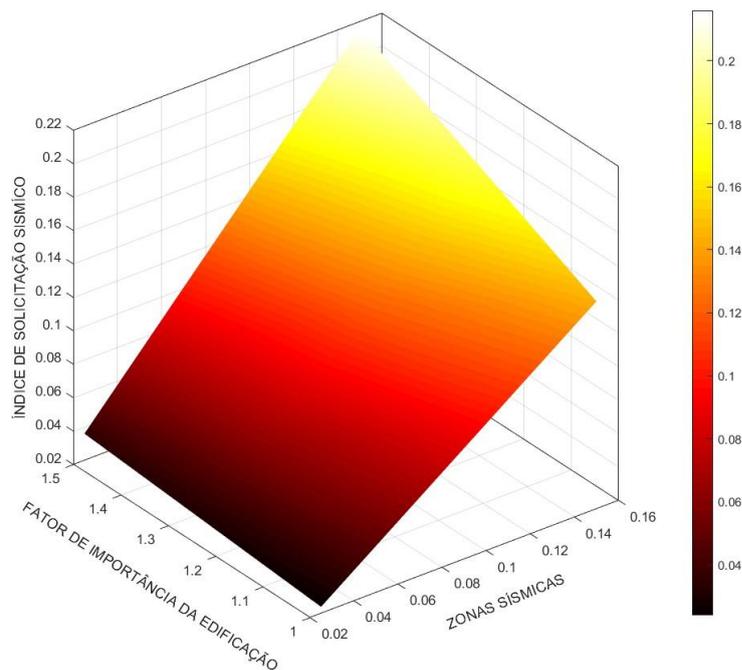


Figura 46. Superfície de solicitação Sísmica. Fonte: Autoral.

Visando facilitar mais as análises e a leitura dos índices, um plano de ruptura horizontal também foi proposto onde $I_S \leq I_{S0}$ com $I_{S0} = 0,2614$, (Zona 4, Classe E, $U = 1.0$). Aprecia-se que a superfície de desempenho sísmico da figura 47 é interceptada pelo plano de ruptura nos valores intermediários de I_S (traço branco), indicando que todos os valores contidos na superfície abaixo do

plano de ruptura horizontal conduzem a um comportamento incerto da estrutura em face ao evento sísmico. Os valores acima do plano de ruptura implicam em comportamento seguro da edificação para a movimentação de solo considerada na classe de terreno E e no fator de importância inicial $U = 1.0$.

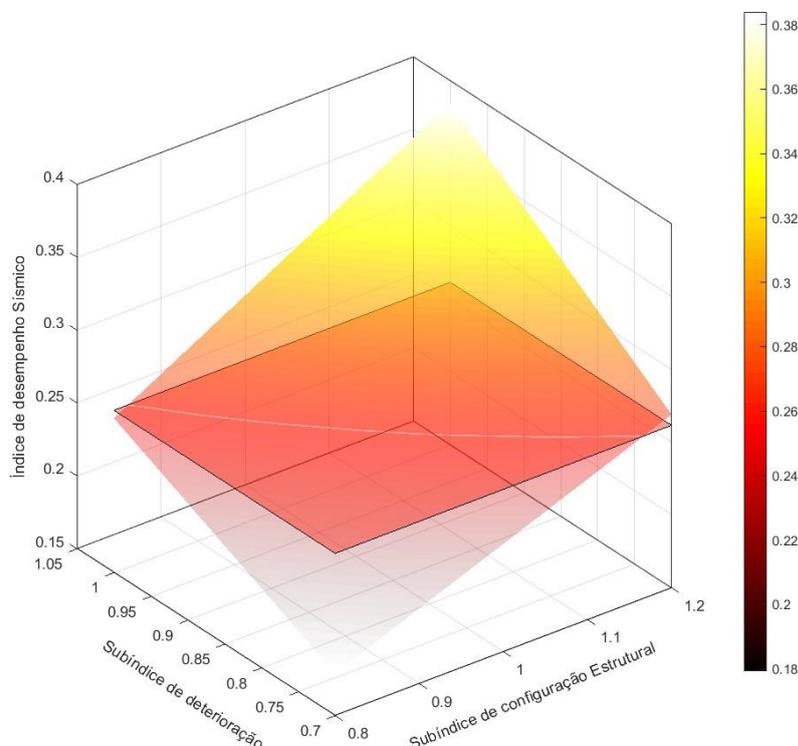


Figura 47. Superfície de desempenho com plano de ruptura horizontal. Fonte: Autoral.

5.6 Implementação Computacional

Rodrigues et al (2022) desenvolveram uma ferramenta computacional denominada Seismic-V a fim de auxiliar na fase inicial preliminar de avaliação da vulnerabilidade sísmica e a tomada de decisão. Na aba pavimento, solicita-se o número de pavimentos da edificação por meio de um slider que varia de um único pavimento até oito pavimentos, consoante com limite fixado pelo método (Figura 48). No segundo slider, define-se qual o pavimento é objeto de análise. Em seguida, solicita-se ao usuário a área do pavimento estudado, o peso total da estrutura acima do pavimento analisado, a área total da seção transversal de todos os pilares e o período fundamental da estrutura. Após isso, deve-se definir o formato do edifício, se regular (retângulo) ou variável como em geometria ‘H’ ou ‘L’. A terceira aba, denominada *Subíndice*, destina-se às entradas para estimativa do Subíndice de desempenho Estrutural E_0 , sendo requeridos a resistência de compressão do concreto, altura do pavimento e a menor dimensão do pilar para estipular a tensão de cisalhamento média (Figura 49). Após alimentados os valores, o aplicativo dispõe como saída o E_0 . A inspeção visual e entrevista

subsidiará a seleção para cada item do seu devido grau de intensidade, de modo que o subíndice de deterioração estrutural Td será o menor valor único para toda a edificação. O subíndice de configuração estrutural Sd também é determinado nesta aba.

DADOS DA ESTRUTURA

Numero de pavimentos da edificação	<input type="text"/>	
Pavimento Analisado	<input type="text"/>	
Área do Pavimento	<input type="text" value="436.81"/>	m ²
Peso da estrutura acima do pavimento analisado (kgf)	<input type="text" value="2.9924 E5"/>	kgf
Somatório da area dos pilares (cm ²)	<input type="text" value="13500"/>	cm ²
Periodo Fundamental(s)	<input type="text" value="0.12"/>	s
Regularidade da forma:	Variável	
Geometria:	H	
Menor Dimensão em Planta =	<input type="text" value="2090"/>	cm
Maior Dimensão em Planta =	<input type="text" value="2090"/>	cm
Dimensão "w"	<input type="text" value="0"/>	cm

Figura 49. Janela de requisição dos dados do pavimento. Fonte: Autoral.

DESEMPENHO ESTRUTURAL

Resistencia a compressão do concreto (kgf/cm ²)	<input type="text" value="200"/>
Altura livre do pavimento	<input type="text" value="280"/> cm
Menor dimensão do pilar	<input type="text" value="15"/> cm
τ.c2	<input type="text" value="7"/> kgf/(cm ²)
Desempenho básico Estrutural Eo	<input type="text" value="0.3158"/>

DETERIORAÇÃO ESTRUTURAL

Deformação	sem deformação
Fissuras em paredes e pilares	infiltrações e corrosão de armaduras
Incendio	não acontecido
Uso da edificação	armazenamento de produtos químicos
Idade da edificação	mais de 30 anos
Acabamentos	deterioração nas camadas externas
T.d	<input type="text" value="0.8"/>

CONFIGURAÇÃO ESTRUTURAL

G.a	<input type="text" value="0.9"/>
Contração em planta	
C.1	<input type="text" value="57.6"/>
C.0	<input type="text" value="57.6"/>

CONFIGURAÇÃO ESTRUTURAL

G.a	<input type="text" value="0.9"/>
Contração em planta	
C.1	<input type="text" value="57.6"/>
C.0	<input type="text" value="57.6"/>
Junta de dilatação	
Espessura da junta de dilatação	<input type="text" value="1"/> cm
Distancia da junta ao solo	<input type="text" value="1"/> cm
Patio interno	
Area do patio interno	<input type="text" value="0"/> m ²
Area total do pavimento	<input type="text" value="7228.0903"/> m ²
Excentricidade do patio interno	
Distância do CG do pátio interno ao CG do pavimento	<input type="text" value="1"/> cm
Pisos Enterrados	
Area do piso enterrado	<input type="text" value="0"/> m ²
Area do primeiro pavimento	<input type="text" value="5220.8"/> m ²
Uniformidade nas alturas entre pisos dos pavimentos	
Altura do pavimento acima	<input type="text" value="280"/> cm
Altura do pavimento analisado	<input type="text" value="280"/> cm
Uniformidade da rigidez dos elementos v...	Existente
G.j	<input type="text" value="1"/>

Figura 48. Resultado dos Índices de desempenho e solicitação sísmica. Fonte: Autoral.

A última janela do aplicativo (Figura 50) ainda recebe entradas, como a zona sísmica em que se situa a estrutura analisada, a consideração da topografia para definição da classe de terreno e a relevância da edificação pelo fator de importância. Destaca-se que, ao escolher cada item, o programa automaticamente exibe o valor respectivo em termos de coeficientes. Na sequência, o programa reúne todos os subíndices calculados anteriormente (Td, E0, Sd), que resultarão no índice de desempenho sísmico.

Os subíndices de sismicidade, topografia e importância culminarão no índice de solicitação sísmica que deverá estar entre os intervalos de solicitação superior e inferior. Quando confrontado o I_s com I_{s0} , duas respostas possíveis poderão ser exibidas: “Estrutura Segura” se $I_s \geq I_{s0}$ ou “Verifique por outro método” se $I_s < I_{s0}$. A reserva da capacidade resistente dada pela relação entre o desempenho e a solicitação é disponibilizada ao usuário ao final da janela. Destaca-se que nesta janela optou-se por agrupar todos os índices de tal forma que diversas simulações possam ser realizadas rapidamente, bastando alterar a zona, importância ou ainda classe de terreno.

Figura 50. Cálculo dos Subíndices E0 e Td, Sd. Fonte: Autoral.

As estruturas modelos extraídas de Miranda (2013) foram tomadas como exemplo de aplicação da ferramenta. Os valores de entrada como área total dos pilares, peso acima da estrutura, quantidade de pavimentos, período fundamental e os subíndices de deterioração, desempenho estrutural e configuração estrutural são expostos na Tabela 11. A estrutura modelo I (Figura 51) possui resistência do concreto à compressão de 20 MPa. A altura entre pavimentos é de 2,80 m e os vãos livres de 4,00 m. Os pilares apresentam seção transversal de 15x25 cm², as vigas com seção de 15x40 cm² e as lajes maciças em concreto armado com espessura de 10 cm. Este modelo de estrutura contém um único pavimento em forma quadrada (20,90m x 20,90m) com área de 436,81 m² (figura 52). Conforme predefinido em literatura, o subíndice de deterioração $T_d = 0,9$ e o índice de importância da edificação $U = 1,5$ (uso essencial).

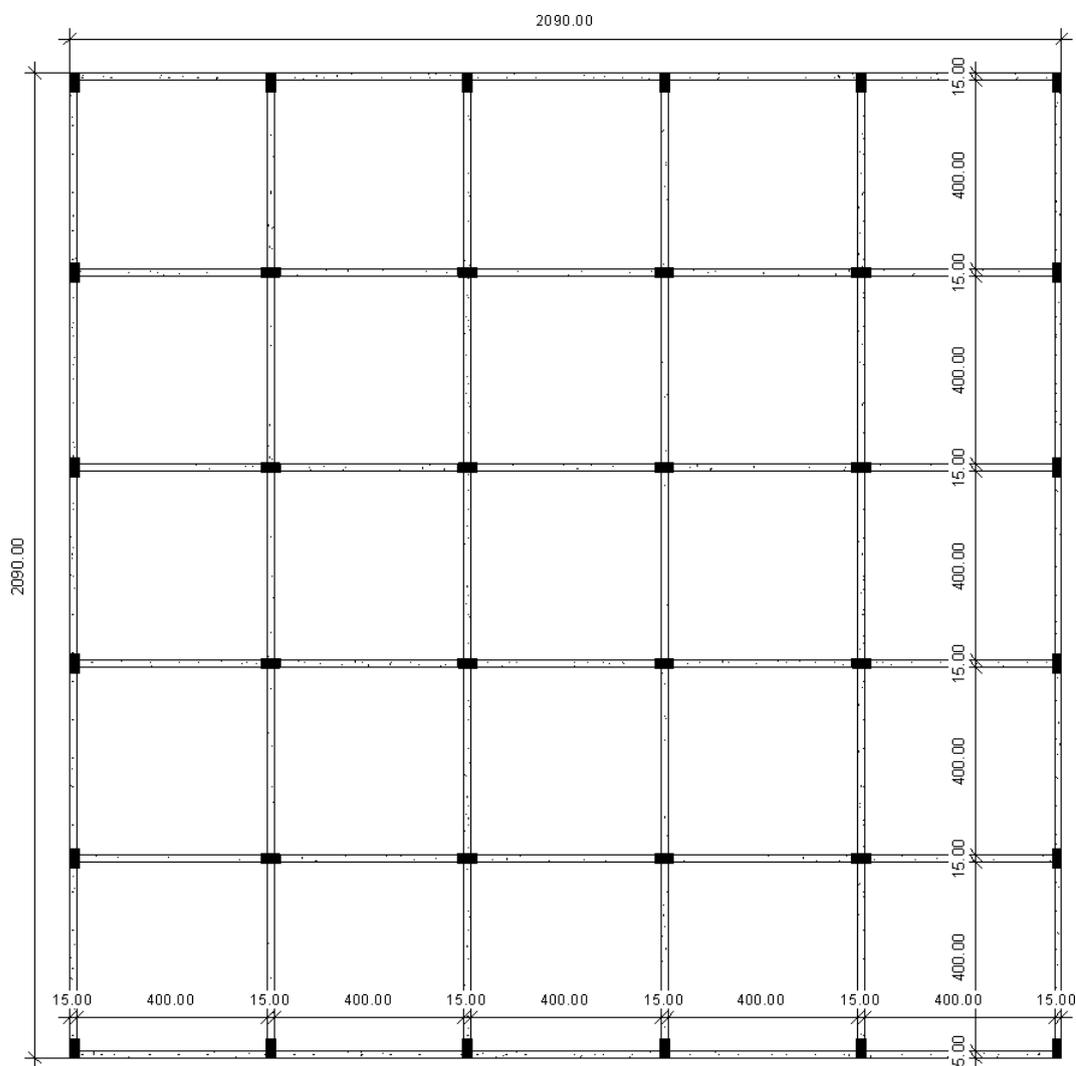


Figura 51. Planta de forma do nível +2,80 da Estrutura Modelo. Fonte: Adaptado de Miranda, 2013.



Figura 52. Pórtico da Estrutura Modelo. Fonte: Adaptado de Miranda, 2013.

Tabela 11. Dados da Estrutura Modelo I. Fonte: Miranda, 2013.

	Pavimento 1	Pavimento 2
Nível da Laje	+2,80	-
Peso total acima do nível considerado (W) em kgf	299.236,00	-
Área do pavimento em m ²	436,81	-
Soma das seções dos pilares do pavimento (Ac2) em cm ²	13.500,00	-
Período da Estrutura (Ta) em segundos	0,12	-
Subíndice de desempenho sísmico básico estrutural (E0)	0,32	-
Subíndice de configuração estrutural S_D	1,00	-
Subíndice de deterioração Estrutural T_D	0,90	-
Índice de desempenho sísmico I_S	0,28	-

Os resultados pós-processamento do programa Seismic-V são comparados com os calculados manualmente em Miranda (2013) e compilados na tabela 12. Para a estrutura modelo I, o valor de deterioração foi igualmente adotado de acordo com exemplo original.

Tabela 12. Índices calculados pelo programa Seismic-V. Fonte: Miranda, 2013.

	Seismic-V	Miranda (2013)
Subíndice E_0	0,3158	0,32
Subíndice S_D	0,99	1,00
Subíndice T_D	0,9	0,9
Índice de desempenho sísmico I_S	0,2814	0,28

Os índices de solicitação sísmica estimados pelo Seismic-V com variação da zona sísmica e tipo de terreno são confrontados na tabela 13 e 14:

Tabela 13. Índices de solicitação sísmica (Iso) da Estrutura Modelo I estimados por Miranda (2013).

Zona Sísmica	Classe do terreno				
	A	B	C	D	E
	Miranda (2013)	Miranda (2013)	Miranda (2013)	Miranda (2013)	Miranda(2013)
0	0,03	0,03	0,04	0,05	0,08
1	0,05	0,06	0,08	0,10	0,16
2	0,10	0,13	0,15	0,20	0,31
3 e 4	0,15	0,19	0,23	0,28*	0,39

Tabela 14. Índices de solicitação sísmica (Iso) fornecido pelo programa Seismic-V. Fonte: Autoral.

Zona Sísmica	Classe do terreno				
	A	B	C	D	E
	Seismic-V	Seismic-V	Seismic-V	Seismic-V	Seismic-V
0	0,0249	0,0311	0,0374	0,0498	0,0778
1	0,0498	0,0622	0,0747	0,0996	0,1556
2	0,0996	0,1245	0,1494	0,1992	0,3113
3 e 4	0,1494	0,1868	0,2241	0,2801*	0,3922

As respostas do Seismic-V são similares às de Miranda (2013) e observa-se que tal como no exemplo original, o índice de desempenho sísmico na classe de terreno ‘E’ da estrutura modelo foi inferior ao índice de solicitação sísmica. Neste caso, o aplicativo exibiu a mensagem “*Verifique por outro método*”, sugerindo ao usuário o uso de métodos refinados. Nos demais cenários, retornou a mensagem “*Estrutura segura*”, confirmando que a estrutura possui desempenho em face ao sismo.

5.7 Aplicação móvel: Seismic- V

Além do software executável explicitado acima, adicionalmente foi desenvolvido aplicativo para dispositivo móvel buscando facilitar o processo de triagem rápida da vulnerabilidade sísmica de estruturas existentes apoiado pelo Edital 10/2023 do Decanato de Pós-Graduação e Inovação da Universidade de Brasília. A ferramenta permite a verificação da estrutura para as cinco zonas sísmicas e as classes de terreno preconizadas na NBR 15.421. Iniciativa semelhante foi observada no Japão no Simpósio “Future of post-disaster assessment for buildings” (Figura 53), contudo, buscas no Google Play não identificou tal aplicativo. Nos Estados Unidos, a FEMA desenvolveu um formulário em aplicação móvel denominado P-154 RSV Form (3ª edição) para coleta de dados, visualização e triagem de edificações com potencial de vulnerabilidade sísmica (Figura 54).



Figura 53. Template do aplicativo de auxílio à inspeção pós-terremoto. Fonte: GOJO Wataru, 2020.

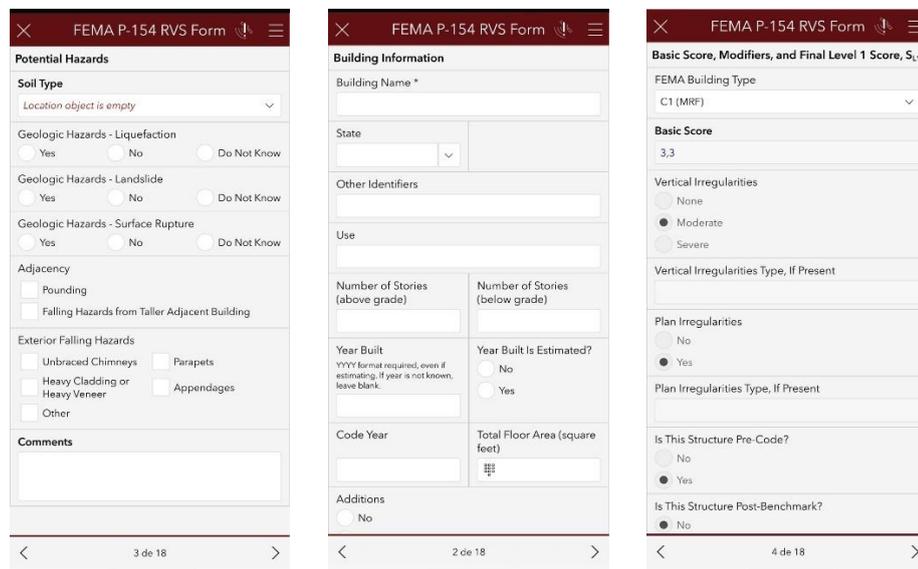


Figura 54. Interface do formulário P-154 da FEMA. Fonte: CUSEC RVS, 2023.

A linguagem de programação Dart é uma linguagem de programação multiparadigma, multiplataforma e tipada estaticamente desenvolvida pela Google em 2011. Ela é projetada para ser rápida, segura e fácil de usar, e é usada para desenvolver aplicações web, móveis e de desktop. É uma linguagem orientada a objetos, o que significa que as aplicações são construídas a partir de objetos que interagem uns com os outros. Objetos são entidades que possuem estado e comportamento. O estado de um objeto é representado por seus atributos, e seu comportamento é representado por seus métodos. O Dart é compilado para código JavaScript, o que permite que ele seja executado em navegadores web. Pode ser compilado ainda para código nativo, o que possibilita execução em dispositivos móveis e servidores.

O Flutter é um framework de desenvolvimento de aplicações multiplataforma, desenvolvido pelo Google em 2015, baseado na linguagem de programação Dart. É usado para criar aplicações compiladas nativamente para sistemas operacionais (Android, iOS, Windows, Mac, Linux). O Kit de desenvolvimento usa um conjunto de widgets para criar a interface gráfica das aplicações. Os widgets são blocos de construção reutilizáveis que podem ser combinados para criar interfaces gráficas complexas (Figura 55).



Figura 55. Logo da Linguagem DART e framework Flutter. Fonte: Google, 2023.

A aplicação móvel, Seismic-V, foi desenvolvida tendo como base a linguagem de programação Dart e o framework Flutter. Optou-se pela IDE (Integrated Development Environment) Android Studio Giraffe | 2022.3.1 Patch 3. A figura 56 (a) ilustra a primeira tela do aplicativo onde o usuário na opção “DADOS” inserirá as informações relevantes da estrutura tais como quantidade de pavimentos, pavimento objeto de estudo, peso da estrutura (Figura 56-b), a quantidade e a seção transversal dos pilares que resultarão no subíndice de desempenho básico estrutural (ver anexo). Posteriormente, o usuário é conduzido ao cálculo do subíndice de configuração estrutural S_d onde entrará com as dimensões da planta baixa tal como é cálculo o método japonês adaptado (Figura 56-c). Na figura 56-d é solicitação a condição real da estrutura como deformação, fissuras, incêndio e acabamento. Nesta etapa o usuário também deve informar a idade da edificação. A tela da Figura 56-e corresponde ao perigo sísmico ou índice de solicitação sísmica, é preciso selecionar qual zona sísmica o edifício está situação, classe do terreno e fator de importância da edificação (ver anexo). A última e principal tela do aplicativo está exibido na Figura 56-f e apresenta os resultados da verificação fornecendo os índices de desempenho sísmico e índice de solicitação sísmica. Se $I_s > I_{s0}$, será exibido a mensagem “Nível de Segurança Adequado”, caso contrário, será recomendado a verificação por métodos quantitativos. Ainda um recurso útil é o gráfico da reserva da capacidade resistente que a estrutura possui. Destaca-se que as demais telas do aplicativo Seismic-V localizam-se no anexo deste trabalho.



(a)



(b)



(c)



(d)



(e)



(f)

Figura 56. Telas do aplicativo Seismic - V: (a) Tela Principal, (b) Entrada de Dados do edifício, (c) Geometria das plantas, (d) Cálculo da Deterioração Estrutural, (e) Tela de Perigo Sísmico, (f) Saída dos Índices e gráficos comparativos. Fonte: Autoral.



6.
Nível de Segurança
Sísmica Via Confiabilidade

6 NÍVEL DE SEGURANÇA ESTRUTURAL VIA CONFIABILIDADE

6.1 Segurança Estrutural

Consoante Pantoja (2012), segurança estrutural está relacionada a capacidade de uma certa estrutura resistir às diversas ações impostas a ela durante a sua vida útil, atendendo também às condições funcionais destinadas à construção. Existe, portanto, uma afinidade entre confiabilidade estrutural e a segurança de uma estrutura.

A forma como a estrutura responde aos carregamentos depende tanto do tipo e magnitude da carga aplicada e de rigidez e resistência da estrutura. Essa resposta será satisfatória se atender a determinados requisitos técnicos como segurança da estrutura contra o colapso, limitação de dano, deslocamentos, deformações e outros critérios. Cada requisito técnico é definido como um estado limite entre eles. Beck (2019) elenca:

1. Requisito de serviço: estrutura deve estar em condições adequadas de uso para a função a qual se destina ao longo de toda a vida útil;
2. Requisito de segurança: estrutura deverá suportar carregamentos extremos excepcionais e frequentes aos quais esteja sujeita ao longo do período de vida útil, sem colapsar ou apresentar danos graves permanentes;
3. Requisito de robustez: quando da ocorrência de eventos acidentais como terremotos, explosões, impactos, entre outros, a estrutura não deve ser comprometida de modo desigual à severidade do evento causador;
4. Requisito econômico: estrutura no atendimento dos requisitos anteriores deverá ser economicamente viável sem comprometer a sua capacidade de lucro;
5. Requisito social: ao cumprir os quatro requisitos anteriores, os níveis de risco devem ser aceitáveis por parte do público ou usuário.

A violação desses estados limites pode ser definida como atendimento de condições indesejadas da estrutura. A maneira como a estrutura alcança os estados limites é chamado de modos de falha. Cada modo de falha origina uma equação de estado limite. Quando há a violação dos estados limites, as consequências podem ser extremas, como exemplifica os colossais colapsos de estruturas como no terremoto de Kobe no Japão.

6.2 Análise de Confiabilidade

Melchers (2018) lembra que confiabilidade estrutural está relacionada com o cálculo e predição da probabilidade de violação do estado limite para um sistema de estrutura concebido para qualquer estágio da vida útil. Em simples exemplo, a probabilidade de ocorrência de qualquer evento com violação do estado limite é uma medida numérica das chances de sua ocorrência. Beck (2019) interpreta confiabilidade estrutural como o grau de confiança em que uma estrutura atenda aos requisitos técnicos de projeto dentro da vida útil.

De igual modo, o grau de desconfiança ou a propensão de uma estrutura não atender os requisitos técnicos de projeto dentro da sua vida útil é definido como probabilidade de falha. Em termos estatísticos, confiabilidade é dada como um evento complementar da probabilidade de falha, assim descrita:

$$C = 1 - P_f \quad (32)$$

Sendo P_f a probabilidade de falha de uma estrutura durante a sua vida útil. Para obras civis, os valores de probabilidade de falha utilizados estão na ordem de 10^{-7} a 10^{-3} .

Como esclarecido anteriormente, o desempenho das estruturas está em função da resistência dos materiais empregados, como o concreto armado e o aço estrutural, e das ações as quais a estrutura está sujeita. Contudo, esses valores não são exatos, uma vez que incertezas sempre estão presentes em problemas de engenharia, assim como a resistência pode ser considerada uma variável aleatória e quantificada em termos probabilísticos. Quanto às ações permanentes, apesar de variarem ao longo da vida da estrutura, há incerteza quanto ao volume especificado e o volume final dos elementos estruturais, bem como o peso específico real do material e os adotados via tabelas. Por conseguinte, considerada também variável randômica.

Seja R a variável aleatória de resistência e S a variável de solicitação, assim uma equação do estado limite capaz de descrever um modo de falha é apresentado como:

$$g(X) = R - S = 0 \quad (33)$$

Sendo X o espaço generalizado das variáveis aleatórias, haverá uma região onde a concentração de pontos corresponde ao atendimento completo das exigências de projeto cujos valores são positivos ($g(X) > 0$), correspondendo ao domínio de segurança ou não-falha Ω_s . Da mesma forma, existe também uma região cuja concentração de pontos indica que as exigências de projetos não são atendidas totalmente ou parcialmente onde os valores são negativos ($g(X) < 0$), denominado de domínio de falha Ω_f .

$$\Omega_f = \{x|g(X) \leq 0\} \quad (34)$$

$$\Omega_s = \{x|g(X) > 0\} \quad (35)$$

A função de estado limite é formada por uma superfície que separa as duas regiões, isto é, o domínio de falha do domínio de segurança. A Figura 57 apresenta os domínios discutidos e a função de estado limite.

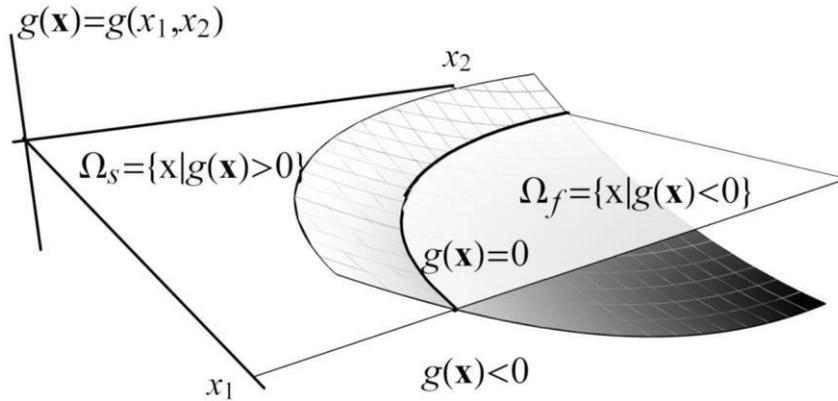


Figura 57. Equação de estado limite e domínios de falha e sobrevivência. Fonte: Beck, 2019.

6.2.1 Probabilidade de Falha e Índice de Confiabilidade

O conceito básico demonstrado no item anterior pode ser extrapolado de um elemento genérico para uma estrutura como um todo sem perda de generalidade. Assim, as mesmas variáveis básicas aleatórias \$R\$ e \$S\$ são descritas pelas devidas distribuições de probabilidade, bem como seus respectivos parâmetros estatísticos como média e desvio padrão. A probabilidade de falha para um conjunto de realizações em que a solicitação \$S\$ é superior a resistência \$R\$ é dado por:

$$P_f = P(R \leq S) = P(R - S \leq 0) = P[g(R, S) \leq 0] \quad (36)$$

Considerando que a inequação acima representa o domínio de falha, a probabilidade de falha da estrutura como um todo é dada pela soma de todos os pontos contidos no domínio de falha, o que resulta na integral da função de probabilidade conjunta no domínio de falha, escrita como:

$$P_f = P(R - S) \leq 0 = \int_{\Omega_f} F_{RS}(R, S) dR dS \quad (37)$$

A integração analítica acima só é possível para alguns casos especiais e de interesse prático limitado. Métodos refinados como a regra de Simpson's ou métodos baseados em polinômios, como Laguerre-Gauss ou a fórmula da quadratura de Gauss. No entanto, a integração numérica nem

sempre é viável devido ao crescimento de erros de arredondamento e de tempocomputacional excessivo. Desse modo, a solução consiste na utilização de métodos de simulação ou de métodos aproximados em que a probabilidade de falha é encontrada por meio do índice de confiabilidade.

Para solucionar o problema de confiabilidade, Beck (2019) propõe que a variável margem de segurança M é:

$$M = R - S \quad (38)$$

Sendo R e S variáveis aleatórias normais e independentes em que M também possui distribuição normal, os parâmetros estatísticos média e desvio padrão de M pode ser calculados por:

$$\mu_M = \mu_R - \mu_S \quad (39)$$

$$\sigma_M = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} \quad (40)$$

Transformando para o espaço normalizado padrão Y cuja média é igual zero, desvio padrão é unitário e adimensional, calcula-se a variável M por:

$$Y = \frac{M - \mu_M}{\sigma_M} \quad (41)$$

Da transformação acima de Hasofer-Lind e associando na equação 41 por meio da função de distribuição cumulativa normal padrão $\Phi(\cdot)$, a probabilidade de falha é reescrita como:

$$p_f = P\{M \leq 0\} \quad (42)$$

$$p_f = P\left\{\left\{Y \leq -\frac{\mu_M}{\sigma_M}\right\}\right\} \quad (43)$$

$$p_f = \Phi\left(-\frac{\mu_M}{\sigma_M}\right) \quad (44)$$

A razão entre a média e o desvio padrão da variável M é definido como índice de confiabilidade denominado β (beta):

$$\beta \equiv \frac{\mu_M}{\sigma_M} = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (45)$$

Ou

$$p_f = \Phi\left(-\frac{\mu_M}{\sigma_M}\right) = \Phi(-\beta) \quad (46)$$

$$\beta = -\Phi^{-1}(p_f) \quad (47)$$

Onde $\Phi^{-1}(\cdot)$ é a distribuição inversa normal.

Geometricamente, o índice de confiabilidade β é a distância entre o ponto na superfície de falha ($M = 0$) até a origem (média) da distribuição de Y , conforme figura 58:

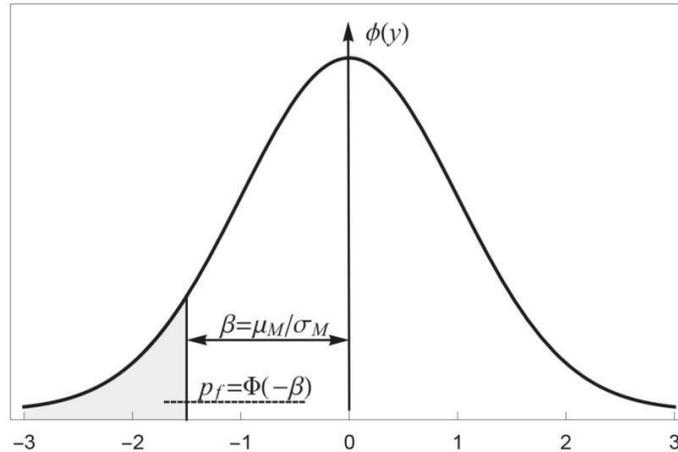


Figura 58. Probabilidade de falha em termos da variável normal padrão Y . Fonte: Beck, 2019.

A Tabela 15 relaciona os valores das probabilidades de falha para diferentes valores de índices de confiabilidade:

Tabela 15. Índices de confiabilidade e probabilidades de falhas

β	p_f
5.200	10^{-7}
4.750	10^{-6}
4.270	10^{-5}
3.720	10^{-4}
3.090	10^{-3}
2.320	10^{-2}
1.280	10^{-1}
0.841	$2 \cdot 10^{-1}$
0.524	$3 \cdot 10^{-1}$
0.253	$4 \cdot 10^{-1}$
0.000	$5 \cdot 10^{-1}$

-0.254	$6 \cdot 10^{-1}$
-0.525	$7 \cdot 10^{-1}$
-0.842	$8 \cdot 10^{-1}$
-1.286	$9 \cdot 10^{-1}$
-1.645	$9.5 \cdot 10^{-1}$
-2.327	$9.9 \cdot 10^{-1}$

Vale ressaltar que a qualidade dos resultados, seja a probabilidade de falha ou o índice de confiabilidade, está em função, principalmente, da escolha correta do tipo de distribuição de probabilidade para determinada variável aleatória do problema de confiabilidade.

6.2.2 Incertezas

Os problemas de engenharia estão cercados de incertezas, o que é irrefutável. As incertezas são classificadas como intrínsecas quando a aleatoriedade natural dos fenômenos físicos, químicos, biológicos e atmosféricos afetam os sistemas de engenharia de modo indissociável. Já as incertezas de natureza epistêmica estão relacionadas ao conhecimento insuficiente sobre as variáveis, as imperfeições e simplificações do modelo adotado se comparado ao mundo real.

As incertezas intrínsecas ou aleatórias são quantificadas em termos de probabilidades e verificadas com base na observação dos dados obtidos experimentalmente ou de campo. Todavia, esses dados são imbuídos de variabilidade, o que implica dizer que, determinadas medidas coletadas, podem ser diferentes a cada rodada de experimento conduzido ainda que nas mesmas condições. Por natureza, essa variabilidade é aleatória, assim interessa nos problemas de engenharia as variáveis básicas, que quantificam as ações, e a influência do meio ambiente, bem como os materiais e geometrias.

As variáveis básicas são compostas de parâmetros como média, desvio padrão, tipo de distribuição de probabilidade e parâmetros de correlação entre variáveis, que são suficientes para o cálculo do modelo. Para variáveis aleatórias, destacam-se as principais distribuições probabilísticas: distribuição normal, distribuição lognormal, distribuição exponencial, distribuição uniforme, distribuição de Weibull e distribuição Gamma. O JCSS (2001) dispõe, para variáveis aleatórias usuais de projeto, o tipo de distribuição e seus respectivos parâmetros.

Propriedade dos materiais:

- Comumente empregada distribuição lognormal;

- Tipo de distribuição e parâmetros normalmente são derivados de uma vasta amostra homogênea.

Parâmetros Geométricos:

- Variabilidade na dimensão estrutural e geometria como um todo tende a ser pequena;
- Variáveis adimensionais podem ser apropriadamente modeladas como distribuição normal ou lognormal;
- Variáveis ligadas a fabricação e a construção podem apresentar grandes coeficientes de variação.

Variáveis de carregamento:

- Cargas devem ser separadas consoante sua variação temporal: cargas permanentes, acidentais, excepcionais, etc;
- As cargas permanentes em determinados casos podem ser expressas pela distribuição normal;
- Para cargas variáveis, o valor extremo em um determinado período de tempo é a variável aleatória mais importante. A distribuição probabilística do valor extremo pode ser aproximada por uma distribuição assintótica de valores extremos como a distribuição de Gumbel, Weibull etc.

As incertezas epistêmicas consideram a imperfeição dos modelos em representar o mundo real, visto que são modelos idealizados por simulação em laboratório ou matematicamente. Os resultados, portanto, contêm uma parcela de erro e imprecisão. Para a consideração da incerteza epistêmica, limita-se o modelo à precisão dos valores centrais estimados ou calculados, de modo que o resultado do modelo T é composto da diferença entre a realidade do experimento e a estimativa do modelo, conforme equacionado abaixo:

$$T = G'(X_1, \dots, X_j, \theta_1, \dots, \theta_j) \quad (52)$$

Onde θ_j são os parâmetros que contêm as incertezas do modelo e as variáveis randômicas. Os valores dos parâmetros são obtidos e calibrados via resultados experimentais (ANG. & TANG, 2007). Portanto, dada a inexistência de tais calibrações para o Método de Hirosawa, esse tipo de incerteza não será considerado nesta dissertação.

6.2.3 Funções de Falha

As funções de falha ou funções de estado são definidas em função dos tipos de falhas associados aos elementos do modelo. Assim, partindo do Método de Hirosawa, a vulnerabilidade sísmica da estrutura avaliada é considerada satisfatória quando atendida à seguinte expressão:

$$I_S > I_{S0} \quad (53)$$

A expressão de falha associada à violação do estado limite, considerando-se a parcela referente à resistência (R) e a parcela referente às solicitações (S) atuantes da vulnerabilidade sísmica da estrutura é dada por:

$$G1 = I_{S_R} - I_{S0_S} \quad (54)$$

Onde

I_{S_R} : Índice de desempenho sísmico (resistência).

I_{S0_S} : Índice de solicitação sísmica (solicitação).

6.2.4 Métodos de Análise de Confiabilidade

A literatura dispõe de variados métodos para solucionar problemas envolvendo confiabilidade como método de primeira ordem e de segundo momento ou FOSM – *First Order Reliability Method*, base dos demais métodos de transformação, método de confiabilidade de primeira ordem ou FORM – *Fist Order Reliability Method*, método de confiabilidade de segunda ordem ou SORM – *Second Order Reliability Method* e a técnica de simulação de Monte Carlo. Serão apresentados, sucintamente, os métodos acima com ênfase apenas no método de simulação de Monte Carlo, porque foi o método empregado no presente trabalho.

O método FORM consiste na construção de uma função conjunta de distribuição de probabilidades, tendo como base as distribuições de probabilidades de cada variável aleatória e a matriz de correlação composta de coeficientes de correlação. As variáveis com qualquer tipo de distribuição são transformadas em variáveis normais padrão independentes no espaço normalizado padrão (média nula e desvio-padrão unitário). Para essa transformação existem métodos como transformação de Rosenblatt e a transformação pelo modelo de Nataf, sendo este último amplamente praticado. A função conjunta de distribuição de probabilidades no espaço normal padrão $f_y(y)$ é determinada pela equação indicada abaixo:

$$f_y(y) = \Phi_n(y) = \frac{1}{(2\pi)^{\frac{n}{2}}} \exp \left[-\frac{1}{2} \|y\|^2 \right]$$

Onde $\|y\| = \sqrt{y^T \cdot y}$, a norma euclidiana do vetor Y.

O ponto de projeto ou ponto de mais provável falha (Most Probable Point – MPP) é o ponto no espaço das variáveis reduzidas com maior probabilidade de ocorrência. A distância entre o ponto de projeto e a origem do espaço normal padrão corresponde ao índice de confiabilidade, e indica também a distância mínima entre a origem do espaço das variáveis reduzidas e a superfície de falha.

O método FOSM aproxima a equação de estado limite em uma função linear, e a informação estatística para a construção da função conjunta de densidade de probabilidades está restrita à média e covariância. Assume-se que as variáveis aleatórias do problema possuem distribuição normal. Neste momento, também ocorre a transformação de cada variável para variáveis padrão – normal por meio da transformação de Hasofer e Lind. Considerando as variáveis R e S, a expressão da equação de estado limite normal padrão é:

$$g(R, S) = R - S \tag{56}$$

$$g(y_1, y_2) = g(r(y_1), s(y_2)) = y_1\sigma_R + \mu_R - y_2\sigma_S - \mu_S \tag{57}$$

A transformação é representada como:

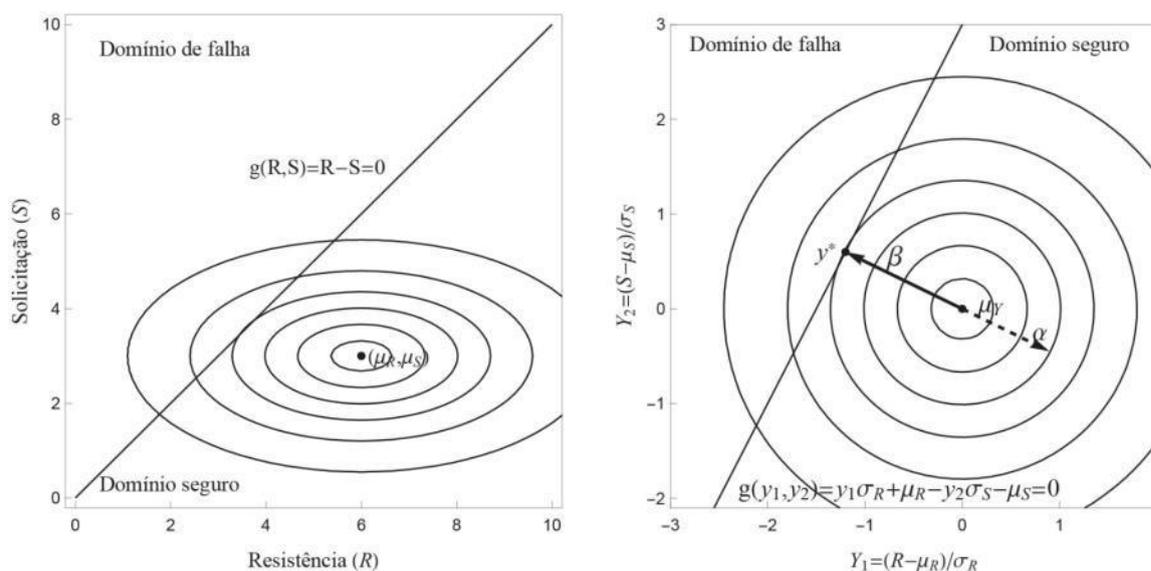


Figura 59. Transformação das variáveis R e S em variáveis normais padrão. Fonte: Beck, 2019.

6.2.4.1 Simulação de Monte Carlo

De acordo com Beck (2019), a simulação na confiabilidade estrutural é um modo de realizar numericamente experimentos impraticáveis na realidade, ora porque o custo de ser construir *n* protótipos tanto em escala real ou reduzida é elevadíssimo, ora devido às limitações de modelo em escalar real ou ainda a grande quantidade de protótipos necessários para capturar uma probabilidade de falha muito pequena.

A técnica de simulação de Monte Carlo consiste na geração de amostras aleatórias das variáveis a fim de simular uma grande quantidade de experimentos e observar o resultado. A aplicação na confiabilidade estrutural na abordagem mais simples traduz-se em amostrar cada variável aleatória X_i , randomicamente, para obter um valor x_i . A função de estado limite $G(x) = 0$ é verificada para cada valor e, caso $G(x) \leq 0$, o elemento estrutural ou a estrutura terá falhado. A simulação é, então, repetida N centenas ou milhares de vezes com diferentes realizações das variáveis aleatórias e a probabilidade de falha é dada por:

$$p_f \approx \frac{n(G(\hat{x}_i) \leq 0)}{N} \quad (58)$$

Onde $n(G(\hat{x}_i) \leq 0)$ é o número de falhas ($G(x) \leq 0$) ou número violação do estado limite. Matematicamente, a formulação acima inicia-se com a geração de amostra de valores q_i de probabilidade que atendem a uma distribuição uniforme com valores entre zero e um. Por ser uma técnica numérica, a solução repetitiva é própria para computador que gera milhões de números por meio de conjunto de operações determinísticas. Com os números gerados, transforma-se para o espaço físico dado por $x_i = F^{-1}(q_i)$ para obter a variável física. Após as realizações no espaço físico, os resultados das variáveis aleatórias são obtidos e, também, a resposta ao problema. Partindo da probabilidade:

$$p_f = \int_{\Omega_f} f_X(x) dx \quad (59)$$

Lembrando que o domínio de falha Ω_f pode ser composto de uma ou várias equações de estado limite:

$$\Omega_f = \{x \mid \cup_k [\cap_{i \in C_k} g_i(x) \leq 0]\}$$

Onde $g_i(x)$ é a equação de estado limite para o enésimo modo de falha, empregando a função indicadora $I[x]$ de modo que:

$$I[x] = 1 \text{ se } x \in \Omega_f \equiv \text{falha} \quad (61)$$

$$I[x] = 0 \text{ se } x \notin \Omega_f \equiv \text{seguro} \quad (62)$$

Integrando a equação sobre todo o domínio:

$$p_f = \int_{\Omega} I[x]f_X(x)dx = E[I[x]] \quad (63)$$

Cada avaliação da função indicadora significa uma avaliação da equação do estado limite. Para uma amostra finita, a probabilidade de falha via simulação de Monte Carlo é expressa como:

$$p_f \approx \widehat{p}_f = \frac{1}{n_s} \sum_{k=1}^{n_s} I[x_k] = \frac{n_f}{n_s} \quad (64)$$

De modo que $n_f = n(G(\mathbf{x}) \leq 0)$, número de pontos no domínio de falha e $n_s = N$, número de amostras realizadas, sendo essa probabilidade uma estimativa que tende a se estabilizar em torno da média à medida que o número de simulações se aproxima do infinito.

Uma representação gráfica do método de Monte Carlo pode ser vista na Figura 60, onde para cada simulação é obtido um valor que pode estar situado no domínio de segurança ou no domínio de falha. A probabilidade de falha é dada pela razão da soma dos eventos de falha e todos os eventos existentes.

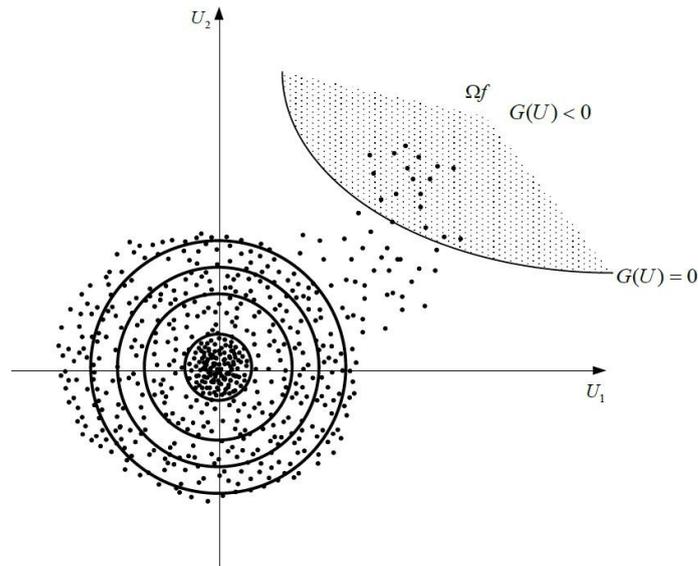


Figura 60. Sorteio de pontos na simulação de Monte Carlo. Fonte: Pantoja, 2012.

Broding et al (1964) recomendou que uma primeira estimativa do número N de simulações para um dado nível de confiança C na probabilidade de falha p_f pode ser obtido de:

$$N > \frac{-\ln(1 - C)}{p_f} \quad (65)$$

Logo, para $C = 95\%$ e probabilidade de falha $p_f = 10^{-3}$, o número de simulações requerida será superior a três mil. Assim o número de variações será N vezes o número de variáveis básicas independentes.

6.2.5 Probabilidade de Falha de Sistemas

Conforme Almeida (2008), quando a falha de um elemento estrutural ocorre devido a mais de uma função de falha, ou no caso de análise estrutural, quando mais de um elemento parte integrante da estrutura falha, deve-se verificar se o sistema está em série ou em paralelo. É definido sistema em *série* quando a falha de um dos elementos/ componentes implica na falha completa do sistema e, assim, a probabilidade de falha do sistema é definida pela probabilidade de falha de qualquer um dos componentes. Tal probabilidade é dada pela união dos eventos que consiste na falha dos componentes individuais, escrita como:

$$P_f^S = P \left[\bigcup_{i=1}^j (g_i(U) \leq 0) \right]$$

Onde j é o número de componentes individuais identificados na análise e U o vetor das variáveis normais padrão estaticamente independente. Graficamente ilustrado na figura 61:

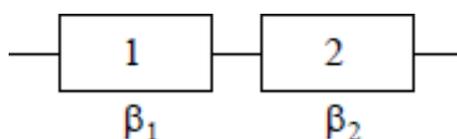


Figura 61. Sistema de componentes associados em série. Fonte: Beck, 2019.

É considerado sistema paralelo quando a falha do sistema ocorre somente após a falha de todos os componentes integrantes. A probabilidade de falha é dada pela intersecção dos eventos que representam a falha dos componentes individuais (Figura 62):

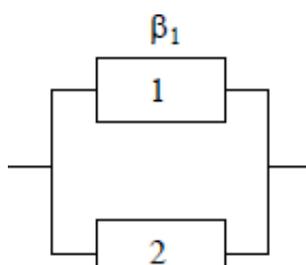


Figura 62. Sistemas de componentes associados em paralelo. Fonte: Beck, 2019.

$$P_f^S = P \left[\bigcap_{i=1}^j (g_i(U) \leq 0) \right]$$

6.3 Índice de Confiabilidade de Referência

Conforme o JCSS (Joint Committee on Structural Safety, 2001), o índice de confiabilidade de alvo corresponde à confiabilidade mínima de referência dos critérios de aceitação do risco estrutural. Desse modo, os requisitos para a segurança da estrutura, consequentemente, são indicados em termos do índice mínimo de confiabilidade aceito ou da máxima probabilidade de falha aceita. Estes índices de confiabilidade alvo são baseados em procedimentos de otimização e análise das consequências de falha e o custo do aumento da confiabilidade, considerando estados limites últimos para um período de referência de um ano.

Ellingwood et al (1980) lembra que estruturas projetadas pela norma americana ANSI 58 possuíam índices de confiabilidade entre 2,5 e 3,5. Já o Eurocode EM 1990 (CEN, 2001) sugere um valor de índice de confiabilidade igual a 3,8 para edifícios residenciais e período de 50 anos. Para igual período, Melchers & Beck (2018) recomendam um valor de índice de confiabilidade entre 3,0 e 3,5 para edificações residenciais e comerciais.

Os valores do índice de confiabilidade alvo propostos pelo JCSS (2001) para o estado limite último são expostos na Tabela 16:

Tabela 16. Índices de confiabilidade alvo. Fonte: JCSS, 2001.

Custo relativo das considerações de segurança	Consequências leves de falha	Consequências moderadas de falha	Consequências graves de falha
Grande (A)	$\beta = 3.1(P_f \approx 10^{-3})$	$\beta = 3.3(P_f \approx 10^{-4})$	$\beta = 3.7(P_f \approx 10^{-4})$
Normal (B)	$\beta = 3.7(P_f \approx 10^{-4})$	$\beta = 4.2(P_f \approx 10^{-5})$	$\beta = 4.4(P_f \approx 10^{-6})$
Pequeno (C)	$\beta = 4.2(P_f \approx 10^{-5})$	$\beta = 4.4(P_f \approx 10^{-6})$	$\beta = 4.7(P_f \approx 10^{-6})$

As consequências leves de falha se referem àquelas em que o risco de morte é pequeno, de maneira que seja negligenciado, a exemplo de estruturas agrícolas e silos. Já nas consequências moderadas de falha o risco de morte não pode mais ser negligenciado, pois é mediano como em edifícios residenciais e comerciais. Na última categoria, consequências graves de falha dizem respeito ao risco de morte alto como em edifícios hospitalares, pontes, edifícios elevados.

O custo da adoção de medida de segurança da classe (A) é alto e pode impactar na viabilidade econômica devido ao aumento significativo pela consideração da medida de segurança. Já o custo normal, equivale afirmar que o custo da adoção da medida não afeta, significativamente, o orçamento final da edificação. Por fim, para custos baixos ou pequenos (C), o custo da adoção de medida de segurança não repercute no custo final da construção.

Priyadarshini (2013) na avaliação de confiabilidade sísmica de edifícios de concreto armado recomenda valores consistentes de confiabilidade alvo menos conservativos que o proposto pelo JCSS(2001) e pela ISO 2394. Esses valores foram empregados nacionalmente por pesquisadores, como Rodrigues et al (2022), na avaliação de confiabilidade sísmica de um pórtico de concreto armado não sismo-resistente. Os valores adotados estão na Tabela 17:

Tabela 17. Índices de confiabilidade alvo. Fonte: Priyadarshini, 2013.

Estado limite	$\beta(t = 1 \text{ ano})$	$p_f(t = 1 \text{ ano})$
IO	2.5	0.0062
LS	3.0	0.0013
CP	4.0	$3.167 \cdot 10^{-5}$

As siglas da Tabela 17 referem-se aos estados limites ou níveis de desempenho dos edifícios, conforme a norma americana ASCE-41 (ASCE, 2017) e FEMA 356 (FEMA, 2000), que relacionam os padrões de danos observados e as consequências observadas em situações pós-terremoto. São descritas abaixo:

- IO – Ocupação imediata (Immediate Occupancy): o edifício está seguro para ocupar e a estrutura mantém sua resistência e rigidez inicial. Algumas rachaduras nas fachadas, divisórias e forros. Sistema de proteção a incêndio operável;
- LS – Segurança à vida (Life Safety): a estrutura mantém-se estável e tem significativa reserva de capacidade. Elementos estruturais verticais ainda resistem. A edificação pode não ser economicamente reparável. Vários componentes arquitetônicos, mecânicos e elétricos estão danificados;
- CP – Prevenção do Colapso (Collapse Prevention): baixa rigidez e resistência residual para suportar ações verticais, mas ainda o sistema vertical permanece. Danos graves a componentes não-estruturais. Vedações e parapeitos colapsados. A estrutura está na

iminência de colapsar, caso ocorram tremores secundários. A edificação não deve ser ocupada.

6.4 Cenários

Sabe-se que a probabilidade de falha é:

$$p_f = \int_{-\infty}^{+\infty} f_S(s) \left[\int_{-\infty}^0 f_R(r) dr \right] ds = \int_{-\infty}^0 f_S(s) F_R(s) ds \quad (68)$$

Considerando probabilisticamente a capacidade sísmica de edificações existentes, a equação do estado limite pode ser reescrita como:

$$g = I_{S_R} - I_{S_0} \quad (69)$$

$$g = \left\{ \left(\frac{n+1}{n+i} \right) \cdot a_1 \left[\frac{f_c}{20} \cdot \frac{(\tau_{c1} \cdot A_{c1} + \tau_{c2} \cdot A_{c2})}{W} \right] \cdot F_c \right\} \cdot E_o \cdot S_D \cdot T_D - E_S \cdot Z \cdot G \cdot U = 0 \quad (70)$$

$$g(I_{S_R}, I_{S_0}) = 0 \quad (71)$$

Uma vez que $I_{S_R}(E_o, S_D, T)$ e $I_{S_0}(E_S, Z, G, U)$, a equação 71 é dada por:

$$g(I_{S_R}, I_{S_0}) = g(E_{o_R}, S_{D_R}, T_R, E_{S_S}, Z_S, G_S, U_S) = 0 \quad (72)$$

Definindo p_{I_S} e $p_{I_{S_0}}$ como a função de densidade de probabilidade do índice I_S , (Resistência) e a solicitação especificada como I_{S_0} , respectivamente, a probabilidade de falha é agora:

$$p_f = \int_0^{+\infty} p_{I_S}(s) \left[\int_{-\infty}^0 p_{I_{S_0}}(r) dr \right] ds = \int_{-\infty}^0 p_{I_S}(s) P_{I_{S_0}}(s) ds \quad (73)$$

Onde

I_{S_R} : Índice de desempenho sísmico (resistência)

I_{S_0} : Índice de solicitação sísmica (solicitação)

As variáveis elencadas foram escolhidas dada as incertezas inerentes e variabilidade, tal como tornar o método japonês adaptado o mais probabilístico possível. Algumas propriedades da edificação como material, resistência são claramente usadas ao passo que outras como deterioração estrutural, configuração estrutural e tipo de solo necessitaram ser arbitradas para o contexto dos patrimônios modernos. Então aventou-se dois cenários (possíveis e prováveis) aonde o primeiro se

destina a qualquer simulação que possa acontecer, como exemplo, a variável Z poder assumir qualquer valor sem exclusão de acelerações da zona 04. Já para o cenário provável, restringe-se o sorteio às condições de contorno de cada patrimônio histórico segundo explicado detalhadamente nas seções subsequentes.

6.4.1 Cenários Possíveis

Os cenários possíveis se caracterizam por sorteio uniforme de amostras de números aleatórios das variáveis dentro dos intervalos a e b possíveis. Todos os pontos amostrais n que compõe o domínio são equiprováveis, ou seja, é estabelecido uma distribuição uniforme discreta para as variáveis Z , U , G , T_D , S_D . É fácil perceber que cobre todo e qualquer cenário possível por meio de avaliação rápida da distribuição das amostras representada na figura 63 e 64. Os limites da variável T_D são $a = 0,7$ e $b = 1$ e são eventos com igual probabilidade de ocorrência. Tal procedimento é adotado também para as outras variáveis que participam como o índice de sismicidade, índice topográfico, fator de importância a edificação e configuração estrutural a edificação. Neste cenário apenas o peso próprio W e a resistência a compressão do concreto f_c assumem distribuição probabilística normal (Gaussiana) e lognormal, respectivamente.

As funções de probabilidades são:

$$xf_x(x) = \frac{1}{b-a}; a \leq x \leq b; \quad (74)$$

$$F_x(x) = \frac{x-a}{b-a}; a \leq x \leq b; \quad (75)$$

Os momentos são:

$$\mu = \frac{a+b}{2}; \quad (76)$$

$$\sigma^2 = \frac{(b-a)^2}{12}; \quad (77)$$

Os parâmetros da distribuição são calculados diretamente dos momentos:

$$a = \mu - \sqrt{3\sigma}; \quad (78)$$

$$b = \mu + \sqrt{3\sigma}; \quad (79)$$

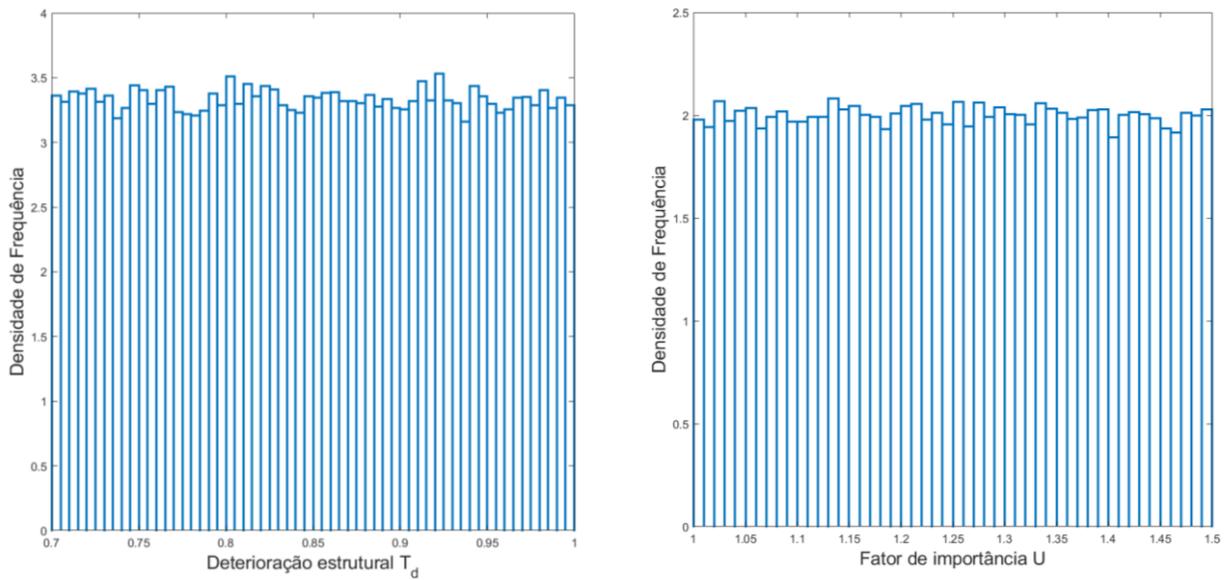


Figura 63. Distribuição Uniforme Discreta das variáveis Td e U. Fonte: Autoral.

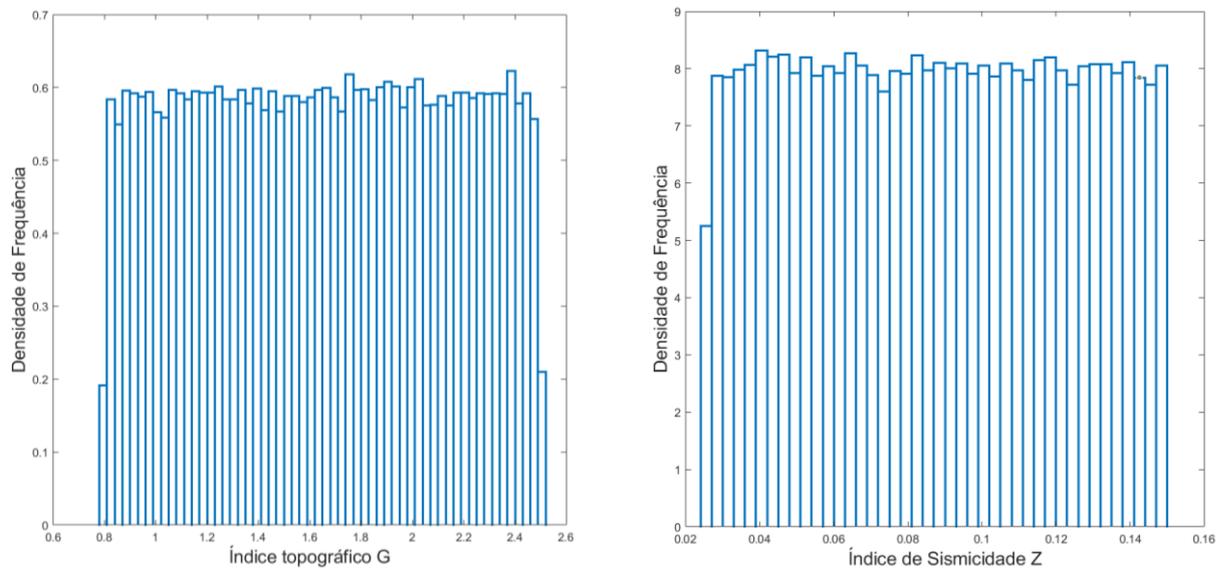


Figura 64. Distribuição Uniforme Discreta das variáveis G e Z. Fonte: Autoral.

6.4.2 Cenários Prováveis

O cenário provável considera as variáveis aleatórias normais, ou seja, dois parâmetros são utilizados: a média e o desvio padrão. Este procedimento busca limitar a análise de confiabilidade às condições de contorno da cidade de Brasília e ao patrimônio analisado.

A zona sísmica, por exemplo, alterna entre a zona 0 (Zona de Brasília) e uma zona acima (Zona 1). O fator de importância adotado é $U = 1,75$ visto que não está estipulado em norma valores próprios para patrimônios históricos. A configuração estrutural optou-se por valores de média

adjacentes ao extremo inferior uma vez que o pavimento é irregular, complexo e adotar valores elevados atentaria contra a segurança da estrutura. A média do subíndice topográfico e geotécnico foi estimado para abranger as classes de solo de Brasília (D e E). Os parâmetros probabilísticos do índice de deterioração estrutural $\mu = 0,9$ considera uma manutenção regular dos palácios.

A função de densidade de probabilidade é expressa:

$$f_X(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2\right]$$

$$-\infty \leq x \leq \infty \quad (80)$$

A distribuição log-normal LN apresenta a seguinte função de densidade de probabilidade:

$$f_X(x) = \frac{1}{\xi x \sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln(x) - \lambda}{\xi}\right)^2\right]$$

$$0 \leq x \leq \infty \quad (81)$$

Os momentos média e desvio padrão de uma variável lognormal são:

$$\mu = \log\left(\frac{m^2}{\sqrt{v + m^2}}\right) \quad (82)$$

$$\sigma = \sqrt{\log\left(\frac{v}{m^2} + 1\right)} \quad (83)$$

A distribuição de probabilidade e seus parâmetros como média e desvio padrão estão apresentados na tabela 18 e seus histogramas ilustrados nas figuras 65 e 66. O número de simulações estimado pela equação 65 para análise de confiabilidade desempenhado pela técnica de Monte Carlo n: 500.000 tem sido propriamente escolhido para identificar a probabilidade de falha.

Tabela 18. Distribuições de probabilidade de todas as variáveis. Fonte: Autoral.

Variável	Distribuição	Média (μ)	Desvio Padrão (σ)	COV
f_c	Lognormal	27,3 MPa	0.20 μ	0,20
W	Normal	1.05 · W	0.10 μ	0.10
Z	Normal	0.035	0,0028	0.08
S_D	Normal	0,5	0,03	0.06
G	Normal	3.0	0,24	0.08
T_D	Normal	0.9	0.027	0.03

As médias e os coeficientes de variação das distribuições de probabilidades da variável f_c (Tabela 19) para diferentes classes de concreto (SANTIAGO, 2019).

Tabela 19. Distribuição de probabilidades da variável f_c . Fonte: Santiago, 2019.

Variável	Classe	μ	COV
f_c	C20	$1,31f_c$	0,21
	C25	$1,21f_c$	0,16
	C30	$1,24f_c$	0,16
	C35	$1,23f_c$	0,15
	C40	$1,12f_c$	0,10
	C45	$1,13f_c$	0,10
	C50	$1,12f_c$	0,10

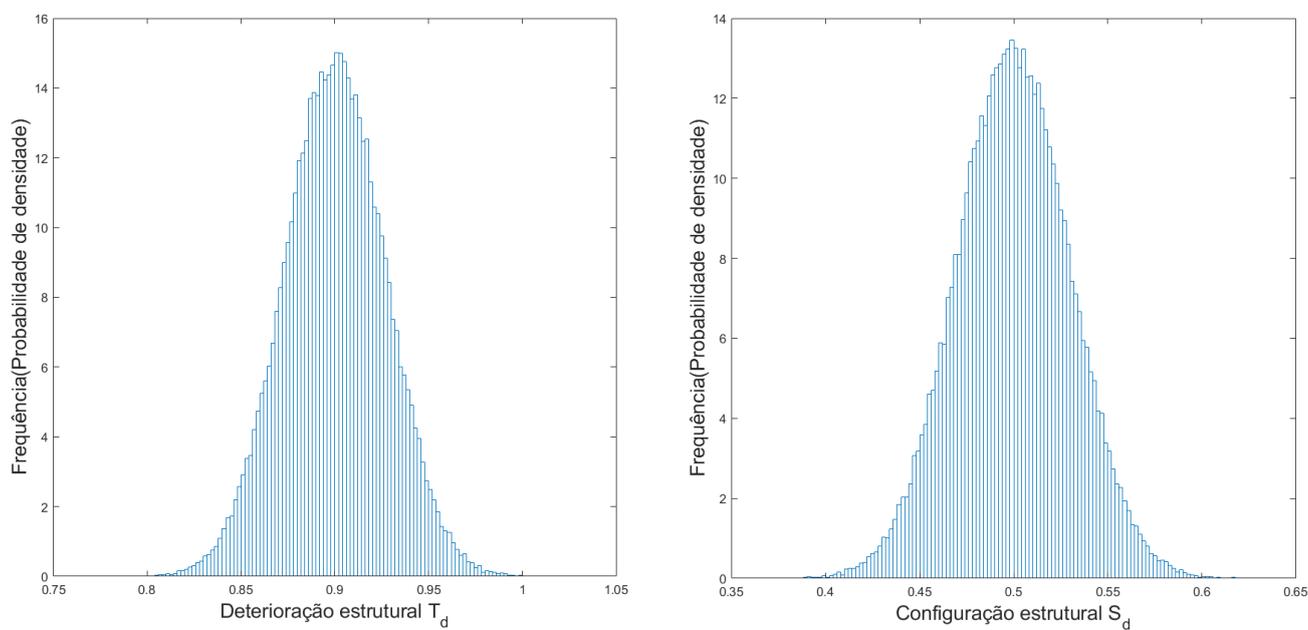


Figura 65. Distribuição Normal das Variáveis T_d e S_d. Fonte: Autoral.

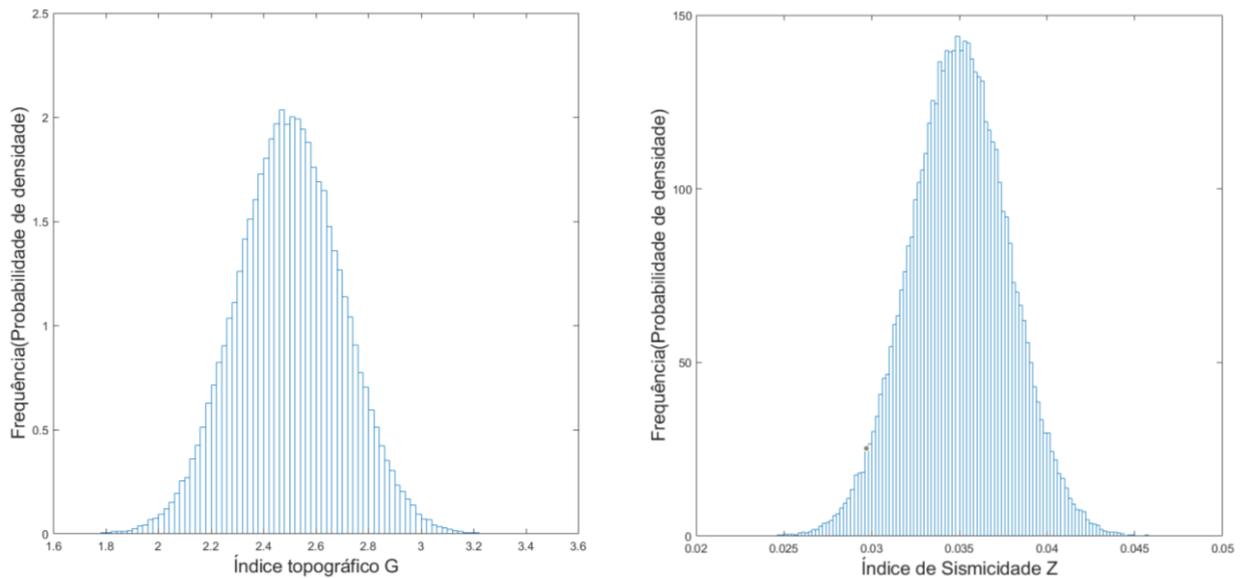


Figura 66. Distribuição Normal das Variáveis G e Z. Fonte: Autoral.

6.5 Análise de Sensibilidade

Na construção e no uso de modelos de simulação numérica, os métodos de análise de sensibilidade (Sensitivity Analysis) são ferramentas valiosas, pois permitem determinar qual variável de entrada que mais contribui no comportamento dos resultados, de igual modo, também, qual variável tem pouca ou nenhuma influência, ou ainda os efeitos de interação dentro do modelo (IOOSS et al, 2015). Ademais, inúmeros são os objetivos da SA, como verificação e entendimento do modelo, simplificação e priorização de fatores do modelo, bem como um auxílio na validação de um código computacional, a orientação dos esforços de uma pesquisa ou a justificação em termos de projetos da segurança de um sistema.

Dentro da SA existem diversos métodos, dentre os quais destacam-se os chamados métodos de triagem (screening methods), que são métodos qualitativos para estudar a sensibilidade em modelos que contêm dezenas de variáveis de entrada. Em suma, tais métodos consistem na discretização das variáveis de entrada em níveis, tornando-se uma exploração rápida do comportamento do modelo. De acordo com Iooss et al (2015), o objetivo desse tipo de método é identificar as variáveis de entrada com pouca influência no modelo com pequeno número de simulações do modelo, ao mesmo tempo que fornece hipóteses realísticas na complexidade do modelo.

A prática tem mostrado que apenas uma pequena parcela de variáveis influencia no resultado. O método de triagem apoia-se na técnica “Um por vez” ou no original “One at a time” (OAT), que corresponde a alterar uma variável de entrada, enquanto mantêm as outras variáveis

fixas. O Método de Morris figura como um dos métodos de triagem mais completo e custoso dentro da análise de sensibilidade que faz uso da técnica acima e será empregado nesta pesquisa.

6.5.1.1 Método de Morris

A filosofia do Método de Morris (Morris, 1991) é determinar quais fatores podem ter efeitos, como negligenciável, grande efeito linear sem interação, e ter variáveis não lineares ou envolvendo interação com outros fatores (SALTELLI et al. 2004). O plano experimental proposto por Morris é composto de experimentos randômicos “um fator de cada vez” com o impacto de mudar este fator de cada vez, avaliado em cada rodada. Assim, como a escolha do experimento é selecionada aleatoriamente, também a variação de direção é randômica. A repetição desses passos permite estimar os efeitos elementares de cada entrada. A partir desses efeitos, são derivados os índices de sensibilidade. Nos parágrafos subsequentes, uma breve demonstração do método será desenvolvida para maior aprofundamento (Saltelli, 2004).

Assumindo que um vetor k -dimensional \mathbf{X} do modelo de entrada tem componentes X_i , cada qual pode assumir valores inteiros no conjunto $(0, 1/(p-1), 2/(p-1), \dots, 1)$. A região de experimentação Ω será, então, um grid de p níveis k -dimensional. Os efeitos elementares da variável i é definida, como segue. Deixando Δ como um múltiplo predeterminado de $1/(p-1)$ para um dado valor de x de \mathbf{X} , o efeito elementar de uma variável de entrada i é definido como:

$$d_i(x) = \frac{[y(x_1, \dots, x_{i-1}, x_i + \Delta, x_{i+1}, \dots, x_k) - y(x)]}{\Delta} \quad (84)$$

Onde x_1, x_2, \dots, x_k é qualquer valor selecionado em Ω tal que o ponto transformado $(x + e_i\Delta)$, onde e_i é um vector de zeros, mas com uma unidade como i componente e ainda está em Ω para cada índice $i = 1, \dots, k$, onde k pode ser entendida como o número de fatores ou variáveis de entrada. A distribuição finita de efeitos elementares associada com a variável i de entrada é obtida pela amostragem randômica de diferentes \mathbf{x} do espaço de experimentos Ω e é denotado como F_i . O número de elementos de cada distribuição F_i é $p^{k-1}[p - \Delta(p-1)]$. Assumindo, por exemplo, que $k = 2$, $p = 5$ e $\Delta = 1/4$, o número total de 20 elementos será obtido para cada F_i . O quinto nível de grid no espaço das variáveis é representado na figura 67:

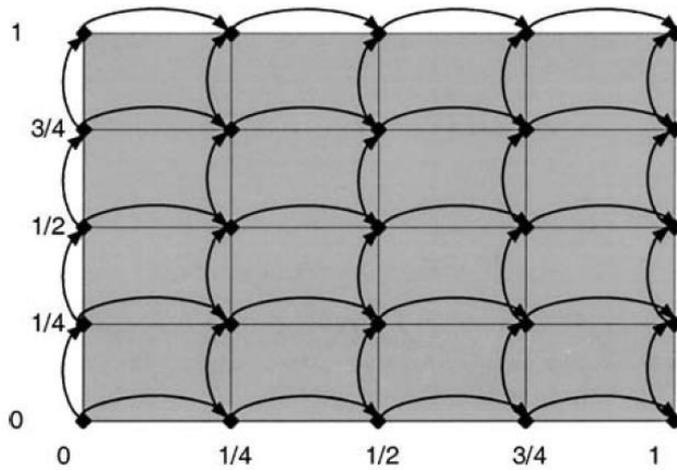


Figura 67. Representação de um grid de cinco níveis no espaço bidimensional de entradas. Fonte: Saltelli, 2004.

O número total de efeitos elementares pode ser contado do grid, tendo em vista que cada efeito elementar relativo a um fator i é computado usando dois pontos cuja distância relativa à coordenada X_i é Δ . A média μ da distribuição dos valores absolutos dos efeitos elementares ajustado por Campolongo et al (2002) e o desvio padrão σ são duas medidas informativas importantes de sensibilidade. Os índices são obtidos como segue:

$$\mu_i = \frac{1}{r} \sum_{i=1}^r |d_i| \quad (85)$$

$$\sigma_i = \sqrt{\frac{1}{r} \sum_{i=1}^r \left(d_i - \frac{1}{r} \sum_{i=1}^r d_i \right)^2} \quad (86)$$

A interpretação dos índices está disposta abaixo:

- μ_i é a medida da influência da variável i no resultado. Quanto maior é μ_i , mais a variável i contribui para a dispersão dos resultados, ou seja, indica que a variável de entrada tem influência geral no resultado;
- σ_i é a medida da não linearidade e/ou dos efeitos de interação com a i variável de entrada. Se σ_i é pequeno, efeitos elementares terão pequena perturbação na variável de entrada. Assim, o efeito de variação é o mesmo, sugerindo uma relação linear entre a variável de entrada e a resposta/saída. Por outro lado, σ_i com grandes valores será considerado que a variável i tem efeitos não lineares ou está ocorrendo interação com, pelo menos, uma outra variável (Iooss et al. 2015);
- r é o número de repetições do experimento OAT. Saltelli et al (2004) indica valores de r entre 4 e 10.

O Método de Morris tem sido empregado por Blomforts et al. (2019) para analisar a influência de variáveis de entrada de uma viga de concreto armado em processo de corrosão quanto à falha por ancoragem. Nesse estudo, os autores concluíram a influência do comprimento de ancoragem, seguido da resistência do concreto, cobrimento e espaçamento das barras na capacidade disponível de ancoragem. No presente trabalho, esse método será implementado no Método de Hirosawa Adaptado com o uso dos resultados das simulações de Monte Carlo. A aplicação do método foi viabilizada com o uso do pacote computacional UQlab (Marelli et al. 2017a), incorporado no Matlab.

Posteriormente à introdução de confiabilidade estrutural e implementação no método de Hirosawa, o próximo capítulo aplicará tanto o método de Hirosawa determinístico bem como a proposta probabilística com a exposição dos cenários possíveis e prováveis para cada patrimônio selecionado no capítulo 3.

7.

Níveis de Segurança Sísmica das Edificações com Significância Cultural de Brasília



7 NÍVEIS DE SEGURANÇA SÍSMICO DAS EDIFICAÇÕES COM SIGNIFICÂNCIA CULTURAL DE BRASÍLIA

Neste capítulo são apresentadas as seis edificações com significância cultural propostas no capítulo dois. Principia-se com abordagem dos aspectos estruturais e posteriormente a execução do método de Hirosawa adaptado e a análise de confiabilidade implementada para verificação do nível de vulnerabilidade sísmica.

7.1 Estrutura do Palácio do Itamaraty

O Palácio do Itamaraty é composto de uma estrutura simétrica em planta, forma quadrada $86 \times 86 \text{ m}^2$, constando três elevações acima do solo com altura total de 13,24 metros e um pavimento enterrado com altura de 4,12 m. Os pilares da fachada em seção trapezoidal (Figura 69) com arcos estão distribuídos equidistantes 6 metros, computando 13 pilares, exceto aqueles situados nos cantos e rotacionados em 45° . Este espaçamento que comanda toda a concepção estrutural, evidencia-se pela disposição em fileiras dos pilares internos. Os pilares retangulares apresentam diversas seções transversais como: $20 \times 50 \text{ cm}^2$, $20 \times 80 \text{ cm}^2$, $20 \times 100 \text{ cm}^2$, $20 \times 120 \text{ cm}^2$, $20 \times 200 \text{ cm}^2$, $30 \times 100 \text{ cm}^2$, $40 \times 120 \text{ cm}^2$ e $40 \times 150 \text{ cm}^2$.



Figura 68. Fachada Principal do Palácio do Itamaraty. Fonte: Autoral.

Na segunda laje (Figura 69), uma arte da engenharia estrutural é cuidadosamente esculpida com vigas curvas de $10 \times 50 \text{ cm}$ na borda do mezanino ou ainda as vigas secundárias, que servem de apoio para as vigas curvas com variação de seção, tanto no comprimento longitudinal como no eixo transversal. Tal é a genialidade que a escada helicoidal existente no átrio, que conecta Salão Nobre e Salão de Bailes, é autoportante, e as vigas que recebem o carregamento parcial da escada

também são de seções variáveis e ramificam com as demais vigas do pavimento, inclusive, descarrega parte da carga da viga faixa adjacente de 300 x 70 cm. Os vãos das vigas ao longo dos pavimentos variam desde 6 metros, 18 metros, 30 metros e 36 metros.

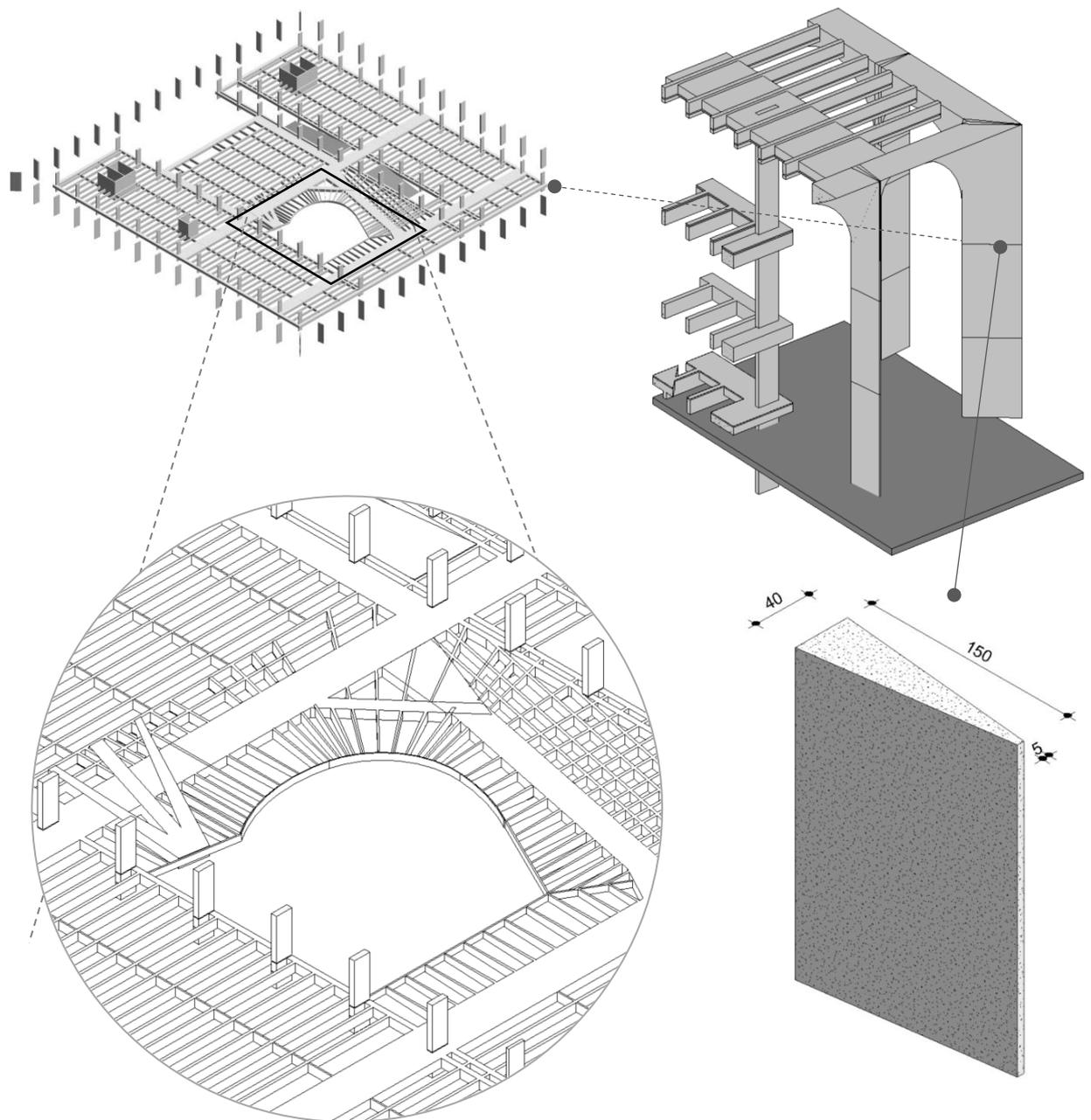


Figura 69. Detalhe do segundo plano de laje e pilar externo trapezoidal
Fonte: Autoral.



Figura 70. Modelagem tridimensional do sistema estrutural do Palácio do Itamaraty. Fonte: Autoral.



Figura 71. Acesso Principal do Palácio do Itamaraty. Fonte: Autoral.



Figura 72. Trama da Terceira Laje. Fonte: Autoral.

Acerca das vigas, o engenheiro calculista Joaquim Cardoso lançou mãos de diversos recursos para garantir o equilíbrio estrutural e distribuição das cargas como vigas-faixas, vigas nervuradas, vigas com variação de largura ou ainda vigas invertidas. Apenas para nomear algumas vigas do subsolo, comenta-se as vigas nervuradas 20×70 cm, vigas faixas 400×50 cm, 140×40 cm, 140×50 cm, 30×170 cm e 40×70 cm.

A trama da terceira laje consiste em grelhas de vigas 20 cm \times 70 cm travadas na outra direção por nervuras de 80 cm \times 50 cm. O alinhamento de pilares na modulação de 6 metros é ligado por vigas com dimensão de 40 cm \times 70 cm, formando pórticos na direção perpendicular à grelha de vigas 20 cm \times 70 cm. O contorno do pavimento é definido por vigas com seções de 80 cm \times 70 cm e 70 cm \times 70 cm. Neste pavimento também foi prevista a carga de um jardim, no entanto, o valor adotado não foi localizado nos projetos.

Para o último pavimento, continua a disposição das vigas em grelhas com dimensões aproximadas de 20 cm \times 120 cm, travadas por nervuras de 10 cm \times 50 cm. Neste pavimento, nota-se duas vigas faixas com dimensões de 500 cm \times 60 cm com variação de largura próximo dos apoios iniciais e finais. Estes dois elementos distam 36 metros e recebem tanto a carga das lajes como a das vigas secundárias de 20 cm \times 120 cm. Outras vigas faixas com dimensões inferiores (300 cm \times

50 cm) também foram registradas e interligam os alinhamentos de pilares próximos das extremidades do pavimento.

Nas bordas, previu-se um maciço de concreto armado de 150 cm de largura e altura variável, porque são os arcos que unem no topo da estrutura os pilares. No detalhamento, previu-se barras de 7/8", 1" e 7 mm para o maciço e as vigas faixas. Embora não destacado anteriormente, em todos os pavimentos há uma capa de laje acima e abaixo da viga, chamada por Joaquim Cardoso de laje de forro, com espessura de 5 cm, formando um caixão perdido.

Os projetos existentes indicam o emprego do aço CAT-50, CAT-58 com bitola de 1" e CA-37. Segundo ordem de compra, todas as barras eram corrugadas. Nos pilares que compõem a fachada, constatou-se o uso do aço CAT 50 nas bitolas 1/8", 3/16", 1/2".

De acordo com Santos Júnior (2004), não se encontrou documentação acerca da resistência do concreto à compressão aos 28 dias. Relatos de engenheiros que participaram do controle tecnológico indicaram resistência entre 30 MPa e 40 MPa. Para este trabalho, adotou-se $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$. Os registros em plantas sugerem a adoção de uma sobrecarga útil admissível de 400 kgf/m². Os carregamentos decorrentes da alvenaria não foram encontrados.

Nos projetos de execução, majoritariamente, as fundações previstas para a estrutura do Palácio do Itamaraty são estaca Franki com diâmetro de $\varnothing 40 \text{ cm}$ com alargamento da base. Nos pilares externos, um bloco de coroamento faz a transição da carga para as duas estacas, ambas com embutimento de 10 cm. Há exceção apenas nas casas de geradores no subsolo, onde se previu sapatas corridas de 25 cm de espessura para receber as paredes de contenção daquele ambiente. Nas formas de fundação, indicou-se tensão do terreno $\geq 1.1 \text{ kgf/cm}^2$. Segundo Santos Júnior (2004), relatos de alguns engenheiros da época sugerem que o projeto original considerava apenas os esforços verticais.

O peso próprio da estrutura foi extraído a partir das dimensões das peças modeladas no software REVIT, versão 2022. Os quantitativos referente a cada pavimento estão elencados nas Tabelas 20 e 21.

Tabela 20. Características e propriedades necessárias para o cálculo do índice de desempenho sísmico do Subsolo e Térreo. Fonte: Autoral.

	Pavimento 1	Pavimento 2
Nível da Laje	+0,00 m	+3,60 m
Peso total acima do nível considerado (W)	18298435.02 kgf	14646983.9 kgf

Área do Pavimento	5.387,52 m ²	4424 m ²
Somatória da Área da Seção Transversal (A_{c2})	378400 cm ²	418200 cm ²
Menor Dimensão (cm)	7320 cm	7320 cm
Maior Dimensão (cm)	7360 cm	7360 cm
h_0 (livre)	340 cm	288 cm
Menor dimensão do pilar (D)	20 cm	20 cm
Área do Pátio	0	1668,48 m ²
Período da estrutura (T_a) em segundos	0.4765	0.4765

Tabela 21. Características e propriedades necessárias para o cálculo do índice de desempenho sísmico do Primeiro e Segundo Pavimento. Fonte: Autoral.

	Primeiro 3	Pavimento 4
Nível da Laje	+7,82 m	+ 13,24 m
Peso total acima do nível considerado (W)	11002432.20 kgf	7732398.03 kgf
Área do Pavimento	5342 m ²	6649 m ²
Somatória da Área da Seção Transversal(A_{c2})	401200 cm ²	326200 cm ²
Menor Dimensão (cm)	7320	8600
Maior Dimensão (cm)	7360	8600
h_0 (livre)	350	482
Menor dimensão do pilar (D)	20	20
Área do Pátio	1668,48	0
Período da estrutura (T_a) em segundos	0.4765	0.4765

7.1.1 Aplicação

Nesta primeira parte, verifica-se o índice de desempenho sísmico pelo Método de Hirosawa Adaptado sem a consideração das incertezas, isto é, cálculos determinísticos. A Tabela 22 expõe os valores do subíndice de desempenho básico estrutural, subíndice de configuração estrutural, subíndice de deterioração estrutural e índice de desempenho sísmico calculados para cada pavimento da estrutura do Itamaraty.

Tabela 22. Índices sísmicos da estrutura do Palácio do Itamaraty. Fonte: Autoral.

Índices	Pavimento 1	Pavimento 2	Pavimento 3	Pavimento 4
E_0	0,6474	0.7448	0.8154	0.8254
S_D	1,20	1,14	1,14	1,14
T_D	0,80	0,80	0,80	0,80
I_S	0.6215	0.6792	0.7436	0.7527

Os resultados do subíndice E_0 crescem à medida que avança para os níveis superiores, pois o peso total acima do pavimento estudado se reduz. A variável A_{c2} (somatória da seção transversal

dos pilares impacta no subíndice de desempenho sísmico da estrutura do Palácio do Itamaraty, embora não seja intuitivo notar isto pela Tabela 22. Toma-se a área total de concreto dos pilares do pavimento 02 $A_{c2} = 418200 \text{ cm}^2$. Fixada as demais variáveis, o subíndice E_0 do subsolo passará de 0,6474 para 0,7155. O subíndice S_D apresenta um decréscimo, a partir do pavimento 02, que se mantém até o pavimento 04. A justificativa está em alguns itens que compreendem S_D , são eles: item “i”, Uniformidade nas alturas entre pisos dos pavimentos, e “e” Pátio Interno. O pavimento 1 (enterrado) não possui átrios externos, diferentemente dos demais pavimentos. A altura entre os pavimentos não é constante, ou seja, nenhum pavimento tem altura uniforme. Esta altura que se discute não é a altura livre h_0 , pois esta serve tão somente para diferenciar os pilares entre curtos ou não. Segundo demonstrado na seção 5.4.6, enfrenta-se como limitação os grandes vãos presentes no Itamaraty e as entrâncias e aberturas da arquitetura do mezanino não capturadas pelo método.

O índice de desempenho sísmico da estrutura acompanha, principalmente, o subíndice E_0 , dado que a $\Delta S_D = 1,20 - 1,14 = 0,06$ não foi suficiente para que I_S decrescesse. É digno de nota que o menor valor de I_S na Tabela 22 é considerado para toda a estrutura nas duas direções, uma vez que o somatório de suas seções transversais independe da direção analisada.

Em relação ao subíndice de deterioração T_D , o valor fixado 0,8 para toda a estrutura é justificado pela idade da edificação. A fim de traçar uma envoltória, um exercício de variação do subíndice de deterioração é desenvolvido na Figura 73. Para cada caso, estabeleceu-se um valor de $0,7 \leq T_D \leq 1,0$ por pavimento, de modo que o menor índice de desempenho não estivesse, necessariamente, associado ao primeiro pavimento da edificação. O caso 02, para fins de referência, retrata a estrutura na deterioração real (Tabela 23).

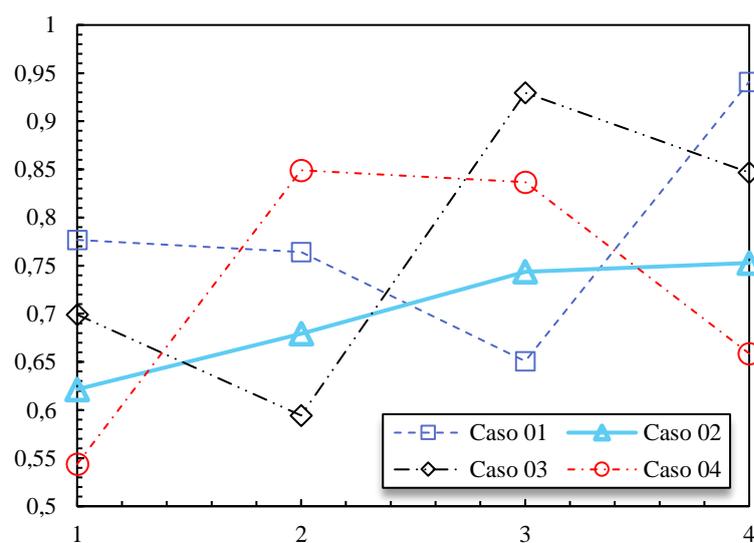


Figura 73. Índice de Desempenho Sísmico em função da deterioração estrutural

Tabela 23. Índices de desempenho sísmico em função da variação da deterioração estrutural. Fonte: Autoral.

Pavimento	Caso 01		Caso 02		Caso 03		Caso 04	
	T_D	I_S	T_D	I_S	T_D	I_S	T_D	I_S
1	1	0.7768	0,8	0.6215	0,9	0.6991	0,7	0.5438
2	0,9	0.7641	0,8	0.6792	0,7	0.5943	1	0.8490
3	0,7	0.6506	0,8	0.7436	1	0.9295	0,9	0.8366
4	1	0.9409	0,8	0.7527	0,9	0.8468	0,7	0.6586

O Palácio do Itamaraty foi de imediato enquadrada na categoria de utilização I (edifícios em geral) cujo valor adotado de importância da edificação é $U = 1,0$, por não existir ainda um fator específico para patrimônios históricos. Os valores do índice de solicitação sísmica I_{S0} , pressupondo que a estrutura estivesse apoiada em qualquer terreno codificado pela NBR 15421, são introduzidos na Tabela 24.

Tabela 24. Índices de solicitação sísmica (I_{S0}) da Estrutura do Palácio do Itamaraty. Fonte: Autoral.

Zona Sísmica	Classe de Terreno				
	Classe A	Classe B	Classe C	Classe D	Classe E
0	0,0166	0.0208	0.0249	0.0332	0.0519
1	0.0332	0.0415	0.0498	0.0664	0.1038
2	0.0664	0.083	0.0996	0.1328	0.2075
3 e 4	0.0996	0.1245	0.1494	0.1868	0.2614

Comparações efetuadas entre os índices de solicitação sísmica e desempenho sísmico, com diversas combinações de classe de terreno e zona sísmica, permite avaliar-se a estrutura é vulnerável, de acordo com o primeiro nível de avaliação do Método de Hirosawa Adaptado. O índice de desempenho sísmico da estrutura do Itamaraty é superior em todos os casos ao índice de solicitação sísmica, apontando que a estrutura não possui vulnerabilidade sísmica dentro das acelerações estipuladas pela NBR 15421, que se limitam até 0,15g. O gráfico seguinte compara a estrutura na zona zero relativa à cidade de Brasília em todas as classes de terreno.

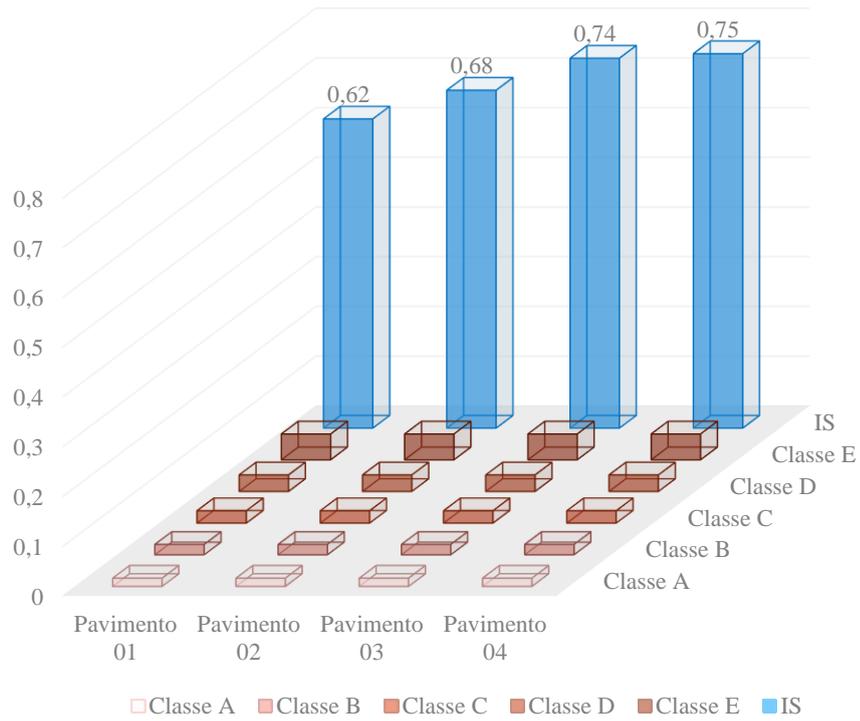


Figura 74. Gráfico comparativo da estrutura do Palácio do Itamaraty em zona sísmica 0. Fonte: Autoral.

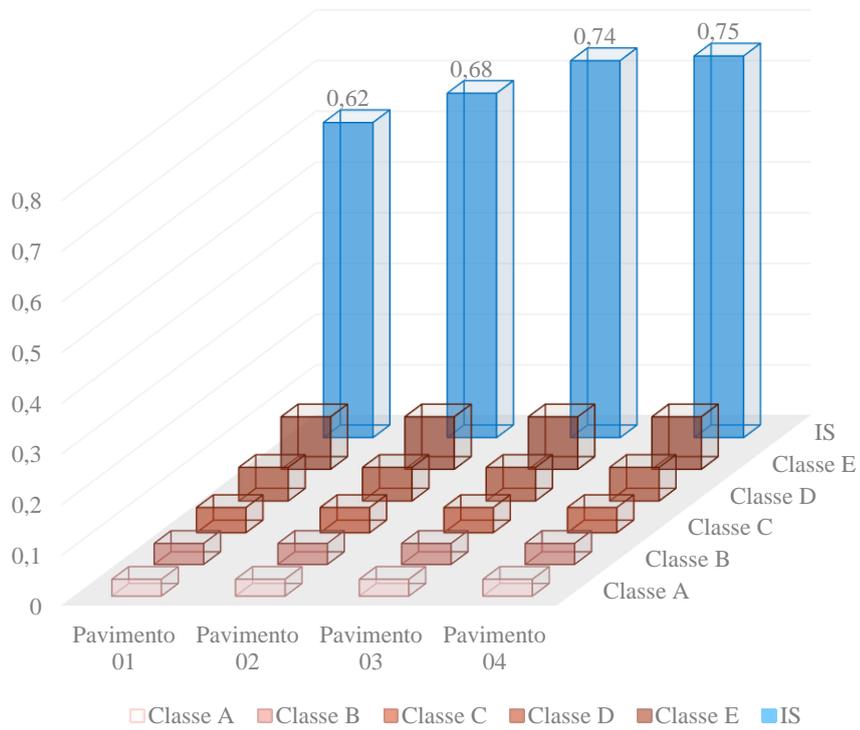


Figura 75. Gráfico comparativo da estrutura do Palácio do Itamaraty em zona sísmica 1. Fonte: Autoral.

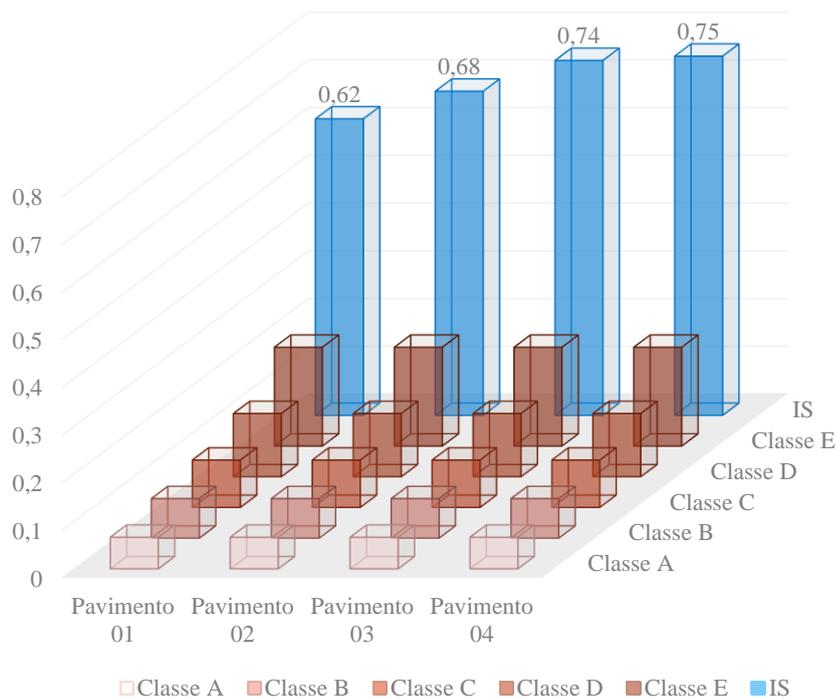


Figura 76. Gráfico comparativo da estrutura do Palácio do Itamaraty em zona sísmica 2. Fonte: Autoral.

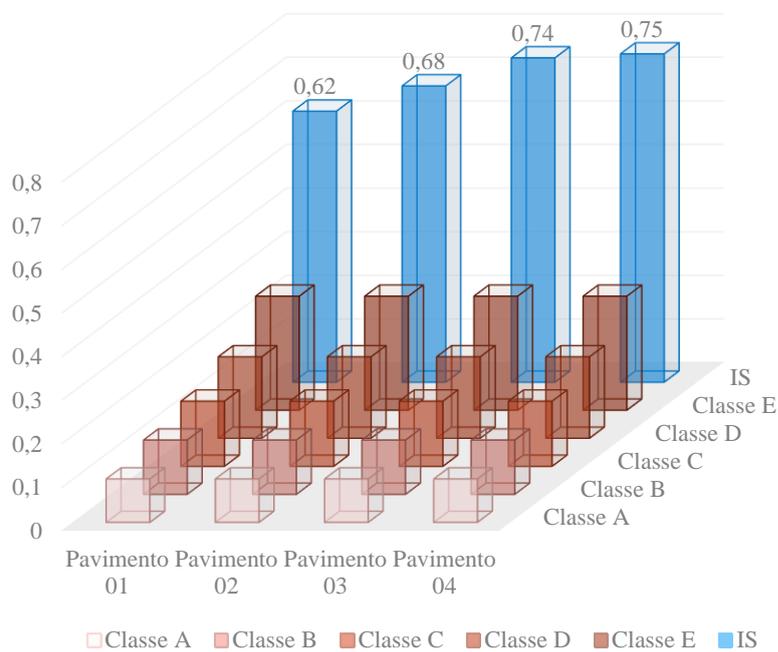


Figura 77. Gráfico comparativo da estrutura do Palácio do Itamaraty em zona sísmica 3 e 4. Fonte: Autoral.

A figura 78 sintetiza as reservas de capacidade resistente em diversas classes de solo com valor de $I_S = 0.6215$.

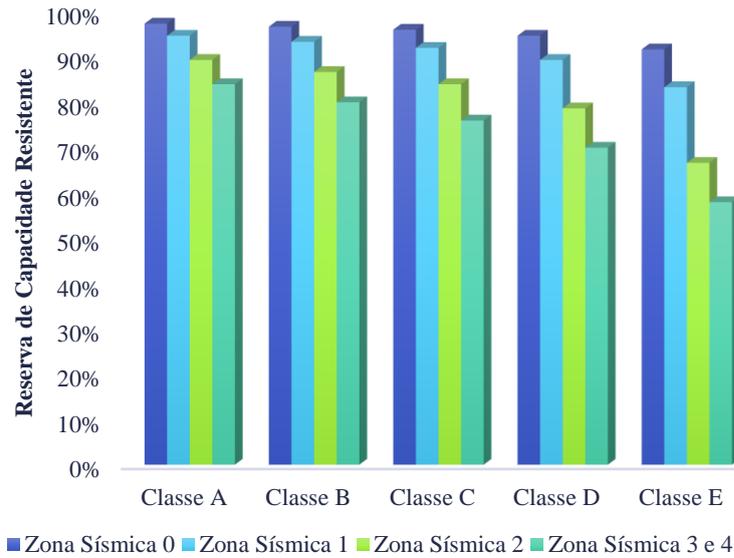


Figura 78. Gráfico da Reserva de Capacidade Resistente do Palácio do Itamaraty. Fonte: Autoral.

Alterou-se a subíndice de $U = 1,0$ para $U = 1,5$, novamente, mantendo a lógica de valores para qualquer combinação de classe de terreno e acelerações horizontais (Tabela 25).

Tabela 25. Índices de solicitação sísmica (I_{s0}) da Estrutura do Palácio do Itamaraty ($U = 1,5$). Fonte: Autoral.

Zona Sísmica	Classe de Terreno				
	Classe A	Classe B	Classe C	Classe D	Classe E
0	0,0249	0,0311	0,0374	0,0498	0,0778
1	0,0498	0,0622	0,0747	0,0996	0,1556
2	0,0996	0,1245	0,1494	0,1992	0,3113
3 e 4	0,1494	0,1868	0,2241	0,2801	0,3922

O incremento da categoria de utilização $U = 1,5$ reflete no aumento do índice de solicitação sísmica e, conseqüentemente, na redução da reserva de capacidade resistente. Entretanto, isso não afeta o comportamento sísmico da edificação, que permanece com $I_S > I_{S0}$. A Tabela 26 relaciona os novos valores da reserva de capacidade resistente:

Tabela 26. Reserva de capacidade resistente da Estrutura do Palácio do Itamaraty ($U = 1,5$). Fonte: Autoral.

Zona Sísmica	Classe de Terreno				
	Classe A	Classe B	Classe C	Classe D	Classe E
0	95 %	94 %	93 %	91 %	87 %
1	91 %	89 %	87 %	83 %	74 %
2	83 %	79 %	75 %	67 %	49 %
3 e 4	75 %	69 %	63 %	54 %	36 %

A estrutura do Itamaraty é composta de núcleos de rigidez (paredes estruturais) decorrentes das caixas de elevadores. Os cálculos anteriores desconsideraram a área das paredes, bem como sua contribuição no índice de desempenho básico estrutural E_0 . A Tabela 27 adiciona, então, a área da seção transversal A_{w3} destes elementos, os novos valores do subíndice E_0 e índice de desempenho sísmico I_S .

Tabela 27. Índices sísmicos com adição das paredes estruturais. Fonte: Autoral.

Pavimento	A_{w3}	E_0	I_S
Pavimento 01	113100 cm ²	0.9238	0.8868
Pavimento 02	113100 cm ²	1.0326	0.9417
Pavimento 03	113100 cm ²	1.1437	1.0431
Pavimento 04	113100 cm ²	1.2342	1.1256

O aumento no valor do índice de desempenho sísmico devido ao acréscimo no subíndice E_0 , favorece o comportamento sísmico da estrutura, afastando-o ainda mais do valor do índice de solicitação sísmica. De modo que incrementa a reserva de capacidade técnica da estrutura. O Gráfico 79 retrata o incremento proporcionado pelas paredes estruturais.

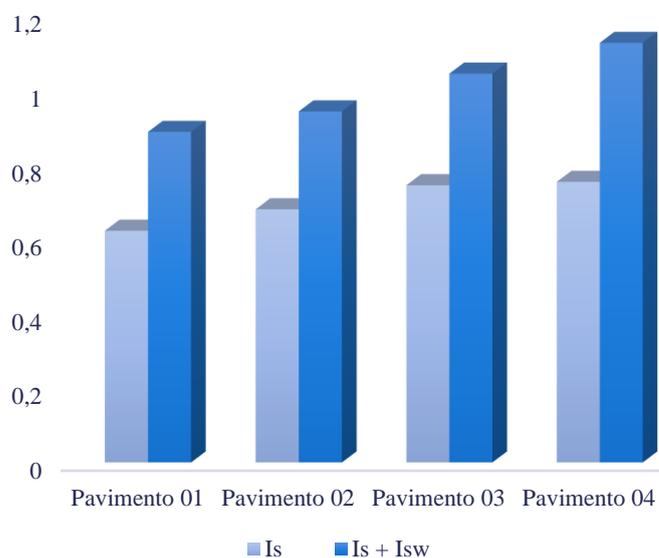


Figura 79. Comparação índices de desempenho sísmico sem e com a participação das paredes estruturais

A Figura 80 representa a superfície de desempenho sísmico da estrutura do Itamaraty, correlacionando a configuração estrutural (eixo X), a deterioração estrutural (eixo Y) e o índice de desempenho sísmico (eixo Z). Manteve-se fixo o valor de desempenho básico estrutural do primeiro

pavimento $E_0 = 0.6474$. Por se tratar de uma envoltória, a superfície percorre desde a deterioração estrutural crítica (0.7) até uma possível combinação/ modificação da configuração estrutural, que culminasse em $S_D = 0.8$.

A fim de facilitar as análises, propôs-se também um plano de ruptura horizontal, onde $I_S \leq I_{S0}$ com $I_{S0} = 0,3922$, (Zona 4, Classe E, U = 1.5). Aprecia-se que a superfície de desempenho sísmico da Figura 80 é interceptada pelo plano de ruptura nos valores mais baixos de I_S , como consequência de uma alta deterioração estrutural ($T_D = 0,7$) e de configuração estrutural desfavorável.

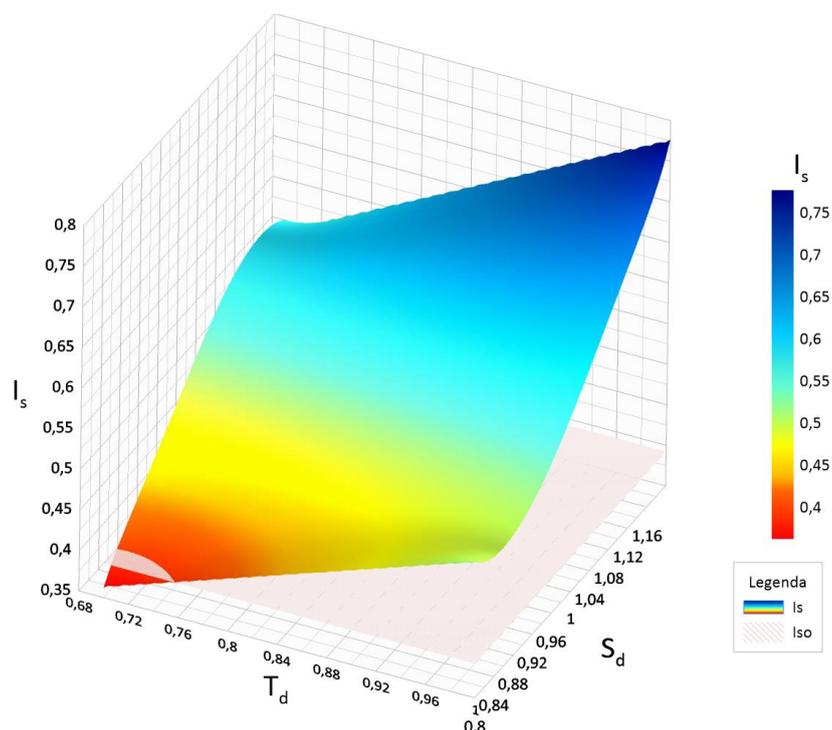


Figura 80. Superfície de desempenho sísmico da estrutura do Palácio do Itamaraty. Fonte: Autoral.

7.1.2 Cenários Possíveis

A avaliação probabilística dos pavimentos foi realizada via confiabilidade obtida por meio da técnica de simulação de Monte Carlo. A Tabela 28 sintetiza os valores dos índices de confiabilidade β e as respectivas probabilidades de falha do sistema em série por pavimento. Acentua-se que esses valores não consideram a participação das paredes estruturais.

Tabela 28. Índice de confiabilidade e probabilidade de falha por pavimento. Fonte: Autoral.

Pavimento	β	Probabilidade de Falha
P01	2.0655	0.0194
P02	2.3786	0.0087

P03	2.6284	0.0043
P04	2.6347	0.0042

Com incorporação das paredes (Tabela 29), ocorre, como se aguardava, um aumento no nível de segurança sísmica da edificação, reconhecido pela ampliação do índice de confiabilidade.

Tabela 29. . Índice de confiabilidade e probabilidade de falha com adição de paredes estruturais. Fonte: Autoral.

Pavimento	β	Probabilidade de Falha
P01	2.3294	0.0099
P02	2.6151	0.0045
P03	2.8394	0.0023
P04	3.1865	7.2000e-04

Apesar da adoção das áreas transversais dos pilares paredes, o nível de segurança do primeiro pavimento fica abaixo do desejado para o nível IO ($\beta = 2,5$). Em todo caso, vale salientar que os pilares-parede do núcleo rígido são decisivos no pavimento 02 (Figura 81), pois eleva o nível de segurança acima do nível IO, igualmente registrado para o pavimento 04, onde o núcleo rígido supera o nível LS ($\beta = 3$). É apropriado inferir ainda que nenhum pavimento apresenta nível de segurança adequado para o nível CP ($\beta = 4$).

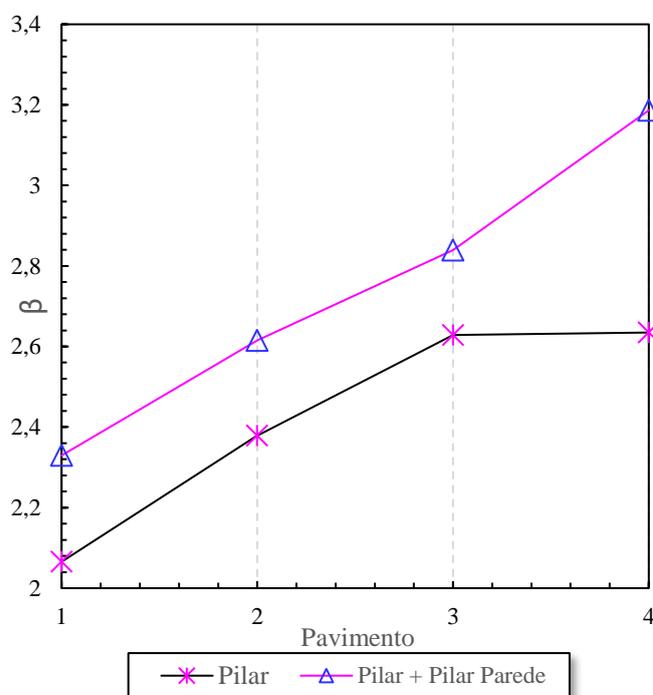


Figura 81. Índice de Confiabilidade por pavimento do Palácio do Itamaraty sem e com a participação das paredes estruturais

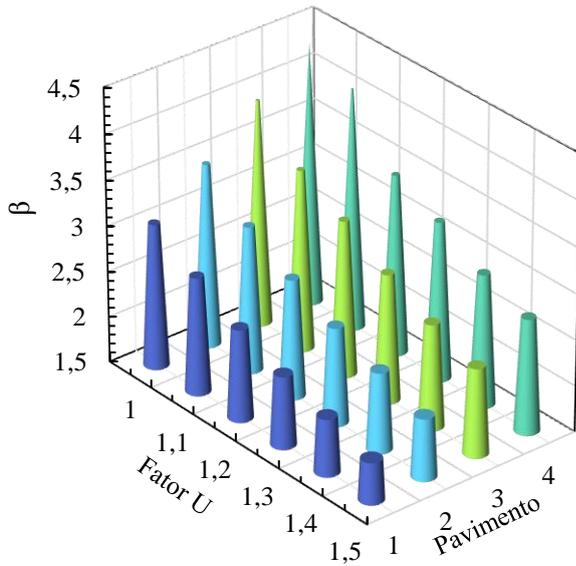
Outras simulações numéricas foram efetuadas como a alteração do fator de importância da edificação U de randômico para um valor determinístico, a fim de conhecer o impacto na segurança sísmica da edificação.

Como esperado, conforme se amplia o fator U , ocorre um acréscimo no valor das forças sísmicas, dada a necessidade de maior segurança sísmica que as estruturas requerem. É válido examinar que, se no fator $U = 1,0$, a estrutura se mantém acima do nível de desempenho IO e LS ($\beta_{ref} = 2,5$ e $\beta_{ref} = 3,0$), relativo ao primeiro pavimento. O mesmo não acontece se $U = 1,5$, quando seu nível de segurança é insatisfatório em qualquer nível de desempenho (Figura 82-a).

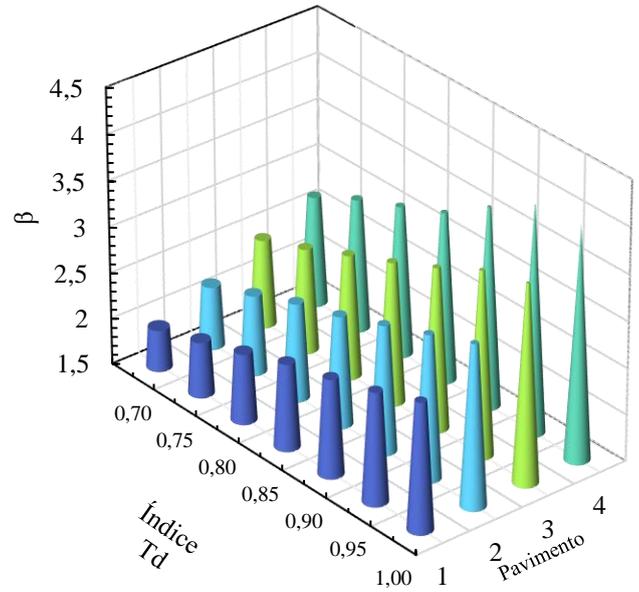
A interdependência entre a deterioração da estrutura fixada constante e as demais variáveis randômicas também foi averiguada (Figura 82-b).. Ao introduzir alta deterioração na estrutura do Itamaraty, o índice $\beta = 1,9413$ (primeiro pavimento), por meio da simulação de Monte Carlo, não atinge nenhum dos índices de confiabilidade de referência, caracterizando nível de segurança sísmica inadequado. Um ensaio similar também foi proposto com baixa ou nenhuma deterioração estrutural ($T_D = 1,0$), de maneira que o índice de confiabilidade se elevou para $\beta = 2,8797$ no primeiro pavimento, atendendo ao nível de desempenho IO. O quarto pavimento cumpriu todos os níveis de segurança em questão (IO, LS e CP).

Houve ainda a variação da resistência da compressão do concreto entre $20 \leq f_c \leq 50$. Trabalhou-se com amostras randômicas sem o estabelecimento de um valor determinístico para a resistência a compressão do concreto. No gráfico da Figura 82-c., apenas para os pavimentos 03 e 04 a alteração na classe de concreto repercutiu no atendimento do nível de segurança IO. O desempenho inadequado foi registrado nas classes C20 a C30, onde nenhum pavimento alcançou níveis aceitáveis de segurança sísmica.

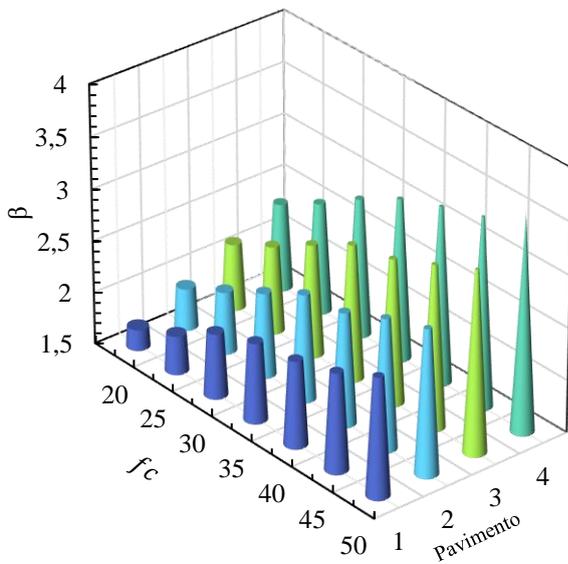
O objetivo, ao fixar, deterministicamente, as classes de solo, é a averiguação de sua participação no índice de confiabilidade de cada pavimento. É perceptível o impacto do tipo de solo na amplificação das acelerações sísmicas. O índice de confiabilidade do primeiro pavimento, posicionada em rocha sã (Classe A), atende, praticamente, todos os níveis de desempenho, salvo o nível CP. O maior valor de β é verificado no último pavimento também para a classe A, demonstrando adequado nível de segurança sísmica ($\beta_4 = 6.6838$). Com a variação do terreno para solos moles (Classe E), a estrutura apresenta nível inadequado de segurança, visto que os índices de confiabilidade para os três primeiros pavimentos são inferiores ao menor nível aceitável ($\beta < 2,5$). (Figura 82-c).



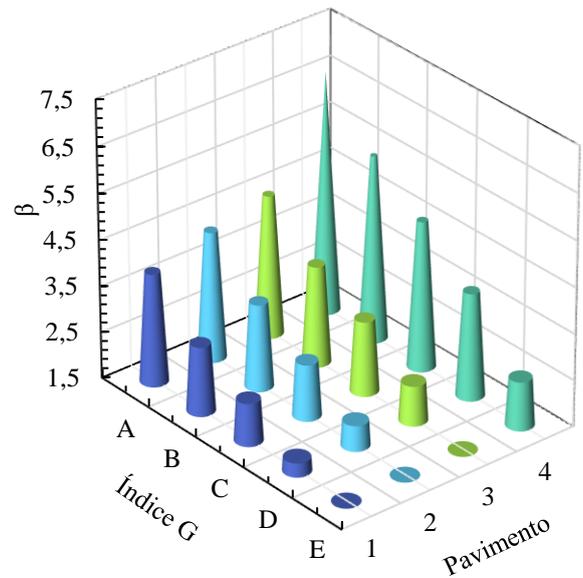
(a) Fator U



(b) Índice Td



(c) Resistencia f_c



(d) Índice G

Figura 82. Comparação do Índice de confiabilidade por pavimento do Palácio do Itamaraty para valores fixo de U, Td, f_c e G.
Fonte: Autoral.

Os pontos gerados para o primeiro pavimento estão ilustrados na Figura 83-a onde as amostras que violam a equação do estado limite estão situados na parte inferior em cor vermelha. Logo, a amostra majoritária em cor cinza está associada aos pontos de sobrevivência. Outra representação da probabilidade de falha da estrutura do Itamaraty foi desenvolvida (Figura 83-b)

onde os pontos amostrados são divididos por um plano horizontal de ruptura. Este gráfico, refere-se ao primeiro pavimento e o eixo Z, nível de vulnerabilidade sísmica, consiste na seguinte formulação:

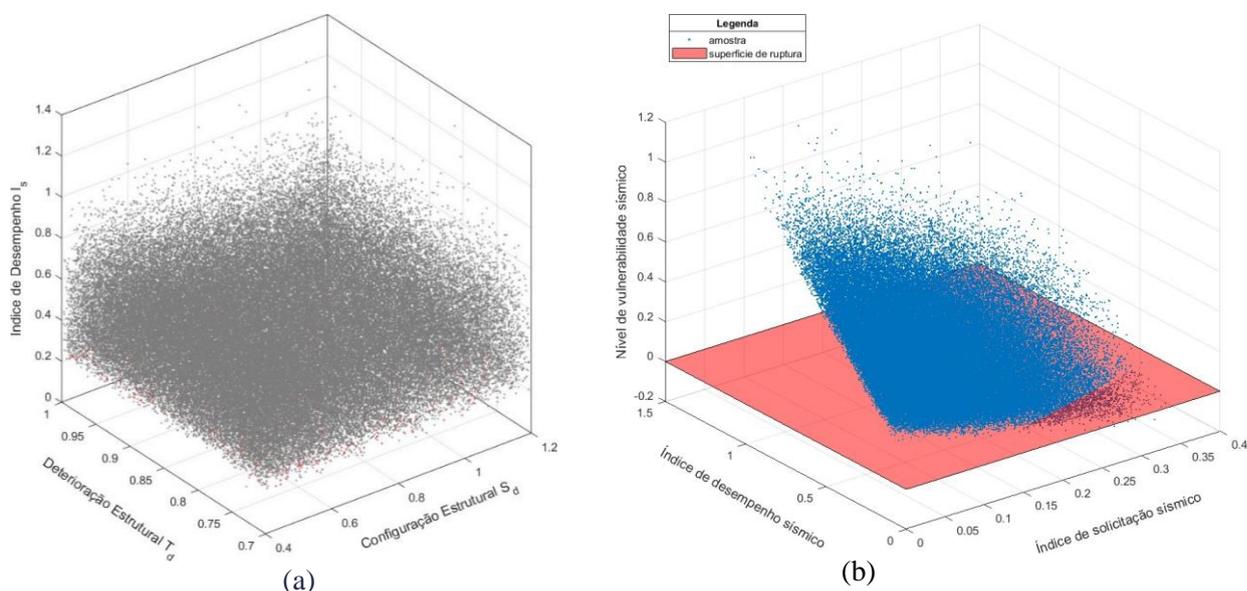


Figura 83. (a) Nuvem de poeira de pontos amostrados, (b) Poeira de pontos com plano de ruptura

$$N_{vs} = I_S - I_{So}$$

Onde:

$$N_{vs} \leq 0 \in \Omega_f \equiv \text{falha}$$

$$N_{vs} > 0 \notin \Omega_f \equiv \text{seguro}$$

7.1.3 Cenários Prováveis

A análise probabilística do Palácio do Itamaraty com distribuição de probabilidade restrita ao cenário real é efetuada neste tópico. Os parâmetros estão relacionados na tabela 18 do capítulo 06. A figura 84 indica a distribuição lognormal do índice de desempenho sísmico (resistência) e o índice de solicitação sísmica (solicitação) com interferência entre as populações. Esta intercessão é mínima visto que o índice de confiabilidade $\beta = 3.6949$ e probabilidade de falha $p_f = 1,1 \cdot 10^{-4}$ alcançou níveis de segurança adequado (IO e LS).

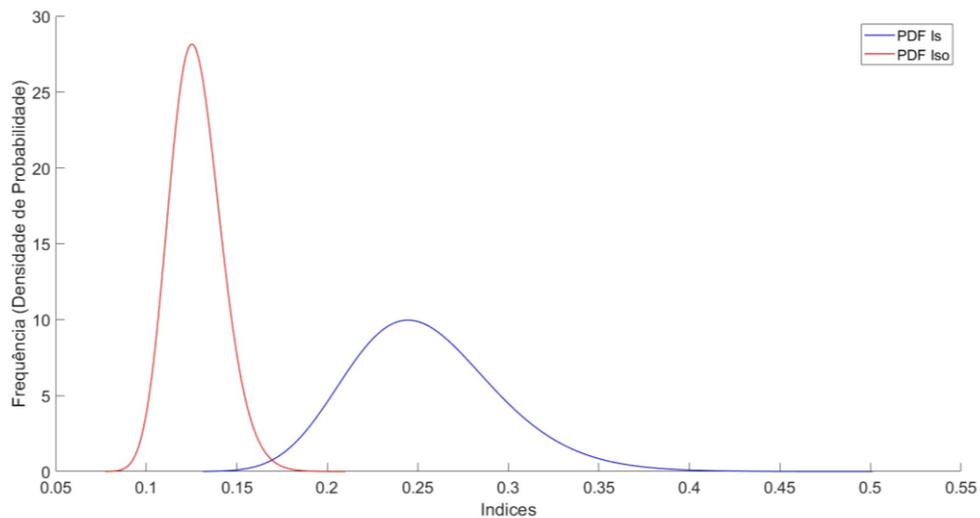


Figura 84. Distribuição Logarítmica de Resistência (Is) e Solicitação (Iso) do Palácio do Itamaraty

7.2 Estrutura do Palácio da Alvorada

Estabelecido na península que separa o Lago Paranoá em Lago Norte e Lago Sul, nas coordenadas $15^{\circ}47'33.21''S$ e $47^{\circ}49'18.95''O$ (Figura 85), a estrutura do Palácio da Alvorada foi a primeira edificação em alvenaria construída na nova capital do Brasil. O edifício principal tem um formato retangular com dimensões 110 m x 30 m e dois átrios/varandas dispostos na face frontal e posterior. Possui altura total acima do nível do terreno de 9,25 m, comportando dois pavimentos. Conta ainda com um pavimento adicional enterrado com altura de 4,65 m abaixo do nível 0.0.

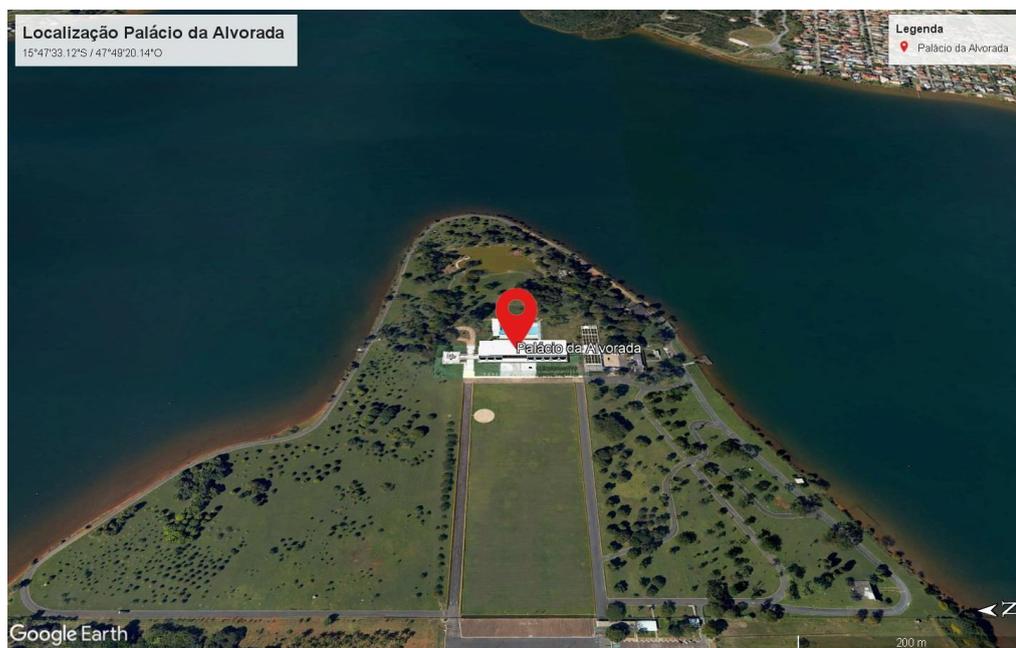


Figura 85. Palácio da Alvorada, vista satélite. Fonte: Google Earth, 2023.

O sistema estrutural em concreto armado faz uso de vigas principais com diversas seções T, I, C, nervuras de pouca espessura e alturas variadas, lajes duplas com espessuras de 4 cm na mesa superior e 2 cm na mesa inferior (caixão perdido) que, em conjunto com as vigas, melhoram o momento de inércia, conforme a necessidade da concepção estrutural. As nervuras com espessuras de 15 cm em alguns lançamentos também trabalham como vigas T e a sua disposição forma uma grelha que, por vezes, não é ortogonal e retangular.

Como lembra Silva (2012), esse tipo de concepção estrutural foi exaustivamente usado por Cardoso para solucionar o plano da cobertura que se subdivide em dois trechos: o principal, que cobre a faixa central da edificação em nível 9.25 m, e o trecho secundário destinado a cobertura das varandas em casca curva. O pano de laje da cobertura principal se apoia tanto na linha de três ou dois pilares, ou ainda, no caso do salão central de dupla altura, com vão de aproximadamente 22,27 m, com dois pilares parede com espessura de 20 cm. As lajes da cobertura contêm as nervuras distribuídas no sentido longitudinal e estão apoiadas nas vigas faixas que, por sua vez, descarregam nos pilares internos ou nas colunas externas. A concepção estrutural neste perímetro da estrutura procurou sempre aliviar os esforços na borda do plano que se apoia nas colunas externas.

Esta malha estrutural sofre alteração no vão de 30 m central de acesso ao edifício, visto que não existe neste trecho colunas para apoiar a laje da varanda. Cardoso solucionou com vigas faixas transversais de transição apoiadas na viga adjacente V43 e V8. As vigas transversais possuem seção de 170 cm x 32 cm sendo previsto em projeto uma contra flecha de 0,5 cm. A viga V8 possui seção transversal de 40 cm x 130 cm com contra flecha de 3 cm. As nervuras são não-ortogonais com espessura de 15 cm, estando em balanço e solidarizadas com um maciço de concreto na borda. Tal solução foi empregada, novamente, no segundo pano de laje (nível 5.60 m) no trecho central do mezanino. O uso de vigas diagonais também é apontado na primeira laje de piso com o mesmo objetivo: redistribuir as cargas do plano da laje, de modo que possibilita o lançamento de pilares com seções menores (20 x 30 cm²) em alguns trechos.

Sobre os elementos verticais de sustentação, citou-se antes as três linhas de pilares paredes. Além disto, os pilares internos assumem diversas seções transversais retangulares, como 20 × 30 cm², 20 × 40 cm², 20 × 50 cm² e 20 × 80 cm² e circulares. Estes últimos pilares apresentam seção reduzida em obediência à arquitetura, com diâmetros Ø 30 cm, Ø 32 cm, Ø 35 cm e Ø 40 cm.

Cardoso recorreu ao confinamento do concreto para melhorar o desempenho da peça quanto à carga crítica de flambagem. O confinamento com objetivo de aumentar a resistência a compressão

foi alcançado pelo cintamento helicoidal ao longo do comprimento do pilar com bitola de barra \emptyset 3/8" ou pela adoção de seção mista de tubo metálico, cuja área corresponda igualmente, se fosse cintado helicoidal e núcleo de concreto de alta resistência.

Segundo consta nas plantas de formas originais, há ainda pilares circulares de seção mista vazados para passagem de tubos de queda de águas pluviais. Estes elementos lineares foram calculados com aço 37-CA e tensão 1.200 kg/cm², onde para os pilares P.28 e 60 previram 14 barras de 3/4" e para os pilares P.14, 53 a 56, 10 \emptyset 5/8. As colunas externas, como discorre Silva (2012), expõem duas questões essenciais para garantir a leveza do elemento: a forma geométrica e a vinculação. Quanto à primeira, ficou a cargo da engenharia definir um contorno que harmonizasse com os fundamentos da arquitetura, atendendo, simultaneamente, ao equilíbrio estrutural requerido pela peça. E, desse modo, a forma das colunas externas resultou em curvas de arco e trecho, definidas por uma equação polinomial do quarto grau.

$$y = 0,037x^4 - 0,190x^3 + 0,381x^2 - 0,048x \quad (88)$$

O contato das colunas com as lajes curvas da cobertura da varanda se dá com seções de 24 cm x 24 cm para a coluna inteira com 16 \emptyset 1/2" e, para a semicoluna, a seção transversal superior é reduzida 2/3, permanecendo 24 cm x 16 cm e 12 \emptyset 1/2". Isso implica em taxa de armadura nesta seção de 3,51% para a coluna inteira e 3,95% para a semicoluna. Na outra extremidade da coluna, a seção transversal, que faz transição da superestrutura com a fundação, é hexagonal irregular com máxima dimensão de 20 cm e no eixo ortogonal de 15 cm. No caso da meia coluna, a seção transversal assumiu o formato trapezoidal, também, com dimensão máxima de 20 cm.

A articulação entre o elemento de fundação e a coluna externa merece destaque por se tratar de uma região de reduzida seção ou região de descontinuidade geométrica e estática. Silva (2012) recorre a Pucher (1957) para explicar este tipo de articulação. Segundo Pucher (1957), neste tipo de dimensionamento é desprezado no cálculo de resistência à compressão do concreto, valendo-se apenas da seção de aço para resistir à carga axial.

Nesse contexto, nota-se que Cardoso eleva a tensão do aço de 1200 kg/cm² para 1500 kg/cm² e aço 50-CA. As áreas de aço A_s para as duas geométricas de coluna são 50,67 cm² (10 \emptyset de 1") e 45,60 cm² (9 \emptyset 1") para a meia coluna. Todos os elementos estruturais foram executados com resistência à compressão do concreto de $f_{ck} = 110 \text{ kgf/cm}^2$, conforme relato do engenheiro Ernesto Walter, fiscal da Novacap, que trabalhou nas obras de Brasília.

As plantas de forma da fundação, datadas de 5 de julho de 1957, indicam que a fundação da estrutura do Palácio do Alvorada, majoritariamente, consiste em bloco de fundação escalonado similar a uma sapata isolada. É preciso distinguir que estes blocos não se comparam aos blocos de coroamento, cuja função e comportamento estrutural é diferente. As dimensões dos elementos de fundação superficial são variadas, por exemplo, de 90 cm x 90 cm, 110 cm x 110 cm, 150 cm x 150 cm, 170 cm x 170cm, 160 cm x 215 cm. Não consta registrado nas plantas de armação das fundações, armadura positiva na base dos blocos, apenas arranques longitudinais $\varnothing 1/2''$ de 110 cm embutidos no bloco 60 cm. Sobre a capacidade de suporte do solo, nota feita por Joaquim Cardoso recomendava que o assentamento dos blocos deveria ser feito sobre um terreno de 2,5 kg/cm².

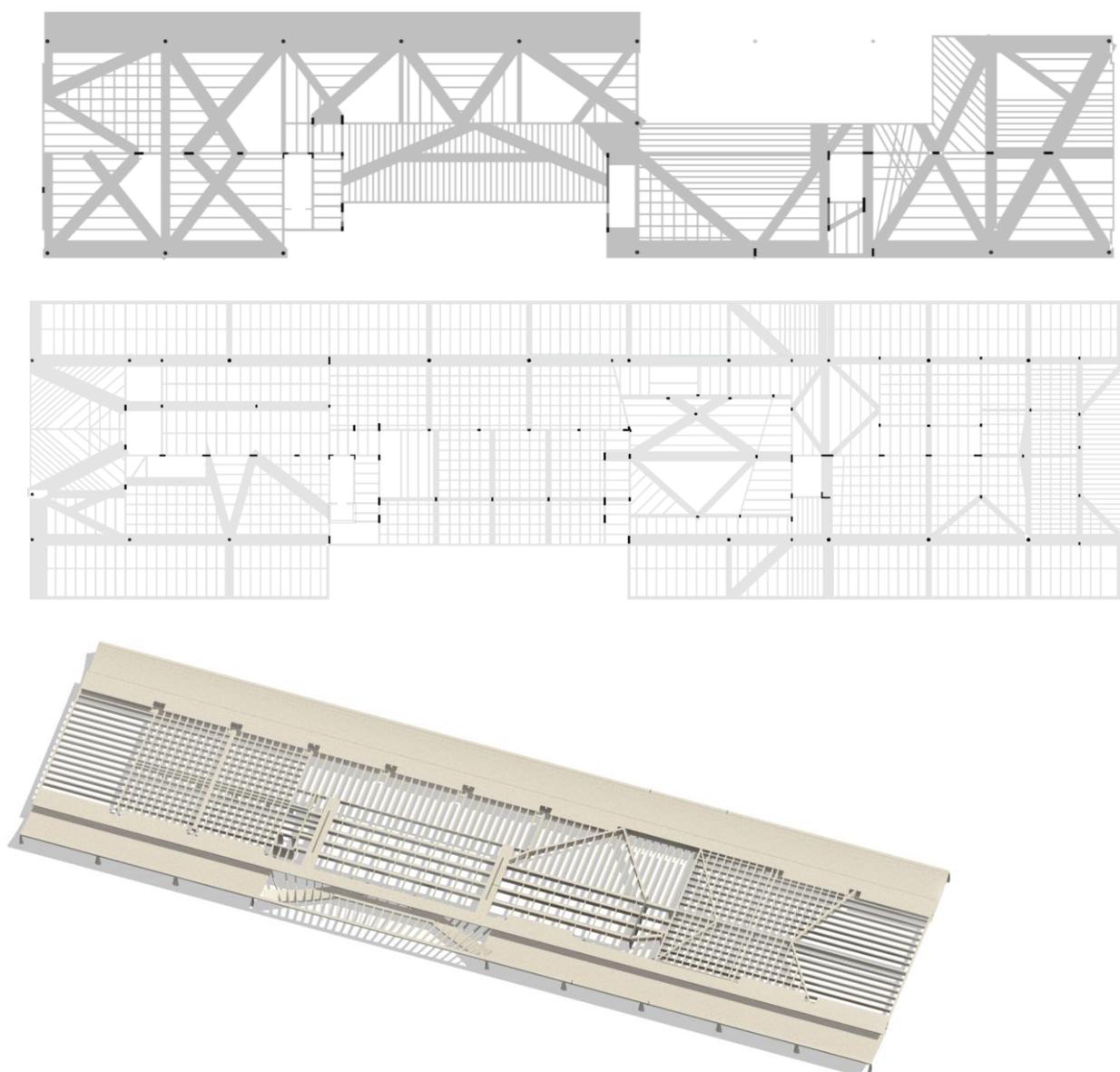


Figura 86. Planta de forma da primeira, segunda e terceira laje, respectivamente. Fonte: Autoral.

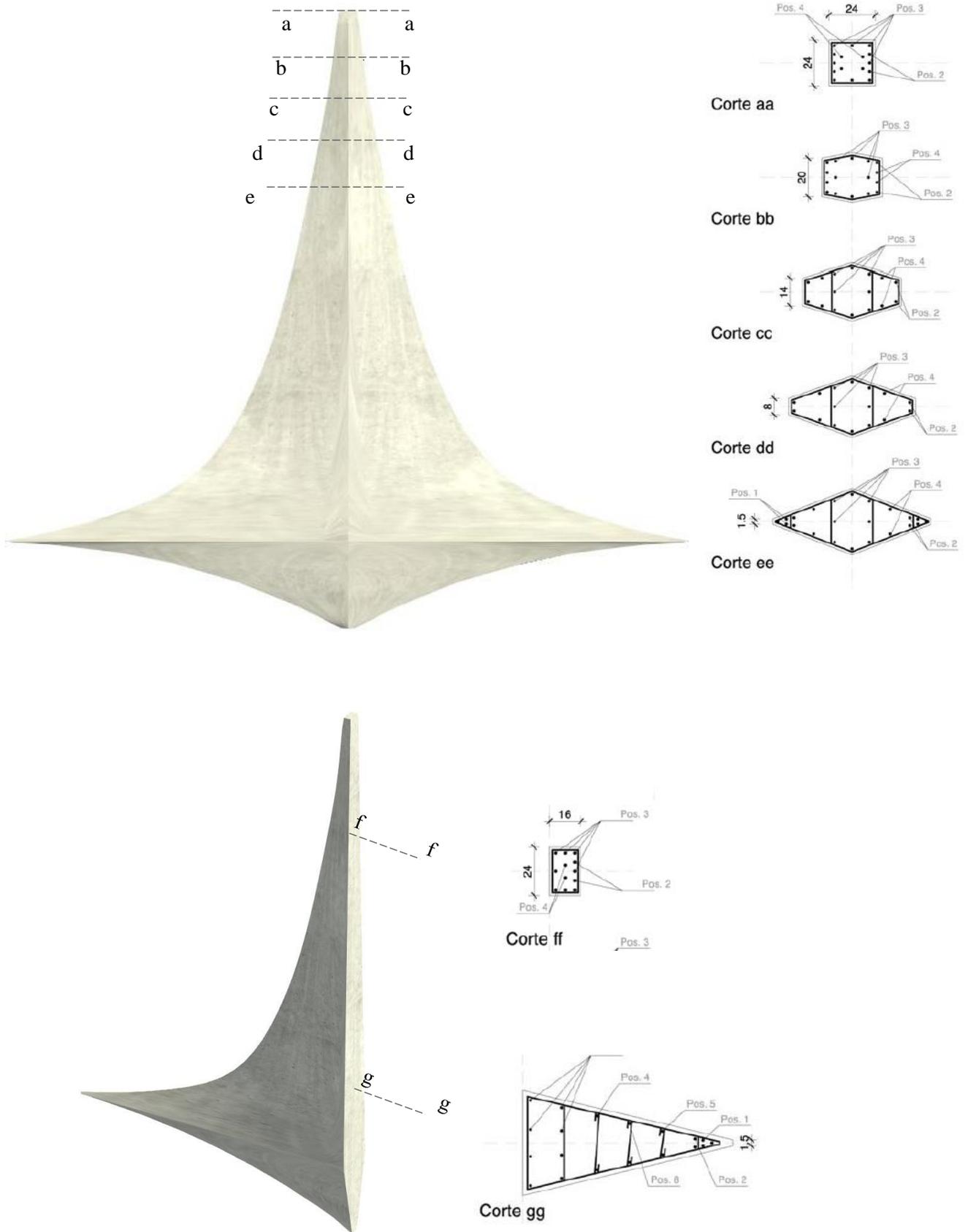


Figura 87. Detalhe da colunata externa e seção transversal.
 Fonte: Autoral.



Figura 88. Modelagem tridimensional do sistema estrutural do Palácio da Alvorada. Fonte: Autoral.



Figura 89. Detalhe da colunata de meia seção. Fonte: Autoral.



Figura 90. Detalhe das colunatas (inteira). Fonte: Autoral.

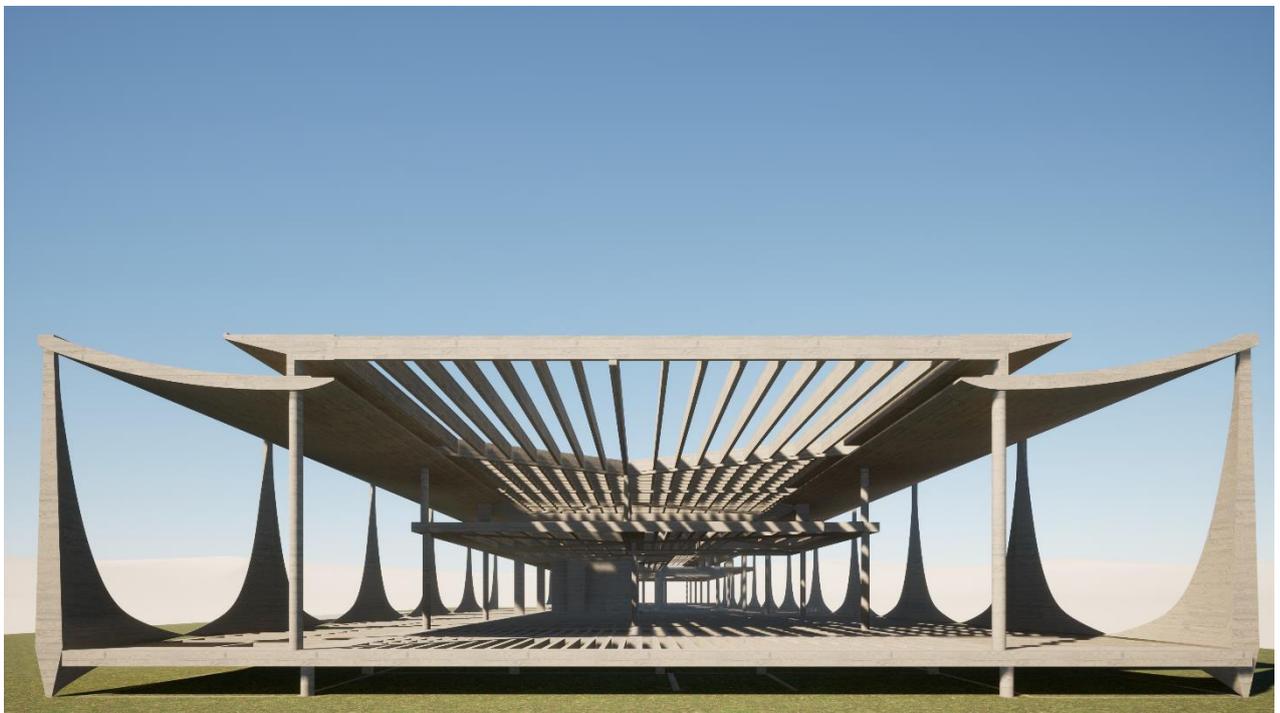


Figura 91. Fachada lateral do Palácio da Alvorada. Fonte: Autoral.

Os quantitativos referentes a cada pavimento estão elencados nas Tabelas 30 e 31:

Tabela 30. Características e propriedades necessárias para o cálculo do índice de desempenho sísmico do Subsolo e Térreo. Fonte: Autoral.

	Pavimento 01	Pavimento 02
Nível da Laje	+0,00 m	+5,6 m
Peso total acima do nível considerado (W)	5964510.71 kgf	3815769.89 kgf
Área do Pavimento	3140 m ²	1521,506 m ²
Somatória da Área da Seção Transversal (A_{c2})	85147.95 cm ²	53191.86 cm ²
Menor Dimensão (cm)	3000 cm	1895 cm
Maior Dimensão (cm)	11000,4 cm	9070 cm
h_0 (livre)	305 cm	400 cm
Menor dimensão do pilar (D)	20 cm	20 cm
Área do Pátio	0 m ²	1871.5 m ²
Período da estrutura (T_a) em segundos	0.3045	0.3045

Tabela 31. Características e propriedades necessárias para o cálculo do índice de desempenho sísmico do Primeiro Pavimento. Fonte: Autoral.

	Pavimento 03	-
Nível da Laje	+9,25 m	-
Peso total acima do nível considerado (W)	2338099.85 kgf	-
Área do Pavimento	3393.5 m ²	-
Somatória da Área da Seção Transversal (A_{c2})	68799.91 cm	-
Menor Dimensão (cm)	3085	-
Maior Dimensão (cm)	11000	-
h_0 (livre)	290	-
Menor dimensão do pilar (D)	20	-
Área do Pátio	0	-
Período da estrutura (T_a) em segundos	0.3045	-

7.2.1 Aplicação

Nesta seção, descrevem-se os resultados dos cálculos determinísticos do Método Hirosawa Adaptado para a estrutura do Palácio do Alvorada. A Tabela 32 mostra, resumidamente, os índices de desempenho, subíndice de desempenho básico estrutural, subíndice de configuração estrutural e subíndice de deterioração estrutural, por pavimento da estrutura. Os valores da tabela 32 não incorporam a contribuição das paredes estruturais.

Tabela 32. Índices sísmicos da estrutura do Palácio da Alvorada. Fonte: Autoral.

Índices	Pavimento 01	Pavimento 02	Pavimento 03
E_0	0.2168	0.1831	0.322
S_D	1.0	0.81	1.0

T_D	0,80	0,80	0,80
I_S	0.17344	0.1186	0.2576

No aspecto global, os valores de E_0 são baixos e não ocorre um aumento gradual à medida que se eleva os níveis. O segundo nível de laje, que caracteriza o pavimento 02 ($E_0 = 0.1831$), exhibe uma área total da seção transversal dos pilares menor que no primeiro nível, o que esclarece, parcialmente, a brusca redução do subíndice E_0 . Outro fator que impacta no subíndice é a baixa resistência à compressão do concreto.

Do ponto de vista geral da estrutura do Palácio da Alvorada, percebe-se, o formato retangular que predomina nos pavimentos, não obstante, por questões arquitetônicas, existe irregularidades na planta como o mezanino na entrada principal e acesso posterior da residência que interferem no subíndice de configuração estrutural. Enquanto no subsolo (primeiro nível) a estrutura tem regularidade ($S_D = 1.0$), no segundo nível existem entrâncias e cantos que penalizam o desempenho sísmico da edificação ($S_D = 0.81$). Dado o formato atípico da planta, houve dificuldades em classificar e obter o fatores a , b , c e j (regularidade em planta, relação entre dimensões, contração e uniformidade das rigidezes dos elementos verticais). Este último se refere às colunatas exteriores que possui área de concreto variável e, por conseguinte, rigidez também variável.

A deterioração estrutural $T_D = 0,8$ foi estabelecida para toda a estrutura em função da idade da edificação, uma vez que as demais condições de inspeção propostas pelo Método de Hirosawa Adaptado não são aplicáveis à estrutura do Palácio da Alvorada. Como a relação entre I_S e E_0 , S_D é diretamente proporcional, registrou-se decréscimo $I_S = 0.1186$ no segundo nível, sendo este valor adotado para toda a estrutura em ambas as direções. Esta edificação também foi incluída na categoria de utilização $U = 1,0$. Os valores do índice de solicitação sísmica I_{S0} considerando uma alteração de zona sísmica são exibidos na Tabela 33. Os índices destacados em vermelho enfatizam cenários em que a I_{S0} é superior a I_S .

Tabela 33. Índices de solicitação sísmica (I_{S0}) da Estrutura do Palácio da Alvorada. Fonte: Autoral.

Zona Sísmica	Classe de Terreno				
	Classe A	Classe B	Classe C	Classe D	Classe E
0	0,0166	0.0208	0.0249	0.0332	0.0519
1	0.0332	0.0415	0.0498	0.0664	0.1038
2	0.0664	0.083	0.0996	0.1328	0.2075
3 e 4	0.0996	0.1245	0.1494	0.1868	0.2614

Ainda com índice de desempenho sísmico baixo, a estrutura do Palácio da Alvorada não apresenta vulnerabilidade sísmica na zona zero e classe de terreno E (solo mole). Todavia, destaca-se que na zona sísmica 1 e mesma classe de terreno, a estrutura se encontra no limite da vulnerabilidade, necessitando de maior atenção na avaliação. Os gráficos 92 a 95 ilustram comparações entre o índice de desempenho sísmico do segundo nível e os diferentes índices de solicitação sísmica, que contemplam todas as zonas sísmicas da norma NBR 15421 e as classes variadas de terreno. Um dos cenários estudados sugere que, caso ocorresse uma alteração da zona sísmica de Brasília para zonas 3 e 4, a estrutura do Palácio da Alvorada teria comportamento sísmico da estrutura seria incerto devido à vulnerabilidade constatada.

Se adotasse o I_S do último pavimento (0.2576), a estrutura teria comportamento incerto em face ao sismo apenas na Zona 3 e 4 (0,15g) e solo com NPST ≤ 15 , ou seja, solo mole. Tais valores corroboram ainda que as características geológicas do local onde ocorre o sismo podem amplificar os valores das acelerações horizontais.

O exercício de adoção do índice de desempenho sísmico do último pavimento tem caráter meramente ilustrativo, comprovando que o pavimento com menor I_S comanda a performance de toda a estrutura nas classes e acelerações estudadas pelo Método de Hirosawa Adaptado.

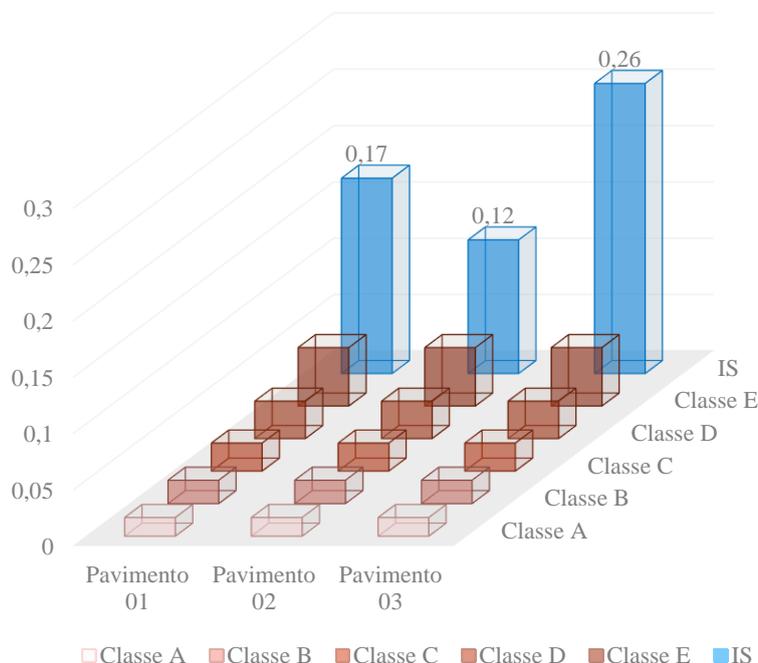


Figura 92. Gráfico comparativo da estrutura do Palácio da Alvorada em zona sísmica 0. Fonte: Autoral.

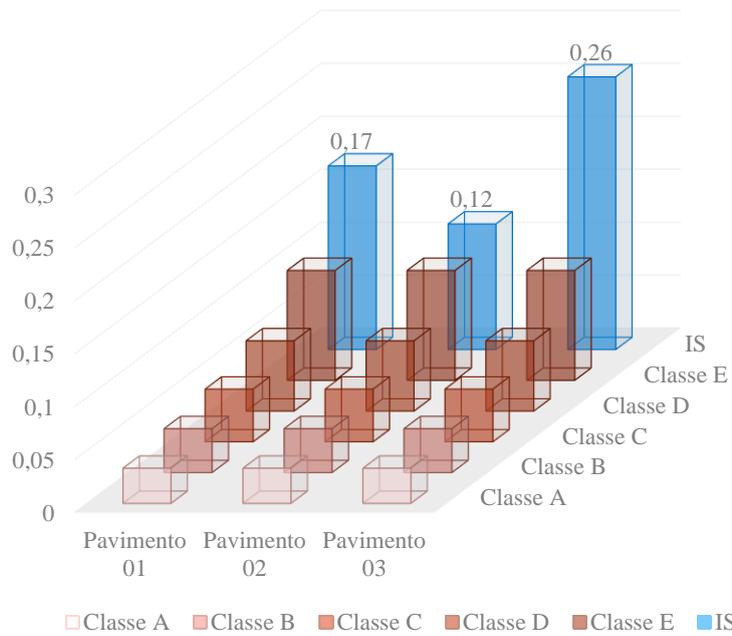


Figura 93. Gráfico comparativo da estrutura do Palácio da Alvorada em zona sísmica 1. Fonte: Autoral.

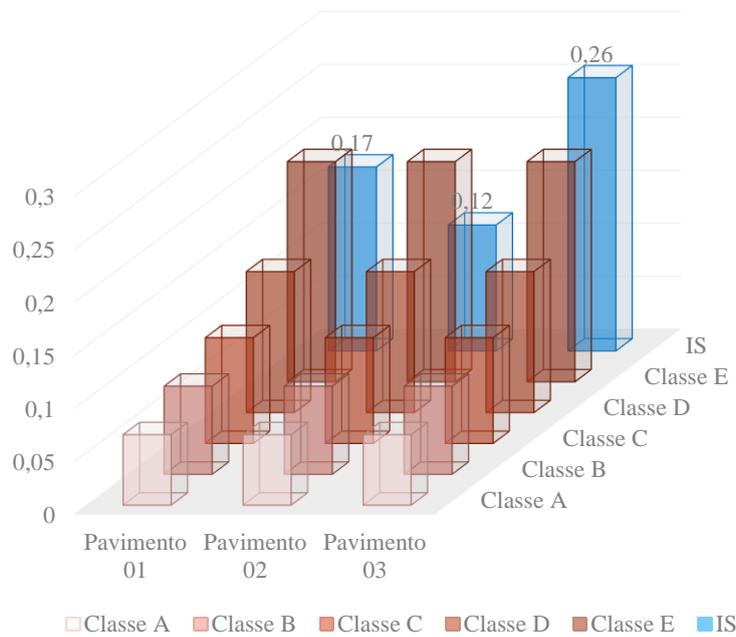


Figura 94. Gráfico comparativo da estrutura do Palácio da Alvorada em zona sísmica 2. Fonte: Autoral.

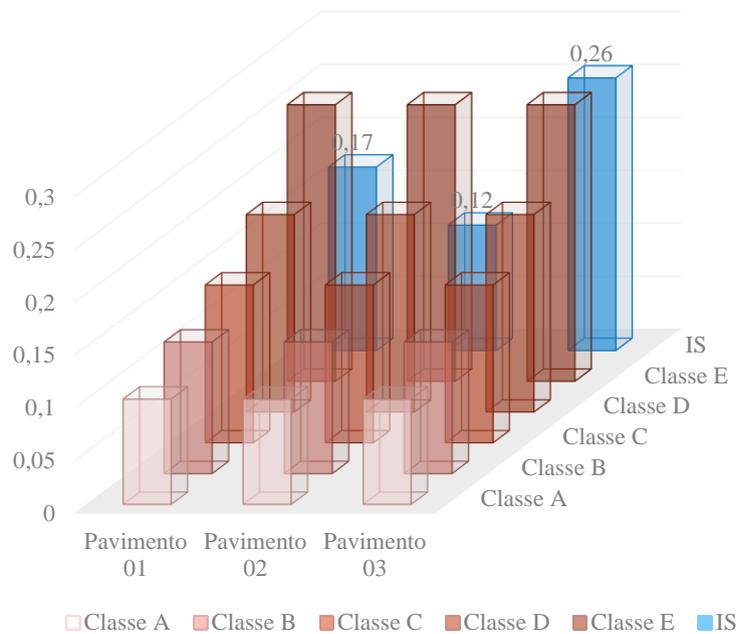


Figura 95. Gráfico comparativo da estrutura do Palácio da Alvorada em zona sísmica 3 e 4. Fonte: Autoral.

A figura 96 agrupa as reservas de capacidade resistente da estrutura com $I_S = 0.1186$.

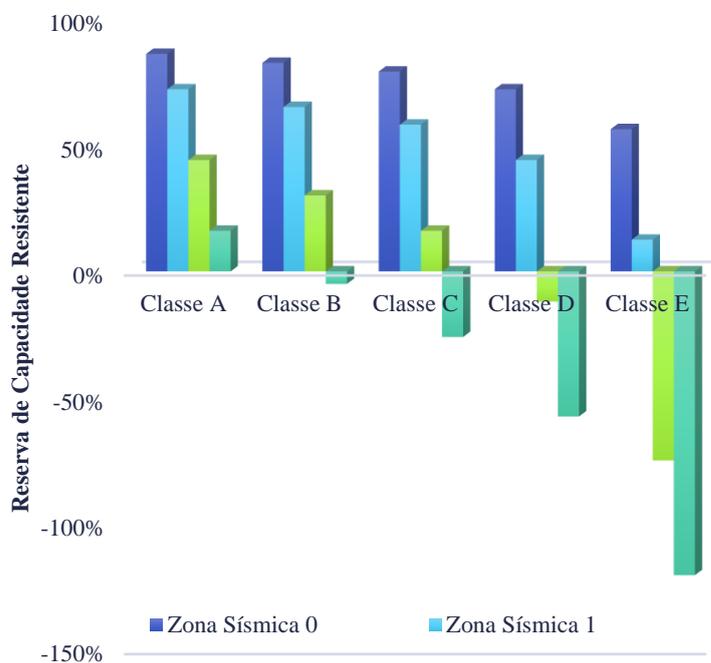


Figura 96. Gráfico da Reserva de Capacidade Resistente do Palácio do Alvorada. Fonte: Autoral.

Equiparando o nível de importância da estrutura do Palácio da Alvorada às edificações essenciais (Instituições de Saúde, Prédios de bombeiros, Instalações contendo substâncias

Químicas), um novo subíndice $U = 1,5$ será considerado para diferentes cenários de classe de terreno e acelerações horizontais:

Tabela 34. Índices de solicitação sísmica (I_{S0}) da Estrutura do Palácio da Alvorada ($U = 1,5$). Fonte: Autoral.

Zona Sísmica	Classe de Terreno				
	Classe A	Classe B	Classe C	Classe D	Classe E
0	0,0249	0,0311	0,0374	0,0498	0,0778
1	0,0498	0,0622	0,0747	0,0996	0,1556
2	0,0996	0,1245	0,1494	0,1992	0,3113
3 e 4	0,1494	0,1868	0,2241	0,2801	0,3922

A ascensão de I_{S0} e, por consequência, o decremento da reserva de capacidade resistente, compromete o comportamento sísmico da edificação. A Tabela 35 sumariza os novos valores da reserva de capacidade resistente. Nota-se que, então, a estrutura possui vulnerabilidade sísmica já na zona sísmica 01 para a classe E de terreno. Ainda em solos de elevada resistência ($NSPT > 50$) nas zonas 3 e 4 a estrutura tem comportamento incerto em face ao sismo. Na zona sísmica 2, a vulnerabilidade sísmica verifica-se nas classes de terreno B, C, D e E.

Tabela 35. Reserva de capacidade resistente da Estrutura do Palácio da Alvorada ($U = 1,5$). Fonte: Autoral.

Zona Sísmica	Classe de Terreno				
	Classe A	Classe B	Classe C	Classe D	Classe E
0	79%	74%	68%	58%	34%
1	58%	48%	37%	16%	-31%
2	16%	-5%	-26%	-68%	-162%
3 e 4	-26%	-57%	-89%	-136%	-231%

Buscando uma envoltória que englobe a deterioração estrutural, pratica-se na Tabela 36 uma sequência de simulações com um valor de $0,7 \leq T_D \leq 1,0$ por pavimento, de modo que o menor índice de desempenho não, necessariamente, estivesse associado ao segundo pavimento da edificação. O caso 02, para fins de referência, condiz com a deterioração real da estrutura. Constatou-se que, apesar da desconsideração da deterioração estrutural ($T_D = 1,0$), ainda o segundo pavimento permanece determinante no insuficiente comportamento sísmico da edificação (Figura 97).

Tabela 36. Índices de desempenho sísmico do Palácio da Alvorada em função da variação da deterioração estrutural. Fonte: Autoral.

Pavimento	Caso 01		Caso 02		Caso 03		Caso 04	
	T_D	I_S	T_D	I_S	T_D	I_S	T_D	I_S
1	1	0.2168	0,8	0.1734	0,9	0.1951	0,7	0.1517
2	0,9	0.1334	0,8	0.1186	0,7	0.1038	1	0.1483

3	0,7	0.2254	0,8	0.2576	1	0.322	0,9	0.2898
---	-----	--------	-----	--------	---	-------	-----	--------

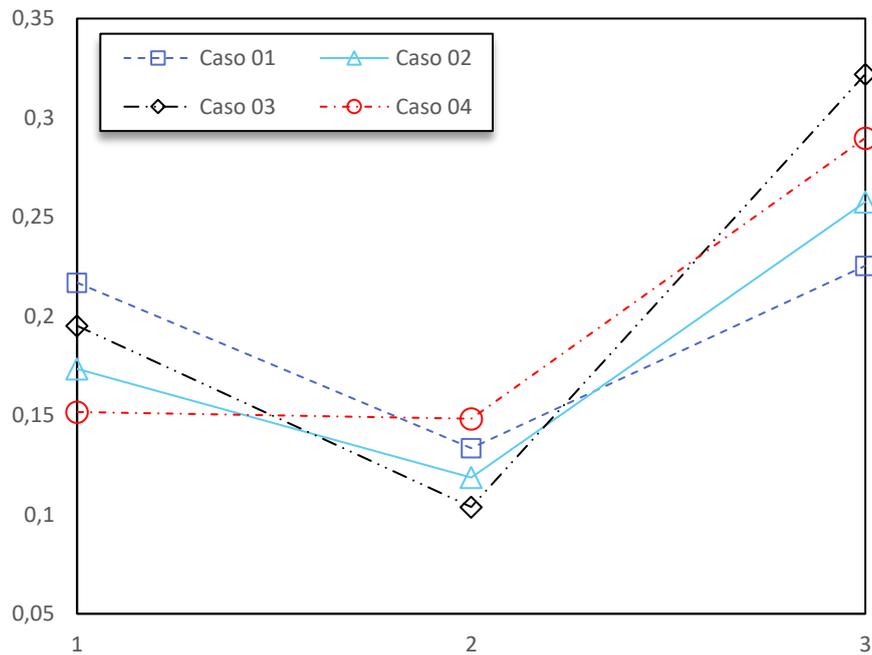


Figura 97. Índice de Desempenho Sísmico em função da deterioração estrutural

A estrutura do Palácio do Alvorada possui três principais linhas de paredes estruturais, responsáveis pela estabilidade global da estrutura, além das caixas de elevadores. Os cálculos anteriores, intencionalmente, não levaram em consideração a área das paredes, bem como a sua contribuição no índice de desempenho básico estrutural E_0 . A Tabela 37 reúne a área da seção transversal A_{w3} das paredes estruturais, os valores do subíndice E_0 e índice de desempenho sísmico I_S atualizados.

Tabela 37. Índices sísmicos com adição das paredes estruturais. Fonte: Autoral.

Pavimento	A_{w3}	E_0	I_S
1	13968 cm ²	0.2676	0.2141
2	46308 cm ²	0.7784	0.5044
3	49394 cm ²	1.1935	0.9548

O valor atualizado do índice de desempenho sísmico para o primeiro nível ($I_S = 0.2141$) assume, portanto, o caráter global da edificação, visto ser o menor entre os pavimentos, contrapondo-se ao do segundo pavimento, que teve ganho de resistência $I_S = 0.5044$ devido à mudança no subíndice E_0 .

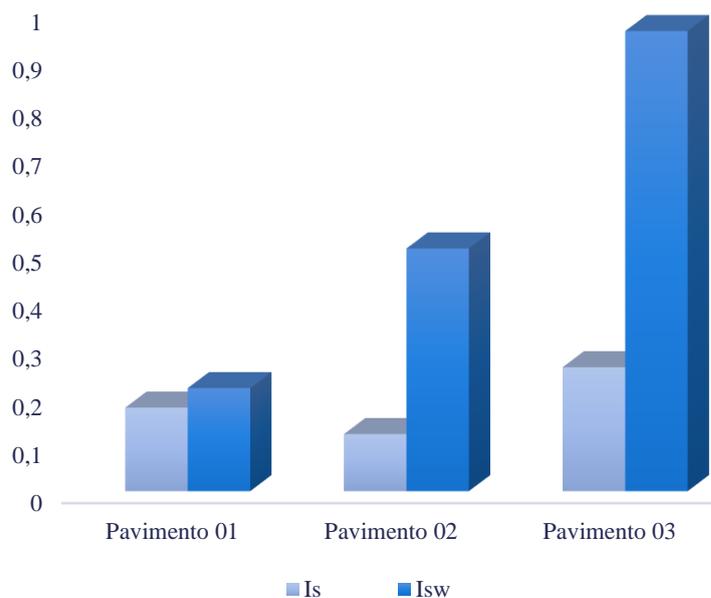


Figura 98. Comparação índices de desempenho sísmico sem e com a participação das paredes estruturais

Uma análise breve da Figura 98 mostra que as novas áreas da seção transversal das paredes estruturais tiveram influência significativa no I_S do segundo e terceiro pavimento. Isso se elucida, uma vez que no pavimento 01 apenas se considerou a caixa dos elevadores, ao passo que nos pavimentos 02 e 03, além do elevador, há, conforme relatado, a presença de três linhas de paredes estruturais paralelas. E, pelo fato destas linhas de paredes estruturais possuírem dois pilares na extremidade, a resistência média ao cisalhamento das paredes no estado limite último é tomada como 30 kgf/cm^2 . No caso do núcleo do elevador, por não existir pilares nas extremidades, $r_{w3} = 10 \text{ kgf/cm}^2$.

A Figura 99 representa a superfície de desempenho sísmico do primeiro nível da estrutura do Palácio da Alvorada, correlacionando a configuração estrutural (eixo X), deterioração estrutural (eixo Y) e índice de desempenho sísmico (eixo Z). Manteve-se fixo o valor de desempenho básico estrutural do primeiro pavimento $E_0 = 0.2676$. O plano de ruptura horizontal proposto ($I_S \leq I_{S0}$) com $I_{S0} = 0,2676$, (Zona 4, Classe E, $U = 1,0$) corta a superfície de desempenho sísmico, quando a deterioração estrutural $T_D = 0,88$ e $S_D \approx 1,11$. Depreende-se desta superfície que a estrutura precisa apresentar níveis superiores a esses subíndices para que não desenvolva vulnerabilidade sísmica na Zona 4 e classe de terreno E.

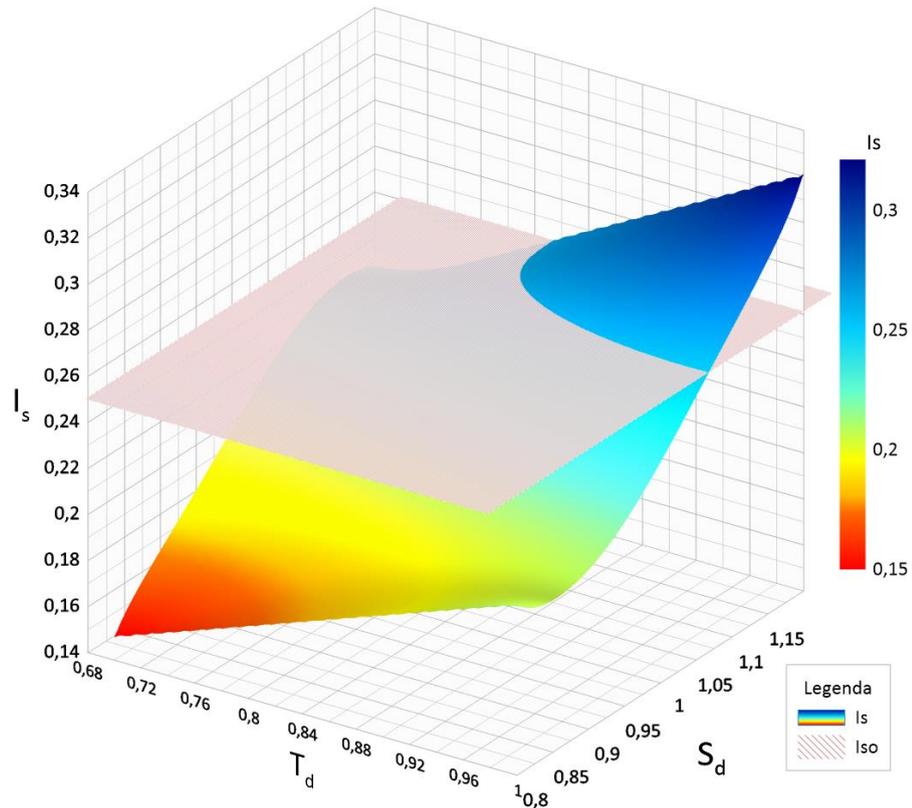


Figura 99. Superfície de desempenho sísmico da estrutura do Palácio da Alvorada. Fonte: Autoral.

7.2.2 Cenários Possíveis

A formulação baseada em confiabilidade proposta nesse trabalho considera os aspectos randômicos existentes nas variáveis do problema através de suas correspondentes distribuições de probabilidades uniformes para estimar o nível de segurança sísmica do Palácio da Alvorada. A Tabela 38 resume os índices de confiabilidade e a probabilidade de falha por pavimento em dois contextos: a consideração ou não de paredes estruturais e suas áreas de concreto. Quanto ao nível de segurança sísmica global da estrutura do Palácio do Alvorada, sem a presença de paredes estruturais, notou-se valores de confiabilidade próximos a zero no primeiro pavimento, isto é, em praticamente todos os cenários de simulação há uma violação da equação do estado limite. A probabilidade de falha da estrutura por não atender aos requisitos sísmicos é alta ($pf > 10^{-2}$).

Tabela 38. Índice de confiabilidade e probabilidade de falha por pavimento. Fonte: Autoral.

Pavimento	β	Probabilidade de Falha
P01	0.3631	0.3583
P02	-0.0111	0.5044
P03	0.8544	0.1965

Tabela 39. Índice de confiabilidade e probabilidade de falha com adição de paredes estruturais. Fonte: Autoral.

Pavimento	β_w	Probabilidade de Falha
P01	0.2672	0.3971
P02	2.4481	0.0072
P03	3.6153	1.5000e-04

A Figura 100 reforça que os níveis de β não atendem aos valores de referência. Igualmente, no cálculo determinístico, também sucede decréscimo de β no segundo pavimento. Observa-se que o aumento do nível de segurança sísmica com a consideração das paredes é marcante, dado que o índice de confiabilidade $\beta_w = 2,44$ para o segundo pavimento se aproxima do valor de referência para o nível IO ($\beta = 2,5$) e, no terceiro pavimento, supera os níveis IO e LS ($\beta = 3,0$ $\beta = 4,0$). Não se pode afirmar o mesmo para o primeiro pavimento, que permanece com níveis de segurança inaceitáveis. Isto porque não ocorre um incremento de segurança esperado pela adição de áreas de concreto. Como devidamente abordado no capítulo 5, a formulação original do Método de Hirosawa aplica um fator de redução da capacidade resistente dos pilares ($a_1 = 0,7$), de acordo com o deslocamento das paredes verificado no momento da ruptura das paredes, quando $C_w \neq 0$. Assim, o acréscimo de área de concreto devido às paredes não compensa a penalidade imposta pelo fator a_1 . Portanto, os cálculos que se seguem admitem sempre a contribuição das paredes estruturais na estrutura do Palácio do Alvorada.

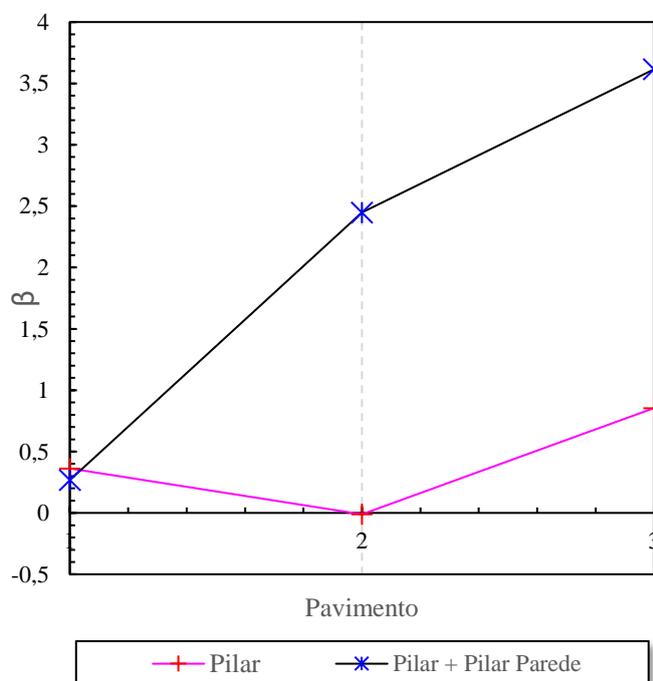


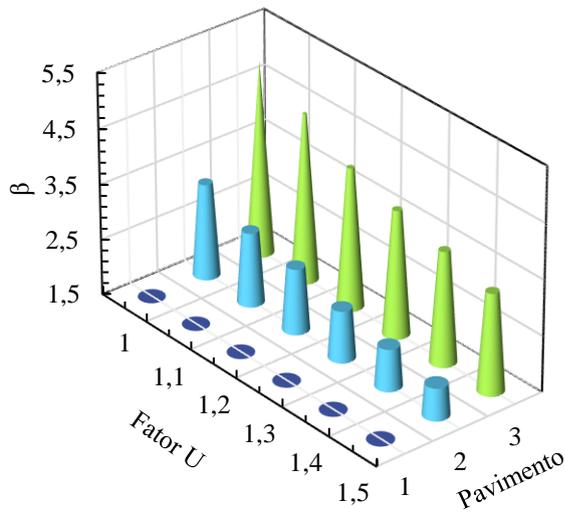
Figura 100. Índice de Confiabilidade por pavimento do Palácio da Alvorada sem e com a participação das paredes estruturais

Assumiu-se U valor fixo e realizou-se várias simulações para obtenção dos respectivos índices de confiabilidade. Confirmou-se, novamente, que o aumento de falhas do sistema ocorre pelo aumento no fator de importância. A Figura 101-a apresenta o comportamento de cada pavimento em diferentes escalas de U . Percebe-se que no terceiro pavimento o índice de confiabilidade para $1 \leq U \leq 1,2$ atende também ao nível de desempenho CP ($\beta = 4,0$). Estende-se tal análise para o segundo pavimento, para $U = 1,0$, o índice $\beta_2 = 3,1865$ atende ao nível LS. Se para os pavimentos 02 e 03 valores determinísticos de U fazem diferença, não ocorre o mesmo no primeiro pavimento, onde nenhum valor de β_1 atende aos níveis mínimos de desempenho.

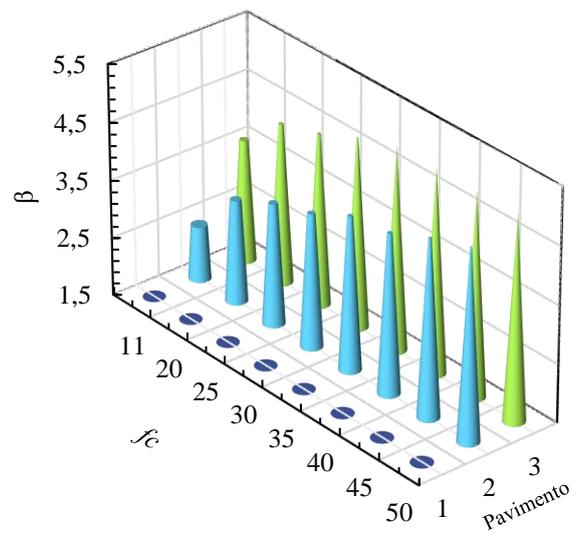
Cumpriu-se de igual modo com a variação da resistência à compressão do concreto entre $11 \leq f_c \leq 50$. A Figura 101-b congrega os índices de confiabilidade para cada classe de concreto e de pavimento e se observa que a variável f_c produz alteração significativa na segurança da estrutura. Porém, essa alteração não é suficiente para que os valores sejam aceitáveis. Isso implica ainda em alta probabilidade de falha do sistema. Outro destaque é no pavimento 02, onde os valores de confiabilidade para $20 \leq f_c \leq 30$ atendem ao nível LS, e intervalos de resistência entre $35 \leq f_c \leq 50$ atendem ao nível CP.

Outra proposição de simulação é com a deterioração estrutural inexistente ($T_D = 1, 0$), de modo que o índice de confiabilidade apresentou pequena variação ($\beta = 0,5222$), não atendendo, como se esperava, a nenhum nível de segurança sísmica (Figura 101-c). O terceiro pavimento cumpre todos os níveis de segurança em questão (IO, LS e CP), quando $T_D \geq 0, 9$ ($\beta = 4,2002$). Abaixo do nível de desempenho LS, encontram-se integralmente os pavimentos 01 e 02 para qualquer grau de deterioração nos limites do Método de Hirosawa Adaptado.

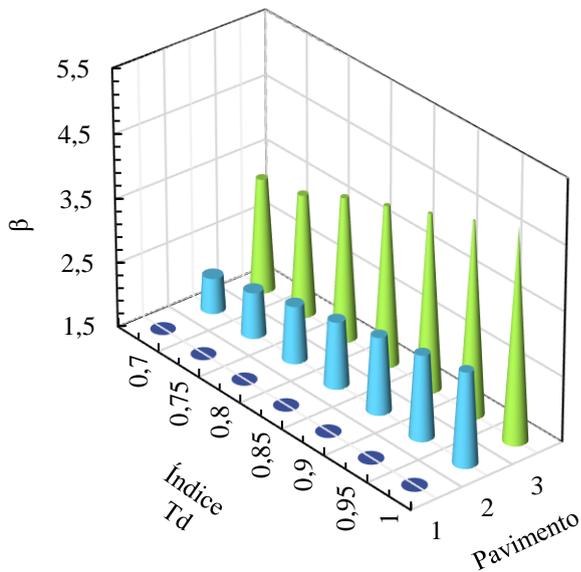
Ainda que a estrutura estivesse apoiada hipoteticamente em um solo de alta resistência (Rocha sã – Classe A) não haveria o nível de segurança da estrutura mínimo aceitável no primeiro pavimento. Por outro lado, o desempenho sísmico dos pavimentos 02 e 03 da estrutura do Palácio do Alvorada atenderam aos índices de confiabilidade alvo nas classes A e B, $\beta_2 > 4,0$ e $\beta_3 > 6$, respectivamente. Mantendo a análise sobre o pavimento 03, verifica-se que, mesmo em solos moles, os valores de beta são superiores a 3,0. (Figura 101-d).



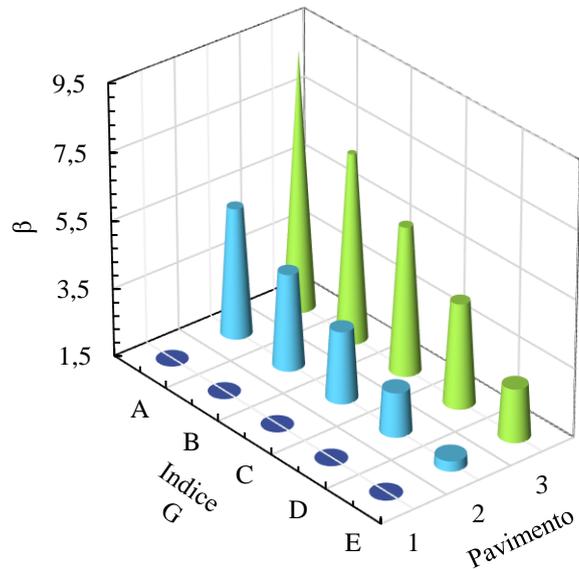
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 101. Comparação do Índice de confiabilidade por pavimento do Palácio da Alvorada para valores fixo de U, Td, f_c e G.
Fonte: Autoral.

Os pontos de amostragem para o primeiro pavimento são ilustrados na Figura 102-a. Destaca-se que os pontos que violam a equação do estado limite são em cor vermelha e compõem a maior parte e a amostra minoritária em cor cinza condiz com os pontos de sobrevivência. Na figura 102-b é notável grande parcela da amostra sob o plano ou superfície de ruptura, o que corrobora os baixos valores de β e elevada probabilidade de falha para o primeiro pavimento.

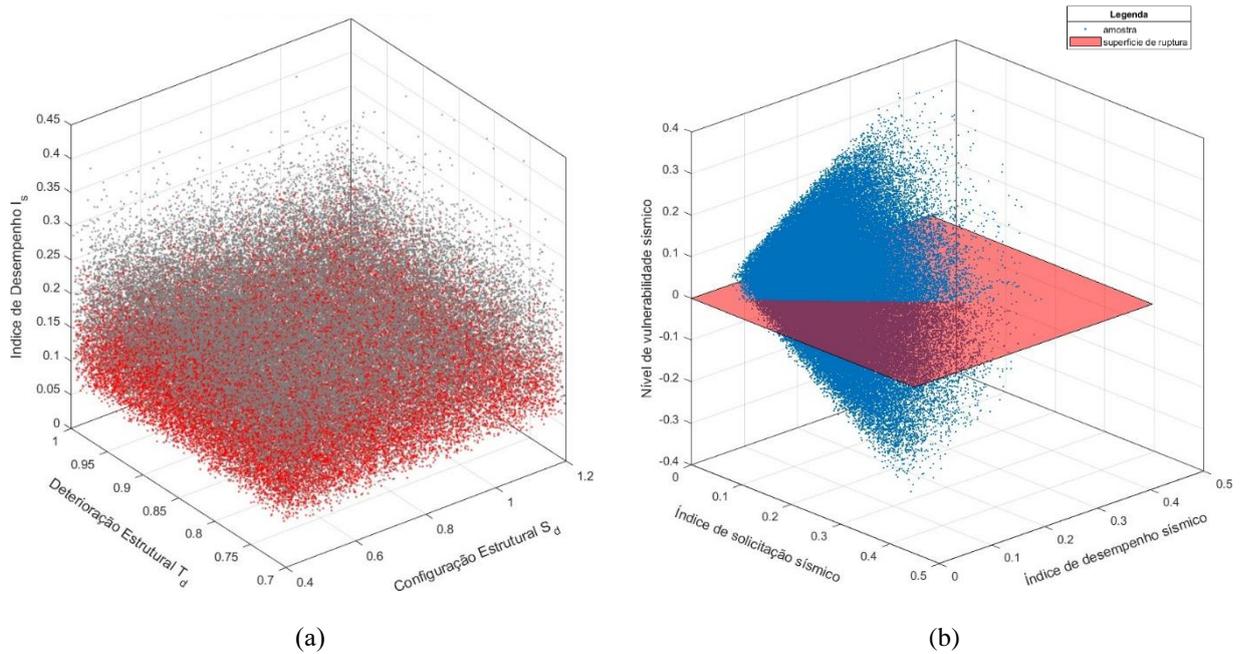


Figura 102. (a) Nuvem de poeira de pontos amostrados, (b) Poeira de pontos com plano de ruptura.

Fonte: Autoral.

7.2.3 Cenários Prováveis

Na seção anterior diversos cenários hipotéticos foram abarcados na distribuição adotada como classes de solos resistentes (A), já neste tópico a análise de confiabilidade se restringe às condições de contorno da cidade de Brasília e ao Palácio da Alvorada. A distribuição de probabilidade e respectivos parâmetros foram apresentados na seção 6.4.2 e se limita ao solo de Brasília – no caso da variável G – e à zona sísmica 0 e 1. O índice de confiabilidade $\beta = -1,0130$ e probabilidade de falha $p_f = 0,8445$ implica em violação do estado limite em praticamente todas as amostras, ou seja, não se atinge níveis de segurança adequado no primeiro pavimento. Se faz necessário reforçar que este cenário é inferior ao cenário possível uma vez que aqui se optou por S_D com $\mu = 5$ e desvio padrão 0,03 motivado pela configuração estrutural irregular. Enquanto no cenário possível, o valor randômico da variável S_D assumiu diversos valores inclusive inexistência de irregularidade $S_D \geq 1,0$, para o cenário provável tal comportamento não ocorre. A Figura 103 ilustra uma maior sobreposição das curvas de densidade de probabilidade tanto do índice de desempenho como do índice de solicitação sísmica, ou seja, maior probabilidade de falha.

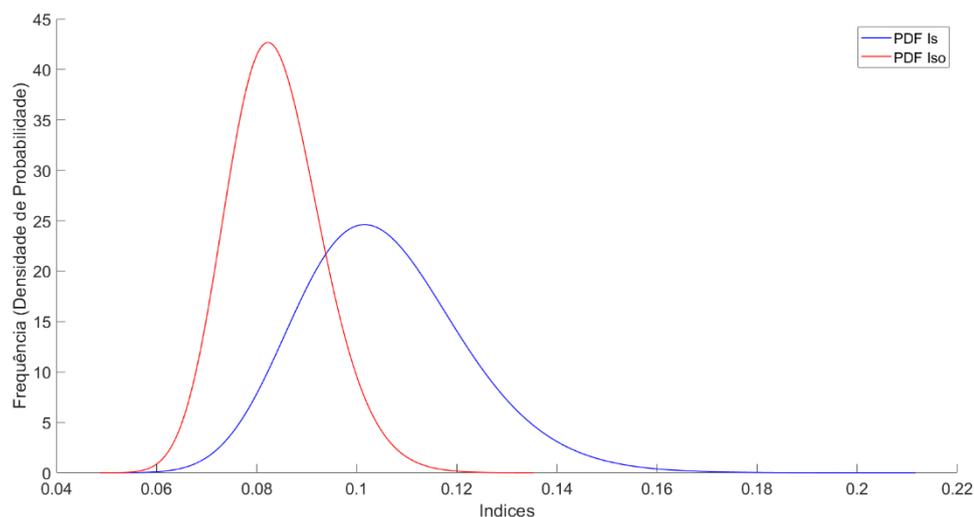


Figura 103. Distribuição Logarítmica de Resistência (Is) e Solicitação (Iso) do Palácio da Alvorada.

7.3 Estrutura do Palácio da Justiça

O Palácio da Justiça abriga o Ministério da Justiça e Segurança Pública (Figura 104). Oficialmente nomeado Palácio da Justiça Raymundo Faoro, localiza-se nas coordenadas 15°47'50.32"S e 47°51'56.98"O no Eixo Monumental entre a área norte da Esplanada dos Ministérios e Congresso Nacional, em Brasília (Figura 105). O Palácio consiste em formato retangular, cujas medidas aproximadas são 84 m x 75 m, integrado por cinco pavimentos e um subsolo. A altura da edificação atinge a cota de 17,25 m. O projeto arquitetônico é assinado pelo arquiteto Oscar Niemeyer em conjunto com o arquiteto Renato Cesar Alvarenga



Figura 104. Palácio da Justiça e Segurança Pública. Fonte: Autoral.



Figura 105. Palácio da Justiça, vista satélite. Fonte: Google Earth, 2023.

O projeto estrutural estava inicialmente sob a responsabilidade dos engenheiros do Departamento de Urbanismo e Arquitetura da Novacap, e, posteriormente, foi desenvolvido pelo Escritório Técnico Arthur Luiz Pitta – Etalp, composto pelos engenheiros Prof. Arthur Luiz Pitta, Lello Sisto Ranzini e Fausto Amadeu F. Favale.

Conforme Moreira (2007), durante a execução inicial da obra, os engenheiros da Etalp constataram pelos cálculos iniciais da Novacap que as fundações executadas estavam subdimensionadas e, como deveriam ser aproveitadas, o projeto das fundações se tornou trabalho extremamente árduo. Não havia nenhuma previsão de fundações para os pilares “Brise-Soleil” da fachada oeste.

A estrutura do Palácio da Justiça consiste em concreto armado com repetida utilização de lajes nervuradas (sistema de grelhas de vigas) e vigas faixas. No primeiro pano de laje, as vigas apresentam seção transversal, que variam desde $8 \times 50 \text{ cm}^2$ (nervuras), $10 \times 50 \text{ cm}^2$, $12 \times 50 \text{ cm}^2$, $13 \times 50 \text{ cm}^2$, $15 \times 50 \text{ cm}^2$ até $90 \times 50 \text{ cm}^2$. A mesa da laje em todos os pavimentos possui espessura de 6 cm a 7 cm. Apenas nos banheiros foi prevista uma laje plana maciça com rebaixo para passagem das instalações hidrossanitárias. A resistência característica à compressão do concreto previsto era da ordem de $f_{ck} = 20 \text{ Mpa}$. Quanto à resistência característica de escoamento do aço f_{yk} , ainda que

nos projetos constasse CA-T 50 e CA-T 60, devido ao ano de concepção do projeto coincidir com a revisão da norma NB-1/1960 para a norma EB-3/1967, os aços especificados na época da construção de Brasília já se assemelham aos atualmente disponíveis no mercado ($f_{yk} = 500$ e 600 MPa).

Os elementos verticais dividem-se em pilares com seção retangular como $20 \times 200 \text{ cm}^2$ ou 30×80 e quadrada ($55 \times 55 \text{ cm}^2$, $65 \times 65 \text{ cm}^2$), pilares Brise-Soleil da fachada oeste com seção trapezoidal e as paredes estruturais que integram a caixa de elevador. No apêndice consta detalhes de algumas seções transversais dos pilares Brise-Soleil que, para alguns ângulos, possuem dimensões singulares.

Na forma do segundo nível de laje à cota de $3,45 \text{ m}$ consta o pé direito-duplo (Salão Negro), principal acesso ao Palácio da Justiça, com altura aproximada de 7 metros. É possível notar ainda na Figura 109 disposição dos pilares externos (Brises) com diferentes ângulos, bem como, na fachada principal, as cascatas concebidas por Niemeyer.

No terceiro pano de laje (nível $+6,90 \text{ m}$), ocorrem transições devido ao jardim interno implantado no núcleo da edificação. Este jardim se estende nos demais pavimentos até o nível da cobertura. Os pilares lançados no centro, portanto, deixam de existir e, sobre duas vigas faixa $107,5 \times 50,00 \text{ cm}^2$, nasce uma sequência de 96 pilares – 46 pilares por viga – com seção de $12 \times 60 \text{ cm}^2$, cuja prumada termina na cobertura apoiando as vigas do pergolado superior do jardim.

O quarto e quinto nível de laje são similares no lançamento estrutural das vigas e pilares. As grelhas de vigas $12 \times 50 \text{ cm}^2$ com vão máximo de 13 m . Foi prevista em projeto uma contra flecha máxima de 13 cm , além de possuir nervuras de travamento perpendicular com espessura de 8 cm e altura uniforme de 50 cm . O espaçamento dos pilares Brise é aproximadamente 43 cm , enquanto os demais pilares da estrutura se distanciam entre $6,5 \text{ m}$ e 13 m .

A estrutura da cobertura do Palácio da Justiça é formada de vigas contínuas $15 \text{ cm} \times 70 \text{ cm}$, distribuídas em intereixo de $1,30 \text{ m}$ com direção norte-sul e com vão livre entre apoios de $6,50 \text{ m}$ e comprimento total de $65,10 \text{ m}$. Ortogonal a estas vigas estão dispostas vigas faixas $85 \text{ cm} \times 50 \text{ cm}$ e $115 \text{ cm} \times 50 \text{ cm}$ e comprimento total de $84,50 \text{ m}$, que formam pórtico com os pilares internos. Consoante com Moreira (2007), no trecho do pergolado acima do jardim interno, as vigas assumem dimensão de $15 \text{ cm} \times 100 \text{ cm}$ a fim de vencer o vão da região central de 18 m e nas adjacências de 32 m . Para as fundações, especificou-se tubulões a céu aberto com profundidade média de 25 metros

e diâmetro variável. Segundo Baena (1972) apud Moreira (2007), a amostra de solo da sondagem indicou silte-argiloso e não foi registrado presença de água.



Figura 106. Modelagem tridimensional do sistema estrutural do Palácio da Justiça. Fonte: Autoral.



Figura 107. Detalhe das cascatas da fachada principal do Palácio da Justiça. Fonte: Autoral.



Figura 108. Fachada Posterior do Palácio da Justiça. Fonte: Autoral.



Figura 109. Fachada oeste com representação dos pilares brises. Fonte: Autoral.

As Tabelas 40 a 42 reúnem as principais informações necessárias para o cálculo do índice de desempenho sísmico do Palácio da Justiça.

Tabela 40. Características e propriedades necessárias para o cálculo do índice de desempenho sísmico do Subsolo e Térreo. Fonte: Autoral.

	Pavimento 01	Pavimento 02
Nível da Laje	+0,00 m	+3,45 m
Peso total acima do nível considerado (W)	13157601.58 kgf	11465204.52 kgf
Área do Pavimento	4048 m ²	3191 m ²
Somatória da Área da Seção Transversal (A_{c2})	229125 cm ²	632935 cm ²
Menor Dimensão (cm)	5909.99 cm	4019 cm
Maior Dimensão (cm)	7006.5 cm	6116 cm
h_0 (livre)	350 cm	295 cm
Menor dimensão do pilar (D)	20 cm	20 cm
Área do Pátio	0 m ²	3054.395 m ²
Período da estrutura (T_a) em segundos	0.6046	0.6046

Tabela 41. Características e propriedades necessárias para o cálculo do índice de desempenho sísmico do Segundo e Terceiro. Fonte: Autoral.

	Pavimento 03	Pavimento 04
Nível da Laje	+6,90 m	+10,35 m
Peso total acima do nível considerado (W)	9691113.78 kgf	7635824 kgf
Área do Pavimento	3718 m ²	3027 m ²
Somatória da Área da Seção Transversal (A_{c2})	619135 cm ²	645975 cm ²
Menor Dimensão (cm)	6116 cm	6110 cm
Maior Dimensão (cm)	6120 cm	6110 cm
h_0 (livre)	295 cm	295 cm
Menor dimensão do pilar (D)	20 cm	12 cm
Área do Pátio	2602.958 m ²	2613.351 m ²
Período da estrutura (T_a) em segundos	0.6046	0.6046

Tabela 42. Características e propriedades necessárias para o cálculo do índice de desempenho sísmico do Quarto e Quinto. Fonte: Autoral.

	Pavimento 05	Pavimento 06
Nível da Laje	+13,80 m	+17,25 m
Peso total acima do nível considerado (W)	5840043.92 kgf	4095311.62 kgf
Área do Pavimento	3063 m ²	5678 m ²
Somatória da Área da Seção Transversal (A_{c2})	645975 cm ²	645975 cm ²
Menor Dimensão (cm)	6110 cm	7510 cm
Maior Dimensão (cm)	6110 cm	8450 cm
h_0 (livre)	295 cm	275 cm

Menor dimensão do pilar (D)	12 cm	12 cm
Área do Pátio	2613.351 m ²	0 m ²
Período da estrutura (T_a) em segundos	0.6046	0.6046

7.3.1 Aplicação

Inicialmente, introduz-se os resultados provenientes do cálculo determinístico para a estrutura do Palácio da Justiça. Condensa-se nas Tabelas 43 a 46 os valores dos índices de desempenho, subíndice de desempenho básico estrutural, subíndice de configuração estrutural e subíndice de deterioração estrutural, por pavimento da estrutura do palácio.

Algumas variações de combinação de elementos foram propostas para exercício comparativo. Na tipologia C1_AP explora-se a participação dos pilares internos da estrutura, e a contribuição da seção de concreto dos pilares em brises externos apenas no último pavimento dada a ligação existente com a cobertura. O caso C2_APB incorpora tanto os pilares internos como as áreas de concreto dos pilares brises em cada pavimento. O caso C3_APW limita somente a contribuição dos pilares internos – despreza-se os brises entre pavimentos - somados com as paredes estruturais, que compõem os núcleos rígido da estrutura. A última tipologia (C4_APBW) engloba todas as situações anteriores. Isto é, totaliza a participação dos pilares da estrutura, dos pilares brises por pavimento e as paredes estruturais.

Tabela 43. Índices sísmicos da estrutura do Palácio da Justiça (Caso 01). Fonte: Autoral.

Caso 01 (C1_AP)						
Índices	Pavimento 1	Pavimento 2	Pavimento 3	Pavimento 4	Pavimento 5	Pavimento 6
E_0	0.3855	0.3515	0.3451	0.4487	0.5333	2.0368
S_D	1.2	0.972	1.08	0.972	0.972	0.972
T_D	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80
I_S	0.37008	0.2733	0.2981	0.3489	0.4146	1.5838

Tanto no caso C1_AP como no C2_APB, para o primeiro e para o último pavimento, os subíndices de desempenho sísmico E_0 são iguais, dado que, para o pavimento 01 (subsolo), não existem pilares brises. No último pavimento, estes pilares ligam-se à cobertura e, portanto, devem ser considerados.

No caso C1_AP, os valores de E_0 são baixos, justificados pela menor área de concreto dos pilares, se comparado com o caso C2_APB. Na tabela do caso 01, se observa um incremento no valor de E_0 , em virtude da variação da quantidade de pilar por pavimento (aumento de 92 pilares, a partir do terceiro pavimento). Por conseguinte, ocorre manutenção na somatória da área total de concreto

entre pavimentos, reiterando a importância que a variável “ A_{c2} ” possui dentro do Método de Hirosawa Adaptado. O valor de A_{c2} para cada pavimento é, respectivamente: 229125 cm², 208075 cm², 194275 cm², 221115 cm², 221115 cm² e 645975 cm². O menor índice de desempenho sísmico I_S para o caso C1AP está no pavimento 02 com $I_S = 0.2733$ e o melhor desempenho sísmico está no último pavimento com $I_S = 1.5838$.

A segunda tipologia (Tabela 44) desenvolve um crescimento constante do subíndice de desempenho básico estrutural. Notadamente, os valores E_0 são altos comparados ao caso 01, tomando como exemplo o pavimento 03, 04 e o 05. Salienta-se que, nesta tipologia, a oscilação na área dos pilares internos foi insignificante, de modo que não impactou o subíndice E_0 . Por fim, o menor índice de desempenho é registrado no primeiro pavimento $I_S = 0.37008$.

Tabela 44. Índices sísmicos da estrutura do Palácio da Justiça (Caso 02). Fonte: Autoral.

Caso 02 (C2_APB)						
Índices	Pavimento 1	Pavimento 2	Pavimento 3	Pavimento 4	Pavimento 5	Pavimento 6
E_0	0.3855	1.0693	1.0999	1.3109	1.5581	2.0368
S_D	1.2	0,972	1.08	0,972	0,972	0,972
T_D	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80
I_S	0.37008	0.8314	0.9503	1.0193	1.2115	1.5838

Na Tabela 45, relaciona-se os valores para a terceira tipologia aonde a área total da seção transversal das paredes estruturais $A_{w3} = 61400$ cm² se manteve constante em cada pavimento. Acerca do primeiro pavimento, ocorreu um aumento significativo no subíndice E_0 . Entretanto, coube ao segundo nível o menor valor do índice $I_S = 0.3885$. Desse modo, repete-se o comportamento do primeiro pavimento, ou seja, há acréscimo de E_0 , contudo, a variável ainda continua sendo comandada pela somatória da seção transversal dos pilares.

Tabela 45. Índices sísmicos da estrutura do Palácio da Justiça (Caso 03). Fonte: Autoral.

Caso 03 (C3_APW)						
Índices	Pavimento 1	Pavimento 2	Pavimento 3	Pavimento 4	Pavimento 5	Pavimento 6
E_0	0.533	0.4997	0.501	0.6267	0.7449	2.3133
S_D	1.2	0,972	1.08	0,972	0,972	0,972
T_D	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80
I_S	0.51168	0.3885	0.4328	0.4873	0.5792	1.7988

Por se tratar de uma combinação de todos os casos anteriores, o último caso (Tabela 46) é marcado pela elevada performance sísmica da estrutura e o menor índice $I_S = 0.5116$ correspondente ao primeiro pavimento.

Tabela 46. Índices sísmicos da estrutura do Palácio da Justiça (Caso 04). Fonte: Autoral.

Caso 04 (C4_APBW)						
Índices	Pavimento 1	Pavimento 2	Pavimento 3	Pavimento 4	Pavimento 5	Pavimento 6
E_0	0.533	1.2174	1.2558	1.4889	1.7697	2.3133
S_D	1.2	0,972	1.08	0,972	0,972	0,972
T_D	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80
I_S	0.5116	0.9466	1.0850	1.1577	1.3761	1.7988

O subíndice de configuração estrutural S_D alcança o seu valor máximo apenas no primeiro nível. Nos demais pavimentos, a existência de pátio interno, reentrâncias e aberturas, penaliza o índice de desempenho sísmico ($S_D = 0,972$). Excetua-se apenas o pavimento 03 ($S_D = 1,08$), onde não se registra abertura em planta. À semelhança do Palácio da Alvorada, encontrou-se limitações em obter o subíndice S_D e seus fatores a , b , c e j em razão tanto do pé direito triplo que se inicia no terceiro pavimento para o jardim como também o lance de pilares que ali nascem imprimindo na estrutura uma desuniformidade da rigidez dos elementos verticais em altura.

O subíndice de deterioração estrutural assume $T_D = 0,8$ para toda a edificação, justificado pela idade da construção. A Figura 110 ilustra todos os casos de combinação com os resultados de I_S nos respectivos pavimentos.

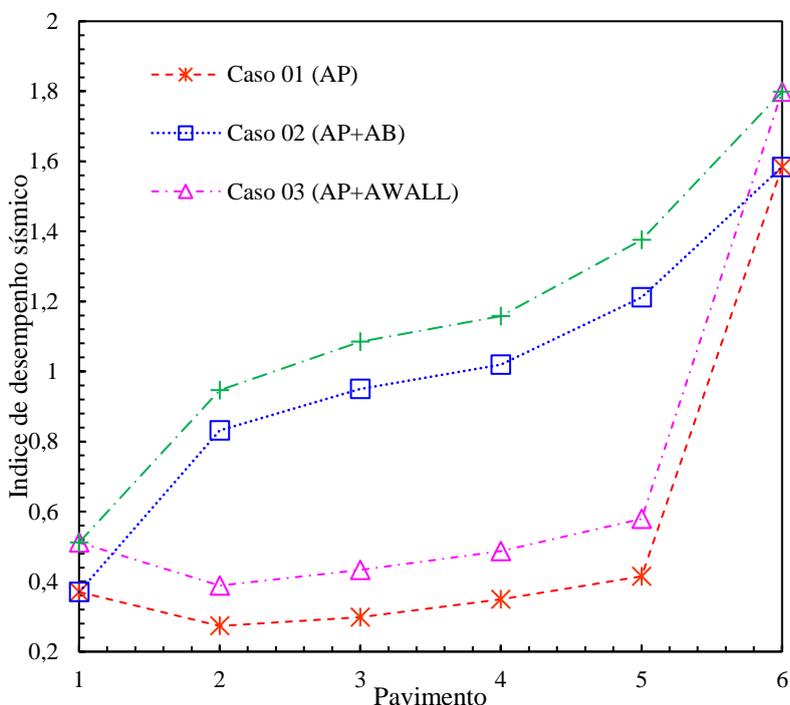


Figura 110. Índice de Desempenho Sísmico em função da deterioração estrutural

A variação do índice de desempenho básico estrutural E_0 , por pavimento e cada tipologia, estão demonstrados na Figura 111.

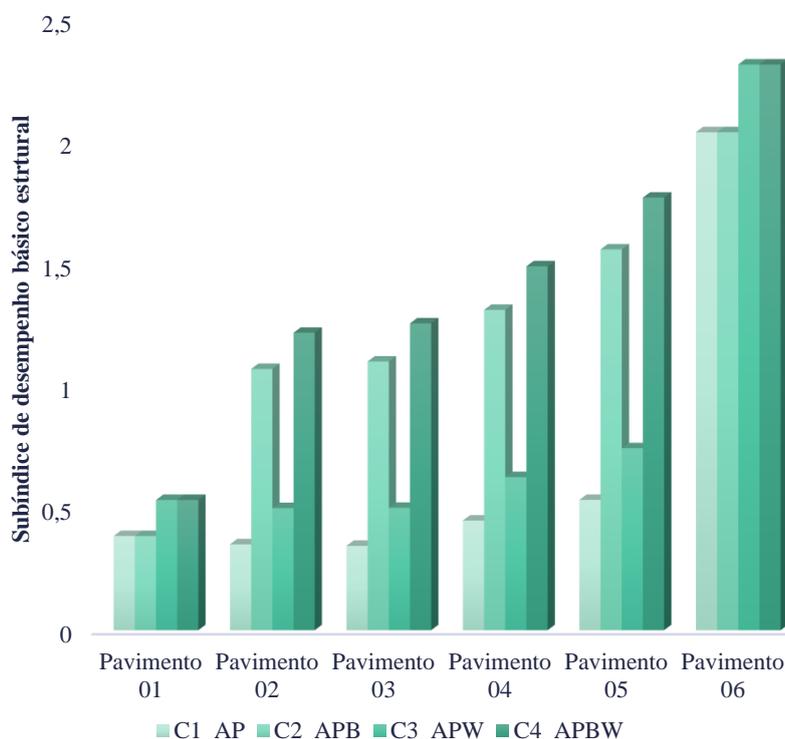


Figura 111. Comparação do subíndice de desempenho básico estrutural sem e com a participação das paredes estruturais

Nas demais análises que se seguem, adota-se a contribuição da área transversal das paredes, e os pilares brises participam apenas no último pavimento (tipologia C3_APW). A estrutura do Palácio da Justiça foi classificada na categoria de utilização $U = 1,0$ assim como os outros palácios. Portanto, os valores do índice de solicitação sísmica I_{50} , desde a zona 0 à zona 4, são elencados na Tabela 47.

Tabela 47. Índices de solicitação sísmica (I_{50}) da Estrutura do Palácio da Justiça. Fonte: Autoral.

Zona Sísmica	Classe de Terreno				
	Classe A	Classe B	Classe C	Classe D	Classe E
0	0,0166	0,0208	0,0249	0,0332	0,0519
1	0,0332	0,0415	0,0498	0,0664	0,1038
2	0,0664	0,083	0,0996	0,1328	0,2075
3 e 4	0,0996	0,1245	0,1494	0,1868	0,2614

Não se computa vulnerabilidade sísmica da estrutura do Palácio da Justiça em nenhuma zona sísmica ainda em solos moles (Classe E). Os Gráficos 112 a 115 comparam os índices de solicitação sísmica e o índice de desempenho sísmico da estrutura.

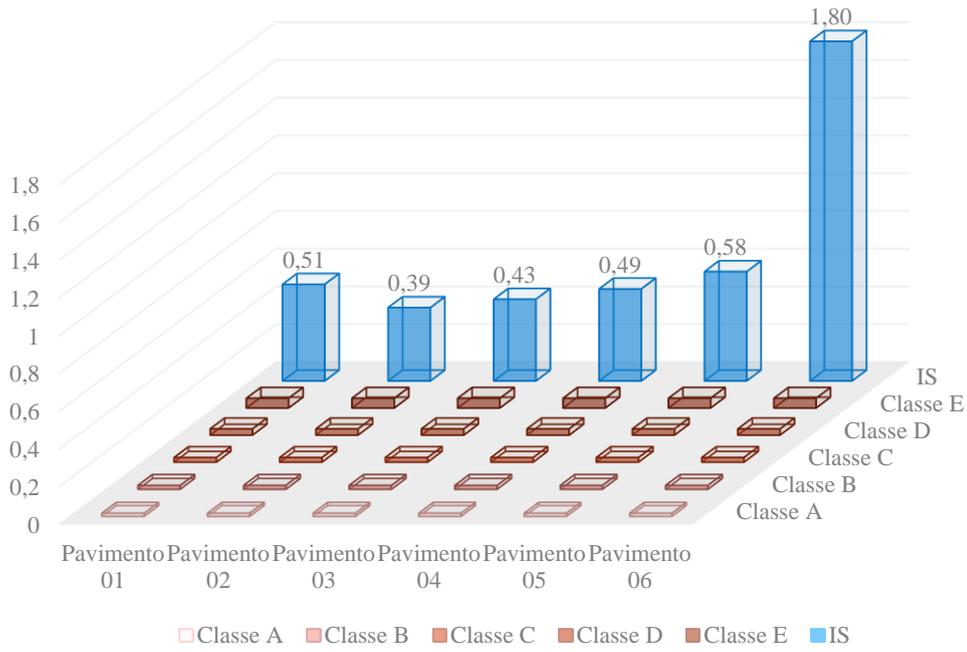


Figura 112. Gráfico comparativo da estrutura do Palácio da Justiça em zona sísmica 0. Fonte: Autoral.

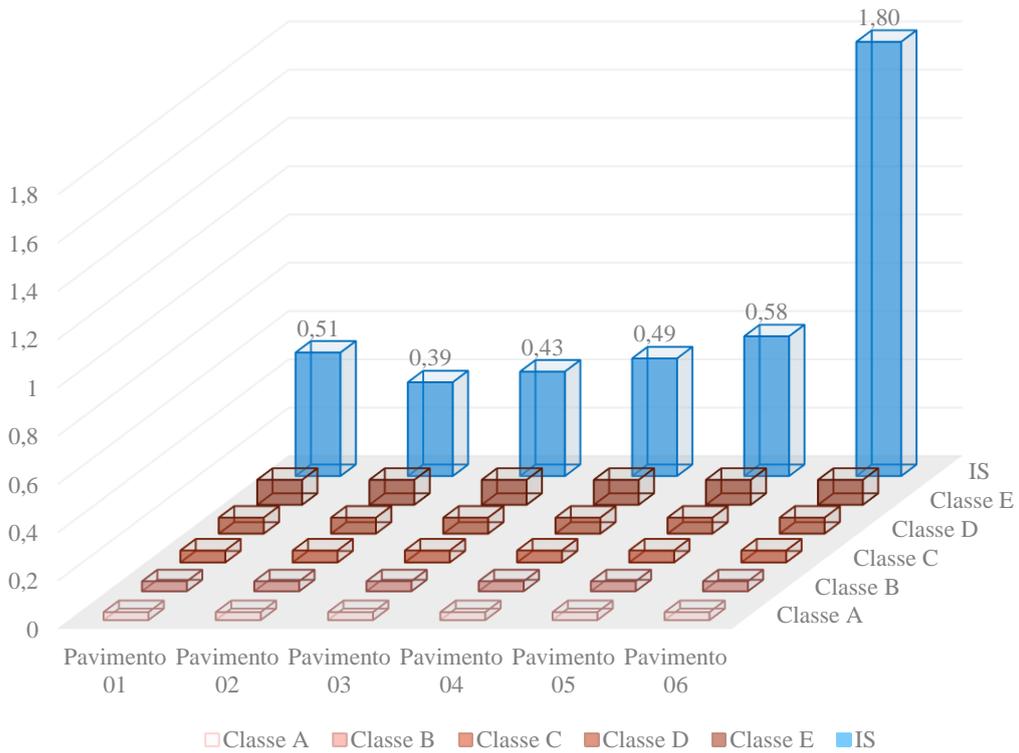


Figura 113. Gráfico comparativo da estrutura do Palácio da Justiça em zona sísmica 1. Fonte: Autoral.

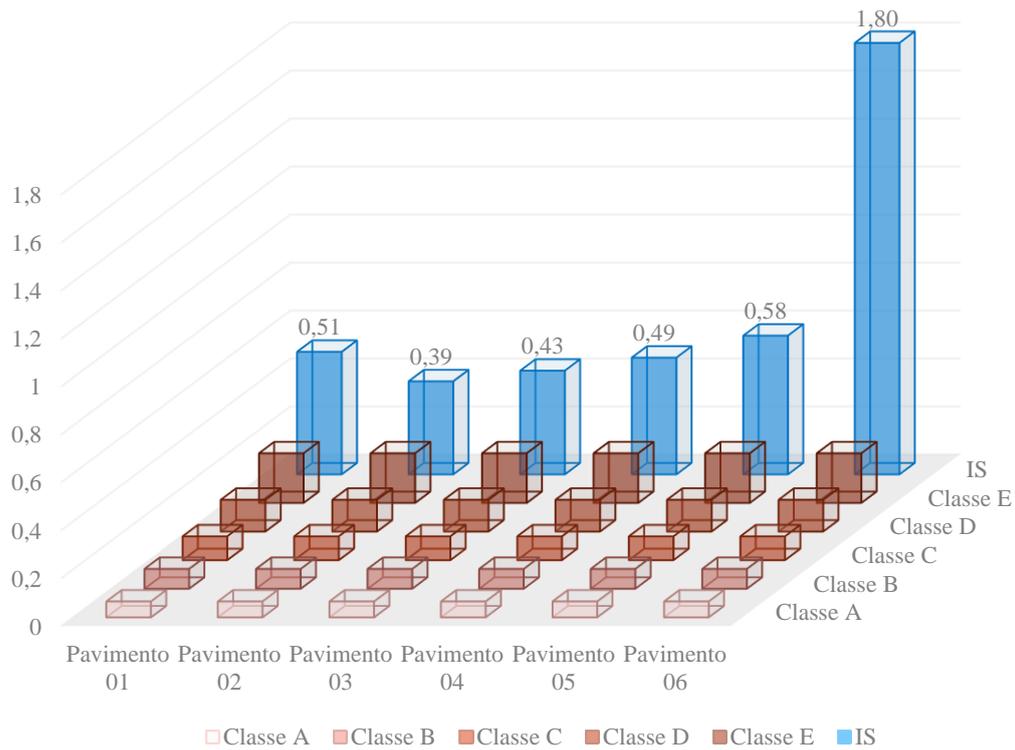


Figura 114. Gráfico comparativo da estrutura do Palácio da Justiça em zona sísmica 2. Fonte: Autoral.

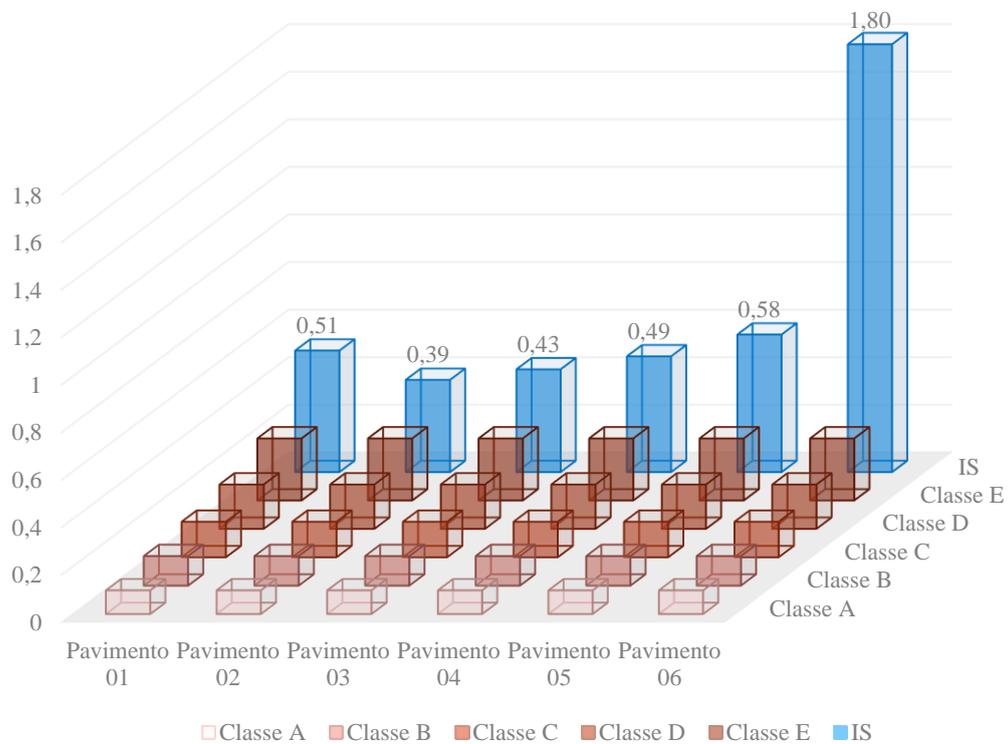


Figura 115. Gráfico comparativo da estrutura do Palácio da Justiça em zona sísmica 3 e 4. Fonte: Autoral.

A Figura 116 agrupa as reservas de capacidade resistente do Palácio da Justiça com $I_S = 0.3885$. Caso a estrutura apresentasse um fator de importância $U = 1,5$, R_{CR} estaria comprometida, isto é, indicaria vulnerabilidade da estrutura para a zona 3 e 4, na Classe de terreno E (Tabela 48).

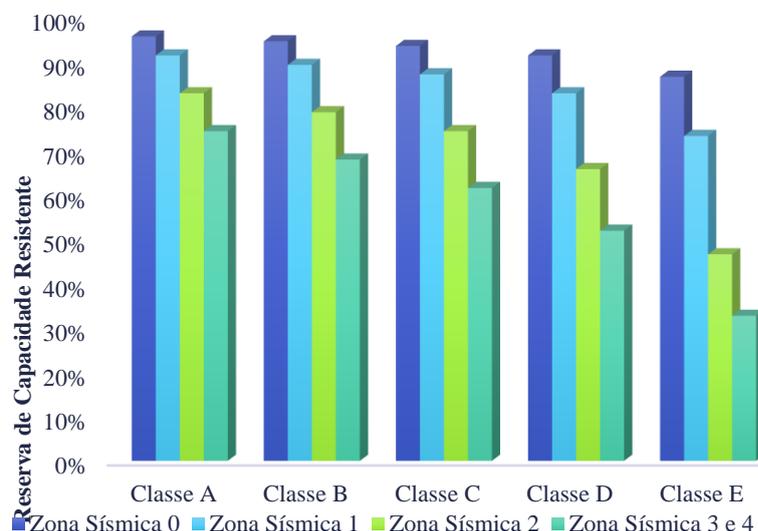


Figura 116. Gráfico da Reserva de Capacidade Resistente do Palácio da Justiça. Fonte: Autoral.

Tabela 48. Reserva de capacidade resistente da Estrutura do Palácio da Justiça ($U = 1.5$). Fonte: Autoral.

Zona Sísmica	Classe de Terreno				
	Classe A	Classe B	Classe C	Classe D	Classe E
0	94%	92%	90%	87%	80%
1	87%	84%	81%	74%	60%
2	74%	68%	62%	49%	20%
3 e 4	62%	52%	42%	28%	-1%

Assim como desenvolvido nas estruturas dos Palácios do Itamaraty e do Alvorada, para o Palácio da Justiça variou-se o grau de deterioração estrutural a fim de conhecer os valores máximos e mínimos do índice de desempenho sísmico I_S (Tabela 49). Como referência, o cenário 02 retrata a deterioração real da estrutura. O subíndice $T_D = 0.7$ diminui o desempenho sísmico do segundo pavimento para $I_S = 0,3399$. No cenário 04, o menor índice de desempenho sísmico se desloca para o quarto pavimento e, no cenário 01, o pior desempenho é registrado no terceiro pavimento ($I_S = 0.378756$). Destaca-se que tanto o primeiro quanto o último pavimento não protagonizaram o menor índice de desempenho sísmico, ainda que fosse $T_D = 0.7$ (Figura 117).

Tabela 49. Índices de desempenho sísmico do Palácio da Alvorada em função da variação da deterioração estrutural.
 Fonte: Autoral.

Pavimento	Cenário 01		Cenário 02		Cenário 03		Cenário 04	
	T_D	I_S	T_D	I_S	T_D	I_S	T_D	I_S
1	1	0.6396	0,8	0.5116	0,9	0.5756	0,7	0.4477
2	0,9	0.4371	0,8	0.3885	0,7	0.3399	1	0.4857
3	0,7	0.3787	0,8	0.4328	1	0.5410	0,9	0.4869
4	1	0.6091	0,8	0.4873	0,9	0.5482	0,7	0.4264
5	0.9	0.6516	0,8	0.5792	0,7	0.5068	1	0.7240
6	0.7	1.5739	0,8	1.7988	1	2.2485	0,9	2.0236

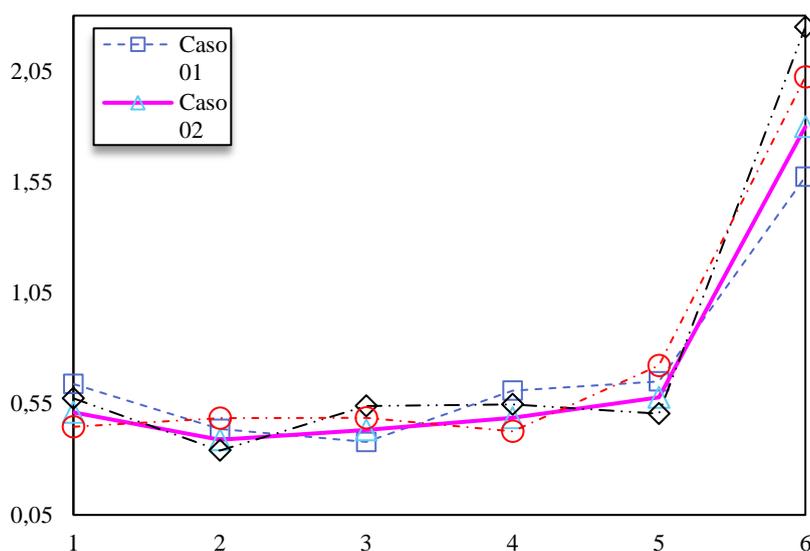


Figura 117. Índice de Desempenho Sísmico em função da deterioração estrutural

Na Figura 118, os índices e subíndices do primeiro nível da estrutura do Palácio da Justiça são: configuração estrutural (eixo X), deterioração estrutural (eixo Y) e índice de desempenho sísmico (eixo Z) para o valor constante de $E_0 = 0.533$. A resistência é caracterizada pela superfície inclinada e o plano horizontal (solicitação) com $I_{S0} = 0,2676$, (Zona 4, Classe E, $U = 1,0$). Para esse palácio, nas condições de contorno anteriormente descritas, o plano horizontal não intercepta a superfície de desempenho.

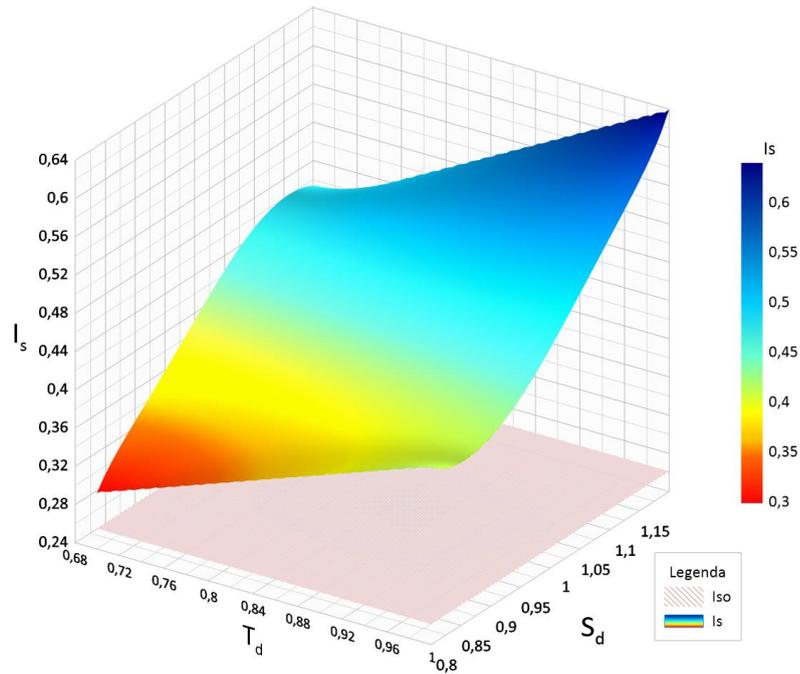


Figura 118. Superfície de desempenho sísmico da estrutura do Palácio da Justiça. Fonte: Autoral.

7.3.2 Análise Dinâmica

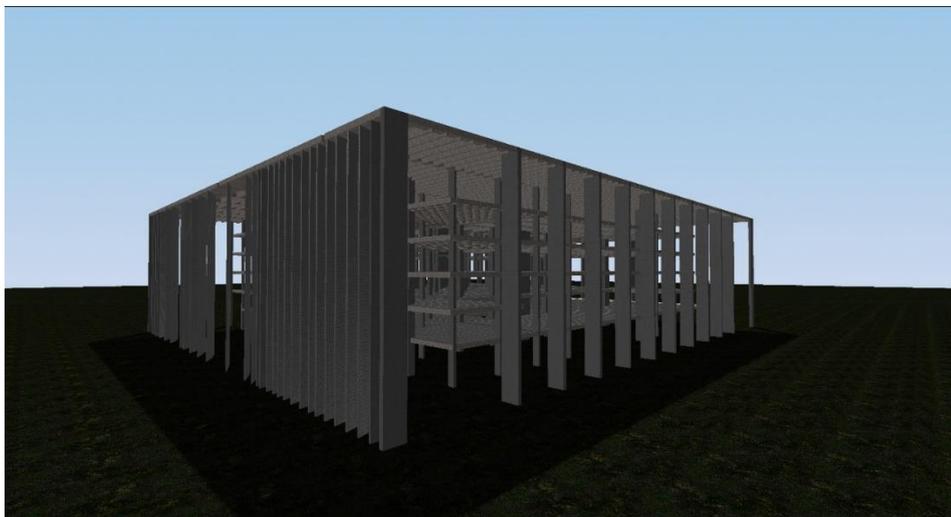


Figura 119. Modelo Estrutural do Palácio da Justiça no CAD/ TQS

Esta seção apresenta os resultados obtido da análise dinâmica e análise sísmica pelo método espectral do Palácio da Justiça efetuada com o auxílio do software TQS (CAD/TQS, INFORMATICA LTDA, 2023) com módulo de análise sísmica. O modelo 3D da estrutura palaciana está representado na figura 119. Neste modulo, até a versão V23, é possível especificar espectros para os três eixos ortogonais (x, y, z). O usuário pode ainda especificar o fator de

ponderação a ser aplicados aos valores de aceleração do espectro de resposta, taxa de amortecimento e os métodos de combinação modal para máxima resposta da estrutura: CQC ou SRSS. Convém ressaltar que a partir da versão v24 houve reformulação do editor de espectro com inclusão da norma brasileira NBR 15421:2023 com os parâmetros e mapas específicos do Brasil. A tabela 50 apresenta os valores dos períodos da estrutura nos dez primeiros modos de vibração calculado pelo software.

Tabela 50. Períodos da Estrutura do Palácio da Justiça.

Modo	Período(s)	Frequência (hz)	Autovalor
1	1.143	0.875	30.223
2	1.057	0.946	35.319
3	0.678	1.475	85.914
4	0.439	2.279	204.999
5	0.435	2.301	209.01
6	0.429	2.329	214.081
7	0.427	2.344	216.818
8	0.426	2.346	217.339
9	0.425	2.351	218.142
10	0.422	2.370	221.78

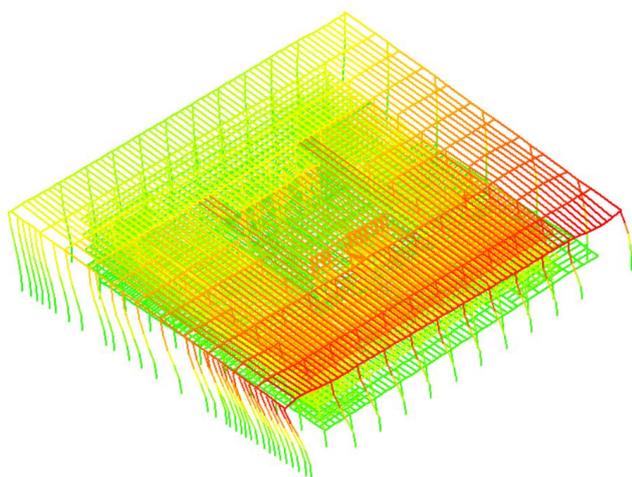
Os 10 primeiros modo de vibração não foram suficientes para atender ao disposto no item 10.1 da NBR 15421, (captura de no mínimo de 90% da massa efetiva em cada uma das direções ortogonais consideradas na análise) conforme tabela 51. No modo de vibração 145 se captura 90,15% da massa na direção X e 91,97% na direção Y.

Tabela 51. Participação modal da massa a Estrutura

Modo	Direção X	Direção Y
1	60,48	0,03
2	69,61	29,44
3	75,02	76,40
4	75,54	77,18
5	75,56	77,19
6	75,56	77,19
7	75,57	77,21
8	75,58	77,21
9	75,58	77,36
10	75,59	77,39

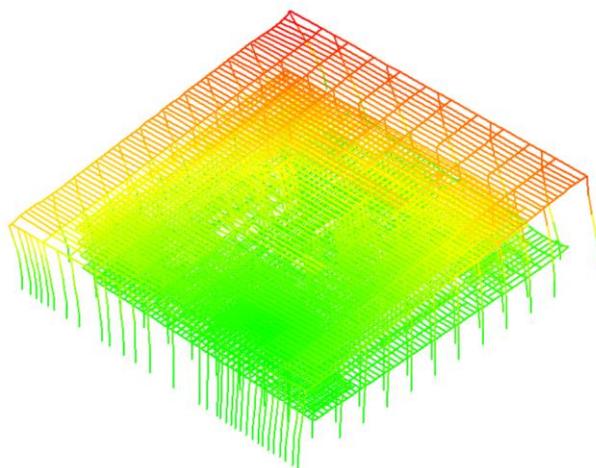
Optou-se por calcular os efeitos do sismo na estrutura por análise modal espectral, isto é, as ações sísmicas são representadas por um espectro de resposta de projeto com aceleração sísmica horizontal de 0,025g nas componentes X e Y na base da estrutura na classe de terreno E (solo

comumente verificado em Brasília). Para combinação dos valores máximos das contribuições modais, escolheu-se o critério da raiz quadrada da soma dos quadrados, introduzida na seção 4.3.5. A taxa de amortecimento correspondeu a 5%.



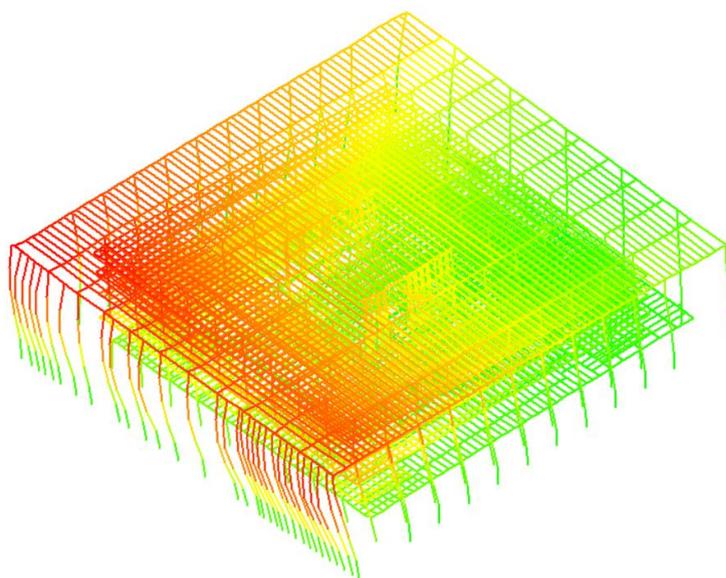
Primeiro modo de vibração

($T_s = 1.143 \text{ s} / f_s = 0.875 \text{ Hz}$)



Segundo modo de vibração

($T_s = 1.057 \text{ s} / f_s = 0.946 \text{ Hz}$)



Terceiro modo de vibração

($T_s = 0.678 \text{ s} / f_s = 1.475 \text{ Hz}$)

Figura 120. Modos de vibração do Palácio da Justiça

As forças sísmicas totais na base da estrutura do Palácio da Justiça estão expostas na tabela 52 para cada direção (X e Y) onde X é o eixo paralelo aos brises e Y o eixo perpendicular aos brises. Foi considerado um coeficiente de modificação de resposta, R, igual a 4 que corresponde a um

sistema sismo-resistente composto por pórticos com detalhamento usual e pilares-parede de concreto com detalhamento usual e fator de importância $I = 1,5$. Isto se faz necessário para atender ao disposto no item 10.2 da NBR 15421: todas as respostas modais obtidas em termos de forças devem ser multiplicadas pelo fator I/R . A figura 121 ilustra o espectro de respostas na unidade de m/s^2 . As curvas correspondem a uma mesma classe de terreno (Classe E), contudo, para acelerações sísmicas horizontais 0,025g, 0,05g, 0,10g e 0,15g relativo às zonas sísmicas.

Tabela 52. Análise Modal Espectral

Zona Sísmica	Direção (Espectro)	Fx (tf)*	Fy (tf)*
0,025 g	x'	269,12	101,50
	y'	101,50	194,76
0,05 g	x'	538,24	203,00
	y'	203,00	389,53
0,10 g	x'	1076,48	406,00
	y'	406,00	779,06
0,15 g	x'	1568,67	591,73
	y'	591,73	1135,25

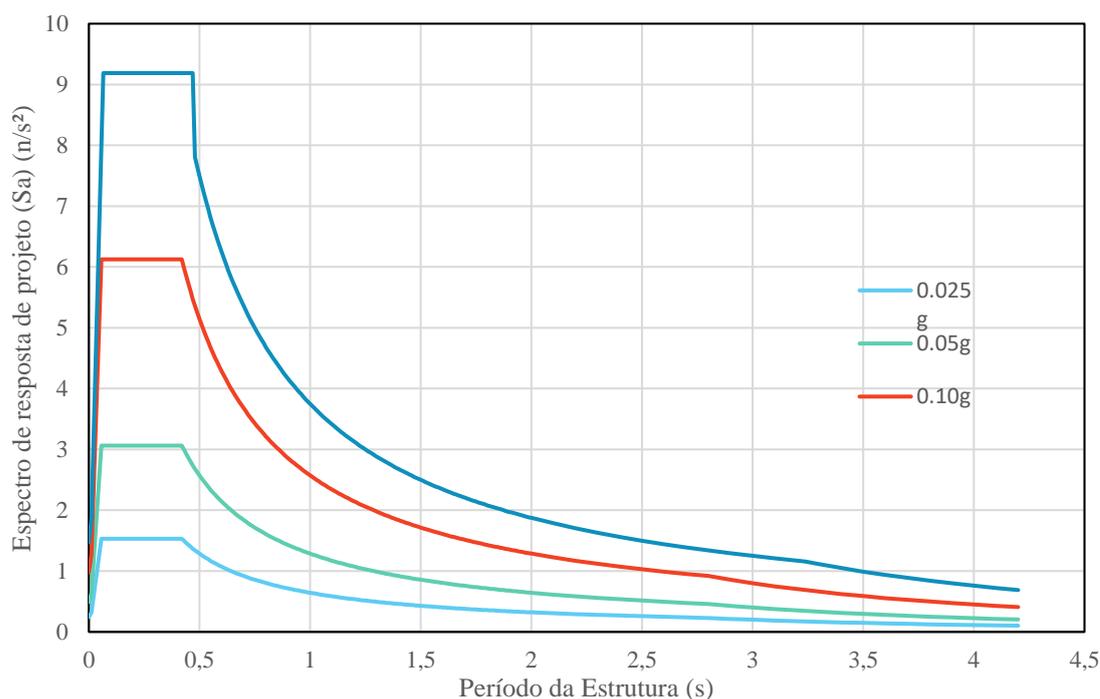


Figura 121. Espectro de Resposta de Projeto

7.3.3 Cenários Possíveis

A avaliação do desempenho da estrutura do Palácio da Justiça também foi feita por meio da simulação de Monte Carlo. Dois contextos de simulação são propostos da mesma maneira que se

realizou na análise determinística: contribuição ou não dos pilares brises por pavimentos (Tabela 53). Os índices de confiabilidade iniciais e finais são idênticos, apesar de, quando ocorre a consideração dos pilares brises em cada pavimento, o nível de segurança sísmica, a partir do segundo pavimento, se mantém acima do nível dedesempenho LS (Figura 122). Por outro lado, desprezando a somatória das áreas dos pilares brises, os níveis de segurança são reduzidos, permanecendo abaixo do nível IO.

Tabela 53. Índice de confiabilidade sem e com a participação dos brises por pavimento. Fonte: Autoral.

Pavimento	β	β_{brise}
P01	1.3068	1.3068
P02	1.2084	2.9657
P03	1.2867	3.1117
P04	1.6973	3.775
P05	2.192	4.1494
P06	5.6592	5.6592

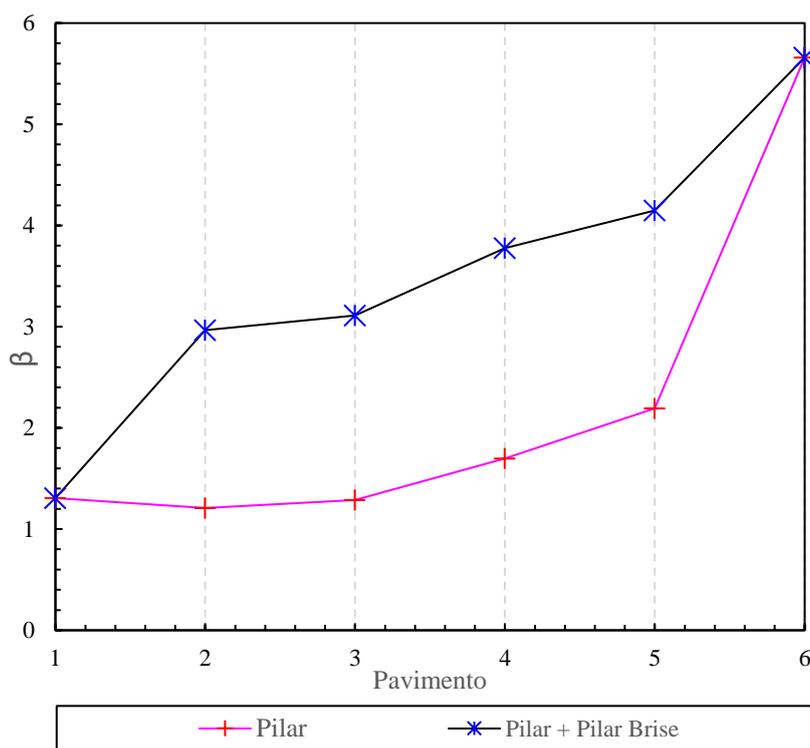


Figura 122. Índice de Confiabilidade por pavimento do Palácio da Justiça sem e com a participação das paredes estruturais

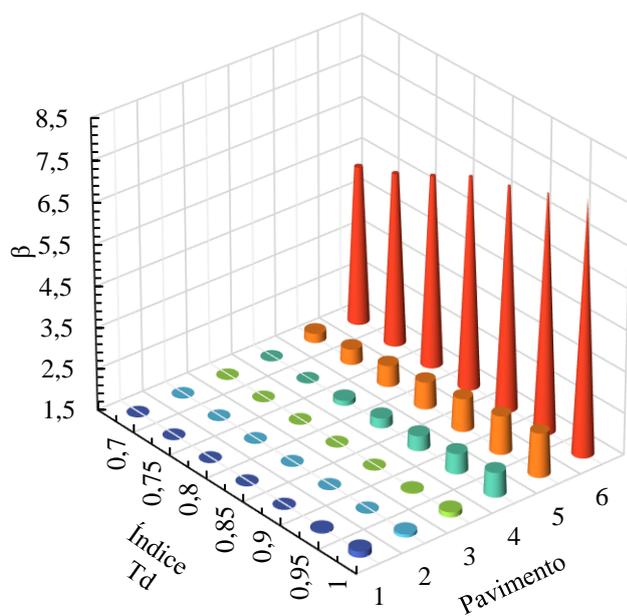
Outras simulações também foram efetuadas na avaliação da segurança como estabelecer a variável T_D determinística em cada simulação, variando de 0.7 a 1.0 em passos de 0.05. A Figura 123-a elucida o crescimento do índice de confiabilidade para cada pavimento. Enquanto os três

primeiros pavimentos possuem valores de confiabilidade próximos, há uma diferença expressa para os três últimos pavimentos, principalmente, no pavimento 06. Os resultados obtidos sugerem que, mesmo desconsiderando a deterioração estrutural, quatro pavimentos permanecem abaixo do nível de desempenho IO ($\beta = 2,5$). O último pavimento apresenta valores coerentes com o cálculo determinístico, visto que atende a todos os níveis de desempenhos objeto de análise.

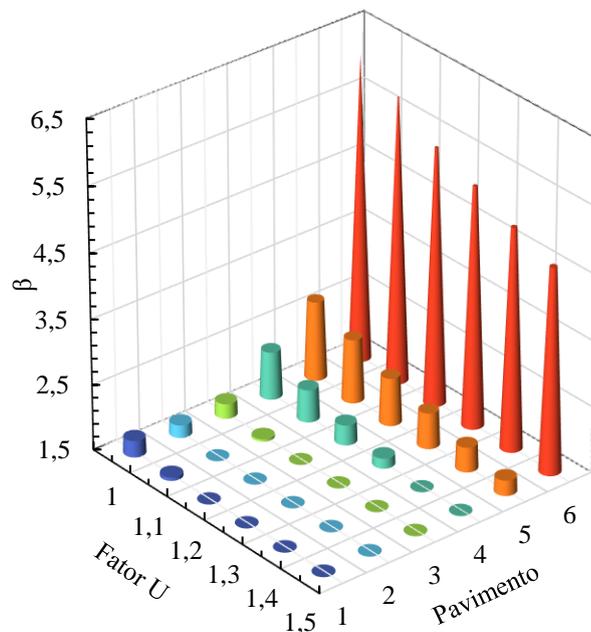
A segunda simulação envolve a manutenção do fator de importância da edificação. Corroborando os cálculos determinísticos, o aumento de falhas do sistema ocorre pelo aumento no fator de importância. A Figura 123-b apresenta o comportamento de cada pavimento em diferentes escalas de U. Igual comportamento observado nos três primeiros pavimentos, é visualizado também neste experimento, assim como um distanciamento dos três últimos pavimentos, com ênfase no sexto pavimento. Os níveis de segurança dos pavimentos 01 a 03 não atenderam aos índices de confiabilidade alvo.

Outra alteração sugerida é manter fixa a classe de terreno (Figura 123-c), enquanto as demais variáveis permanecem aleatórias. Também neste caso, o nível de segurança cai à medida que se avança para solos menos resistentes, por exemplo, solos moles. Como revelado antes, o nível de desempenho do primeiro pavimento foi levemente superior ao do segundo. E o comportamento de afastamento dos três últimos pavimentos é notado. Um aspecto interessante, que, novamente, se repete neste caso, é que mesmo em solo E, o pavimento 06 ainda possui alto nível de segurança sísmica. Para a classe de terreno A, o Palácio da Justiça atende ao nível de desempenho IO e, em alguns pavimentos, contempla também o nível de desempenho LS.

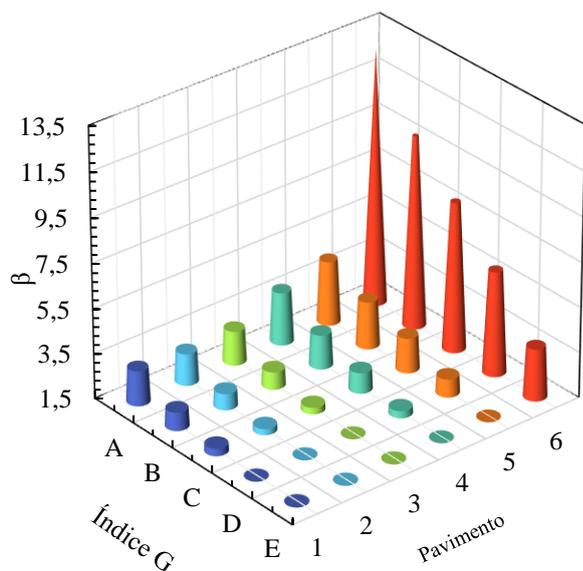
A adoção de diversas resistências à compressão do concreto no intervalo de 20 a 50 MPa também foi objeto de estudo. A Figura 123-d mostra o desempenho de cada pavimento, considerando diferentes f_c . Pode-se verificar que o aumento na resistência do concreto não é suficiente para um ganho significativo nível de segurança nos três pavimentos críticos (01, 02, 03). O quarto pavimento atende ao menor nível (IO), somente quando $f_c = 45$ MPa. Nesta mesma resistência do concreto, no quinto pavimento, há um atendimento do nível de desempenho (LS). O último pavimento permanece com níveis de segurança altos, atendendo a todos os níveis estipulados.



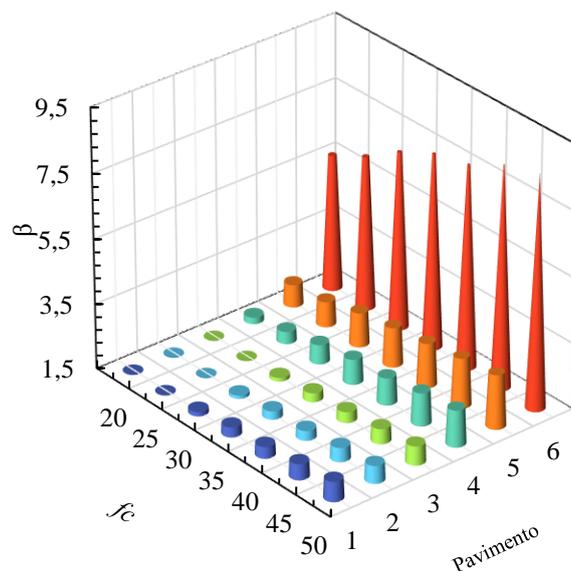
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 123. Comparação do Índice de confiabilidade por pavimento do Palácio da Justiça para valores fixo de U, Td, f_c e G.
Fonte: Autoral.

O espaço amostral para o primeiro pavimento está ilustrado na Figura 124-a com significativos pontos que violam a equação do estado limite (vermelho) e a outra parcela da amostra em cor cinza está associada aos pontos de sobrevivência. A figura 124-b esboça o plano de ruptura de forma que $N_{vs} \leq 0$ corresponde a falha e $N_{vs} > 0$ amostra segura para o primeiro pavimento.

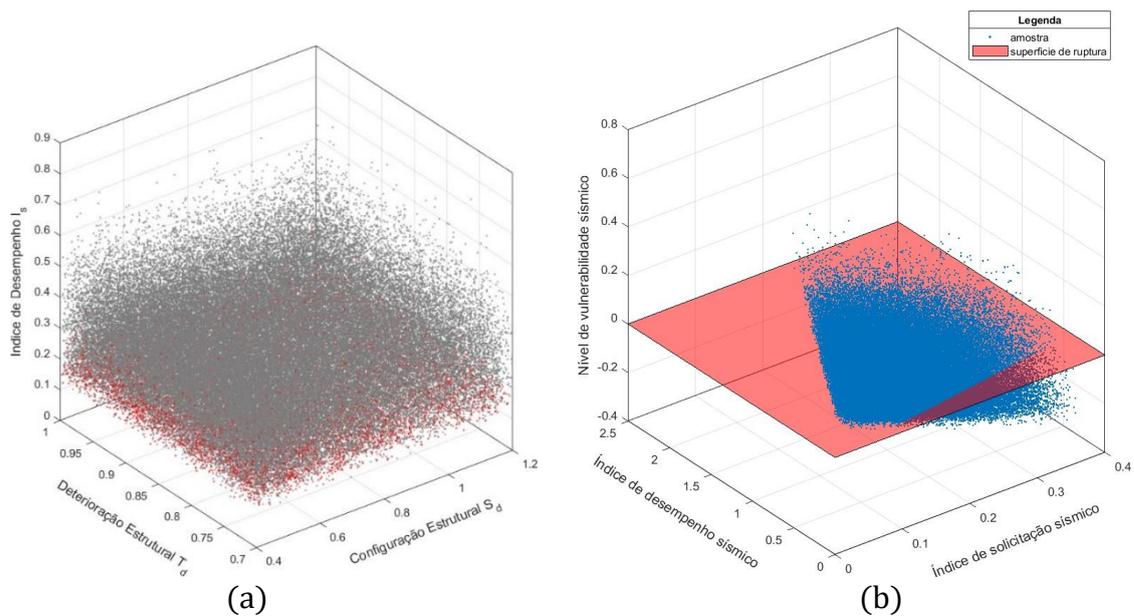


Figura 124. (a) Nuvem de poeira de pontos amostrados, (b) Poeira de pontos com plano de ruptura.
Fonte: Autoral.

7.3.4 Cenários Prováveis

Nesta seção busca-se delimitar a análise de confiabilidade às condições de contorno da cidade de Brasília e ao patrimônio analisado. A distribuição de probabilidade e respectivos parâmetros foram apresentados na seção 6.4.2 e se limita por exemplo à deterioração real do palácio – no caso da variável T_D – e à zona sísmica 0 e 1. O índice de confiabilidade $\beta = 2.5017$ e probabilidade de falha $p_f = 0.0062$ implica em atendimento do nível de segurança IO. A figura 125 ilustra sobreposição das curvas de densidade de probabilidade do índice I_S e do índice I_{S0} .

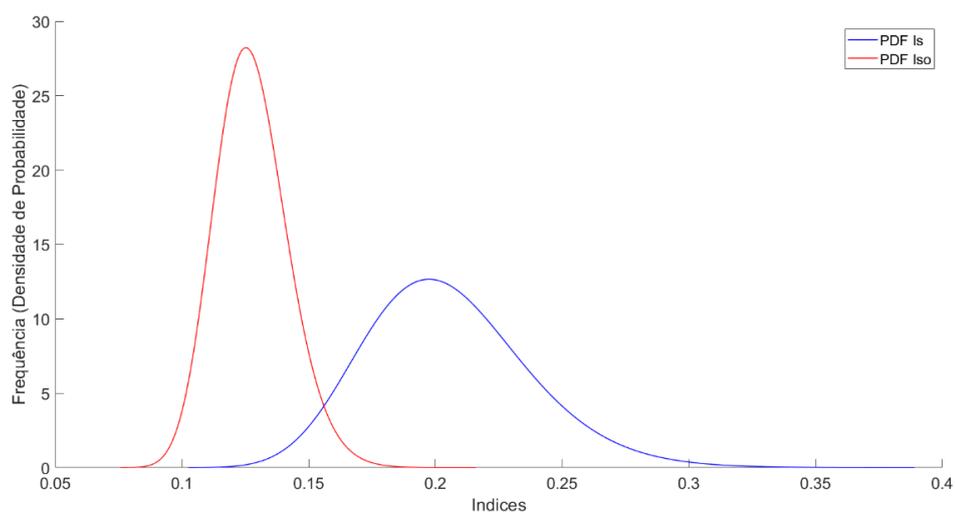


Figura 125. Distribuição Logarítmica de Resistencia (I_S) e Solicitação (I_{S0}) do Palácio da Justiça

7.4 Estrutura do Palácio da Supremo Tribunal Federal

O Palácio do Supremo Tribunal Federal, edifício que abriga a corte constitucional do Brasil, situa-se nas coordenadas geográficas $15^{\circ}48'7.85''\text{S}$ e $47^{\circ}51'43.11''\text{O}$ (Figura 126), na Praça dos Três Poderes em Brasília. Oscar Niemeyer desenvolveu os projetos deste Palácio com a participação dos arquitetos Nauro Esteves e Glauco Campelo. Há divergência sobre a autoria do projeto estrutural entre Joaquim Cardozo, conforme biografia desenvolvida por Maria do Carmo Lyra e Maria Valéria, e o engenheiro Werner Muller, desenhista no escritório de Emilio Baumgart, segundo Vasconcelos (1992).



Figura 126. Palácio do STF, vista satélite. Fonte: Google Earth, 2023.

Neste Palácio, predomina o formato retangular dos planos horizontais, com dimensões 75 m x 56 m, distribuição dos planos de lajes nas cotas +1,30 m, + 4,20 m, + 7,65 m e + 11,80 m, em 4 pavimentos (Figura 127). Um deles é um subsolo semienterrado. Igualmente ao Palácio da Alvorada, há laje nervurada dupla com espessuras mínimas de 4 cm para ambas as mesas. São artifícios empregados na estrutura do Palácio do STF, totalizando altura de 45 cm nos pavimentos intermediários e a altura de 130 cm para a cobertura. Repete-se, também, a redução gradativa da espessura da laje nas bordas com chanfros a fim de ressaltar a espessura aparente (Silva, 2012).



Figura 127. Palácio do Supremo Tribunal Federal

Os elementos verticais se agrupam em pilares quadrados, retangulares, pilares circulares, pilares paredes e as colunatas com variação de seção. Os pilares externos com seção $40 \times 70 \text{ cm}^2$ cumprem a função de receber, exclusivamente, as cargas da laje da cobertura. Ao lado desses pilares, descem tubos de águas pluviais encobertos por revestimento metálico. Nas fachadas norte e sul, encontram-se os pilares com diâmetro $\varnothing 30 \text{ cm}$, que encaminham as cargas apenas dos pavimentos, tanto que essa prumada não se estende até a laje de cobertura. Nas elevações leste e oeste, localizam-se os pilares com diâmetro $\varnothing 50 \text{ cm}$ que terminam no plano da cobertura. Além disso, esses pilares abrigam condutos de águas pluviais.

Acerca dos elementos horizontais, vigas, vigas-faixas e vigas diagonais com variadas seções, com $20 \times 55 \text{ cm}^2$, $30 \times 55 \text{ cm}^2$, $40 \times 55 \text{ cm}^2$, $60 \times 55 \text{ cm}^2$ ou ainda $100 \times 55 \text{ cm}^2$. O piso do pavimento térreo, elevado 1,30 m do nível do terreno, foi previsto, inicialmente, com uma espessura de 40 cm, contudo, a análise estrutural e o dimensionamento foram viabilizados com 55 cm, incluindo, ainda com uma linha de apoios $60 \times 60 \text{ cm}^2$, o que resultou em um balanço de 4,80 m apenas nas elevações frontal e posterior. Para as varandas laterais, os vãos são constantes de 6,20 m entre a extremidade da coluna externa e os pilares do subsolo.

Merece destaque na concepção estrutural a descontinuidade de alguns elementos verticais. Os pilares $80 \times 80 \text{ cm}^2$ do subsolo, por exemplo, se modificam para seção circular no pavimento 02. Há paredes estruturais que terminam na primeira laje ou reduzem a área de concreto, a partir do plano intermediário. É garantida a continuidade em todos os pisos dos pilares-parede da caixa do elevador. O segundo plano de laje do Palácio do STF se caracteriza por abertura em planta de

17,41 m x 15,60 m, no núcleo da edificação, possibilitando o pé direito duplo do plenário do tribunal com emprego constante de vigas faixa 150 x 45 cm² para vencer vãos de até 12,50 m.

A disposição dos elementos horizontais do terceiro plano de laje sofre poucas mudanças se comparada com o nível inferior, ao continuar o emprego de vigas faixas com seção 100 x 45 cm² e 150 x 45 cm². Salienta-se que a laje central sobre o plenário descarrega na viga principal com seção 80 x 45 cm² e vão de 15,65 m. Dada a ausência dos projetos originais do palácio, não foi possível verificar o detalhamento e outras informações dessa peça estrutural ou quanto de contra flecha foi proposta para a execução. No plano da cobertura, se beneficiou do artifício de aumento da rigidez dos elementos (altura de 1,30 m) para vencer vãos de até 12,95 m. As vigas nervuradas de 15 x 150 cm² compõe a grelha bidirecional. As cargas da cobertura são parcialmente descarregadas nas colunas externas por meio de vigas com variação de seção. Nos trechos constantes, a seção é 200 x 130 cm². A solução de vigas diagonais 120 x 130 cm² é aplicada nas extremidades a fim de reduzir os balanços da cobertura. Como nas elevações norte e sul não existem colunas externas, as lajes nervuradas em balanços alcançam vão de 11,15 m com nervura ortogonal 15 x 130 cm², no ponto médio do vão livre. As fundações do Palácio do Supremo Tribunal Federal foram contratadas no mesmo período do Palácio do Planalto, sob a responsabilidade da empresa Estaca Franki LTDA., e a execução da obra ficou com Construtora Rabello S.A.



Figura 128. Modelagem tridimensional do sistema estrutural do Palácio do Supremo Tribunal Federal. Fonte: Autoral.

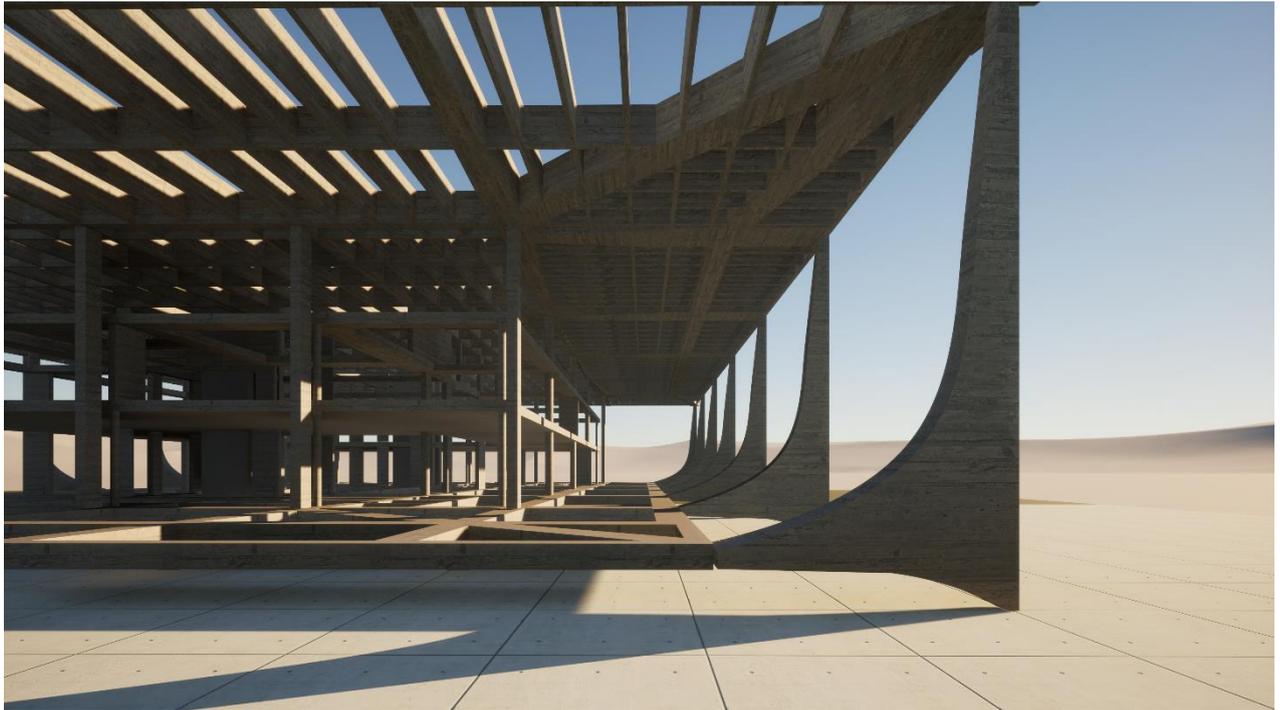


Figura 129. Detalhe da colonata do Palácio do Supremo Federal. Fonte: Autoral.



Figura 130. Detalhe da primeira laje do Palácio do Supremo Tribunal Federal. Fonte: Autoral.

As Tabelas 54 a 55 sintetizam as principais informações necessárias para o cálculo do índice de desempenho sísmico do Palácio do STF.

Tabela 54. Características e propriedades necessárias para o cálculo do índice de desempenho sísmico do Subsolo e Térreo. Fonte: Autoral.

	Pavimento 01	Pavimento 02
Nível da Laje	+1,30 m	+4,20 m
Peso total acima do nível considerado (W)	8805771.63 kgf	6416856.41 kgf
Área do Pavimento	3330 m ²	1300 m ²
Somatória da Área da Seção Transversal (A_{c2})	367000 cm ²	60179.2 cm ²
Menor Dimensão (cm)	4440 cm	3140 cm
Maior Dimensão (cm)	7500 cm	5005 cm
h_0 (livre)	375 cm	375 cm
Menor dimensão do pilar (D)	20 cm	20 cm
Área do Pátio	0 m ²	2628 m ²
Período da estrutura (T_a) em segundos	0.4296	0.4296

Tabela 55. Características e propriedades necessárias para o cálculo do índice de desempenho sísmico do Segundo e Terceiro pavimento. Fonte: Autoral.

	Pavimento 03	Pavimento 04
Nível da Laje	+7,65 m	+11,80 m
Peso total acima do nível considerado (W)	5612783.12 kgf	4774996.51 kgf
Área do Pavimento	1572 m ²	4200 m ²
Somatória da Área da Seção Transversal (A_{c2})	55708.85 cm ²	83217.48 cm ²
Menor Dimensão (cm)	3140 cm	5600 cm
Maior Dimensão (cm)	5005 cm	7500 cm
h_0 (livre)	300 cm	285 cm
Menor dimensão do pilar (D)	20 cm	20 cm
Área do Pátio	2628 m ²	0 m ²
Período da estrutura (T_a) em segundos	0.4296	0.4296

7.4.1 Aplicação

Esta seção apresenta a aplicação do Método de Hirosawa Adaptado e a análise dos resultados obtidos para o Palácio do Supremo Tribunal Federal. A Tabelas 56 aglomera os valores dos índices de desempenho, subíndice de desempenho básico estrutural, subíndice de configuração estrutural, subíndice de deterioração estrutural por pavimento da estrutura do palácio. Novamente, dois casos são estudados: a não consideração das paredes estruturais (C1AP) e a avaliação com a participação deste elemento (C2APW).

Tabela 56. Índices sísmicos da estrutura do Palácio do STF sem a consideração de paredes estruturais. Fonte: Autoral.

Índices	Pavimento 01	Pavimento 02	Pavimento 03	Pavimento 04
E_0	0.9226	0.1717	0.1561	0.2411
S_D	1.2	0.9234	0.9234	1,2
T_D	0,80	0,80	0,80	0,80

I_S	0.8856	0.1268	0.1153	0.2315
-------	--------	--------	--------	--------

Na tipologia C1AP, são registrados baixos valores do subíndice de desempenho básico estrutural, com exceção do pavimento 01, que tem $E_0 = 0.9226$, justificado por $A_{c2} = 367000 \text{ cm}^2$. O menor valor do subíndice $E_0 = 0.1561$ está no pavimento 03, onde também é verificada menor área total de concreto dos pilares ($A_{c2} = 55708,85 \text{ cm}^2$). Assim, o índice de desempenho sísmico do Palácio do STF acompanha os valores do subíndice de desempenho básico estrutural E_0 , com destaque, neste caso de C1AP, para o pavimento 03 com $I_S = 0.1153$.

Para as análises envolvendo também as paredes estruturais, destaca-se que o mínimo valor de E_0 não mais está no pavimento 03, mas, sim, no pavimento 04. Contudo, nesse caso, o menor valor $I_S = 0.4090$, encontrado no pavimento 02, excepcionalmente, não está atrelado ao menor subíndice E_0 . A explicação está no subíndice de configuração estrutural $S_D = 0,9234$, categorizado pelos itens regularidade em planta, pátio interno e não uniformidade da rigidez vertical dos elementos. Apesar da planta ser retangular, o que, em um primeiro momento, conduziria a um fator unitário, as entrâncias e as irregularidades, que, devido à abertura na planta (Espaço do Plenário), penalizam a estrutura. A inexistência de uniformidade da rigidez dos elementos verticais em altura é atribuída nos pavimentos 02 e 03, pois há o acréscimo de paredes estruturais, que não estão dispostas nos pavimentos inferiores, bem como a redução da espessura de paredes estruturais existente ou ainda a não continuidade entre os pavimentos 03 e 04.

O subíndice de deterioração estrutural $T_D = 0,8$ foi estabelecido para todos os pavimentos, assim como ocorreu nos Palácios já analisados, motivado pela idade da edificação. A Figura 131 expressa esses dois casos abordados, evidenciando a variação do índice de desempenho sísmico da edificação.

Tabela 57. Índices sísmicos da estrutura do Palácio do STF com a participação de paredes estruturais. Fonte: Autoral.

Índices	Pavimento 01	Pavimento 02	Pavimento 03	Pavimento 04
E_0	2.7724	0.5537	0.6447	0.6
S_D	1.2	0.9234	0.9234	1,2
T_D	0,80	0,80	0,80	0,80
I_S	2,661504	0.4090	0,47625	0.576

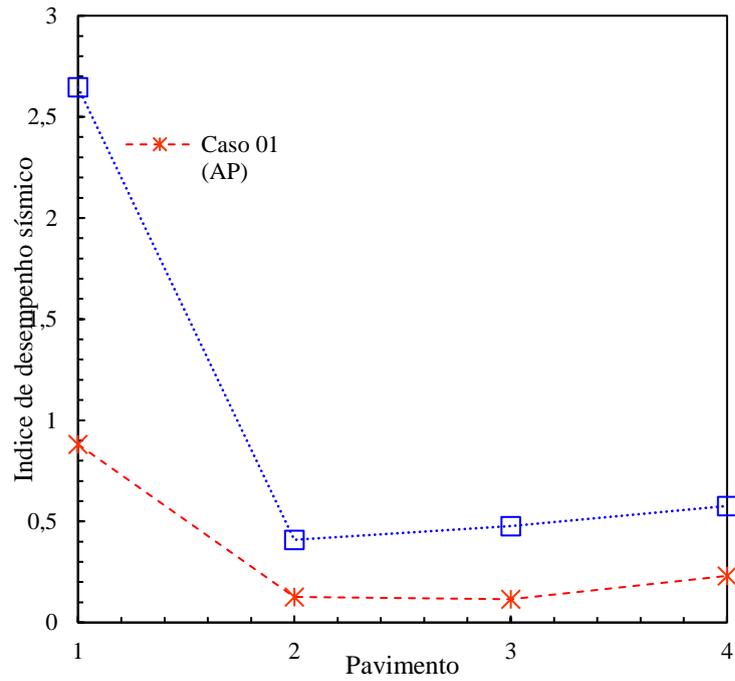


Figura 131. Índice de Desempenho Sísmico em função da deterioração estrutural

A Figura 132 indica o comportamento do subíndice de desempenho básico estrutural ao longo dos pavimentos do Palácio do STF, nos dois casos apresentados nesta seção.

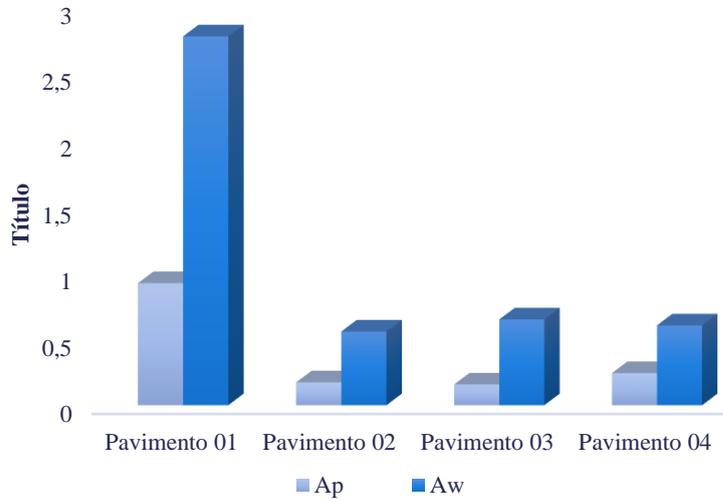


Figura 132. Comparação do subíndice de desempenho básico estrutural sem e com a participação das paredes estruturais

Nas análises de vulnerabilidade a seguir, a contribuição das paredes estruturais e pilares será adotada. A categoria de utilização $U = 1,0$ foi fixada para estrutura do STF. Os valores do índice de solicitação sísmica I_{S0} , para esta zona sísmica estão agrupados na tabela 58.

Tabela 58. Índices de solicitação sísmica (Is0) da Estrutura do Palácio do STF. Fonte: Autoral.

Zona Sísmica	Classe de Terreno				
	Classe A	Classe B	Classe C	Classe D	Classe E
0	0,0166	0.0208	0.0249	0.0332	0.0519
1	0.0332	0.0415	0.0498	0.0664	0.1038
2	0.0664	0.083	0.0996	0.1328	0.2075
3 e 4	0.0996	0.1245	0.1494	0.1868	0.2614

Não se registra no Palácio do STF vulnerabilidade sísmica mesmo em zonas sísmicas moderadas e ainda em solos com alta amplificação sísmica (classe E), (Figuras 133 a 136.).

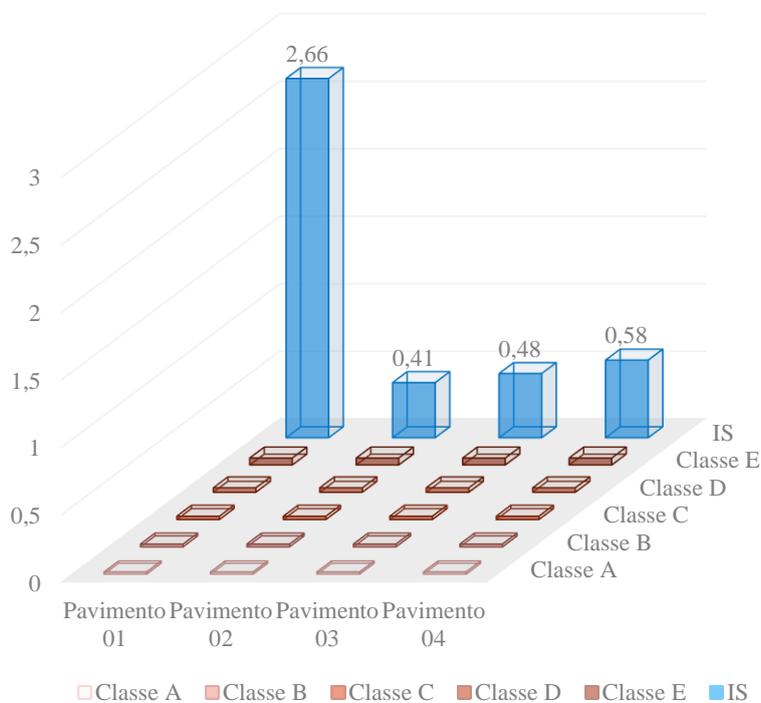


Figura 133. Gráfico comparativo da estrutura do Palácio do STF em zona sísmica 0. Fonte: Autoral.

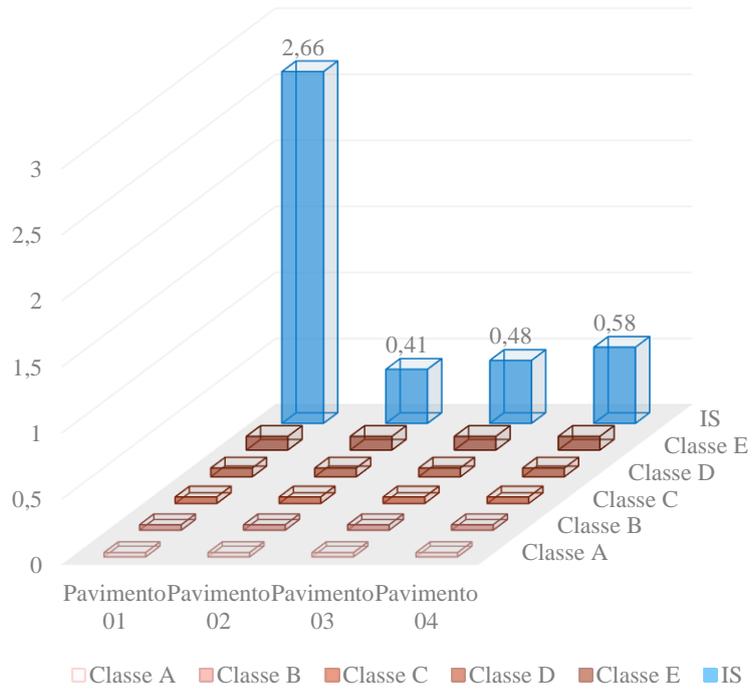


Figura 134. Gráfico comparativo da estrutura do Palácio do STF em zona sísmica 1. Fonte: Autoral.

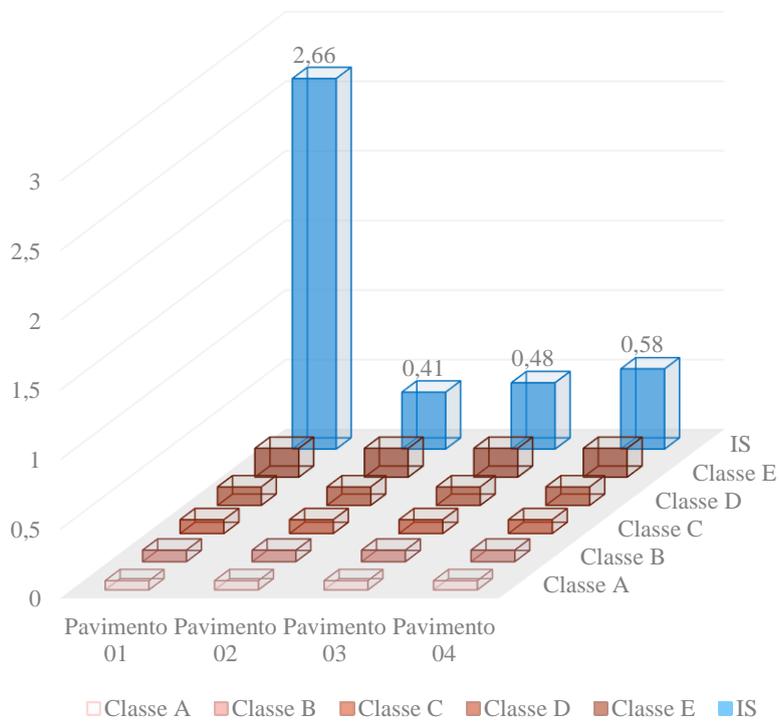


Figura 135. Gráfico comparativo da estrutura do Palácio do STF em zona sísmica 2. Fonte: Autoral.

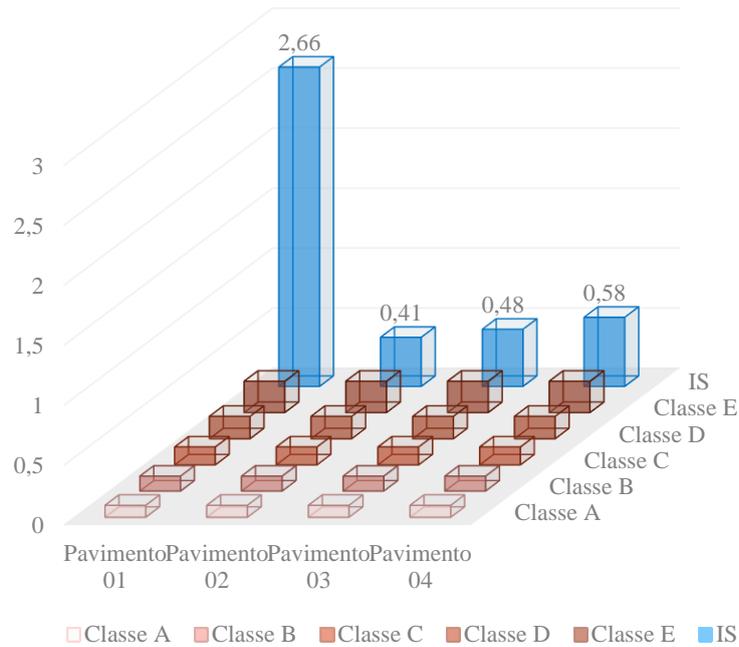


Figura 136. Gráfico comparativo da estrutura do Palácio do STF em zona sísmica 3 e 4. Fonte: Autoral.

Em termos de reserva de capacidade R_{CR} , para fator de importância $U = 1,0$ a Figura 137 mostra o decréscimo de R_{CR} em função da zona sísmica e da classe de solo para $I_S = 0,40903$ (pavimento 02).

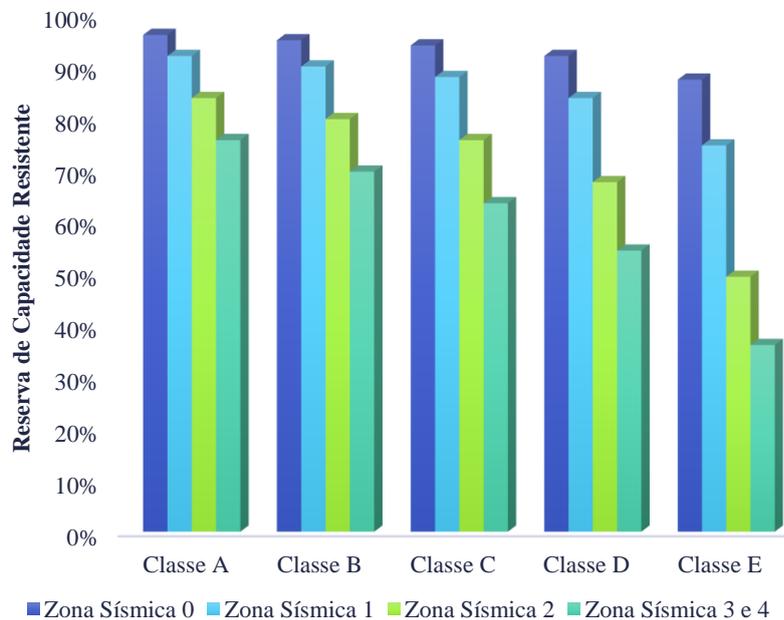


Figura 137. Gráfico da Reserva de Capacidade Resistente do Palácio do STF. Fonte: Autoral.

É importante observar que mesmo alterando o fator de importância para $U = 1,5$ (Tabela 59), o Palácio do STF ainda possui reserva da capacidade resistente R_{CR} , até mesmo para sismos

moderados (Zonas 03 e 04) em solos moles (Classe E).

Tabela 59. Reserva de capacidade resistente da Estrutura do Palácio do STF (U = 1,5). Fonte: Autoral.

Zona Sísmica	Classe de Terreno				
	Classe A	Classe B	Classe C	Classe D	Classe E
0	94%	92%	91%	88%	81%
1	88%	85%	82%	76%	62%
2	76%	70%	63%	51%	24%
3 e 4	63%	54%	45%	32%	4%

Variou-se o grau de deterioração estrutural a fim de conhecer os valores máximos e mínimos do índice de desempenho sísmico I_S (Tabela 60). O caso 02 sempre retrata a deterioração real da estrutura. O subíndice $T_D = 0,7$, estipulado no caso 04 para o primeiro pavimento, pouco perturba o índice de desempenho sísmico ($I_S = 2.3288$), de modo que nenhum grau de deterioração abrangido pelo método é capaz de tornar I_S o menor dentre os demais pavimentos. No cenário 04, ocorre o menor valor de o índice I_S no quarto pavimento, motivado também por $T_D = 0,7$.

Tabela 60. Índices de desempenho sísmico do Palácio da Alvorada em função da variação da deterioração estrutural. Fonte: Autoral.

Pavimento	Caso 01		Caso 02		Caso 03		Caso 04	
	T_D	I_S	T_D	I_S	T_D	I_S	T_D	I_S
1	1	3.3268	0,8	2.6615	0,9	2.9941	0,7	2.3288
2	0,9	0.4601	0,8	0.4090	0,7	0.3579	1	0.5112
3	0,7	0.4167	0,8	0.4762	1	0.5953	0,9	0.5350
4	1	0.7200	0,8	0.5760	0,9	0.6480	0,7	0.5040

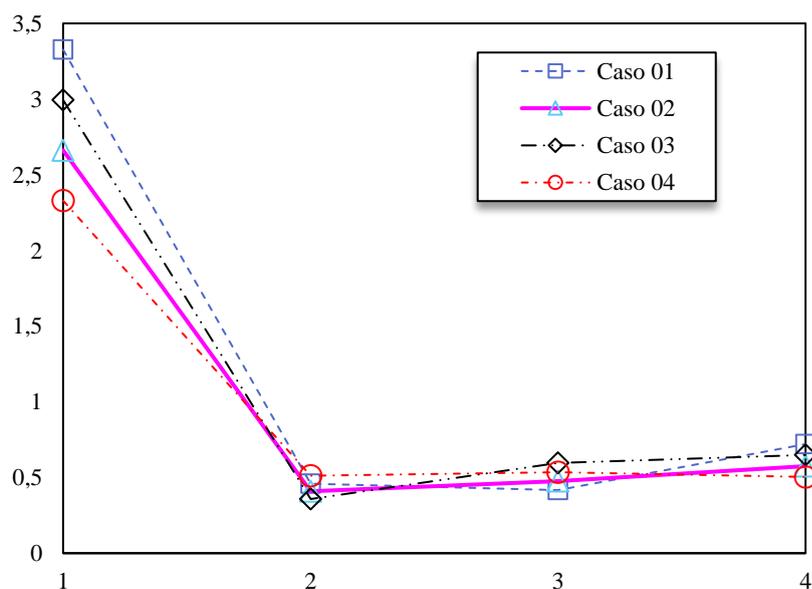


Figura 138. Índice de Desempenho Sísmico em função da deterioração estrutural

A superfície de desempenho sísmico construída para a primeiro pavimento da estrutura do Palácio do STF está ilustrado na Figura 139. Para o primeiro pavimento foi definido o valor constante de $E_0 = 2.7724$. A resistência sísmica é definida pela superfície inclinada e o plano horizontal (solicitação) com $I_{S0} = 0,2676$ (Zona 4, Classe E, $U = 1,0$). Nas condições de contorno anteriormente descritas, o plano horizontal não intercepta a superfície de desempenho, como esperado, há um afastamento significativo entre a superfície e o plano.

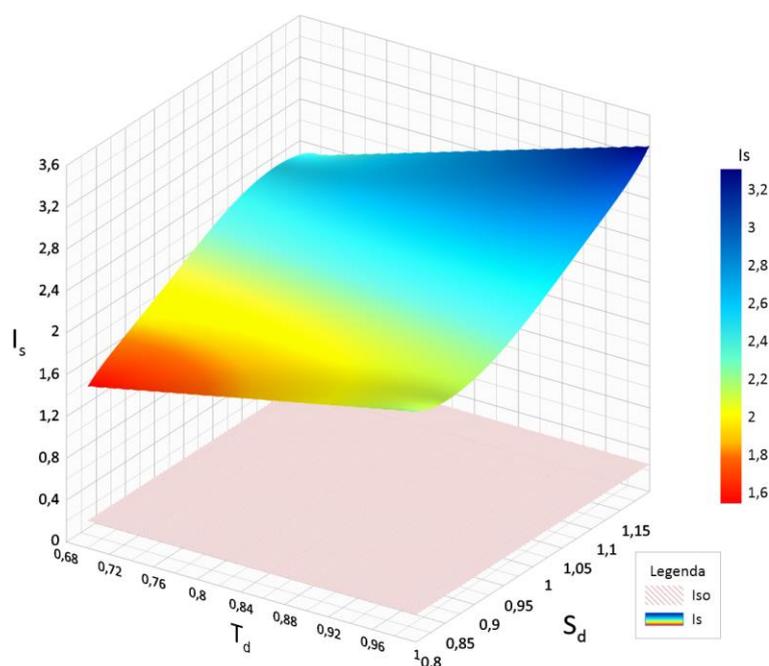


Figura 139. Superfície de desempenho sísmico da estrutura do Palácio do STF. Fonte: Autoral.

7.4.2 Cenários Possíveis

A estrutura do Palácio do STF é, então, analisada, probabilisticamente, pela simulação de Monte Carlo a fim a propensão à falha do sistema e o índice de confiabilidade. Tal, como na análise determinística, são realizadas simulações, considerando ou não as paredes estruturais. Esses valores estão representados na Tabela 61 para cada pavimento do Palácio.

Tabela 61. Índice de confiabilidade sem e com a participação das paredes estruturais por pavimento. Fonte: Autoral.

Pavimento	β	β_{wall}
P01	3.0701	8.215
P02	-0.1113	1.6425
P03	-0.2315	2.006
P04	0.4049	1.7221

Nota-se na figura 140, concordante com resultados determinísticos, que o pavimento 01 possui elevada confiabilidade ocasionada pelos valores do subíndice E_0 , principalmente, quando da

participação das paredes estruturais. Outro ponto que merece destaque é a alta contribuição que esses elementos apresentam dentro do sistema, pois a não consideração torna $\beta < 0$ (falha total do sistema), assim, ao incorporar estes elementos, β assume valores próximos a 2.

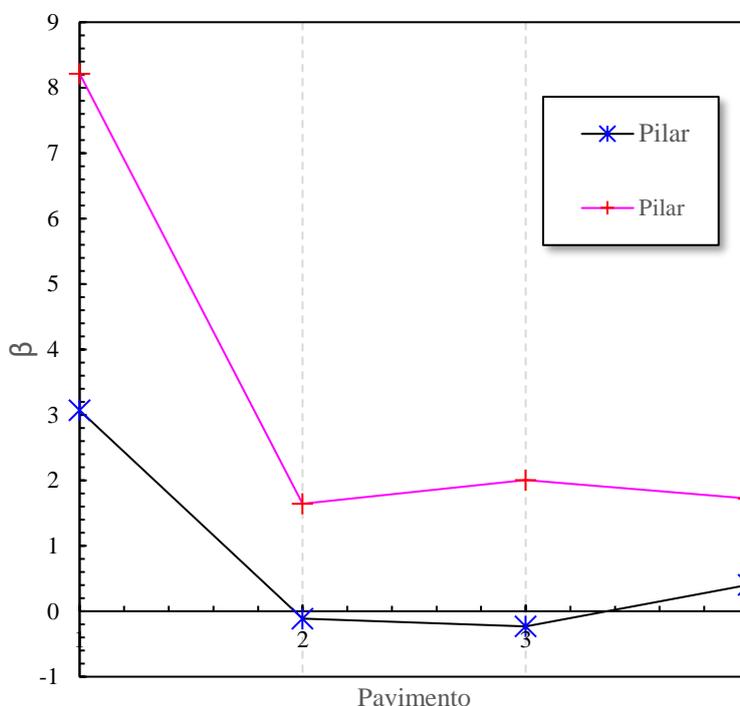


Figura 140. Índice de Confiabilidade por pavimento do Palácio do STF sem e com a participação das paredes estruturais

Prosseguindo, como nos demais palácios, também foram avaliados diversos experimentos/ modelos em que uma variável se tornava constante, enquanto as demais variavam aleatoriamente. Para o primeiro evento, T_D foi escolhido como constante para cada simulação, cuja variação para cada rodada foi de $\Delta T_D = 0.05$. Os resultados por pavimento estão representados na Figura 141-a. Merece destaque a ordem inversa, como se apresenta os índices de confiabilidade dos pavimentos 02 e pavimento 04, demonstrando que o pavimento com menor nível de segurança não, necessariamente, está associado sempre ao primeiro pavimento.

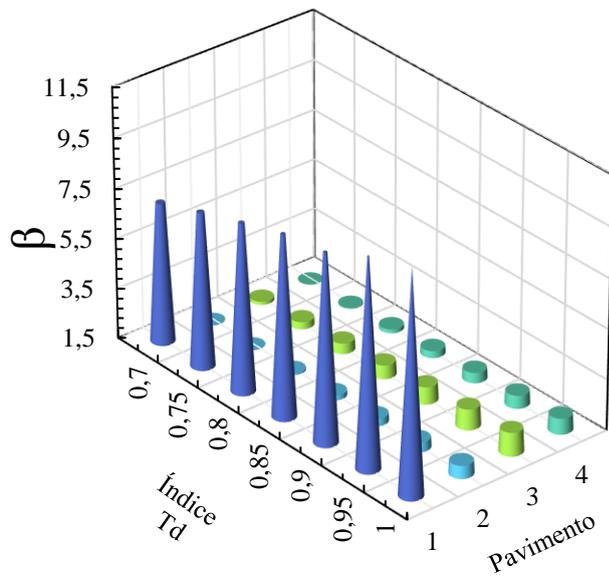
Para essa aplicação, o pavimento 01 se destacou com maior nível de segurança, atendendo aos valores alvos de IO, LS e CP. Percebe-se ainda que a inexistência de deterioração estrutural não influenciou o comportamento dos pavimentos a ponto de atingirem os valores mínimos. Apenas o pavimento 03 para $T_D = 1.0$ e $\beta = 2.4261$ se aproxima do valor de referência (Figura 141-b).

A influência do fator de importância da edificação também foi objeto de estudo nas simulações. Nessa condição, os valores de U são constantes, com incremento de 0.5 e valores mínimos e máximos de 1.0 e 1.5, respectivamente. É possível perceber um desempenho das curvas

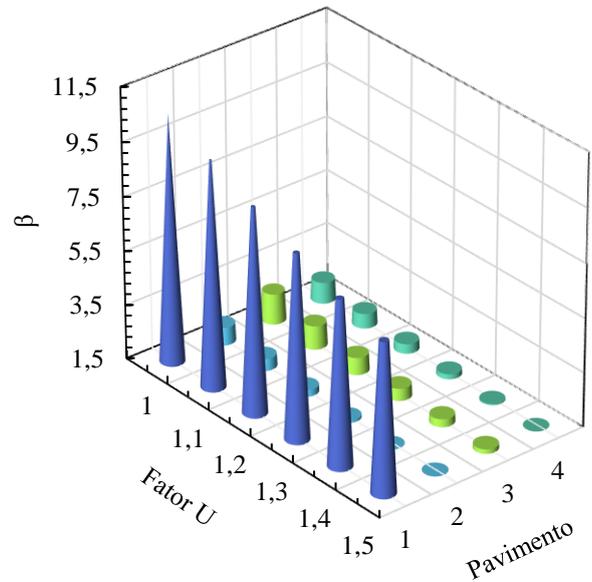
semelhante ao gráfico anterior. A Figura 141-b estabelece a ordem inversa de níveis de desempenho dos pavimentos já discutido antes. Além disso, mostra que os pavimentos 02, 04 e, parcialmente, o 03, estão abaixo do nível de segurança IO. O nível de segurança do pavimento 03 para $U = 1.0$ atende a $\beta = 2.5$, declinado à proporção que se majora as forças sísmicas. Sistemáticamente, a confiabilidade do primeiro pavimento atende a todos os níveis de desempenho estudados, mesmo no valor de majoração limite de $U = 1.5$.

As análises também englobaram a variável G (Classe do solo), alternando desde rocha sã (Classe A) até solos moles (Classe E). Comportamento idêntico na sequência dos valores de confiabilidade dos pavimentos são verificados na Figura 141-c. Registra-se que os pavimentos 03 e 04 atendem aos valores de desempenho IO e LS, mas somente nas classes de solo A e B. O pavimento 02 apenas na classe A. Dado o elevado nível de segurança do pavimento 01, que atende a todos os níveis de desempenho alvo definidos neste trabalho, inclusive, na classe de solo E. Para as classes de solo D e E, os três últimos pavimentos não atendem a nenhum valor de referência mínimo (IO, LS e CP).

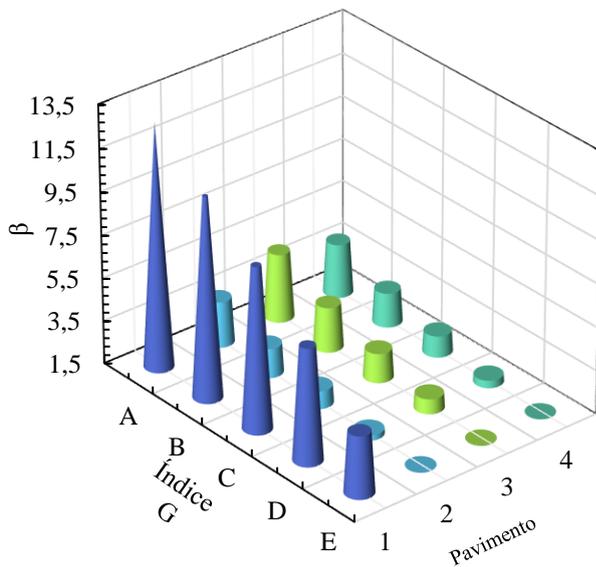
A adoção de valores fixos da resistência à compressão do concreto no intervalo de 20 a 50 MPa também foi verificado. A Figura 141-d representa o desempenho de cada pavimento, considerando diferentes f_c . A influência da resistência do concreto se mostrou suficiente para atingir o nível de desempenho mínimo a partir de $f_c \geq 35$ MPa para o pavimento 03. Quanto ao pavimento 04, nota-se um atendimento do nível de confiabilidade alvo ($\beta = 2.5$) para $f_c \geq 45$ MPa. O segundo pavimento registra $\beta > 2.5$ somente quando $f_c \geq 50$ MPa. Salienta-se que o pavimento 01, regularmente, se mantém com valores superiores a $\beta = 4,0$.



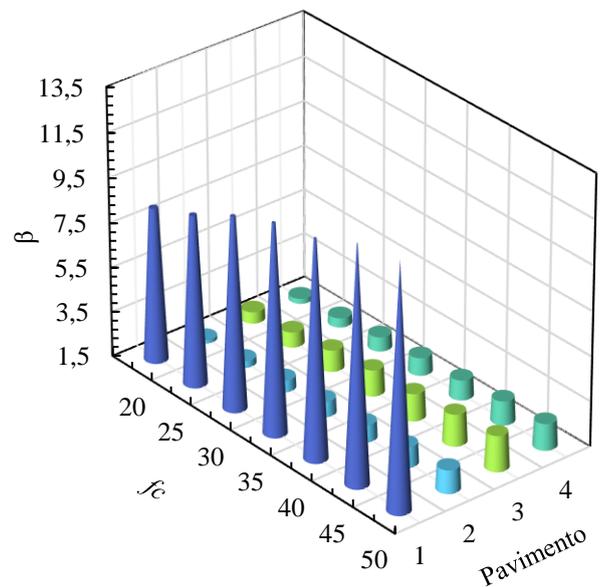
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 141. Comparação do Índice de confiabilidade por pavimento do Palácio do STF para valores fixo de U, Td, fc e G. Fonte: Autoral.

Os pontos de amostragem para o quarto pavimento é ilustrado na Figura 141-b. Na representação alternativa os pontos simulados são do pavimento 01 (Figura 142-b), onde todos os pontos se situam acima da superfície de ruptura, visto que a probabilidade de falha é praticamente nula ($p_f > 10^{-7}$).

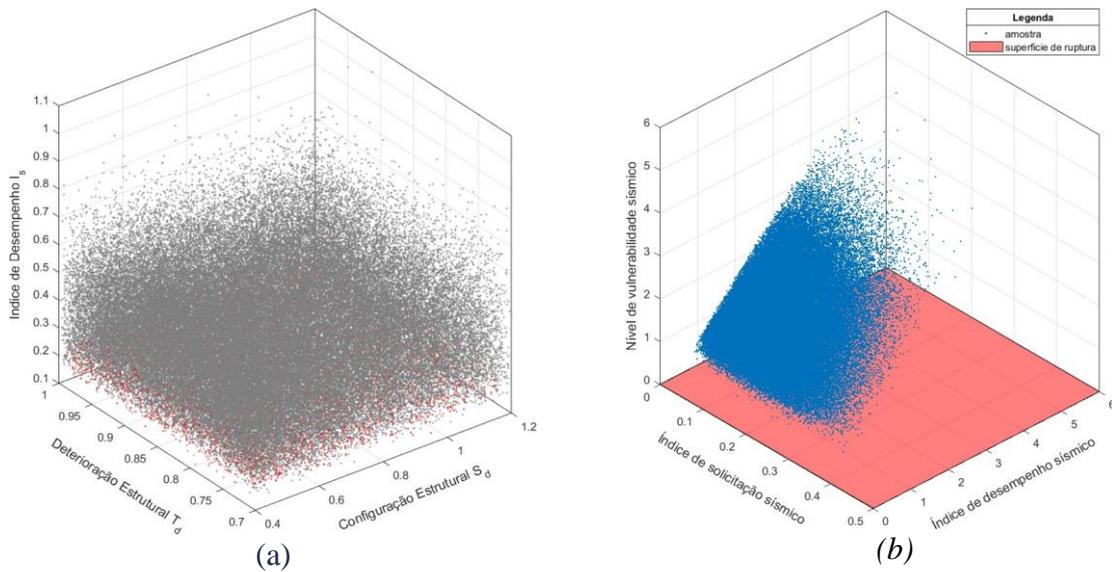


Figura 142. (a) Nuvem de poeira de pontos amostrados, (b) Poeira de pontos com plano de ruptura. Fonte: Autoral.

7.4.3 Cenários Prováveis

Nesta seção busca-se delimitar a análise de confiabilidade às condições de contorno da cidade de Brasília e ao patrimônio analisado. A distribuição de probabilidade e respectivos parâmetros foram introduzidos na seção 6.4.2 e se limita por exemplo à configuração do palácio – no caso da variável S_D – e à zona sísmica 0 e 1. O índice de confiabilidade $\beta = 3.5401$ e probabilidade de falha $p_f = 2 \cdot 10^{-4}$ corresponde ao atendimento do nível de segurança IO e LS, isto é, nível adequado de segurança. A figura 143 indica interferência menor entre distribuições, equivale a uma menor área do produto da função marginal de densidade de probabilidade da solicitação e a função marginal de densidade de probabilidade da resistência.

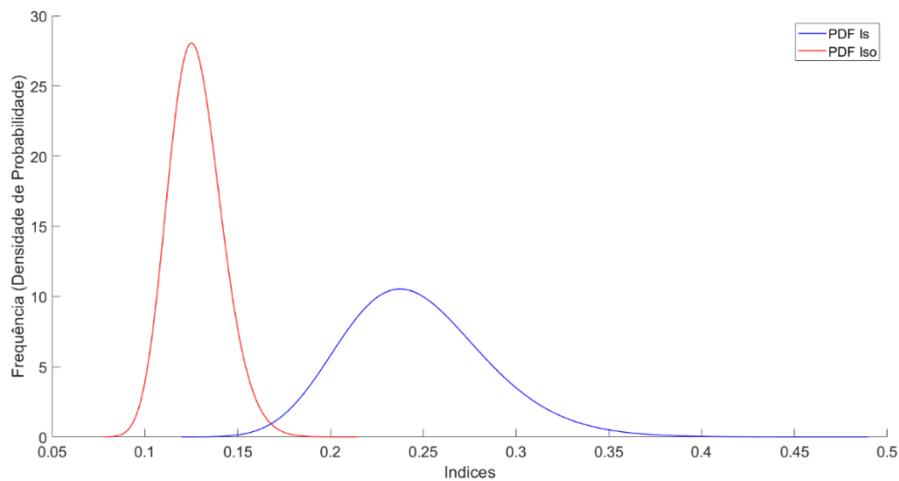


Figura 143. Distribuição Logarítmica de Resistencia (I_s) e Solicitação (I_{so}) do Palácio do STF

7.5 Estrutura do Palácio do Planalto

O edifício-sede do Poder Executivo Federal, o Palácio do Planalto situa-se na Praça dos Três Poderes, em Brasília, nas coordenadas 15°47'56.38"S e 47°51'38.64"O (Figura 145). Esconde um projeto estrutural em concreto armado desafiador, elaborado para o atendimento tanto de exigências arquitetônicas, como a supressão das colunas na rampa de acesso principal, como de exigências da engenharia estrutural de equilíbrio e de dimensionamento das peças.

O palácio apresenta composição retangular em planta (125,60 m X 57,60 m) e quatro planos horizontais (Figura 144) com uso abundante de lajes duplas nervuradas e vigas principais com mesa superior e inferior de espessura mínima (2 cm a 8 cm). Tal como no Palácio do STF, as bordas aparentes das lajes possuem dimensão mínima de 30 cm, viabilizadas por chanfros, e, no ponto central, a altura atinge 60 cm para o primeiro plano de laje. As pranchas de armação das vigas da primeira laje indicam o detalhamento escalonado da armadura positiva com bitola $\varnothing 1''$ (aço CAT-50), emenda por traspasse de 100 cm e ancoragem inclinada de 75 cm.



Figura 144. Palácio do Planalto. Fonte: Autoral.

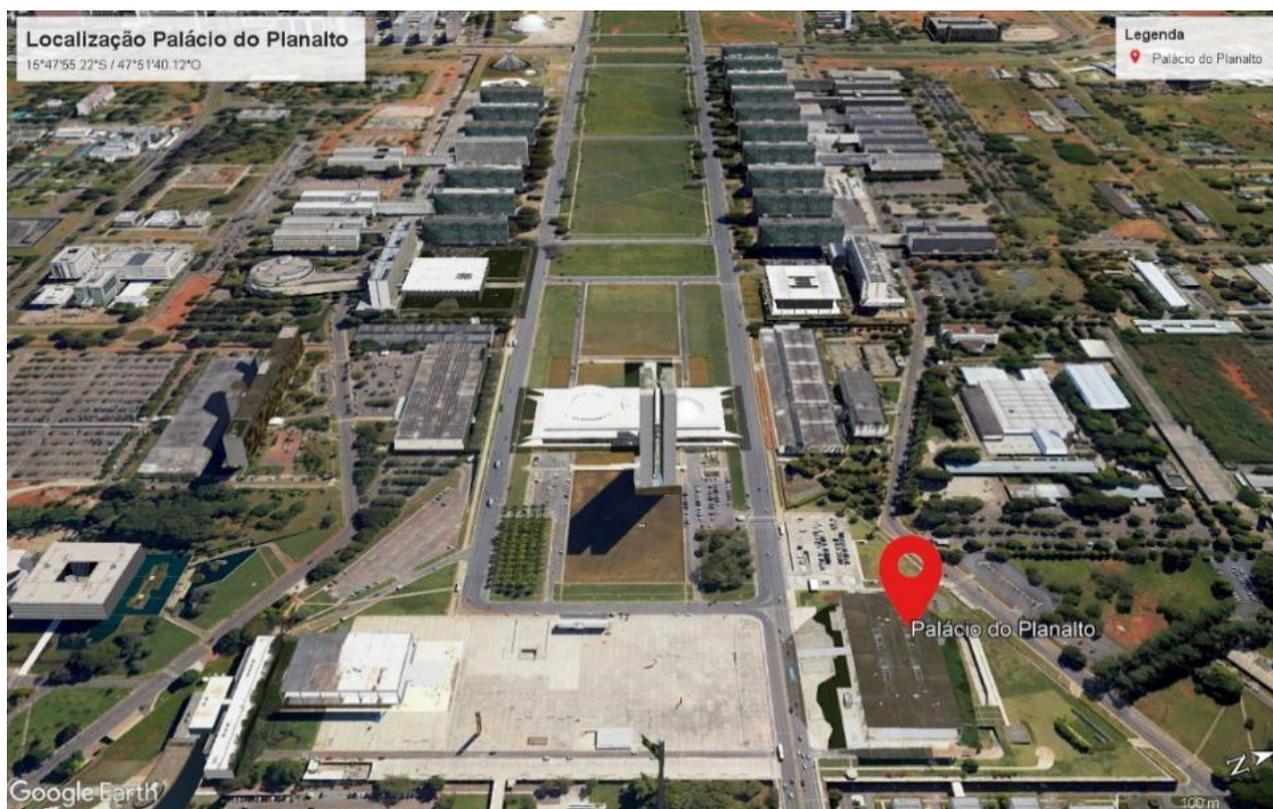


Figura 145. Palácio do Planalto, vista satélite. Fonte: Google Earth, 2023.

Na laje associada ao mezanino, a altura máxima prevista na região central de 45 cm reduz nas bordas para 30 cm. Permanece o emprego de grelhas com lajes de dupla mesa e vigas principais. As nervuras, majoritariamente, possuem espessuras de 15 cm, enquanto as vigas-faixas com base de 130 cm até 250 cm e altura variável. Merece ênfase que estas vigas ainda apresentam abas com espessura de 10 cm, o que, de certa forma, as tornavam “vigas chatas I”. No plano da laje, prevê-se vigas com variação de base para a escada central curva autoportante, um verdadeiro emaranhado de vigas secundárias assegura o encaminhamento dos esforços. A forma da terceira laje indica uma altura de laje igual ao nível inferior (com espessura de 4 cm para a mesa superior e 2 cm para a mesa inferior). As nervuras unidirecionais de 15 cm também são igualmente espaçadas e, constantemente, travadas na direção ortogonal. Os vãos das vigas 130 m x 45 m variam entre 11 m, 12,5 m e 15 m. Para este último vão, recomendou-se uma contra flecha de 3 cm e, para trechos menores, de 1,4 cm, 2,1 cm e 2,4 cm.

Na estrutura da cobertura, verifica-se o mesmo artifício de aumento da rigidez dado pela altura de 1,35 m, igualmente concebido no Palácio do STF. Esta altura se reduz nas bordas para 40 cm, em obediência ao projeto arquitetônico. O propósito de Cardoso fica claro quando se observa

nas varandas laterais do palácio com balanços da ordem de 12,5 m. As vigas deste balanço são contínuas com espessura inicial de 20 cm, e, no trecho final, a base diminui para 10 cm. Além disso, objetivando alívio as cargas na extremidade do balanço e nas colunas externas, é lançado na direção ortogonal uma nervura com espessura de 8 cm no meio do vão. Outro dispositivo que se repete na estrutura do Palácio do Planalto são vigas diagonais nas extremidades e no acesso principal, uma vez que neste ponto não existe colunas para encaminhamento das cargas da cobertura.

Os elementos verticais internos do Palácio do Planalto, predominantemente, apresentam seção em falsa elipse/isocírculo com duas medidas distintas e, em especial, para o pavimento térreo, quatro pilares hexagonais irregulares são concebidos e dimensionados. Alguns pilares tiveram seção reduzida a fim de possibilitar a descida de instalações sanitárias, variando de 2 a 4 tubos.

A tensão de resistência à compressão do concreto prevista aos 28 dias de 40 Mpa, encontrada em diversas pranchas dos projetos originais, é bastante elevada para o período de construção com valores adotados pelos projetistas da época da construção de Brasília. Não foi possível recuperar as pranchas com detalhes das fundações do Palácio do Planalto. Sabe-se, no entanto, que o estaqueamento foi executado pela empresa Estacas Franki LTDA, contrato firmado, em 10 de abril de 1958, com a Companhia Urbanizadora da Nova Capital do Brasil (Novacap).



Figura 146. Modelagem tridimensional do sistema estrutural do Palácio do Planalto. Fonte: Autoral.



Figura 147. Detalhe da Colunata do Palácio do Planalto. Fonte: Autoral.



Figura 148. Trama da laje da cobertura do Palácio do Planalto. Fonte: Autoral.

As Tabelas 62 a 63 reúnem as principais informações necessárias para o cálculo do índice de desempenho sísmico do Palácio do Planalto.

Tabela 62. Características e propriedades necessárias para o cálculo do índice de desempenho sísmico do Subsolo e Térreo. Fonte: Autoral.

	Pavimento 01	Pavimento 02
Nível da Laje	+4,20 m	+7,45 m
Peso total acima do nível considerado (W)	21920168.66 kgf	15715820.3 kgf
Área do Pavimento	5263 m ²	3041 m ²
Somatória da Área da Seção Transversal (A_{c2})	179155 cm ²	115769 cm ²
Menor Dimensão (cm)	4193.97 cm	1624.83cm
Maior Dimensão (cm)	12550 cm	8818 cm
h_0 (livre)	360 cm	280 cm
Menor dimensão do pilar (D)	43 cm	43 cm
Área do Pátio	0 m ²	4194 m ²
Período da estrutura (T_a) em segundos	0.5284	0.5284

Tabela 63. Características e propriedades necessárias para o cálculo do índice de desempenho sísmico do Segundo e Terceiro pavimento. Fonte: Autoral.

	Pavimento 03	Pavimento 04
Nível da Laje	+10,7 m	+14,85 m
Peso total acima do nível considerado (W)	12973329.63 kgf	10430796.53 kgf
Área do Pavimento	4239 m ²	7235 m ²
Somatória da Área da Seção Transversal (A_{c2})	115769 cm ²	134669 cm ²
Menor Dimensão (cm)	4200 cm	5760 cm
Maior Dimensão (cm)	10093 cm	12560 cm
h_0 (livre)	280 cm	280 cm
Menor dimensão do pilar (D)	43 cm	43 cm
Área do Pátio	2996 m ²	0 m ²
Período da estrutura (T_a) em segundos	0.5284	0.5284

7.5.1 Aplicação

A síntese da aplicação do Método Adaptado no Palácio do Planalto, resultados de discussões, é exposta ao longo desta seção. São propostos dois casos de simulação: a não consideração das paredes estruturais (C1AP) e a participação deste elemento (C2APW). A Tabela 64 expõe a primeira situação, descrevendo os valores dos índices de desempenho, subíndice de desempenho básico estrutural, subíndice de configuração estrutural, subíndice de deterioração estrutural por pavimento.

Tabela 64. Índices sísmicos da estrutura do Palácio do Planalto sem a consideração de paredes estruturais. Fonte: Autoral.

Índices	Pavimento 01	Pavimento 02	Pavimento 03	Pavimento 04
E_0	0.2559	0.1922	0.1995	0.2526
S_D	1.045	0.7618	0.99	1.045
T_D	0,80	0,80	0,80	0,80
I_S	0.2139	0.1171	0.15800	0.2111

Convém observar uma proximidade nos resultados de E_0 entre os pavimentos, lembrando que as prumadas são constantes, bem como a soma da área total dos pilares nos pavimentos 02 e 03. O valor $A_{c2} = 179155 \text{ cm}^2$ no primeiro pavimento provém, além dos pilares de falsa elipse, de quatro pilares hexagonais irregulares sem continuidade. O pavimento 04 se equipara ao 01, pois existe a contribuição das colunatas ($A_{c2} \approx 140063$). O I_S de cada pavimento segue, portanto, a variação do subíndice de desempenho básico estrutural, tanto que o pavimento 02 reflete o mínimo de E_0 e I_S . Acerca do caso C2APW (Tabela 65), pode-se notar a importância das paredes estruturais no aumento da resistência sísmica da estrutura. O índice E_0 do primeiro pavimento apresentou um acréscimo bem como os pavimentos 02 e 03. Sistemáticamente, recai no segundo pavimento o menor índice I_S de toda a estrutura para o caso C2APW.

Tabela 65. Índices sísmicos da estrutura do Palácio do Planalto com a participação de paredes estruturais. Fonte: Autoral.

Índices	Pavimento 01	Pavimento 02	Pavimento 03	Pavimento 04
E_0	0.5416	0.5243	0.5444	0.6279
S_D	1.045	0.7618	0.99	1.045
T_D	0,80	0,80	0,80	0,80
I_S	0.4527	0.3195	0.4311	0.5249

A configuração estrutural (S_D) interage, significativamente, no desempenho global da estrutura. Prova disto está na baixa performance do segundo pavimento, caracterizado pela irregularidade da planta, uma vez que a arquitetura previu um mezanino (salão nobre central), marcando, portanto, um pé direto duplo. De forma similar ao Palácio da Alvorada, o segundo plano de laje que forma o mezanino possui geometria completamente irregular o que limita a determinação do índice de configuração estrutural. Outra fronteira do método é a variação da seção transversal das colunas externas e, por conseguinte, a rigidez dos elementos verticais.

Frequentemente, encontrados nos demais palácios, estão os átrios/ pátios internos, que também penalizam o comportamento sísmico da edificação. A deterioração estrutural $T_D = 0,8$ se fundamenta, também, na idade da edificação, visto que os demais itens não são verificados na

inspeção in loco. Na Figura 149, apresenta-se a comparação entre índices de desempenho sísmico dos pavimentos para os dois casos simulados.

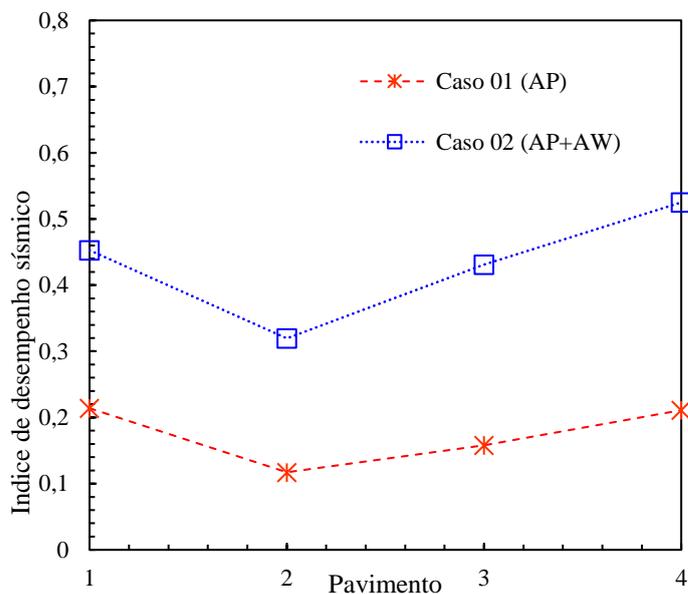


Figura 149. Índice de Desempenho Sísmico em função da deterioração estrutural

O subíndice de desempenho básico estrutural também é retratado na Figura 150. As análises de vulnerabilidade tomam a contribuição da área transversal das paredes estruturais e pilares. A estrutura do Palácio do Planalto está contida na categoria de utilização $U = 1,0$. Os valores do índice de solicitação sísmica I_{50} , para todas as zonas sísmicas são relacionados na Tabela 66.

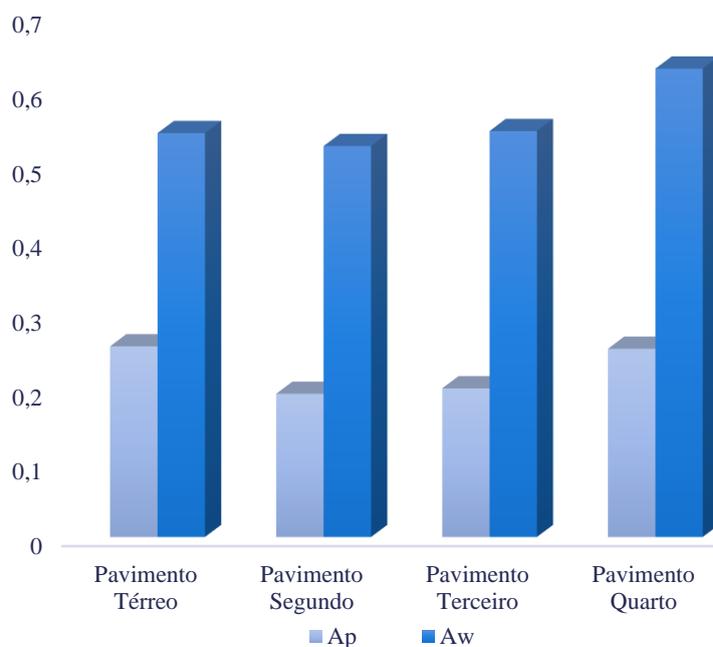


Figura 150. Comparação do subíndice de desempenho básico estrutural sem e com a participação das paredes estruturais

Tabela 66. Índices de solicitação sísmica (Is0) da Estrutura do Palácio do Planalto. Fonte: Autoral.

Zona Sísmica	Classe de Terreno				
	Classe A	Classe B	Classe C	Classe D	Classe E
0	0,0166	0.0208	0.0249	0.0332	0.0519
1	0.0332	0.0415	0.0498	0.0664	0.1038
2	0.0664	0.083	0.0996	0.1328	0.2075
3 e 4	0.0996	0.1245	0.1494	0.1868	0.2614

O Palácio do Planalto também não apresenta vulnerabilidade sísmica para qualquer pavimento em nenhuma zona sísmica categorizada pela NBR 15421, ainda em solos E. Da Figura 151 a Figura 154, mostram-se os gráficos comparativos do índice de desempenho sísmico deste palácio com os vários índices de solicitação sísmica encontrados para cada zona sísmica.

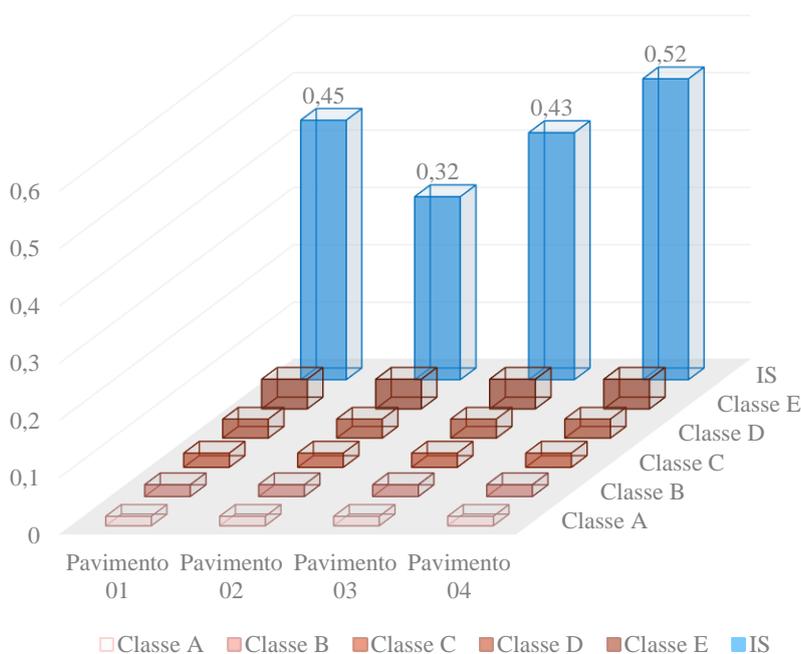


Figura 151. Gráfico comparativo da estrutura do Palácio do Planalto em zona sísmica 0. Fonte: Autoral.

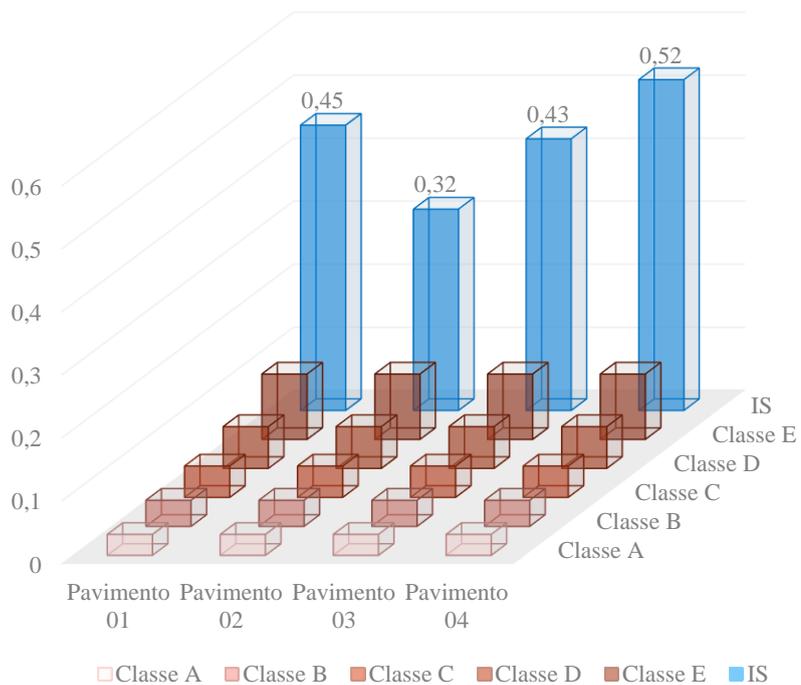


Figura 152. Gráfico comparativo da estrutura do Palácio do Planalto em zona sísmica 1. Fonte: Autoral.

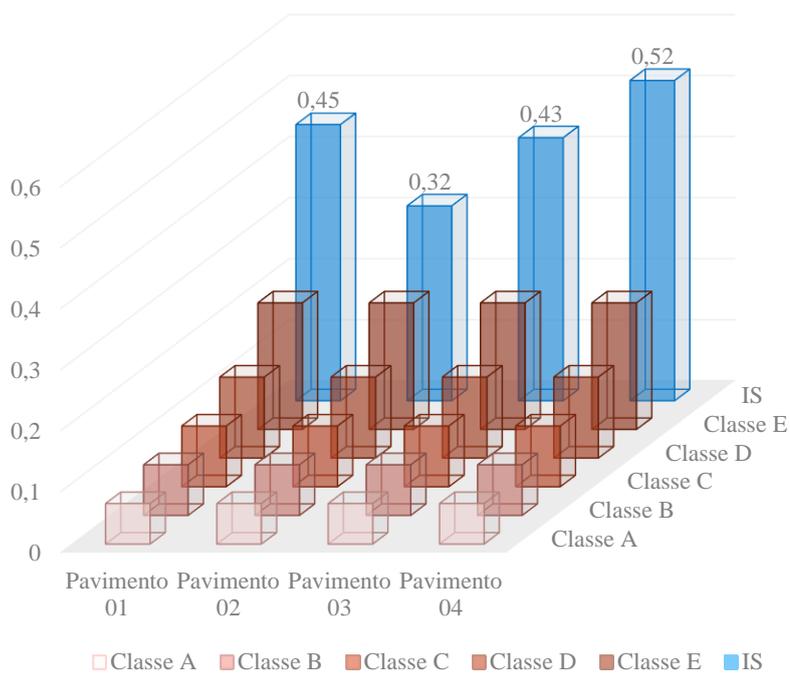


Figura 153. Gráfico comparativo da estrutura do Palácio do Planalto em zona sísmica 2. Fonte: Autoral.

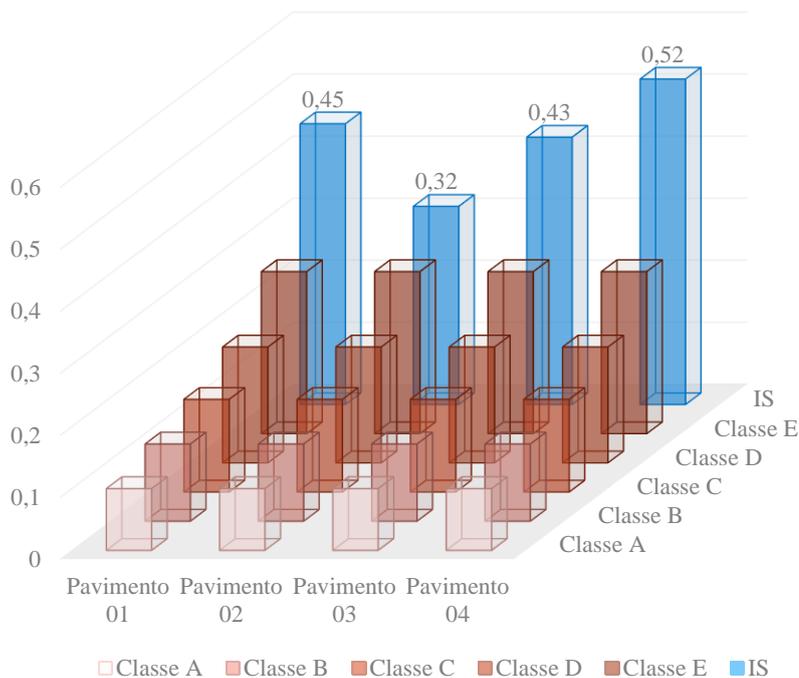


Figura 154. Gráfico comparativo da estrutura do Palácio do Planalto em zona sísmica 3 e 4. Fonte: Autoral.

Na figura 155 expõe-se as reservas de capacidade resistente R_{CR} da estrutura do Palácio do Planalto, mesmo numa possível alteração de zona sísmica de Brasília. Como esperado, nenhum cenário simulado apresentou reservas de capacidade resistente inferior a zero.

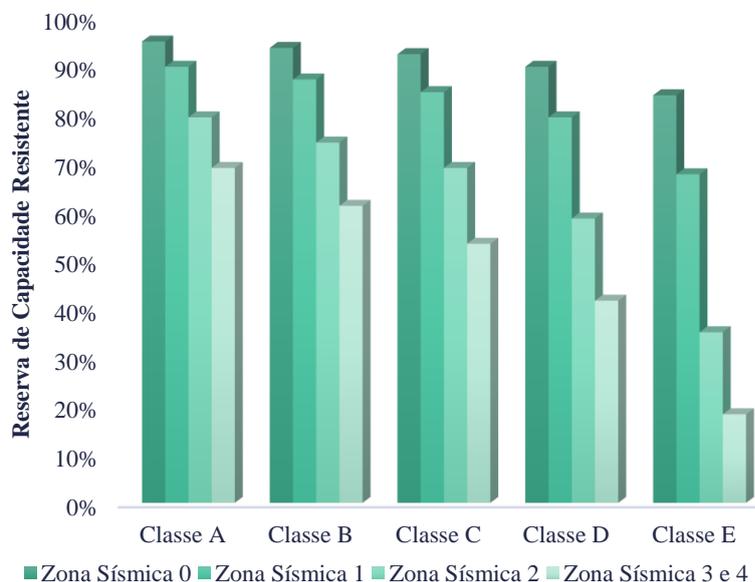


Figura 155. Gráfico da Reserva de Capacidade Resistente do Palácio do Planalto. Fonte: Autoral.

Salienta-se que a mudança no fator de importância para $U = 1,5$ (Tabela 67) implicaria em comportamento incerto do Palácio do Planalto na Classe 'E' em zonas moderadas (Zona 03 e 04).

Tabela 67. Reserva de capacidade resistente da Estrutura do Palácio do Planalto ($U = 1,5$). Fonte: Autoral.

Zona Sísmica	Classe de Terreno				
	Classe A	Classe B	Classe C	Classe D	Classe E
0	92%	90%	88%	84%	76%
1	84%	81%	77%	69%	51%
2	69%	61%	53%	38%	3%
3 e 4	53%	42%	30%	12%	-23%

Procurando uma envoltória que englobe a deterioração estrutural, pratica-se, na Tabela 68, uma sequência de experimentos com um valor de $0,7 \leq T_D \leq 1,0$ por pavimento, de modo que o menor índice de desempenho não estivesse, associado ao segundo pavimento da edificação. O caso 02 condiz com a deterioração real da estrutura (Figura 156). O segundo pavimento, nos casos 01, 02 e 03, acusou índices mínimos de desempenho, excetua-se o quarto caso em que a deterioração estrutural foi desprezada ($T_D = 1,0$), cabendo ao pavimento 01 o menor valor $I_S = 0,3961$.

Tabela 68. Índices de desempenho sísmico do Palácio da Alvorada com variação da deterioração. Fonte: Autoral.

Pavimento	Caso 01		Caso 02		Caso 03		Caso 04	
	T_D	I_S	T_D	I_S	T_D	I_S	T_D	I_S
1	1	0,5659	0,8	0,4527	0,9	0,5093	0,7	0,3961
2	0,9	0,3594	0,8	0,3195	0,7	0,2795	1	0,3994
3	0,7	0,3772	0,8	0,4311	1	0,5389	0,9	0,4850
4	1	0,6561	0,8	0,5249	0,9	0,5905	0,7	0,4593

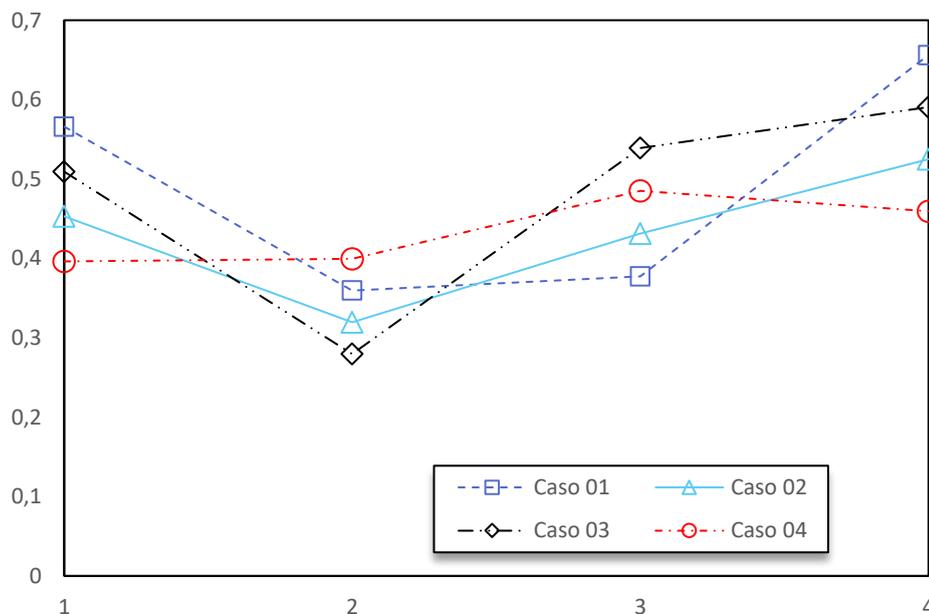


Figura 156. Índice de Desempenho Sísmico em função da deterioração estrutural

A superfície de desempenho sísmico elaborada para o primeiro pavimento considera constante $E_0 = 0.5416$ (Figura 157). Ainda para os menores valores de deterioração estrutural, configuração estrutural e índice de desempenho sísmico, não há interceptação entre superfície e plano de ruptura.

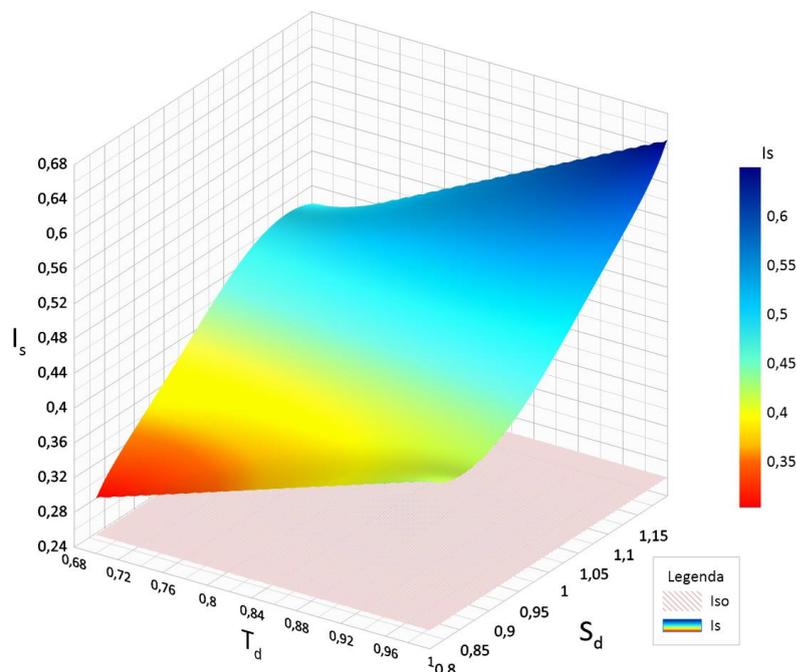


Figura 157. Superfície de desempenho sísmico da estrutura do Palácio do Planalto. Fonte: Autoral.

7.5.2 Cenários Possíveis

Os resultados obtidos em termos de probabilidade de falha, bem como os respectivos índices de confiabilidade pela simulação de Monte Carlo, são apresentados na Tabela 69 e ilustrados em forma de gráfico (Figura 158) para melhor entendimento do comportamento sísmico de cada pavimento. Conforme desenvolvido na análise determinística, analisou-se a estrutura apenas com os pilares e, posteriormente, com o conjunto de pilares-parede.

Nessa última opção, observou-se que continua a oferecer um aumento de confiabilidade significativo, como, igualmente, ocorreu com o Palácio do STF. O índice de confiabilidade para o pavimento 02 eleva-se de $\beta = -0.031$ para $\beta_{wall} = 1.3731$. Todavia, em comparação aos níveis aceitáveis IO e LS, a estrutura do Palácio do Planalto apresentou valores inferiores.

Tabela 69. Índice de confiabilidade sem e com a participação das paredes estruturais por pavimento. Fonte: Autoral.

Pavimento	β	β_{wall}
P01	0.3946	1.3942
P02	-0.031	1.3731

P03	0.0232	1.4696
P04	0.366	1.7105

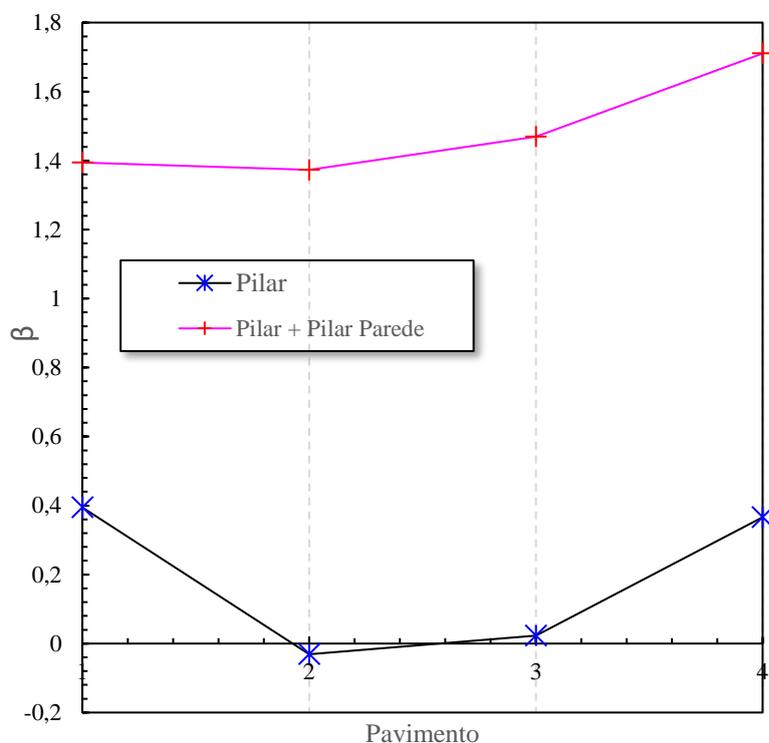


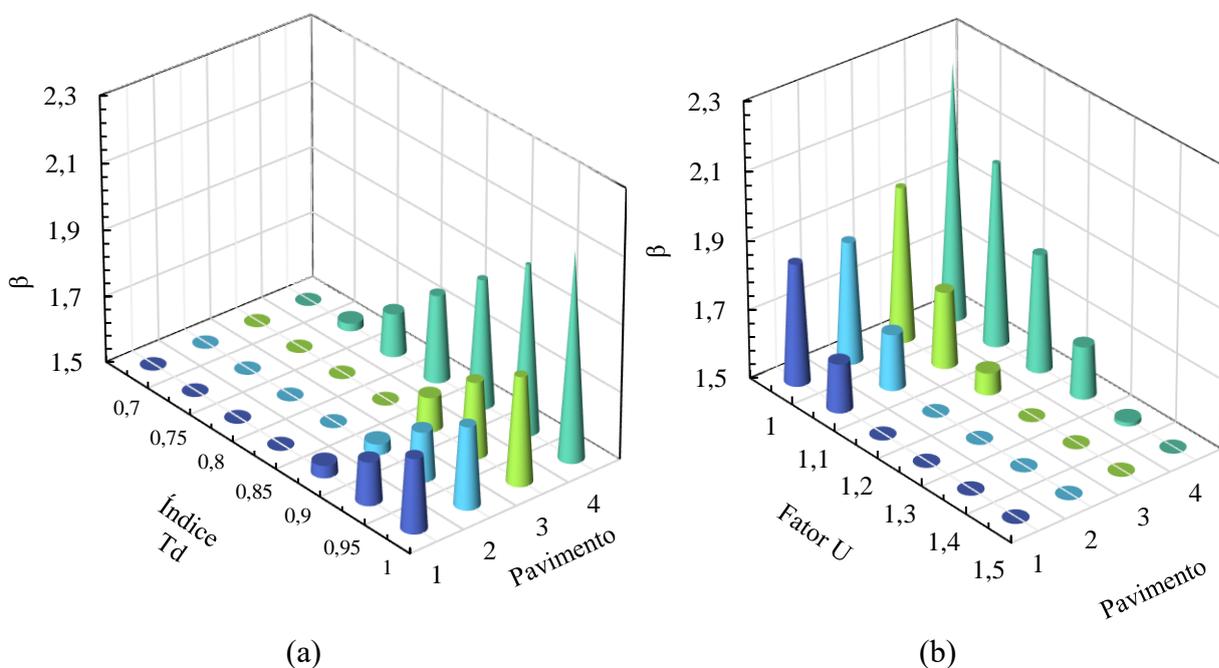
Figura 158. Índice de Confiabilidade por pavimento do Palácio do Planalto sem e com a participação das paredes estruturais

Considerou-se a variável T_D determinística na primeira simulação, variando de 0.7 a 1.0 em passos de 0.05. A Figura 159-a mostra o crescimento do índice de confiabilidade para cada pavimento. Os pavimentos 01 e 02 tem comportamento similar, uma vez que as variáveis resultam em valores semelhantes. O terceiro pavimento apresenta acréscimos no índice de confiabilidade, todavia, apesar de $T_D = 1.0$, o pavimento não atinge valores alvos. O quarto pavimento, cujo aumento da confiabilidade é significativo, se comparado aos demais, também se mantém abaixo de $\beta = 2.5$.

Partindo para o fator de importância da edificação U , define-se valores fixos para efetuar as simulações, obtendo os respectivos índices de confiabilidade. O comportamento dos pavimentos também se repete nesta análise. A Figura 159-b apresenta o desempenho de cada pavimento em diferentes escalas de U . Percebe-se que no quarto pavimento o índice de confiabilidade para $U = 1,2$ se aproxima do nível de desempenho IO ($\beta = 2.5$). Estendendo tal análise para os demais pavimentos, nenhum valor de β atende aos níveis mínimos de segurança.

As análises envolvendo a variável G (Classe do solo) alternando desde rocha sã (Classe A) até solos moles (Classe E) demonstraram tanto o desempenho idêntico na sequência dos valores de confiabilidade dos pavimentos como também o atendimento aos três níveis de segurança (IO, LS, CP) (Figura 159-c). É possível observar que todos os pavimentos atendem aos valores de desempenho LS na classe de solo A, com destaque para o pavimento 04 que atende, inclusive, ao nível de desempenho CP. A partir da classe de solo C, o desempenho fica abaixo do nível mínimo IO, embora o pavimento 04 tenha alcançado confiabilidade $\beta = 2.45$. Na classe de solo E, as análises de confiabilidade apresentaram alta probabilidade de falha da estrutura do Palácio do Planalto.

A influência da resistência à compressão do concreto no intervalo de 20 a 50 MPa foi objeto de análise também. A Figura 159-d mostra o desempenho de cada pavimento, considerando diferentes f_c . Diferentemente de outros palácios de Brasília, a estrutura do Planalto detém f_c alto, de modo que se incrementou apenas duas resistências acima para fins de simulação ($f_c = 45$ MPa, $f_c = 50$ MPa). As resistências inferiores a 40 Mpa foram consideradas para melhor entendimento do desempenho da estrutura e de sua confiabilidade. É possível verificar que o aumento na resistência do concreto de todos os pavimentos não é suficiente para que a estrutura alcance o nível de desempenho mínimo (IO).



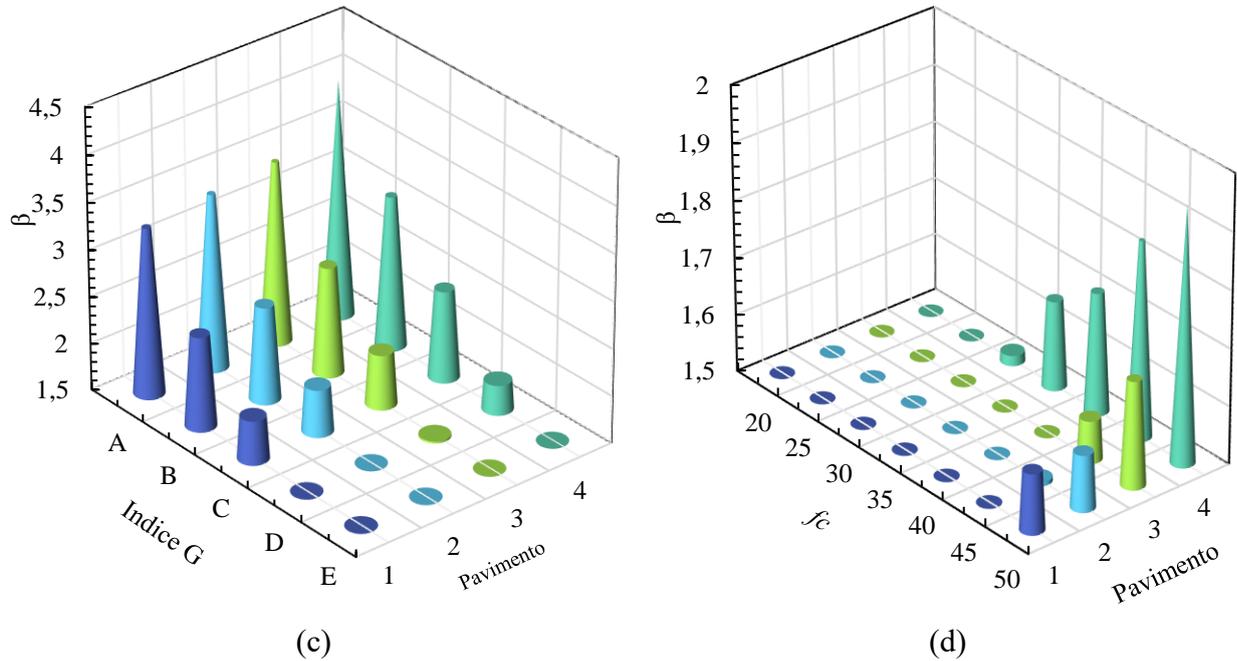


Figura 159. Comparação do Índice de confiabilidade por pavimento do Palácio do Planalto para valores fixo de U , T_d , f_c e G .
Fonte: Autoral.

Pode-se visualizar os pontos que violam a equação do estado limite por meio da poeira de pontos, sendo destacado em cor vermelha (parte inferior) e os pontos em cinza são de sobrevivência. A probabilidade de falha para a simulação abaixo de $p_f = 0.0849$ refere-se ao sistema em série do segundo pavimento. A Figura 160 representa o domínios de falha e de seguro para o primeiro pavimento por meio do Nível de Vulnerabilidade Sísmica.

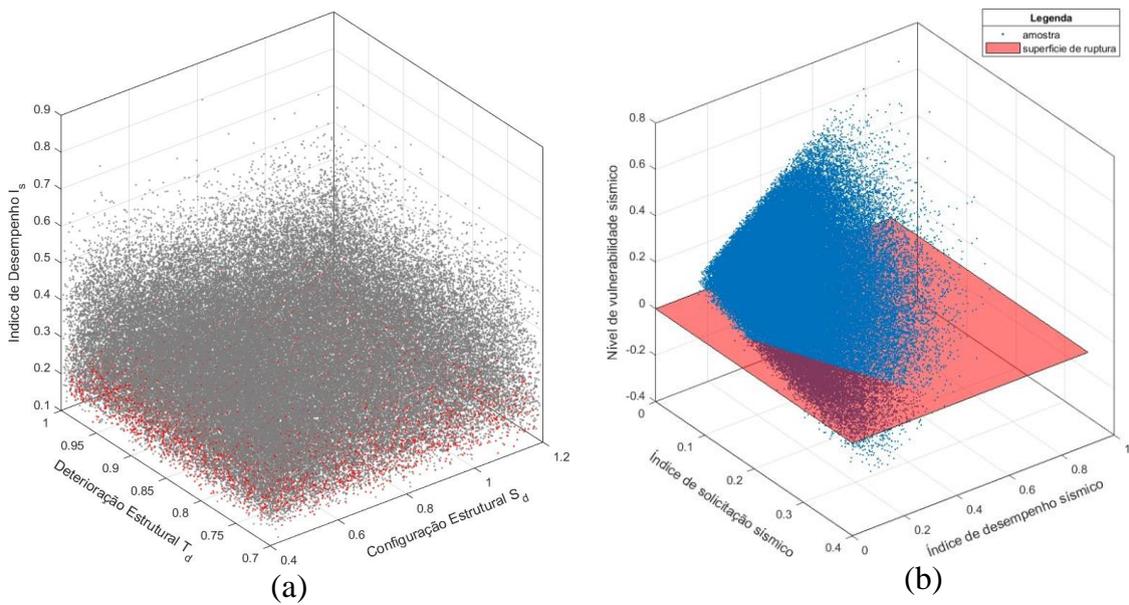


Figura 160. (a) Nuvem de poeira de pontos amostrados, (b) Poeira de pontos com plano de ruptura. Fonte: Autoral.

7.5.3 Cenários Prováveis

Nesta seção busca-se delimitar a análise de confiabilidade às condições de contorno da cidade de Brasília e ao patrimônio analisado. A distribuição de probabilidade e respectivos parâmetros foram introduzidos na seção 6.4.2 e se limita por exemplo ao nível de importância da edificação – no caso $U = 1,5$ – e à zona sísmica 0 e 1. O índice de confiabilidade do primeiro pavimento $\beta = 3.0459$ e probabilidade de falha $p_f = 0.0012$ corresponde ao atendimento do nível de segurança IO e LS. A figura 161 indica interferência menor entre distribuições, equivale a uma menor área do produto da função marginal de densidade de probabilidade da solicitação e a função marginal de densidade de probabilidade da resistência.

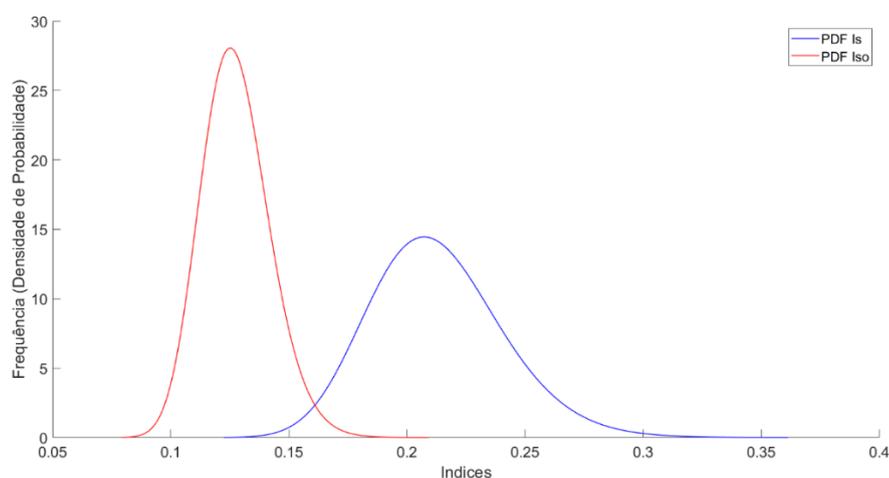


Figura 161. Distribuição Logarítmica de Resistencia (Is) e Solicitação (Iso) do Palácio do Planalto

7.6 Estrutura da Catedral Metropolitana de Brasília

A pedra fundamental da Catedral Metropolitana Nossa Senhora Aparecida foi lançada em 12 de setembro de 1958. Projeto de Oscar Niemeyer, obra ficou sob responsabilidade do arquiteto Carlos Magalhães, funcionário da Novacap, e do engenheiro calculista Joaquim Cardoso. A sua construção pode ser dividida em três períodos distintos: primeiro período de 1958 a 1960; segundo período de 1969 a 1970; e terceiro período de 1976 a 1977. No primeiro período, começou a tomar forma em 1959, quando foi concluída a estrutura da nave principal.



Figura 162. Catedral Metropolitana de Brasília. Fonte: Autoral.



Figura 163. Catedral Metropolitana de Brasília, vista satélite. Fonte: Google Earth, 2023.

O primeiro período durou um ano e seis meses com a execução do templo realizada pela Novacap com recursos oriundos de empresas privadas e de particulares. Até este período, a Catedral consistia apenas de sua estrutura com dezesseis colunas de concreto em formato hiperboloide, ascendendo do solo.

Em 1960, a obra foi paralisada por falta de recursos financeiros. Os trabalhos foram retomados oito anos depois, em 1968/1969, quando o monumento foi tombado ainda com a obra

inacabada. O segundo período é marcado por projetos de Oscar Niemeyer para implantação do conjunto da Catedral, adicionando os edifícios anexos: o Batistério e a Cúria. A inauguração da Catedral ou a consagração ocorreu em 31 de maio de 1970, no VIII Congresso Eucarístico Nacional.

Entretanto, outras obras foram executadas após a conclusão da estrutura, como o Campanário (1977), assim como o vitral interno (1977 a 1978). Esta última fase da Catedral de Brasília foi conduzida pela Construtora Rabello S/A. Nesse mesmo período, Oscar Niemeyer recomendou a pintura dos pilares hiperbólicos em cor branca, visto que, em suas palavras, “não ficou a seu gosto a concretagem dos elementos”, e a cor branca justificou-se ser tradicional das “nossas” igrejas.

A catedral possui uma planta circular com diâmetro de 70 m com 16 pilares em concreto armadoparabólicos, que finalizam a estrutura hiperboloide de 30 metros de altura. Os interstícios dos pilares são preenchidos por uma rede de caixilhos que formam vitrais. A supraestrutura mantém estabilidade devido aos dois anéis em concreto armado situados na base e a 10 metros do topo dos pilares. O anel inferior recebe os esforços de tração e decompõe-se em quatro anéis ligados por vigas transversais. O anel principal possui seção transversal com 200 cm de largura e 50 cm de altura e os anéis menores distam 2 metros entre si e se assemelham como marquises avançando para o interior da catedral.

Suas seções são variáveis, de modo que o anel mais próximo do principal tem base de 20 cm e altura entre 40 e 42 cm. O anel mais distante do principal, por sua vez, já apresenta uma altura reduzida de 20 a 22 cm, mantendo a largura de 20 cm. Ambos os anéis são ocultos por dois painéis de laje (superior e inferior) com espessura, respectivamente, de 5 cm e 3 cm, resultando, assim, em caixão perdido.

Segundo Pessoa (2002), o anel principal inferior foi calculado para transmitir apenas esforços verticais aos blocos de fundação, de modo que existe sob o anel uma camada de neoprene de dimensão 50 cm x 50 cm x 2,5 cm, que permite a rotação livre dos apoios. Os apoios dos anéis são pilares retangulares de 30 cm x 100 cm e altura de 3 m. Estes pilares transmitem as cargas da superestrutura para os blocos de fundação. As fundações, como relatado por Magalhães (2002), são tubulões escavados a céu aberto com diâmetro de 70 cm e profundidade aproximada de 28 m, tendo sido alargada as suas bases.

O anel superior absorve esforços de compressão e apresenta seção transversal de 22 cm de base e 90 cm de altura. A concepção estrutural permite a transmissão apenas de esforços verticais

para a fundação. Há ainda uma laje de cobertura circular, sem função estrutural, com abertura ao centro e a espessura variável ao longo do seu comprimento, com 15 cm próximo ao anel superior e 22cm na adjacência da abertura. A casca que cobre a abertura possui espessura de 12 cm e diâmetro de 6 m.

Conforme afirma Pessoa (2002), a concepção dos pilares é muito interessante e inovadora para a época. A seção transversal da peça é variável ao longo de todo o comprimento, com uma geometria similar ao triângulo, ora vazado, ora preenchido, de modo que a execução foi feita em forma caixão perdido, somando ao todo 22 seções. O intervalo 01-04 compreende seções cheias, assim como a seção de 18 a 22. Nos demais trechos, as seções são vazadas.

Os materiais empregados na construção da Catedral de Brasília são aços torcidos CAT-50, especificamente, aço Torstahl 50, fornecido pela empresa Aço Torsima S/A. Em consulta aos projetos originais, são contabilizadas 70 barras de aço longitudinais com bitola de 1 polegada nos pilares hiperbólicos, na base da catedral, e, à proporção que a seção transversal cresce, aumenta-se a quantidade de barras, atingindo na seção intermediária do pilar mais de 90 vergalhões. Dada a alta taxa de aço, não foi possível efetuar emenda por traspasse.

Assim, recorreu-se às soldas de topo, com controle tecnológico da solda, uma vez que algumas amostras foram encaminhadas ao IPT-São Paulo. Quanto aos estribos, tem-se conhecimento apenas da bitola de 3/8", sem referência ao tipo de aço ou espaçamento. Pessoa (2002) em sua pesquisa, adotou aço igual a armadura longitudinal CAT-50 e o espaçamento aproximado de 30 cm.

Quanto ao concreto o projeto estrutural, segundo Pessoa (2002), indicava tensão mínima de ruptura à compressão aos 28 dias de 350 kgf/cm². O autor, seguindo a NB-1/60, que previa uma minoração de 3/5 na resistência do concreto para controle tecnológico regular, adotou na pesquisa desenvolvida $\sigma_r = 210 \text{ kgf/cm}^2$ sob o argumento de que, para aquela época, mesmo em projetos mais ousados, dificilmente, se atingia resistência de 200 kgf/cm². A atual pesquisa adotará resistência à compressão de 200 kgf/cm². Todavia, simulações serão realizadas com resistências até 500 Kgf/cm².

Nos cálculos deste trabalho, além dos carregamentos permanentes dos elementos descritos acima, também foram considerados os carregamentos da estrutura dos vitrais sobre os pilares por meio de áreas de influência. A Tabela 70 sintetiza os valores do carregamento distribuídos nos segmentos dos pilares da Catedral e a tabela 71 reúne o pesos dos anjos e casca.

Tabela 70. Carregamento distribuído nos pilares. Fonte: Autoral.

Segmento	Area (m ²)	% da Area Total	Peso kN / m
1	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00
3	6.71	3.04	1.52
4	6.12	2.77	1.38
5	5;62	2.54	1.27
6	5.31	2.40	1.20
7	5.33	2.41	1.21
8	5.69	2.57	1.29
9	6.36	2.88	1.44
10	7.28	3.29	1.65
11	8.34	3.77	1.88
12	9.50	4.30	2.15
13	10.72	4.85	2.42
14	12.00	5.43	2.71
15	13.28	6.00	3.00
16	14.55	6.58	3.29
17	15.83	7.16	3.58
18	17.10	7.73	3.87
19	18.38	8.31	4.16
20	19.66	8.89	4.44
21	20.93	9.46	4.73
22	12.46	5.63	2.82
Total	221.18	100.00	-

Tabela 71. Peso dos Anjos e Casca. Fonte: Autoral.

Elementos	Sobrecarga considerada kN
Anjo 1	1,00
Anjo 2	2,00
Anjo 3	3,00
Casca	100

A Tabela 72 sintetiza os pesos dos 16 montantes para o cálculo do índice de desempenho sísmico da Catedral das áreas transversais perpendiculares e paralelas.

Tabela 72. Area considerada e peso acima a altura definida. Fonte: Autoral.

Altura (m)	Perpendicular Area (cm ²)	Paralela Area (cm ²)	Peso (Kgf)
1.12	39203.8432	86502.51725	1539117.88
2.25	56421.3616	120261.8642	1515176.68
3.37	77560.5024	160783.9428	1481545.00
4.50	102012.3664	207354.1135	1436918.48
5.63	93150.9017	180345.4365	1378403.28
6.75	106596.7180	207277.3584	1328095.48
7.88	120902.1071	233230.854	1270950.68
9.00	135989.1359	263180.005	1206237.08
10.08	151849.1555	290475.0465	1133927.16
11.31	168465.8462	291632.9357	1056647.52
12.68	178578.1806	266879.8432	967575.32
14.12	186729.7094	261699.8429	877953.56
15.67	196380.6204	242068.9132	784191.00
17.33	205517.9224	218307.8581	690059.12
18.98	217340.7081	229465.0474	596040.44
20.53	227951.5016	212196.1389	481800.00
22.33	197709.6827	186353.0779	398808.44
23.80	169044.6882	162890.5445	314515.00
25.65	139047.1759	184974.2647	144666.12
27.50	118629.2032	93054.64935	58397.48
29.96	48152.3840	33097.39262	17890.56



Figura 164. Modelagem tridimensional do sistema estrutural da Catedral Metropolitana de Brasília. Fonte: Autorial.

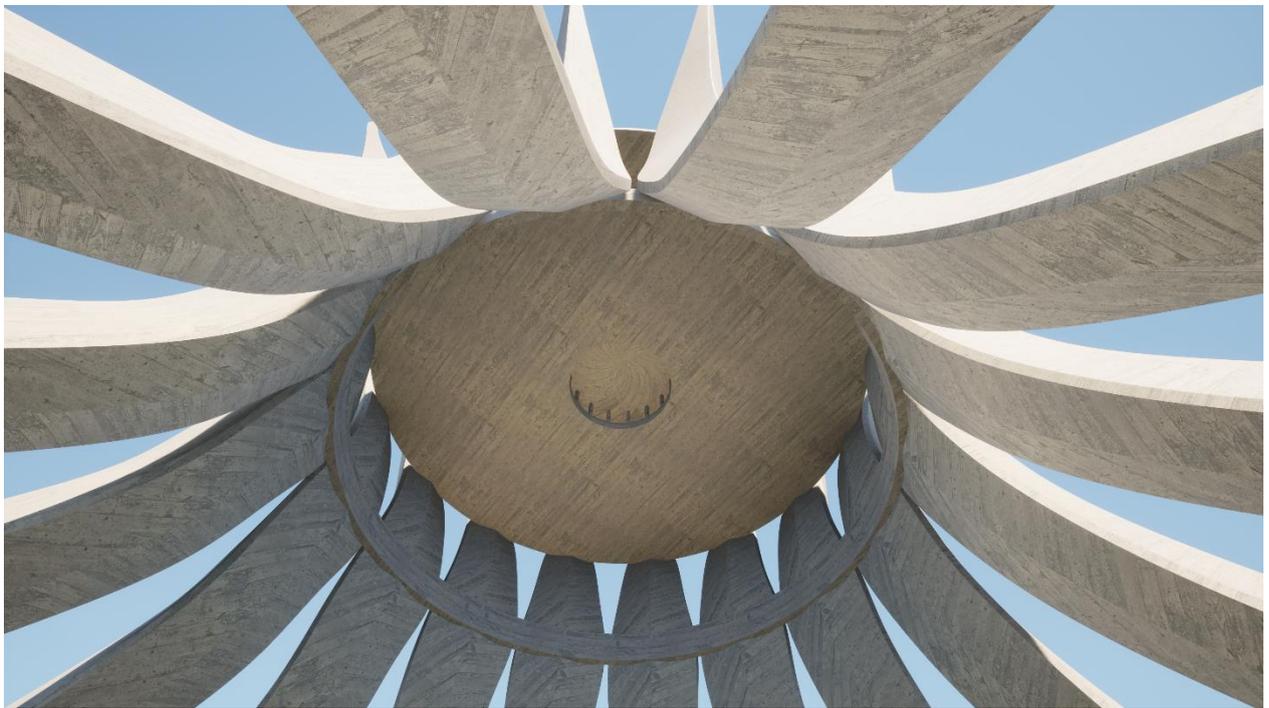


Figura 165.. Detalhe da laje circular de cobertura e anel de compressão. Fonte: Autorial.

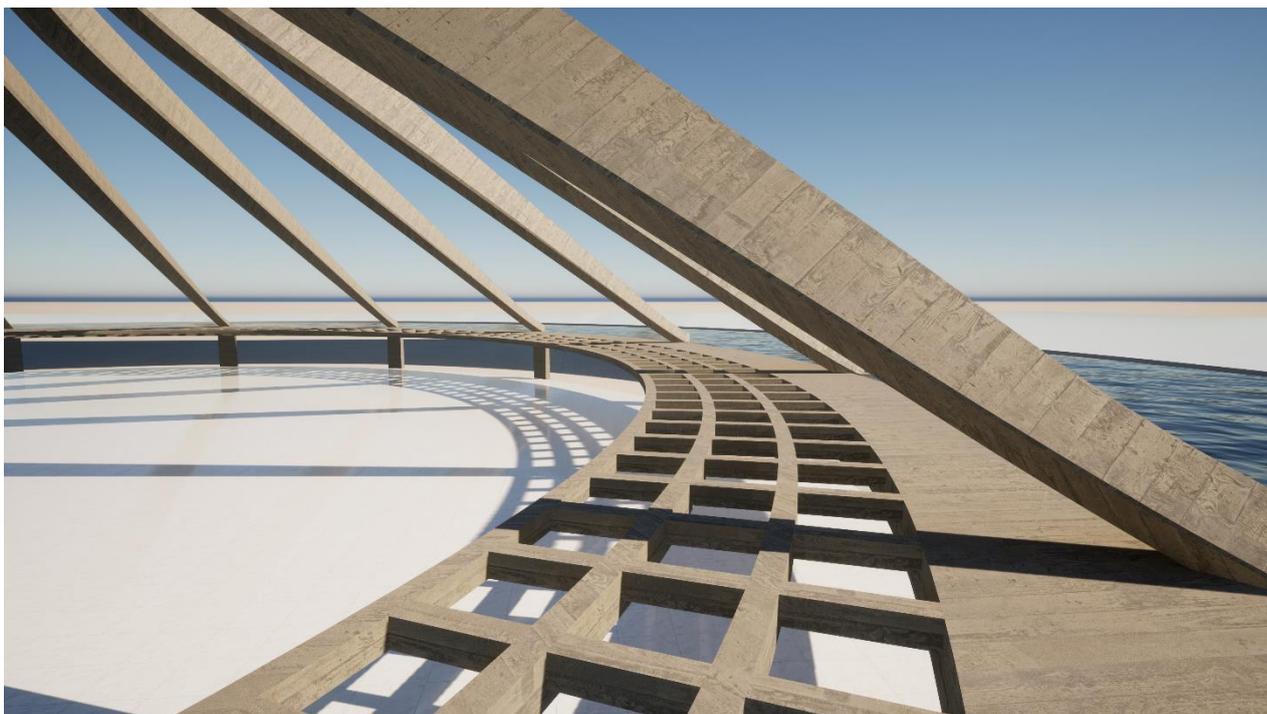


Figura 166. Detalhe do toque dos montantes hiperbólicos no anel de tração inferior. Fonte: Autoral.



Figura 167. Detalhe dos montantes (Pilares). Fonte: Autoral.

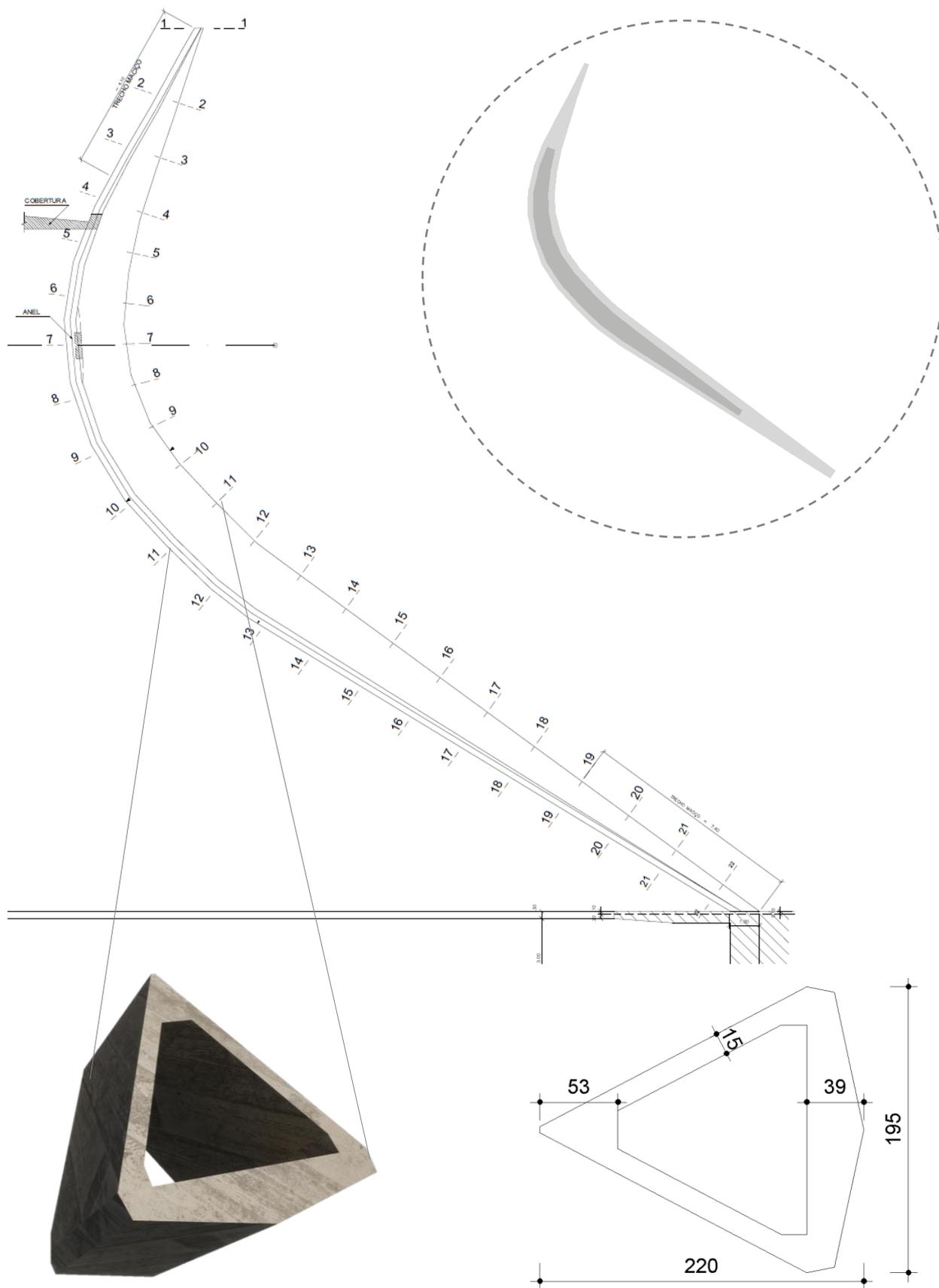


Figura 168. Detalhe do montante da catedral e seção transversal 11.

7.6.1 Aplicação

Esta seção destina-se à apresentação dos resultados da aplicação do método na Catedral Metropolitana de Brasília. Dado o formato hiperbólico dos pilares, as condições de contorno, que fogem da proposta inicial do método, algumas adaptações e simplificações serão adotadas mediante o estabelecimento de tipologias de simulação. Para o cálculo do índice de vulnerabilidade sísmica I_S , adotou-se seções transversais perpendiculares ao eixo longitudinal da coluna, sendo estas divisões propostas pelo projeto original (caso C_APE_PC) e por seções transversais da coluna paralelo ao solo (Caso C_APA_PC). Como a distância entre cada seção é $h \approx 1,13$ m e, portanto, a razão entre h e $D \leq 2$, a tensão média de cisalhamento no estado limite último é $r_{sc} = 10 \text{ kgf/cm}^2$, o que indica o sufixo PC (Pilar Curto). Os outros casos com sufixo “P” se caracterizam pelo pilar com tensão média de cisalhamento no estado limite último com $r_{sc} = 7 \text{ kgf/cm}^2$ (Tabela 73).

Tabela 73. Casos de estudo em função da área e do pilar. Fonte: Autoral.

Sigla	Seção transversal	Tipo de Pilar	Tensão média de cisalhamento
C_APE_PC	Área Perpendicular	Pilar curto	10 kgf/cm ²
C_APA_PC	Área Paralela	Pilar curto	10 kgf/cm ²
C_APE_P	Área Perpendicular	Pilar	7 kgf/cm ²
C_APA_P	Área Paralela	Pilar	7 kgf/cm ²

O subíndice de configuração estrutural (S_D) da Catedral, um tanto quanto complexa dentro dos limites do método, resultou na penalização de 0,8464, motivada pelos itens: não-uniformidade das alturas entre pisos dos pavimentos e não-uniformidade das rigidezes dos elementos verticais. Uma vez que o método se destina a edifícios regulares o emprego para a catedral é cauteloso até pela inexistência de pavimentos ou “níveis” e o formato irregular dos pilares que ora também atuam como vigas inclinadas. Esta é uma das razões para propor quatro tipologias distintas. O subíndice de desempenho sísmico (E_0), calculado metro a metro, teve uma variação ascendente. Especificamente, entre cada simulação, as áreas de concreto da seção transversal divergem devido ao ângulo de corte, sendo maior ou menor, conduzindo, deste modo, a índices de vulnerabilidade sísmica distintos. A Figura 169 correlaciona os índices de desempenho sísmico ao longo da altura dos montantes hiperbólicos. Acatando um grau de deterioração $T_D = 0,8$, devido à idade da edificação, a princípio, o caso C_APE_P evidenciou o menor $I_S = 0,3780$ dentre os quatro casos. Em seguida, o modelo de simulação apresentou C_APE_PC com $I_S = 0,4320$. Quando considerado

no primeiro metro, a área da seção transversal do montante, paralela à base tanto como pilar ou como pilar curto, os valores elevaram-se para $I_S = 0.8342$ e $I_S = 0.9533$, respectivamente.

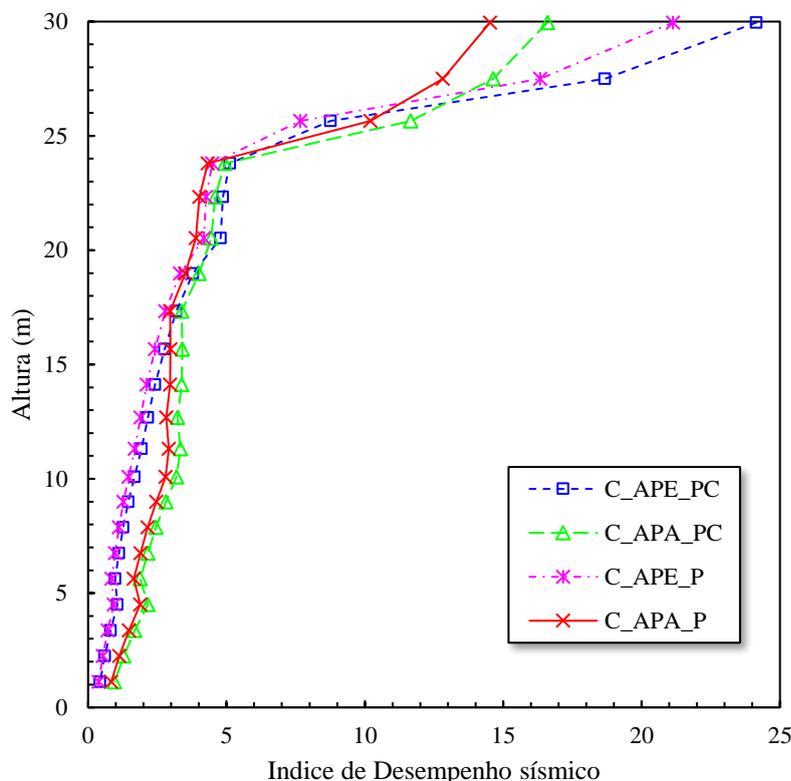


Figura 169. Índice de desempenho sísmico para cada caso de simulação.

Influenciados pela contiguidade das áreas das seções transversais na altura $h = 18,98$ m, os índices de desempenho sísmico tendem a se assemelhar em todos os casos simulados. Ressalta-se que é nesta cota em que os montantes se apoiam no anel de compressão, onde se unem. Entretanto, na altura $h = 23,80$ m, os pilares tendem a se distanciar, prosseguindo a curvatura hiperbólica. Observa-se, a partir deste ponto, uma inversão no comportamento dos índices de desempenho sísmico, de forma que, na última cota considerada, os casos C_APA_PC e C_APA_P apresentam I_S inferior aos casos C_APE_PC e C_APE_P, mas deve-se ponderar que essa redução não afeta o desempenho sísmico global da estrutura da Catedral.

Dado os altos valores de I_S encontrados em qualquer uma das condições de simulação, optou-se por efetuar análises e comparações adotando o valor que corresponde à base dos montantes. Deste modo, as Figuras 170 a 173 fazem a comparação do índice de desempenho sísmico de cada caso com os índices de solicitação sísmica das zonas 0 a 4 com alternância da classe de solo (A até E) e categoria de utilização $U = 1,0$. Tais figuras facilitam a visualização dos casos que apresentam maior ou menor capacidade de reserva técnica. Em todos os gráficos, inclusive, na

Figura 173, nas Zona 03 e 04, o caso de simulação C_APE_P possui menor performance, tanto que, na classe de solo E, o $I_{S0} = 0.2614$ e se aproxima de $I_S = 0,3780$.

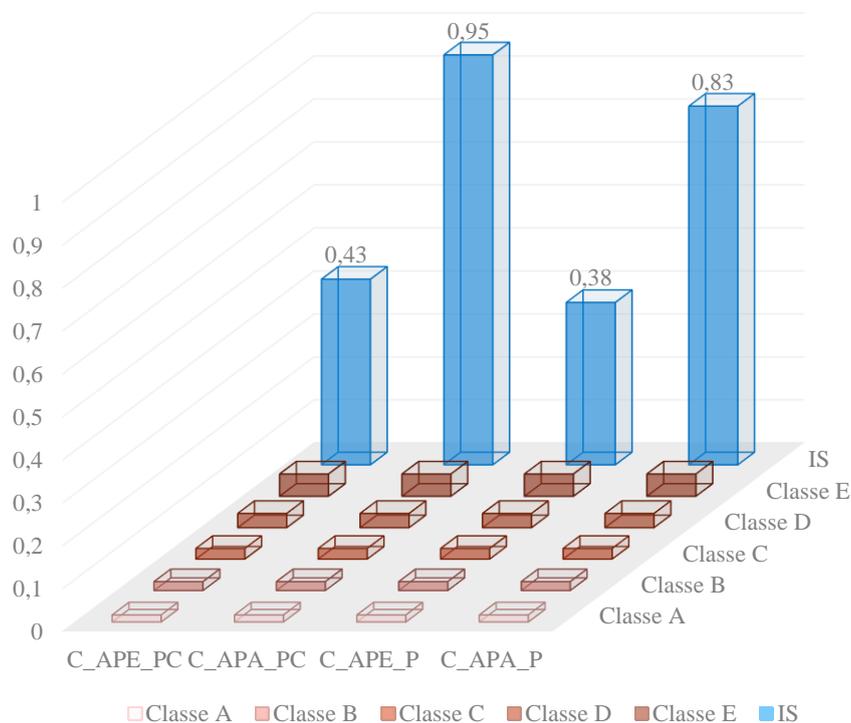


Figura 170. Gráfico comparativo da estrutura da Catedral em zona sísmica 0. Fonte: Autoral.

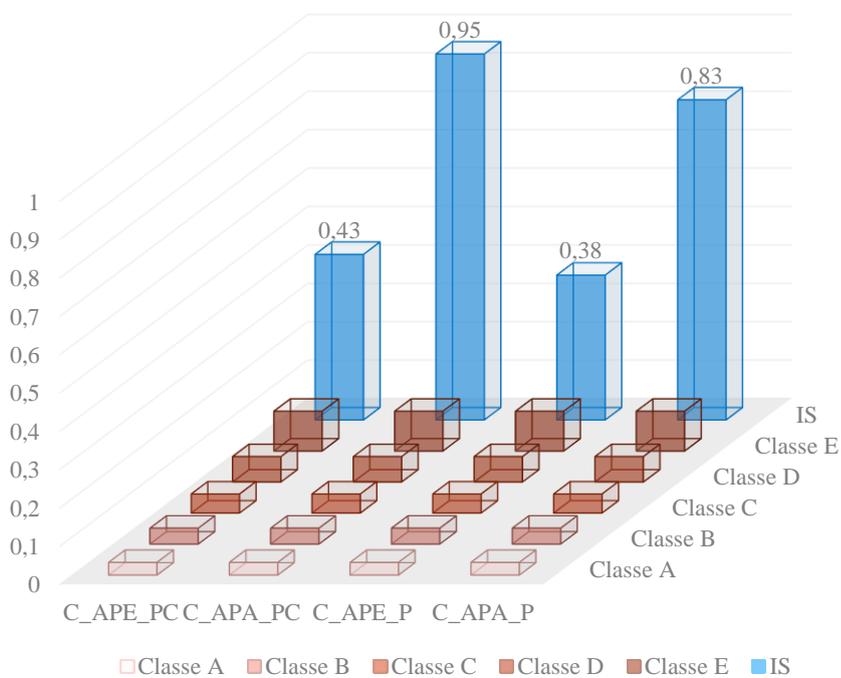


Figura 171. Gráfico comparativo da estrutura da Catedral em zona sísmica 1. Fonte: Autoral.

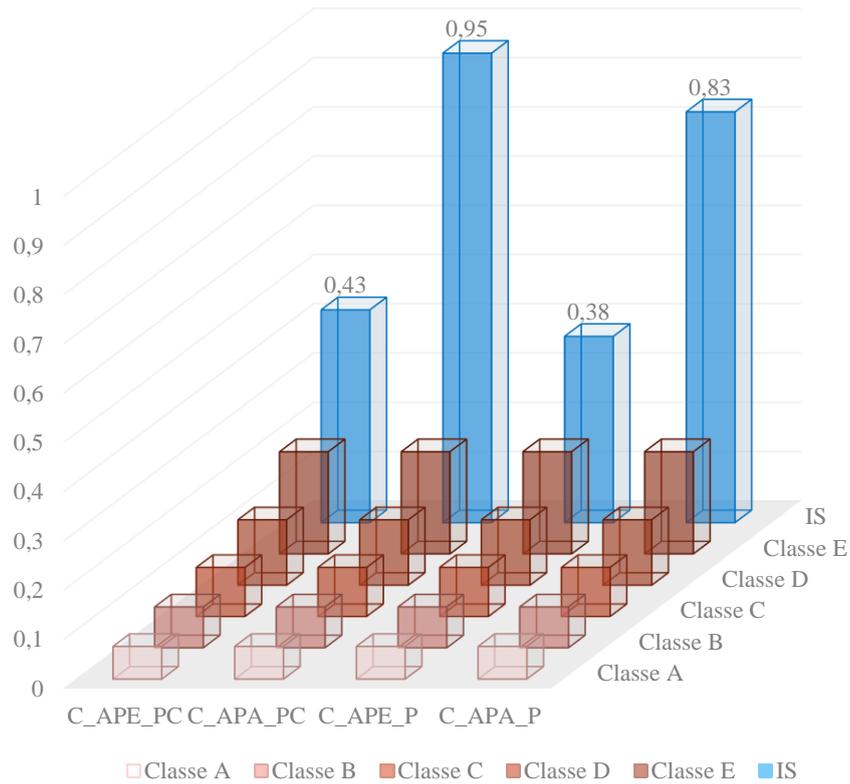


Figura 172. Gráfico comparativo da estrutura da Catedral em zona sísmica 2. Fonte: Autoral.

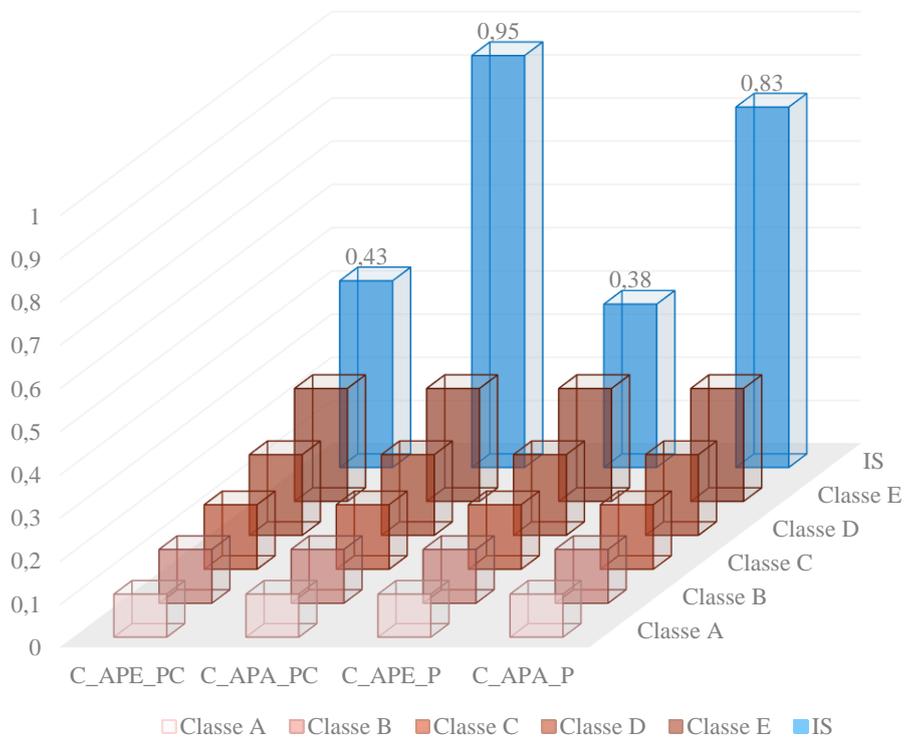


Figura 173. Gráfico comparativo da estrutura da Catedral em zona sísmica 3 e 4. Fonte: Autoral.

A tabela 74 relaciona os índices de solicitação sísmica I_{S0} , para todas as zonas sísmicas brasileiras.

Tabela 74. Índices de solicitação sísmica (I_{S0}) da Estrutura da Catedral. Fonte: Autoral.

Zona Sísmica	Classe de Terreno				
	Classe A	Classe B	Classe C	Classe D	Classe E
0	0,0166	0.0208	0.0249	0.0332	0.0519
1	0.0332	0.0415	0.0498	0.0664	0.1038
2	0.0664	0.083	0.0996	0.1328	0.2075
3 e 4	0.0996	0.1245	0.1494	0.1868	0.2614

Ainda sobre o caso C_APE_P e a sua reserva de capacidade R_{CR} , a Figura 174 detalha a razão entre os índices $I_S = 0,3780$ e I_{S0} .

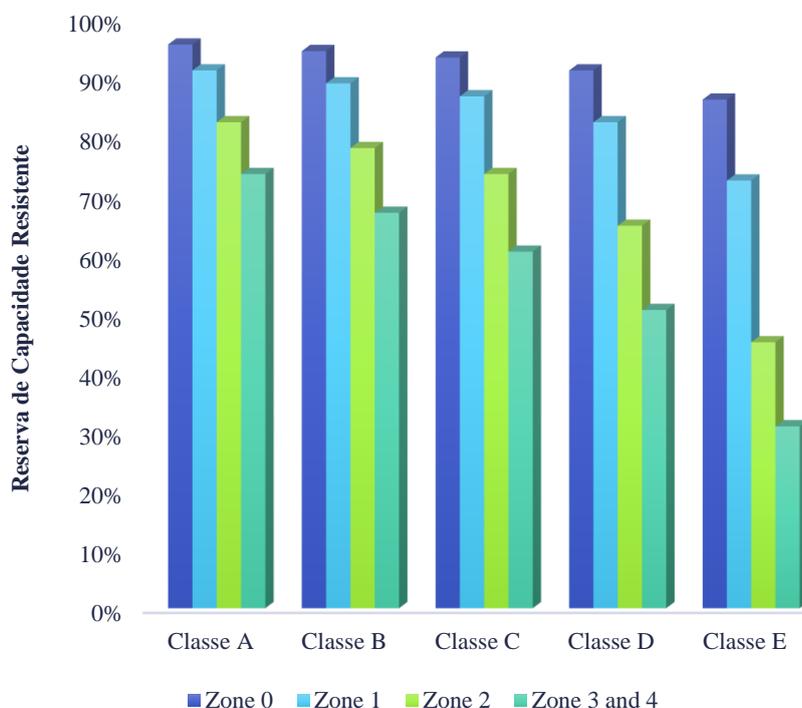


Figura 174. Gráfico da Reserva de Capacidade Resistente da Catedral. Fonte: Autoral.

A superfície de desempenho sísmico da figura 175 reflete o menor índice de desempenho sísmico da base da estrutura da Catedral para o caso de simulação C_APE_P com subíndice de desempenho básico $E_0 = 0.5583$ constante.

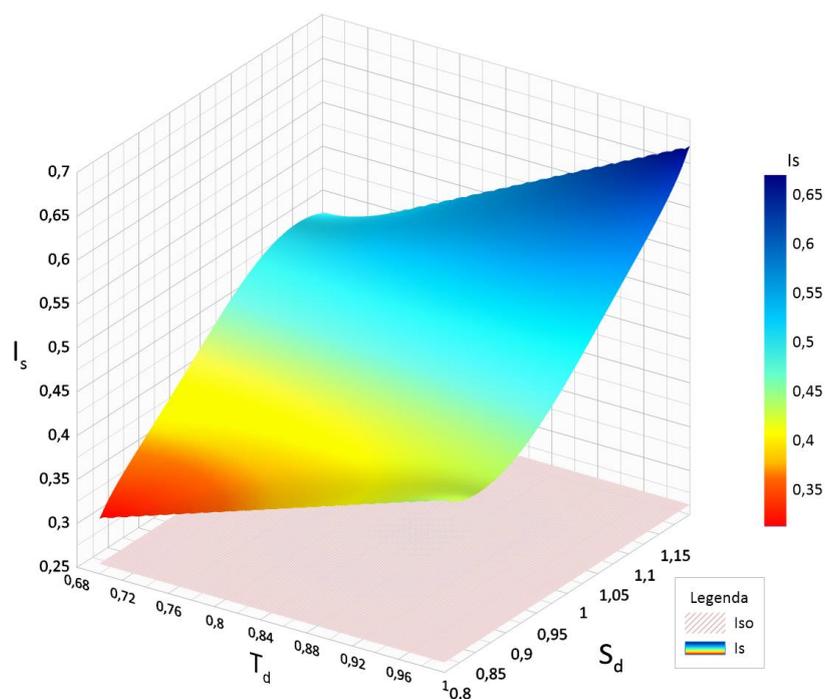


Figura 175. Superfície de desempenho sísmico da estrutura da Catedral. Fonte: Autoral.

7.6.2 Cenários Possíveis

Os resultados obtidos em termos de probabilidade de falha e índices de confiabilidade pela simulação de Monte Carlo da estrutura da Catedral de Brasília são elucidados em gráfico 176 para melhor entendimento do comportamento sísmico de cada pavimento. Mantém-se a nomenclatura dos casos de simulação definidos na seção anterior, bem como as áreas transversais do montante hiperbólico. Convém mencionar que o menor valor do índice β na base do pilar hiperbólico origina-se no caso C_APE_P ($\beta = 1,4865$) e é inferior ao nível mínimo (IO). Consecutivamente, o cenário C_APE_PC com $\beta = 2,1928$ ainda permanece abaixo do nível IO.

O índice de confiabilidade eleva-se, de modo considerável, para os casos C_APA_P e C_APA_PC, respectivamente, $\beta = 3,3079$ e $\beta = 4,2002$ onde ambos os modelos atendem ao nível LS. Igual comportamento é registrado nos índices de confiabilidade ao longo da altura da Catedral. Cita-se o caso C_APA_PC, que, despontando na base da estrutura com valores de $\beta > 4$, finaliza no topo da edificação com índice de confiabilidade menor do que nos demais cenários. É preciso lembrar, no entanto, que todos os valores no topo da estrutura da Catedral, independentemente do caso simulado, constataam alto nível de segurança sísmica.

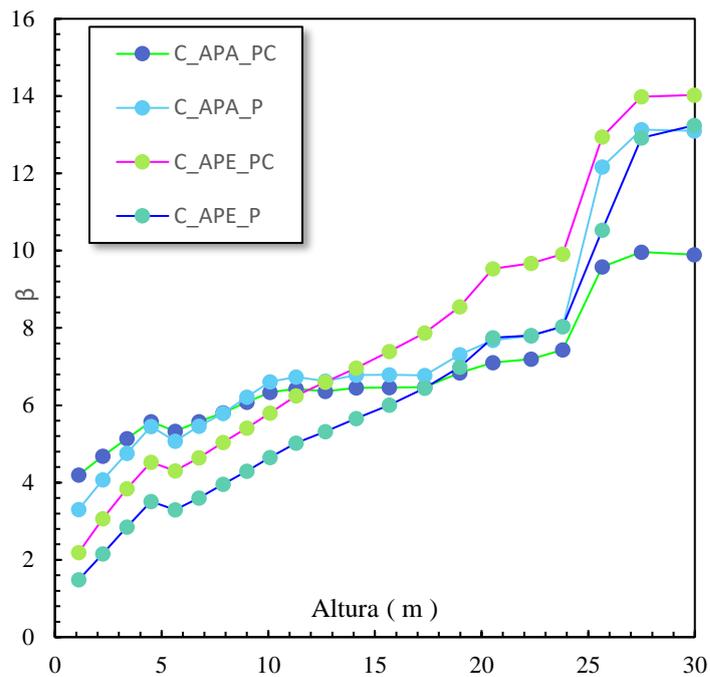


Figura 176. Índice de confiabilidade por caso de simulação da Catedral

Segue-se com os quatro tipos de análises na avaliação da segurança, de modo a estudar o comportamento de cada variável. A primeira análise considera a variável T_D determinística em cada simulação, variando de 0.7 a 1.0 em incrementos de 0.05. Optou-se por simular apenas na base da edificação, uma vez que, como investigado no Gráfico 177-a, invariavelmente, os índices tendem a crescer nas demais alturas analisadas.

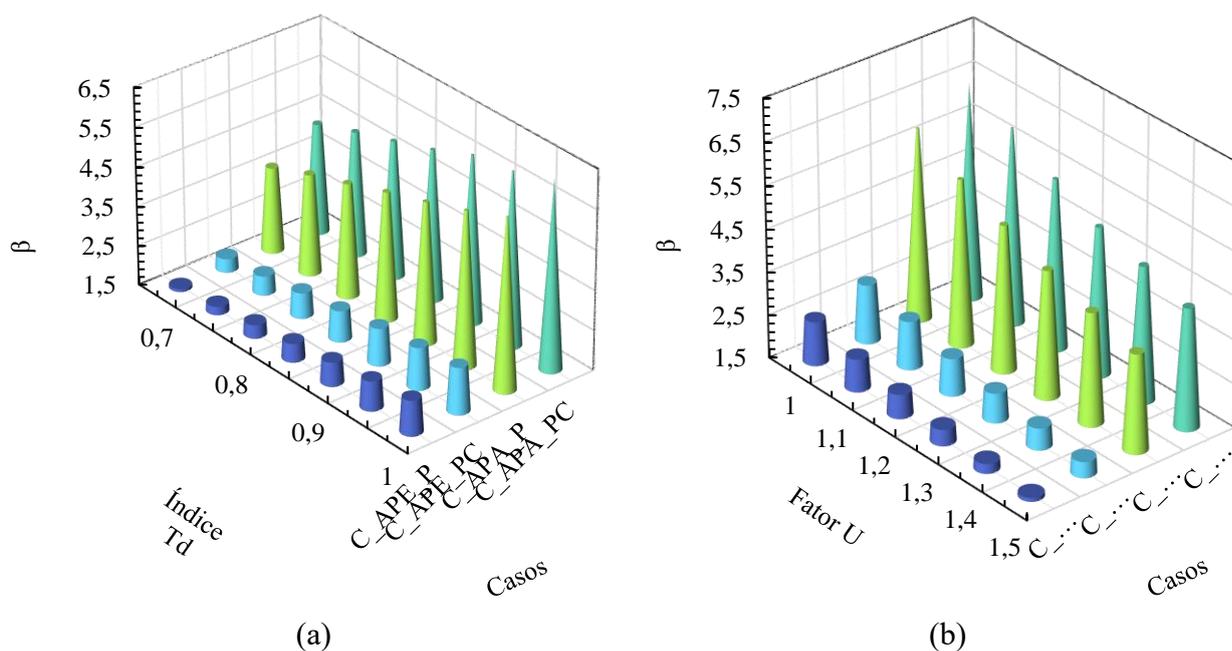
Quando se adota pilar normal com áreas transversais perpendiculares em quaisquer graus de deterioração, inclusive, nula, os valores de β estão abaixo do nível alvo mínimo IO. Isto ocorre, parcialmente, para áreas transversais perpendiculares com pilares curtos. No caso C_APA_P, a partir de $T_D = 0.75$, os índices de confiabilidade são superiores a $\beta = 4$. A deterioração crítica $T_D = 0.7$, no caso C_APA_PC, não foi suficiente para o valor do índice de confiabilidade inferior a 4, comprovando tanto os cálculos determinísticos como também o elevado nível de segurança do sistema.

A segunda proposta de experimento envolve a manutenção do fator de importância da edificação. Corroborando os cálculos determinísticos, o aumento de falhas do sistema ocorre pelo aumento no fator de importância. A Figura 177-b ilustra o comportamento dos quatro casos de simulação na base da estrutura da Catedral.

O caso C_APE_P no fator de importância $U = 1.0$ apresenta índice de confiabilidade tangenciando o nível mínimo IO, $\beta = 2.4994$, e os demais índices de confiabilidade deste caso

decrecem. O caso C_APE_PC tem desempenho satisfatório apenas nos fatores de importância $U = 1.0$ e $U = 1.1$ com confiabilidade $\beta = 2.8465$ e $\beta = 2.603$, respectivamente. Já no cenário de simulação C_APA_P apenas na máxima majoração das forças sísmicas ($U = 1.5$), quando o índice de confiabilidade permanece abaixo de 4, mas superior a 3. E, por fim, no caso C_APA_P com alto nível de segurança e, independentemente da majoração efetuada, a confiabilidade é $\beta > 4$.

A influência da resistência à compressão do concreto no intervalo de 25 a 50 MPa foi objeto de estudo também. A Figura 177-c mostra o desempenho da estrutura da Catedral em diferentes cenários e variados f_c . No cenário C_APE_P, somente com resistência à compressão igual ou superior a 40 Mpa, se atingiu o nível mínimo IO. O caso de pilar curto, mantendo área perpendicular, na resistência $f_c = 30$ Mpa, atende ao valor de referência. Ainda neste caso, quando a resistência é elevada a 45 MPa, uma nova transição é registrada com valores de $\beta > 3.0$. Nos cenários de simulação C_APA_PC e C_APA_P, em todas as classes de resistência, os índices de confiabilidade são superiores a 4. Em particular, o caso C_APA_PC, na resistência de 50 Mpa, o índice de confiabilidade $\beta = 7,1917$.



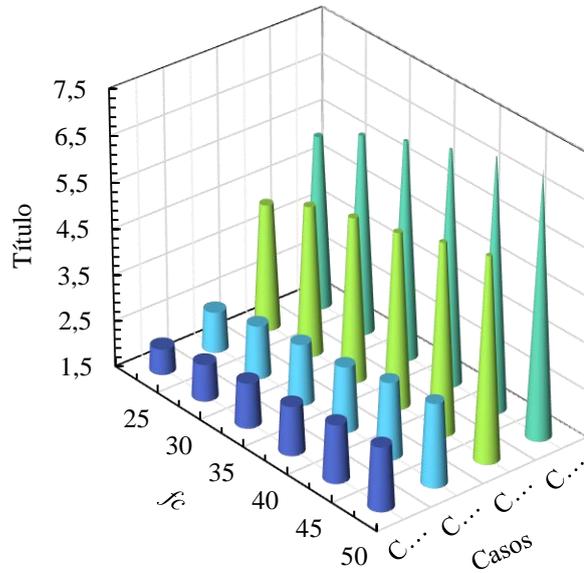


Figura 177. Comparação do Índice de confiabilidade por caso de simulação da Catedral para valores fixo de U , T_d , f_c . Fonte: Autoral.

A probabilidade de falha da figura 178-a de $p_f = 0.0279$ refere-se ao sistema em série do caso C_APE_PC. As amostras divididas por plano na figura 178-b representam os domínios de falha e de sobrevivência para o cenário com área da seção transversal dos pilares perpendicular ao eixo do pilar e com tensão de cisalhamento $r_c = 7 \text{ kgf/cm}^2$, por meio do Nível de Vulnerabilidade Sísmica.

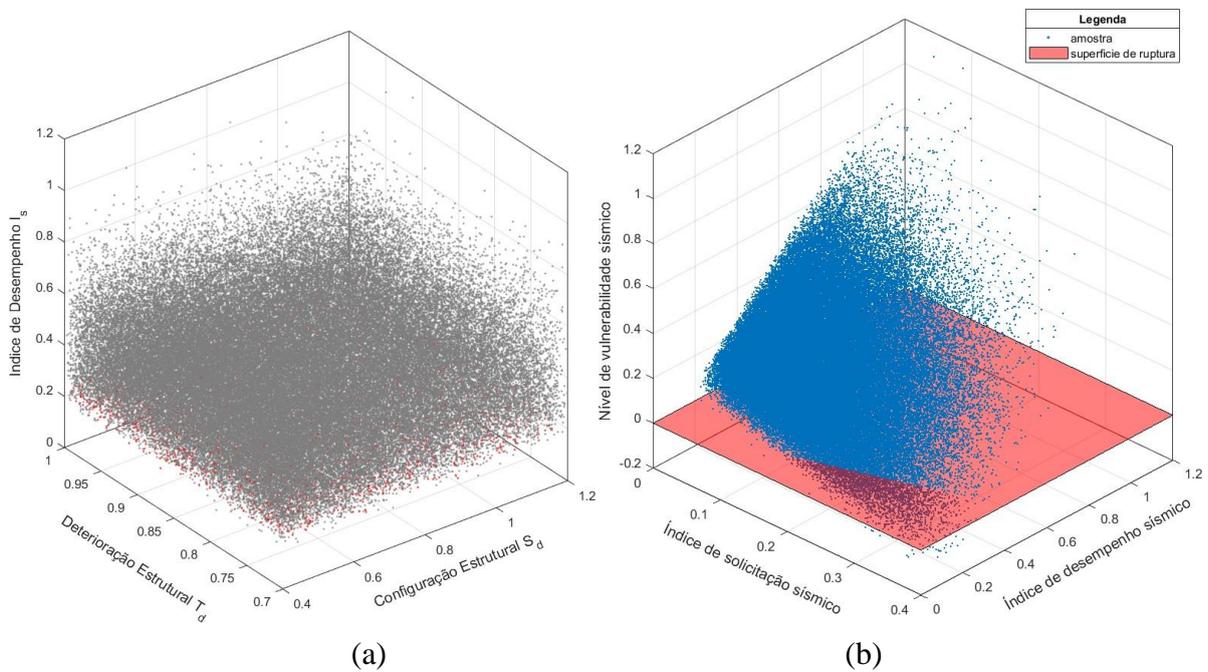


Figura 178. (a) Nuvem de poeira de pontos amostrados, (b) Poeira de pontos com plano de ruptura. Fonte: Autoral.

7.6.3 Cenários Prováveis

Nesta seção busca-se delimitar a análise de confiabilidade às condições de contorno da cidade de Brasília e à catedral. A distribuição de probabilidade e respectivos parâmetros foram introduzidos na seção 6.4.2 e se limita por exemplo à complexidade da geometria da estrutura e, portanto, adoção de média de $S_D = 0,5$. O índice de confiabilidade na base do montante $\beta = 4.3546$ e probabilidade de falha $p_f = 6 \cdot 10^{-6}$ corresponde ao atendimento dos níveis de segurança IO, LS e CP. A figura 179 indica interferência menor entre distribuições, equivale a uma menor área do produto da função marginal de densidade de probabilidade da solicitação e a função marginal de densidade de probabilidade da resistência.

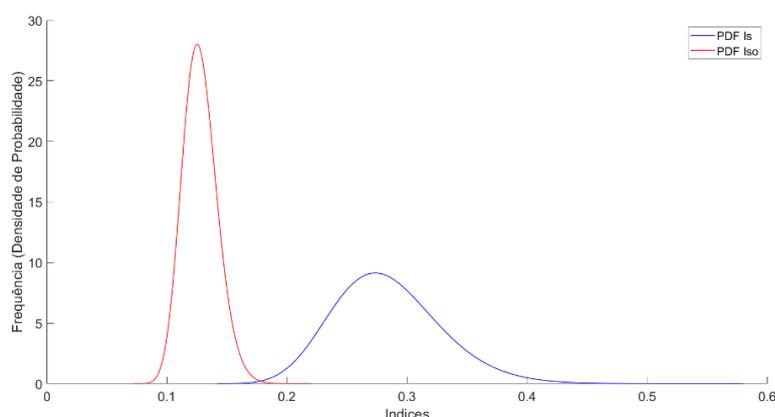


Figura 179. Distribuição Logarítmica de Resistencia (Is) e Solicitação (Iso) da Catedral Metropolitana de Brasília

7.7 Análise de Sensibilidade

A sensibilidade do comportamento sísmico obtido do modelo, relacionada às variáveis de incertezas, estão presentes na Figura 180. A análise de sensibilidade foi aplicada apenas na estrutura do Palácio do Itamaraty, tendo em vista que a ênfase nesta seção é a implementação do Método de Hirosawa Adaptado, bem como as suas variáveis básicas.

Pode ser visto que a variável básica de maior influência nesta análise é a área da seção transversal do concreto, seguida da configuração estrutural que quantifica o efeito da forma; a complexidade de distribuição de massa e de rigidez; a resistência característica do concreto; o peso próprio da estrutura; e o subíndice de deterioração estrutural. Observou-se também que o modelo, linearmente, depende das variáveis de entrada, e não existe interação entre elas, uma vez que $\sigma_j \ll \mu^* \forall j$.

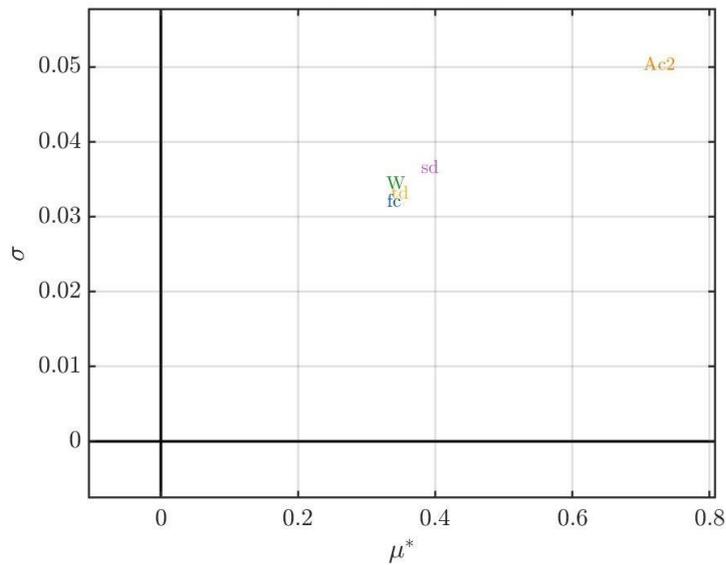


Figura 180. Efeitos elementares via análise de sensibilidade. Fonte: Autoral.

7.8 Comparativo dos Resultados

Esta seção sintetiza os principais índices de cada estrutura abordada nos itens anteriores e correlaciona com suas características intrínsecas, como seção transversal total, peso e área do pavimento a que se refere o índice apresentado. Será enfatizado apenas o menor índice de desempenho sísmico, bem como o menor índice de confiabilidade da estrutura, uma vez que estes índices representam o comportamento global. Logo, como já apresentado, para cada estrutura, não obrigatoriamente, o menor índice de desempenho sísmico corresponderá ao primeiro pavimento.

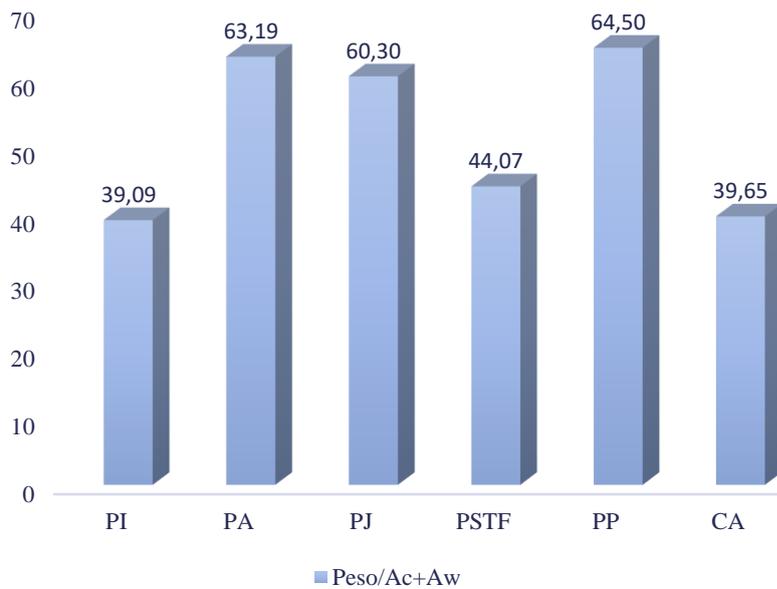


Figura 181. Razão peso e área de concreto de cada estrutura

O Gráfico 181 compara a razão entre o peso da estrutura acima do pavimento estudado (kgf) pela somatória da área da seção transversal dos pilares e paredes estruturais ($A_C + A_w$). É válido observar que à medida que $\frac{W}{(A_C + A_w)}$ se aproxima de 100, os índices de desempenho sísmico decrescem. Se os valores se aproximam de 10, ou seja, a razão é reduzida, ocorre um aumento do índice de desempenho sísmico. A Figura 182 aglomera os índices de desempenho sísmico global de cada estrutura, com ênfase para o menor valor verificado no Palácio da Alvorada e o máximo índice no Palácio do Itamaraty. Ao mesclar os Gráficos 181 e 182, observa-se que o máximo índice de desempenho corresponde à menor porção $\frac{W}{(A_C + A_w)}$. Este mesmo exercício de correlação entre o peso e as áreas de concreto foi exercitado nos pavimentos remanescentes dos palácios analisados concluindo que se o resultado desta razão mantiver abaixo de 20, tem-se elevados índices de desempenho sísmico.

$$\frac{W}{(A_C + A_w)} \leq 20$$

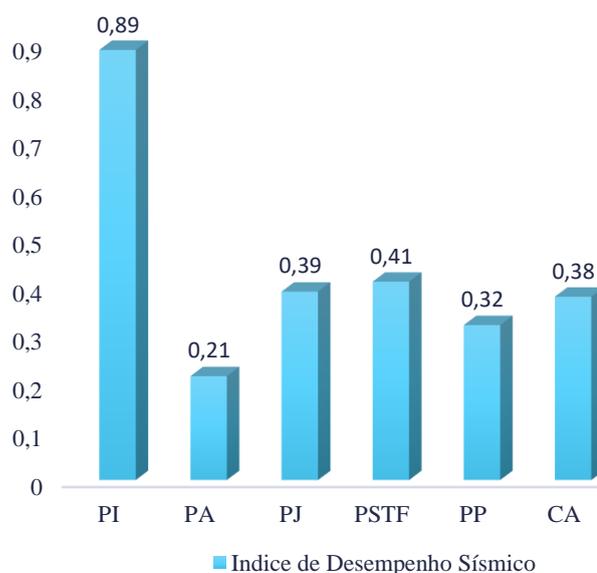


Figura 182. Síntese dos subíndices E_o dos patrimônios históricos

O incremento no índice de desempenho sísmico assegurado pelas paredes de concreto é observado na figura 183. O Palácio da Alvorada, se comparado aos demais, possui a menor taxa de variação $\Delta E_o = 0,0508$. A combinação entre o desempenho básico estrutural e o índice de desempenho sísmico de cada Palácio e da Catedral Metropolitana de Brasília está exposta na Figura 184. A região sombreada inferior do gráfico em cor vermelha representa o índice de solicitação

sísmica $I_{50} = 0.0519$, relativo à zona sísmica de Brasília (Zona 0) e à classe de solo “E”, com fator de importância $U = 1.0$.

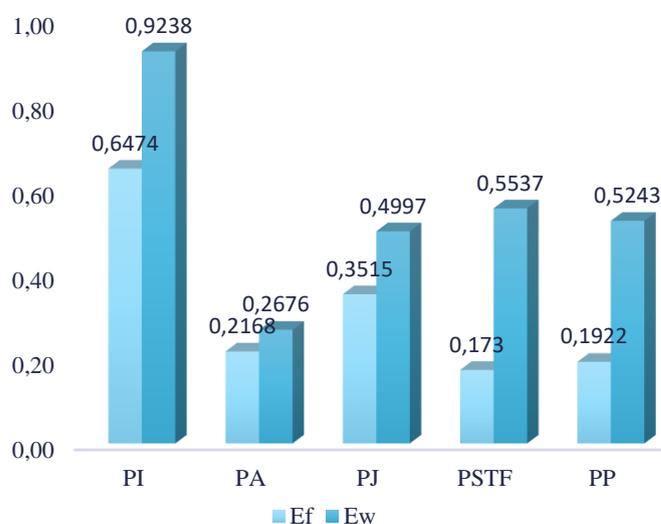


Figura 183. Subíndice E_o sem e com as paredes estruturais

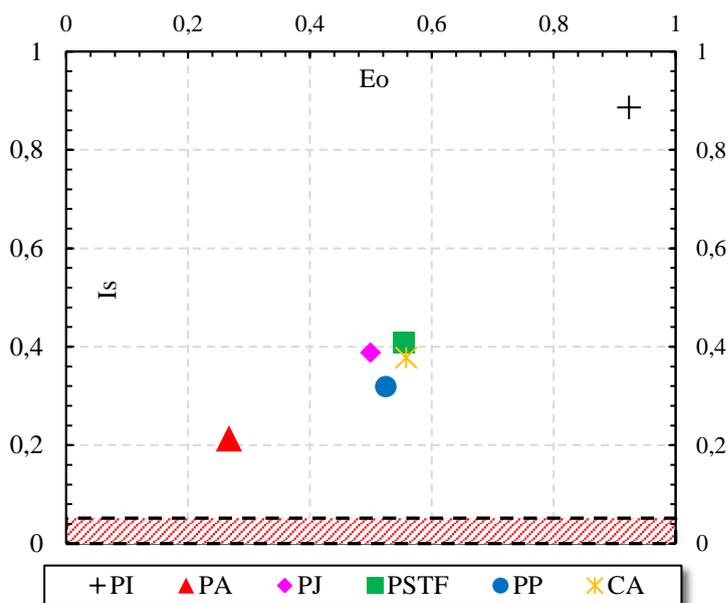


Figura 184. Índice I_s e subíndice E_o dos patrimônios

Análogo à Figura 184, traçou-se também um gráfico comparativo (Figura 185-a) para o cenário de sismicidade moderada (Zona 4), classe de solo “E” e fator de importância $U = 1.5$. Atenta-se para a expansão da região hachurada, uma vez que o índice de solicitação é $I_{50} = 0.3922$. Nota-se que, neste cenário hipotético, os Palácios da Alvorada, do Planalto e da Justiça e a Catedral exibiram comportamento incerto nesta zona sísmica. Os índices de desempenho sísmico desses palácios e da Catedral, em função da configuração estrutural, são apresentados na Figura 185-b.

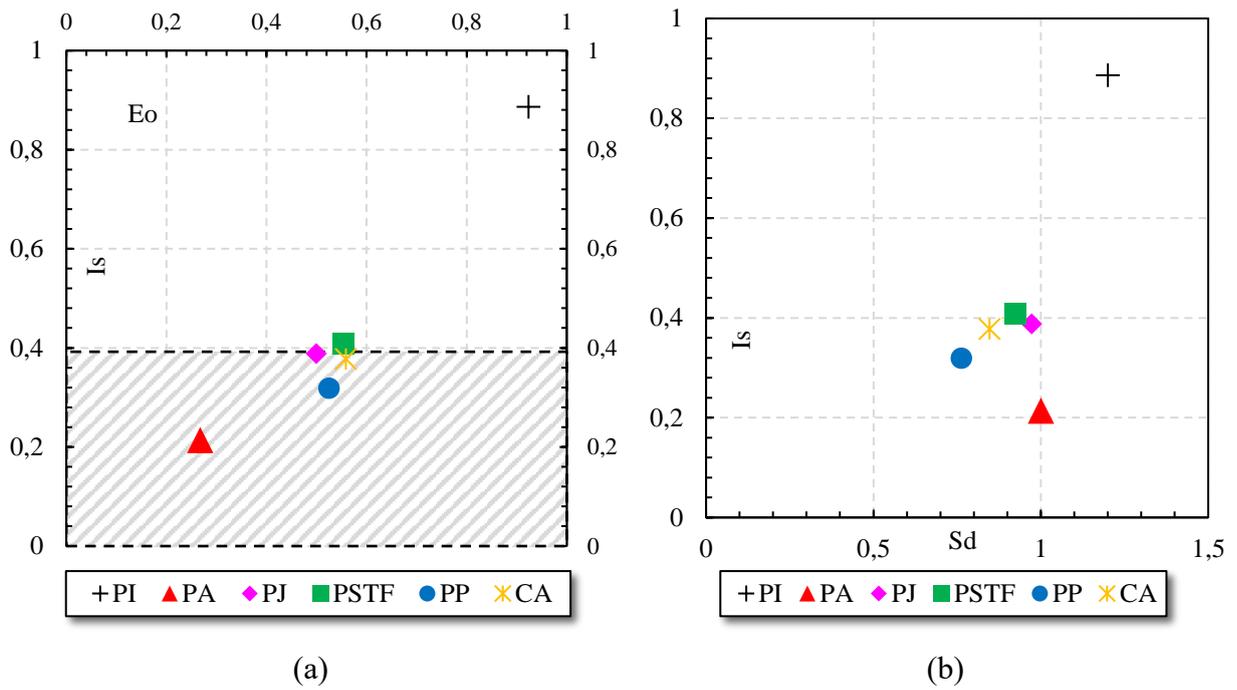


Figura 185. (a) Índice de I_s e subíndice E_o para $U = 1,5$, (b) Índice de I_s e índice S_d dos patrimônios

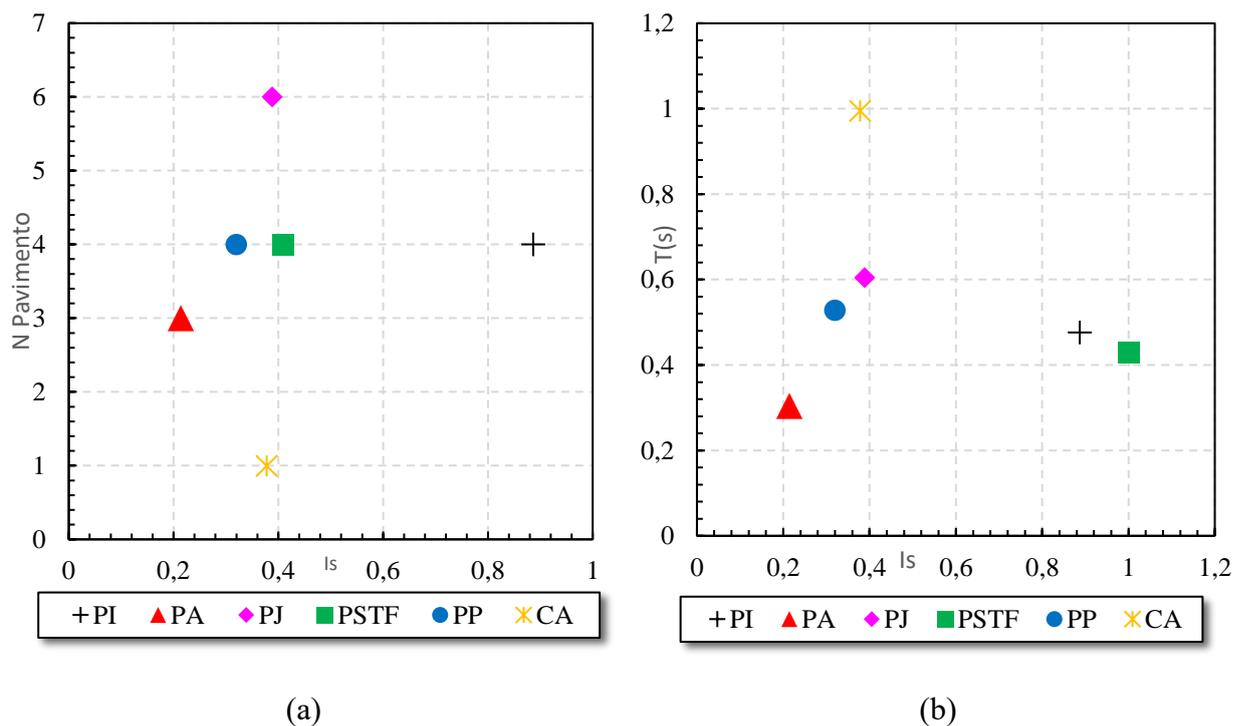


Figura 186. (a) Correspondência número de pavimentos e Índice de desempenho sísmico, (b) Período das estruturas e Índice de desempenho sísmico dos patrimônios.

Outras correlações foram traçadas entre o índice de desempenho sísmico e demais variáveis como o número de pavimentos da edificação (Figura 186-a). Ressalta-se que os índices são os menores valores e isto não necessariamente está atrelado ao primeiro pavimento tampouco se pode inferir relação direta entre o número de pavimentos e o valor do índice. Tanto o Palácio da Justiça

com seis níveis quanto o STF com quatro apresentaram índices próximos ao passo que o Palácio do Itamaraty também com quatro despontou índice superior aos demais. O período da estrutura, calculado conforme sugerido pela norma NBR 15.421, para cada edificação, está disposto na figura 186 (b). Dado que o método proposto pela norma considera a altura da edificação logo os valores dos períodos são ligeiramente vizinhos.

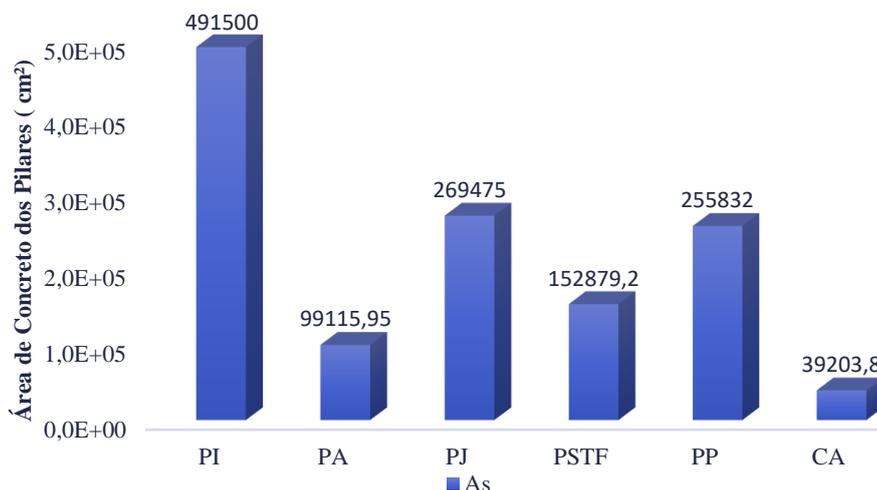


Figura 187. Área de concreto dos Pilares de cada Edificação

Os índices β , resultado de análises de confiabilidade por simulação de Monte Carlo estão reunidos na tabela 75. Evidencia-se, novamente, que os valores de acelerações sísmica, o fator de importância, a configuração estrutural e a deterioração estrutural são variáveis aleatórias, podendo assumir, inclusive, valores máximos e mínimos no cenário provável. O cenário provável, condições de contorno do patrimônio estudado com a aceleração sísmica de Brasília, também está presente na figura 188. Todos os patrimônios estudados, exceto o Palácio da Alvorada, apresentam níveis de segurança adequados com índices de confiabilidade superiores ao nível IO.

Tabela 75. Cenários possíveis dos Patrimônios. Fonte: Autoral.

Patrimônio	Possível	Provável
Palácio do Itamaraty (PI)	2,3294	3,6949
Palácio da Alvorada (PA)	0,2672	1,1504
Palácio da Justiça (PJ)	1,3068	2,5017
Palácio do Supremo (PSTF)	1,6425	3,5401
Palácio do Planalto (PP)	1,3731	3,0459
Catedral Metropolitana (CA)	1,9260	4,3546

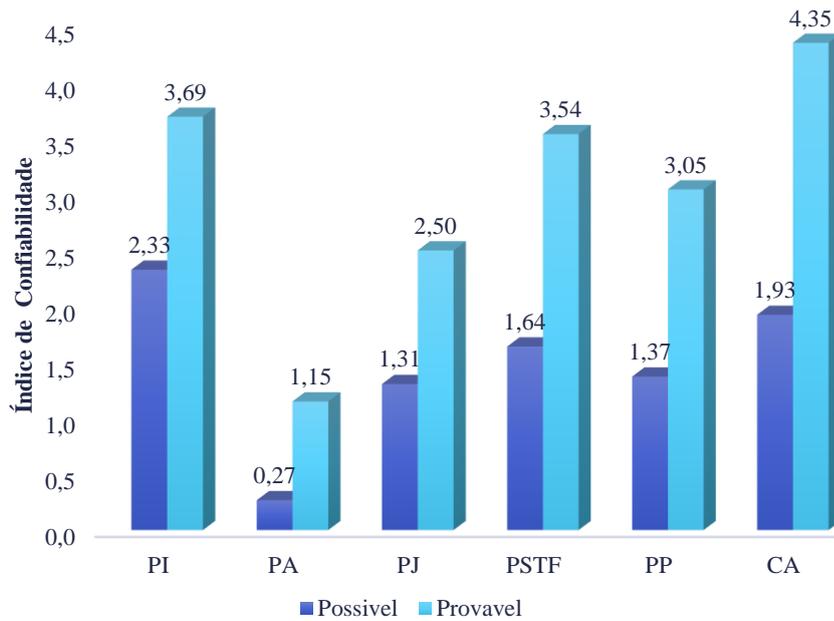


Figura 188. Índices de confiabilidade dos patrimônios para os cenários possíveis e prováveis.

Os gráficos anteriores permitem compreender quais variáveis foram fundamentais para um nível adequado ou não de segurança dos patrimônios históricos. O Palácio do Itamaraty detém elevado nível de segurança dado a área de concreto dos pilares se comparado aos demais patrimônios (gráfico 188), também, área de concreto de paredes estruturais o que reflete diretamente no subíndice de desempenho básico estrutural (gráfico 183). A distribuição do carregamento permanente da estrutura e a área de concreto também influencia no nível de segurança da edificação, proporções menores implicam em adequado nível de segurança (figura 181).

Na outra extremidade com inadequado nível de segurança se encontra o Palácio da Alvorada com área de concreto de pilares inferior aos demais Palácios. O gráfico 185-a sintetiza estes dois extremos quando relaciona o subíndice de desempenho básico estrutural e o índice de desempenho sísmico. Ressalta-se que o Palácio da Alvorada figura ainda como edificação com menor resistência a compressão do concreto e isto também impacta no subíndice E_0 . Ainda acerca do Palácio da Alvorada, na figura 188 o índice de confiabilidade de 1,31 indica um nível de segurança inadequado. Ressalta-se a distribuição probabilística gaussiana adotado para o subíndice S_D : média 0,5 e desvio padrão 0,06 da média, ou seja, os extremos são $S_D = 0,4$ e $S_D = 0,6$. Convém observar que esses valores de parâmetros para o subíndice de configuração estrutural foram adotados idênticos para todas as edificações estudadas uma vez que não são estruturas com distribuição de massa e rigidez uniforme. Ainda acerca do cenário possível, apesar do índice de sismicidade compreender apenas zona 0 e 1, não se pode esquecer que o índice topográfico e geotécnico possui parâmetros

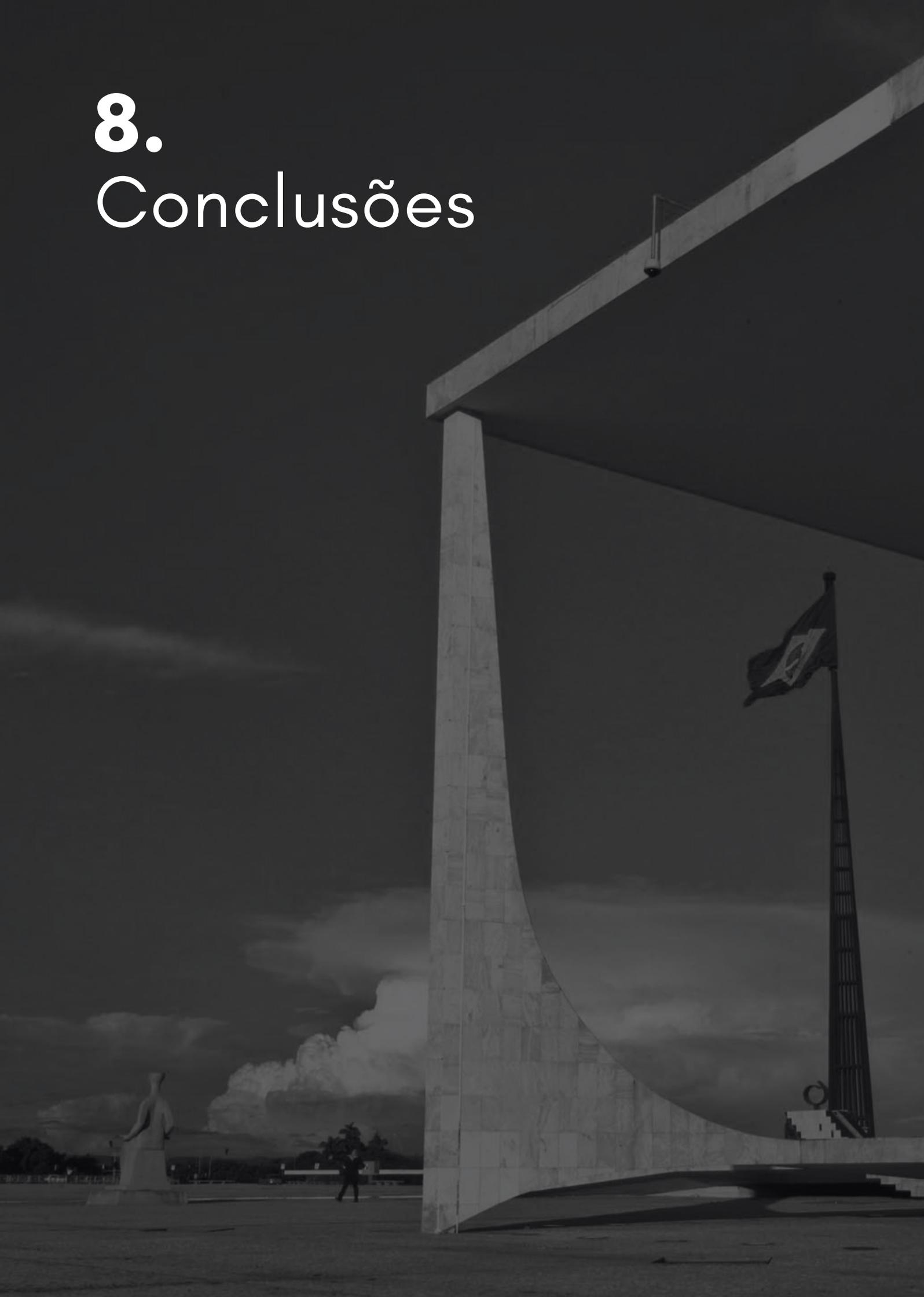
probabilísticos que representam apenas solos com baixa resistência (D e E), diferentemente do cenário possível que abrigava desde Classe de Solos “A” (rochas).

Uma comparação entre os índices de confiabilidade do Palácio da Justiça e STF clareiam ainda a participação da área de concreto e, por conseguinte, o subíndice de desempenho básico estrutural no método de Hirosawa. Note que a área da seção transversal dos pilares do PJ é superior ao STF (gráfico dos pilares), não obstante, quando se incorpora as paredes estruturas, o subíndice de desempenho básico estrutural do STF ultrapassa o Palácio da Justiça (Figura 183). Por fim, o resultado disto é percebido no cenário provável quando nível de segurança sísmica $\beta_{STF} = 3,5401$ é superior ao $\beta_{PJ} = 2,5017$. Resgata-se que a resistência do concreto para ambos os palácios é igual o que possibilita até certa medida a comparação. Entre os casos de estudo, é também o Palácio do STF a terceira estrutura com menor relação entre o peso (carregamento permanente) e a área de concreto dos pilares e paredes estruturais ($\text{peso}/Ac + Aw = 44,07$).

No cenário provável, optou-se por estabelecer uma média do subíndice de deterioração estrutural igual para todos os Palácios (0,9) com desvio padrão 0.027 da média. Com isto, a distribuição probabilística pode assumir valores mínimos de $T_D = 0,8$ (o que se justifica pela idade das edificações) e $T_D = 1,0$ dado que estes patrimônios possuem manutenção regular e ainda departamento de engenharia dedicado à conservação do patrimônio construído.

O Palácio do Planalto compartilha algumas características estruturais com o Palácio da Alvorada como planta com geometria retangular, varadas e colunatas com seção transversal variável, existência de mezanino no acesso principal, não obstante, a área de concreto dos pilares da estrutura do Planalto é mais que o dobro do Alvorada (desprezada as paredes estruturais) de acordo com a Figura 187. O nível de segurança cresce adicionalmente com a contribuição das paredes estruturais de modo que seu subíndice final de desempenho básico estrutural se equipara ao do Palácio da Justiça (Figura 183). O cenário provável do Palácio do Planalto, portanto, apontou nível de segurança adequado ($\beta_{PP} = 3,0459$) justificado principalmente pela área de concreto.

8. Conclusões



8 CONCLUSÕES

Esta dissertação desenvolve importante contribuição acerca do comportamento sísmico dos Edifícios com significância cultural de Brasília Método de Hirosawa Adaptado. As estruturas foram modeladas no software REVIT 2022 para extração de quantitativos e de dimensões que subsidiaram os cálculos.

A pesquisa realizou uma extrapolação do método original quando aplicou em edifícios com configurações complexas pois na aplicação inicial se destinava a estruturas regulares como as escolas públicas do Japão. As análises consideraram característica do solo, fator de importância da edificação, zona sísmica de Brasília e grau de deterioração real das estruturas. A seguir, tópicos de conclusões são listados, baseados nos resultados obtidos:

- A variável da área da seção transversal dos pilares e paredes estruturais têm significativa influência na resposta do modelo, seguida da variável peso da estrutura, considerando que, em diferentes edifícios, houve acréscimos ou redução da área de concreto nas prumadas. A participação da área da parede estrutural se mostrou significativa no índice de desempenho sísmico global da estrutura, de modo que, sem este elemento estrutural, diversos palácios apresentariam comportamento sísmico incerto, conforme se observou nas simulações que desconsideraram este elemento estrutural;
- A variável peso próprio da estrutura também tem participação significativa no subíndice de desempenho básico estrutural e, por conseguinte, no índice de desempenho sísmico;
- A irregularidade na configuração estrutural, observada nos palácios por aberturas, pé direito duplo, mezaninos e pátios/átrios, penalizou o índice de desempenho sísmico. Além disto, nos palácios onde não havia uniformidade de altura e rigidez dos elementos, ocorreu, também, redução no índice de desempenho sísmico;
- A alteração da deterioração estrutural não resultou em mudança significativa no comportamento sísmico do pavimento, que registraram menor índice de desempenho sísmico nos Palácios de Brasília;

- Todos os Edifícios com significância cultural estudados apresentam comportamento seguro em face à zona sísmica de Brasília (Zona 0) em solo de baixa resistência (Classe E);
- Quando majorada as ações sísmicas para $U = 1,5$, os palácios revelaram comportamento sísmico inseguro na zona sísmica 3 e 4 e na classe de solo E. No Palácio da Alvorada, a estrutura possui vulnerabilidade sísmica já na zona sísmica 01 para a classe de terreno 'E'. Para qualquer tipo de solo nas zonas 3 e 4, a estrutura tem comportamento incerto em face ao sismo. Na zona sísmica 2, a vulnerabilidade sísmica verifica-se nas classes de terreno B, C, D e E;
- A superfície de desempenho construída para cada pavimento, por constituir uma envoltória, facilita a visualização do comportamento sísmico, pois permite observar os valores máximos e mínimos em função de diferentes variáveis, como deterioração estrutural e configuração estrutural.

Subsequentemente, este trabalho partiu para análises probabilísticas com o acoplamento de análises de confiabilidade no Método de Hirosawa Adaptado. A simulação de Monte Carlo foi aplicada em todos os Palácios e na Catedral, objetivando o índice de confiabilidade para cada pavimento destas edificações.

Nos pavimentos com menor índice de desempenho sísmico da análise determinística, também nas análises probabilísticas, resultaram em índices beta inferiores ao índice de referência alvo, portanto, alta probabilidade de falha. Na avaliação do nível de segurança, foram efetuadas diversas simulações nas quais uma variável se tornava constante e as demais variavam aleatoriamente. Cita-se algumas variáveis objeto deste exercício: deterioração estrutural, fator de importância U e resistência do concreto f_c .

Foram propostos no modelo probabilístico dois cenários: possíveis e prováveis. Os resultados evidenciam que nenhuma estrutura atendeu aos critérios de aceitação para os estados limite IO, LS e CP no cenário possível. Não obstante, para o cenário provável todas as edificações estudadas atenderam ao critério de aceitação IO, exceto o Palácio da Alvorada. Para o estado limite LS ($> 3,0$), somente os Palácios da Justiça e Alvorada não apresentaram resultados superiores a este critério. E, quanto ao critério CP ($\beta_{CP} > 4,0$) apenas a Catedral Metropolitana atendeu a este estado limite.

8.1 Sugestões para trabalhos futuros

O presente trabalho pode ser aperfeiçoado em diversos aspectos. Aponta-se a busca pela redução das incertezas e por maiores estudos estatísticos para definir a variabilidade de parâmetros, como configuração estrutural e deterioração estrutural, uma vez que, neste estudo, adotou-se distribuição uniforme para o cenário possível e distribuição normal para o cenário provável.

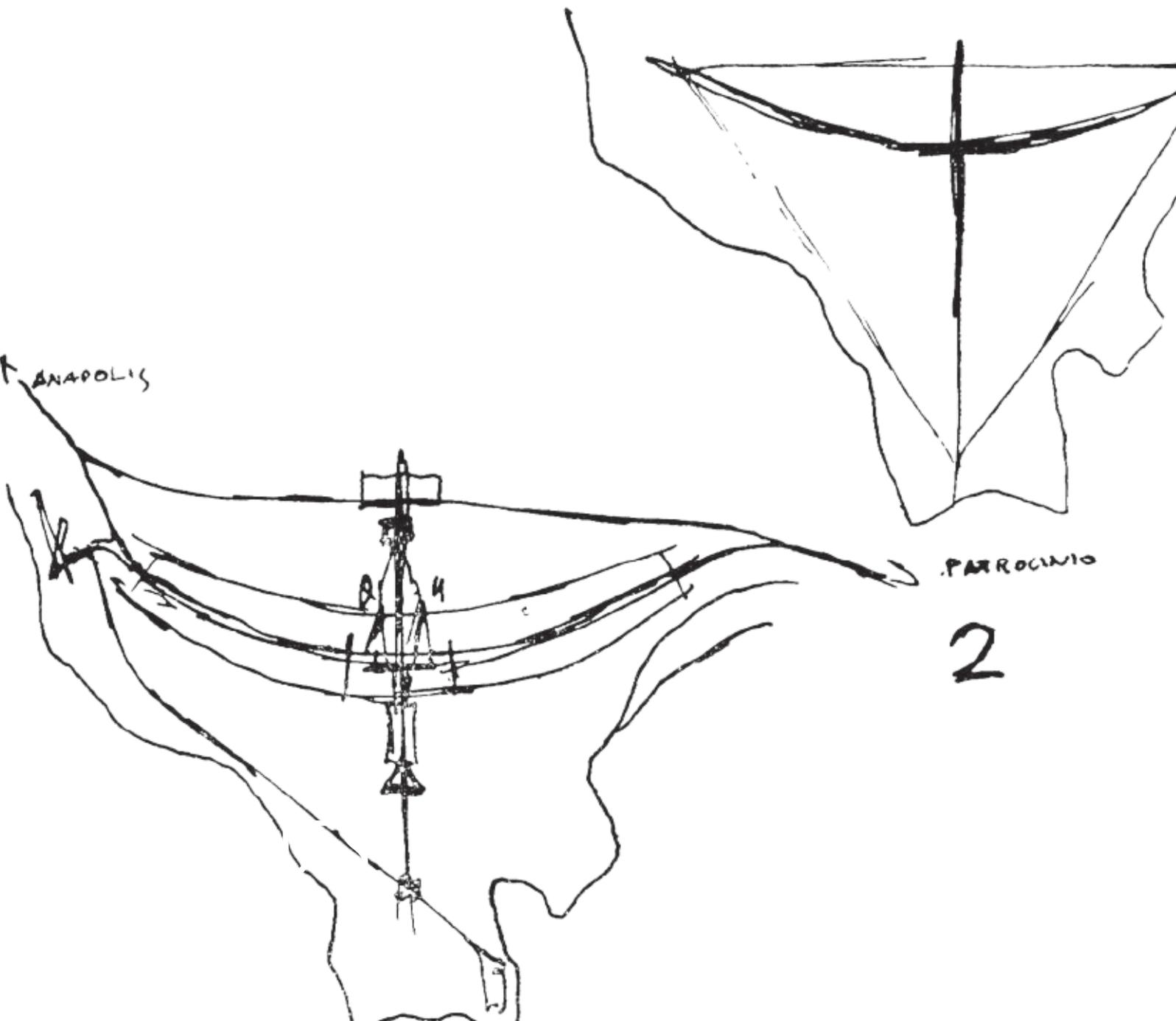
É fortemente recomendado que o método seja validado por análises dinâmicas não-linear, o que proporcionará conhecimento do nível de dano ao qual a estrutura estará sujeita, bem como identificar quais elementos verticais romperão no começo ou qual pavimento é o responsável pelo colapso total da estrutura. Essas informações são de fundamental importância para o processo de reforço das estruturas e só podem ser obtidas por meio de métodos quantitativos.

Ao longo da pesquisa, provou-se que a mudança no aumento das forças sísmicas, definidas pelo coeficiente de importância da edificação U , pode conduzir as edificações ao comportamento incerto em algumas zonas sísmicas. Assim, sugere-se estudos que definam uma categoria de utilização específica para edifícios com significância cultural.

Aconselha-se que seja aplicado o segundo e terceiro nível do Método japonês nos edifícios estudados nesta dissertação, ou seja, a aplicação de análises mais detalhadas a fim de corroborar os resultados atingidos pelo primeiro nível.

9. Referências Bibliográficas

1



9 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AUTODESK, INC., REVIT. Educacional. 2022., Disponível em: <<https://www.autodesk.com.br/>>

ALBUQUERQUE, P. M. V. **Metodologia de Avaliação da Vulnerabilidade Sísmica Estrutural do Ministério de Construção do Japão: Adaptação e Aplicação ao Corpo 22 do Hospital de Santa Maria.** 2008. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Instituto Superior Técnico. Universidade Técnica de Lisboa. Lisboa, 2008.

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

ALMEIDA, G. E. **Palácio da Alvorada: Um resgate documental e analítico.** 2012. Dissertação (Mestrado em Teoria e História da Arquitetura) Programa de Pós-Graduação em Arquitetura, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2012.

ALVES, F. V. **Estudo De Sismicidade Do Brasil Para Revisão Da ABNT NBR 15421.** 2020. Dissertação (Mestrado em Projetos de Estruturas) Programa de Projeto de Estruturas da Escola Politécnica da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio Janeiro, 2020.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI. ACI 318-02/ACI 318. R-02 - Building Code Requirements For Structural Concrete And Commentary. Farmington Hills, USA: ACI, 2002.

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. ASCE. ASCE/SEI 41-17: **Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings.** 2017.

ANG, AH-S.; TANG, WH. 2007. **Probability Concepts in Engineering: Emphasis on Applications to Civil and Environmental Engineering.** 2th Edition. John Wiley & Sons.

AOYAMA HIROYUKI. A method for the evaluation of the seismic capacity of existing reinforced concrete buildings in Japan. **Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering**, vol. 14, no. 3, p. 105-130. 1981.

ARAÚJO, T. D. P, MOREIRA, F. P. Avaliação Da Vulnerabilidade Sísmica De Um Hospital Através Do Método De Hirosawa Adaptado À Realidade Brasileira. **55º Congresso Brasileiro do Concreto.** ISSN 2175-8182. Gramado: out. 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 15421:** Projeto de estruturas resistentes a sismos – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2023.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118:** Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2023.

ASSUMPÇÃO, M.; PIRCHINER, M.; DOURADO, J.; BARROS, L. Terremotos no brasil: Preparando-se para eventos raros. **Sociedade Brasileira de Geofísica**, Boletim SBGf, n.96, p.25–29, 2016.

ASSUMPÇÃO, M.; SCHIMMEL, M.; ESCALANTE, C.; BARBOSA, J. R.; ROCHA, M.; BARROS, L. V. Intraplate seismicity in Brazil: stress concentration in lithospheric thin spots. **Geophysical Journal International**, v. 159, n. 1, p. 390–399, out. 2004.

- AUDI, R. (Org.). **Dicionário de Filosofia de Cambridge**. São Paulo: Paulus, 2006.
- BARKI, J. SEGRE, R. A **Catedral de Brasília**. *Revista aU*, ed. 226. Jan, 2012.
- BECK, AT. **Confiabilidade e Segurança das Estruturas**. Elsevier, ISBN 978-85-352-8895-7, 2019.
- BENEDETTI D, PETRINI V. Sulla vulnerabilità di edifici in muratura: Proposta di un metodo di valutazione. *L'industria delle Costruzioni*, vol. 149, p. 66–74. (in Italian) 1984.
- BERROCAL, J.; ASSUMPCÃO, M.; ANTEZANA, R.; NETO, C. D.; ORTEGA, R.; FRANÇA, H.; VELOSO, J. Sismicidade do Brasil, **IAG**. Universidade de São Paulo, CNEN, 1984.
- BIERRENBACH, A. C. S. Debates recentes sobre o restauro da arquitetura moderna na Itália. **Revista Thésis**, ISSN 2447-8679, Rio de Janeiro, v. 2, n. 3, p. 137-157, jan./out. 2017.
- BLOMFORTS, M, HONFI, D. IVANOV, O. L. ZANDI, K. LUDGREN, K. **Reliability analysis of corroded reinforced concrete beam with regards to anchorage failure**. *Life-Cycle Analysis and Assessment in Civil Engineering: Towards an Integrated Vision*. London: Taylor & Francis Group.(2019).
- BRAGA F, DOLCE M, LIBERATORE D.A statistical study on damaged buildings and ensuing review of the MSK-76 scale. **Proceedings of the 7th European Conference on Earthquake Engineering**, Athens, Greece. 1982.
- BRANDÃO, V. B. **Brasília, a cidade patrimônio e sua escala residencial: preservar o quê? E por quê?** 2013. Tese (Doutorado em Arquitetura e Urbanismo) Faculdade de Arquitetura e Urbanismo, Universidade de Brasília, Brasília, 2013.
- BRITO, C. et al. **Catedral de Brasília**. 2000. Departamento de Tecnologia da Faculdade de Arquitetura e Urbanismo da UnB. Monografia da disciplina Sistemas Estruturais em Concreto Armado. Brasília, Brasil.
- BRODING, W.C., DIEDERICH, F.W. AND PARKER, P.S. Structural optimization and design based on a reliability design criterion, **J. Spacecraft**, 1 (1) 56–61. 1964.
- BRUAND, Y. **Arquitetura Contemporânea no Brasil**. São Paulo: Perspectiva, 1981.
- CALVI, G., PINHO, R., MAGENES, G. **Traditional and Innovative Methods for Seismic Vulnerability Assessment at Large Geographical Scales**. In: *The 1755 Lisbon Earthquake: Revisited. Geotechnical, Geological, and Earthquake Engineering*, vol 7. Springer, Dordrecht. 2009. Disponível em: https://doi.org/10.1007/978-1-4020-8609-0_12. Acesso em: 25 de dez 2023.
- CAMPOLONGO, F. & ROSSI, A. Sensitivity analysis and the delta hedging problem. In: *Proceedings of PSAM6, 6th International Conference on Probabilistic Safety Assessment and Management*, Puerto Rico, jun. 23–28 2002.
- CASTELLOTTI, F. S. **Arquitetura Moderna no Rio: a dimensão brutalista**. 2006. Dissertação (Mestrado em Ciências em Arquitetura) Faculdade da Arquitetura e Urbanismo. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006.

- CAVALCANTE, G. H. F. **Estudo do risco sísmico de OAEs típicas em rodovias federais do Nordeste do Brasil**. 2022. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) Faculdade e Engenharia civil e Arquitetura e Urbanismo. Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2022.
- CHINTANAPAKDEE, C. AND CHOPRA, A.K. Seismic response of vertically irregular frames: response history and modal pushover analyses. **International Journal of Structural Engineering (r)** ASCE, 1777-1785, 2004.
- CLOUGH, R.; PENZIEN, J. **Dynamics of Structures**. Computers & Structures, Inc., 2003.
- CONDURO, R.. **Razão em forma: Affonso Eduardo Reidy e o espaço arquitetônico moderno**. In: Risco, revista de pesquisa em arquitetura e urbanismo programa de pós-graduação do departamento de arquitetura e urbanismo eesc-usp Vol. 2, No 2. São Paulo, 2005.
- COSTA, L. Monumentalidade e gente. In: XAVIER, Alberto (Org.). Lúcio Costa: sobre arquitetura. Porto Alegre: Centro dos Estudantes de Arquitetura, 422 Faculdade de Arquitetura, Universidade do Rio Grande do Sul, 1962d. v. 1, p. 304-307
- COSTA, L. “Relatório do Plano Piloto de Brasília [1957]”. In: GDF RELATÓRIO do Plano Piloto de Brasília. Brasília: GDF, 2018.
- DANTAS, R. O. O. **Subsídios Para O Projeto De Estruturas Sismo Resistentes**. 2013. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2013.
- ELLINGWOOD, B., GALAMBOS, T.V., MACGREGOR, J.G. & CORNELL, C.A. 1980. Development of a Probability-Based Load Criterion for American National Standard A58. Washington, DC, USA:National Bureau of Standards.
- EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN). **EN1990 – EUROCODE: Basis of Structural Design**. Bruxelas, 2001.
- FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY. **FEMA 154 - Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards: A Handbook**. Applied Technology Council (ATC), 2015.
- FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY. **FEMA 356 - Prestandard And Commentary For The Seismic Rehabilitation Of Buildings**. American Society of Civil Engineers (ASCE), 2000.
- FIDELES, H. M. R., SANTOS, S. H. C, LIMA, S. S. Análise Sísmica de Estruturas de Edifícios Considerando Interação Solo-Estrutura em Solo Estratificado. **IX Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas**. Rio de Janeiro: 2016.
- FILHO, J. C. DE C. F. **Análise Sísmica E Degradação Para Avaliação De Reabilitação Em Edificações Tipológicas Das Superquadras Do Plano Piloto Em Brasília**. 2021. Dissertação (Mestrado em Arquitetura e Urbanismo) – Faculdade de Arquitetura e Urbanismo. Universidade de Brasília, Brasília, 2021.
- GALIMI, S. **Índice De Requalificação Da Infraestrutura Urbana: Uma Proposta Para Avaliação Das Intervenções De Retrofit No Patrimônio Das Obras De Arte Especiais**. 2021.

Tese (Doutorado em Arquitetura e Urbanismo) Faculdade de Arquitetura e Urbanismo, Universidade de Brasília, Brasília, 2021.

GALVÃO, P. I. I., **Definição de requisitos mínimos necessários para o detalhamento sísmo-resistente de edifícios em concreto armado no Brasil**. 2013. Dissertação (Mestrado em Projeto de Estrutura). Programa de Projeto de Estruturas. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013.

GHOSH, S. Observations on the performance of structures in the kobe earthquake of january 17, 1995. **PCI journal**, v. 40, n. 2, p. 14–22, 1995.

GOJO, W. Practices and issues on post-earthquake quick inspection of Buildings in Japan. **Symposium on “Future of post-disaster assessment for buildings”**. Fev. 2020. Disponível em: <https://www.kenchiku-bosai.or.jp/nwcon017/wp-content/uploads/2021/09/History-of-Japanese-system.pdf>. Acesso em: 25 dez 2023.

GUICHEN, G. D. **La conservation preventive: un changement profond de mentalité**. ICOM Cahiers d'etudes Bruxelles . N.1., p. 4-6. 1995.

HIROSAWA, M. Retrofitting and Restoration of Buildings in Japan. **International Institute of Seismology and Earthquake Engineering**, Lecture Note of Seminar Course, 1992.

HOLANDA, F. **O Palácio Itamaraty, De Oscar Niemeyer**. Brasília, Frederico Holanda, 2022. 1 vídeo (17 MIN). Publicado pelo Frederico Holanda. Disponível em: <https://www.youtube.com/watch?v=g0qHvjirYm8>. Acesso em: 13 nov. 2023.

IMANISHI, T. ISHIMOTO, R. YASUI, K. USAMI, Y. INOUE, R. Study on Shape Index of The Seismic Screening Method For Existing Building Having Large Orpen Space. [大空間を有する建物の形状指標に関する考察] **Architectural Institute of Japan. AIJ J. Technol. Des.** Nº 13. P. 75-80 jul. 2001.

INOJOSA, L. S. P. **O Protagonismo da Estrutura na Concepção da Arquitetura Moderna Brasileira**. 2019. Tese (Doutorado em Arquitetura e Urbanismo) – Faculdade de Arquitetura e Urbanismo. Universidade de Brasília, Brasília, 2019.

INSTITUTO DO PATRIMONIO HISTORICO E ARTISTICO NACIONAL. IPHAN. **Catedral Metropolitana de Brasília {inventario}**. Brasília: Gema Arquitetura, dez., 2017.

INTERNATIONAL CENTRE FOR THE STUDY OF THE PRESERVATION AND RESTORATION OF CULTURAL PROPERTY. ICCROM, **Guia de Gestão de Riscos para o Patrimônio Museológico**. ISBN 978-92-9077-270-5. Instituto Canadense de Conservação, Canadá, 2017.

INTERNATIONAL CODE COUNCIL. **IBC – International Building Code**. USA . 2006.

INTERNATIONAL COUNCIL OF MONUMENTS AND SITES. ICOMOS. **The Burra Charter: The Australia ICOMOS Charter for Places of Cultural Significance**. Australia, 2013. Disponível em: <http://australia.icomos.org/publications/charters/>. Acesso em: 10 set 2022.

INTERNATIONAL FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE. Fib Bulletin N24 **Seismic assessment and retrofit of reinforced concrete buildings** - State-of-Art report. ISBN 978-2-88394-064-2, p. 312. ago. 2003.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. **General principles on reliability for structures**. Suíça: ISO 2394, 2015.

IOOSS, B., & LEMAÎTRE, P. A review on global sensitivity analysis methods. In C. Meloni and G. Dellino (Eds.), **Uncertainty management in Simulation-Optimization of Complex Systems: Algorithms and Applications**. Springer. 2015.

JAPAN BUILDING DISASTER PREVENTION ASSOCIATION. JBDPA. **Guidelines for Seismic Retrofit of Existing Reinforced Concrete Buildings**. Building Research Institute. 2001.

JAPAN BUILDING DISASTER PREVENTION ASSOCIATION. JBDPA. **Standard for Seismic Evaluation of Existing Reinforced Concrete Buildings**. Building Research Institute. 2001.

JAPAN BUILDING DISASTER PREVENTION ASSOCIATION. JBDPA. **Technical Manual for Seismic Evaluation and Seismic Retrofit of Existing Reinforced Concrete Buildings**. Building Research Institute. 2001.

JIGYASU, R. **Reducing disaster vulnerability through local knowledge and capacity: the case of earthquake prone rural communities in India and Nepal**. 2002 (Doctors Degree in Engineering) –Norwegian University of Science and Technology, Trondheim. 2002.

JOINT COMMITTEE ON STRUCTURAL SAFETY. JCSS. **Probabilistic Model Code**. 2001. Disponível em: www.jcss-lc.org. Acesso em 25 dez 2023.

JOKILEHTO, J. Considerations on authenticity and integrity in World Heritage Context. **In: City & Times**, V. 2, N. 1, 2006.

LIMA, S. S.; SANTOS, S. H. C. **Análise Dinâmica das Estruturas**. Rio de Janeiro: Editora Ciência Moderna Ltda, 2008.

LIMA, S. S.; SANTOS, S. H. C. Base sismológica para a zonificação sísmica da ABNT NBR 15421. **Revista CONCRETO & Construções**. ed. 92, Out – Dez , 2018.

LIRA, F. B., **Patrimônio cultural e autenticidade: montagem de um sistema de indicadores para o monitoramento**. 2009. Tese (Doutorado em Desenvolvimento Urbano) Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2009.

LIRA, F. **Patrimônio cultura e autenticidade: montagem de um sistema de indicadores para seu monitoramento**. Recife: Ed. Universitária da UFPE, 2010.

MARELLI, S. et al. 2017. UQ Lab user manual – Structural Reliability, Report UQLab-V1.0-107 Safety & Uncertainty Quantification, ETH Zurich.

MARTINATTI, Y. W. P. **Desenvolvimento de modelo multicritério de tomadas de decisões para aplicação na conservação de edificações das superquadras do Plano Piloto em Brasília/DF**. 2021. Dissertação (Mestrado em Arquitetura e Urbanismo) Faculdade de Arquitetura e Urbanismo, Universidade de Brasília, Brasília, 2021.

- MELCHERS, R. E., BECK, A. T.. **Structural reliability analysis and prediction**. ed. 3. NY: John Wiley and Sons; 2018.
- MELCHERS, R.E. **Structural reliability analysis and prediction**. JohnWiley & Sons, 2001.
- MESQUITA, E. et al. Avaliação da vulnerabilidade sísmica de edificações históricas doséculo XIX. **XII Congresso Internacional sobre Patologia e Reabilitação de Estruturas**. Porto, Portugal: 2016.
- MÜLLER, F. Catedral de Brasília, 1975-70: Redução e Redenção. **Cadernos de Arquitetura e Urbanismo**, Belo Horizonte, v. 10, n. 11, p. 9-33, dez. 2003.
- MIRANDA, P. S. T. **A Influência Das Ações Sísmicas Nas Edificações Brasileiras Em Concreto Armado**. São Paulo: Dialética Editora, 2023.
- MIRANDA, P. S. T., **Avaliação da Vulnerabilidade Sísmica na Realidade Predial Brasileira**. Fortaleza: Expressão Gráfica e Editora, 2013.
- MOEHLE, J.P. Displacement-based design of RC structures subjected to earthquakes. **Earthquake Spectra**, vol. 8, No. 3, p. 403-428. 1992.
- MOREIRA, A. L. A. **A estrutura do Palácio da Justiça: aspectos históricos, científicos e tecnológicos de projeto, execução, intervenções e proposta de estratégias paramanutenção**. 2007. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Universidade de Brasília, Brasília, 2007.
- MORRIS, M. D. Factorial sampling plans for preliminary computational experiments. **Technometrics** 33(2), p. 161–174. 1991.
- MURAKAMI, M. Guidelines To Evaluate Seismic Performance of Reinforced Concrete Buildings To Predict Severe Earthquake Damage. **US/Japan Joint Seminar: Urban Design & Seismic Safety**. Departament of Architecture University of Hawaii at Manoa. p. 177-196.
- NIEVAS, C. I.; BOMMER, J. J.; CROWLEY, H.; ELK, J. van; NTINALEXIS, M.; SANGIRARDI, M. A database of damaging small-to-medium magnitude earthquakes. **Journal of Seismology**, Springer, p. 1–30, 2020.
- NIEMEYER, O. **Palácio Residencial de Brasília**. Módulo, Rio de Janeiro, v. 3, nº 7, p. 20-27, fev. 1957.
- NIEMEYER, O. **Problemas de Arquitetura 1: o espaço arquitetural**. Módulo – Revista de arquitetura e artes plásticas. Rio de Janeiro, n. 50, p. 54-61, ago./set. 1978.
- NIEMEYER, O. **Minha arquitetura**. Rio de Janeiro: Revan, 2000.
- NÓBREGA, P. G. B. ANDRADE, R. B. PEREIRA, E. M. V. Um olhar crítico sobre o procedimento simplificado das forças horizontais da NBR 15421:2023. **Revista CONCRETO & CONSTRUÇÕES**. Ed. 111. Jul – Set, 2023

NÓBREGA, P. G. B., NOBREGA, S. H. S. SANTOS, S. H. C. Aplicação dos critérios e métodos da NBR 15421:2023 - Projeto de estruturas resistentes a sismos. **Revista CONCRETO & CONSTRUÇÕES**. Ano: LI Ed: 111 Jul/Ago/Set, 2023

OKADA, T. & NAKANO, Y. Reliability analysis on seismic capacity of existing reinforced concrete buildings in Japan. In **Proceedings of the Ninth World Conference on Earthquake Engineering**. Science Council of Japan, Tokyo, Japan, Vol. VII, pp. 333–338. 1988.

OKADA, T. Development and present status of seismic evaluation and seismic retrofit of existing reinforced concrete buildings in Japan. **Japan Academy**. Proc. Jpn. Acad., Ser. B 97. Tokyo, Japan. p. 402-422. 2021.

OLIVEIRA, E. P., FILHO, E. S. S., SOUZA, Calibração dos Coeficientes Parciais de Segurança Para Vigas Curtas de Concreto Armado por meio da Análise de Confiabilidade. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. ed. LNEC. Série III. n.º 10. ISSN 2183-8488. Jul., p. 75-84. 2019.

ORGANIZAÇÃO DAS NAÇÕES UNIDAS PARA A EDUCAÇÃO, A CIÊNCIA E A CULTURA. UNESCO. (2015) **Gestão de riscos de desastres para o Patrimônio Mundial: Manual de referência do patrimônio mundial**. Brasília: IPHAN , 2015.

ORGANIZAÇÃO DAS NAÇÕES UNIDAS PARA A EDUCAÇÃO, A CIÊNCIA E A CULTURA. UNESCO Brasil, Iphan. **Gestão do Patrimônio Mundial cultural**. (Manual de referência do patrimônio mundial). 163 p., il., Brasília: 2016.

ORRALA, W. F. H., SANTOS, S. H. C, LIMA, S. S. Comparação de resultados em análise sísmica - Métodos: Forças horizontais equivalentes, Espectro de resposta e Histórico no tempo. **IX Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas**. Rio de Janeiro: 2016.

ORTIZ CANO, N. A. **Resposta Sísmica De Edifícios Com Sistemas De Isolamento De Base**. 2008. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2008.

OTANI, S. Seismic Vulnerability Assessment of Reinforced Concrete Buildings. **Journal of the School of Engineering**, University of Tokyo. Vol. XLVII. 2000.

OZDEMIR P, BODUROGLU MH, ILKI A. Seismic safety screening method. Proceedings of the SPEAR Workshop, Ispra, Italy. 2005.

PALLIN, S. Risk Assessment of Hygrothermal Performance: building envelope retrofit. Gothenburg: Department Of Civil And Environmental Engineering, 2013.

PAN AMERICAN HEALTH ORGANIZATION. PAHO. **Principles of disaster mitigation in health facilities**. Washington, D.C: 2000.

PANTOJA, J. C., **Geração Automática Via Otimização Topológica E Avaliação De Segurança De Modelos De Bielas E Tirantes**. 2012. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) Departamento de Engenharia Civil. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2012.

- PARISENTI, R. **Estudo de Análise Dinâmica e Métodos da NBR 15421 para projetos de edifícios submetidos a sismos.** 2011. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – PPGEC. Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2011.
- PARODI, C. LETELIER, V. Application of Hiroswa Method to Compare Seismic Performance of Reinforced Concrete Buildings during the Earthquake of 2010 in Chile. **International Journal of Structural and Civil Engineering Research** Vol. 9, No. 1, February 2020.
- PAULTRE, P.; CALAIS, É.; PROULX, J.; PRÉPETIT, C.; AMBROISE, S. Damage to engineered structures during the 12 January 2010, haiti (léogâne) earthquake. **Canadian Journal of Civil Engineering**, NRC Research Press, v. 40, n. 8, p. 777–790, 2013.
- PEÑA, L. A. P. **Análise dos efeitos provocados por abalos sísmicos em estruturas irregulares.** 2012. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Universidade de Brasília, Brasília, 2012.
- PEÑA, L. A. P. **Resposta Dinâmica De Edificações Adjacentes Acopladas: Considerações Sobre A Interação Solo – Estrutura.** 2017. Tese (Doutorado em Estruturas e Construção Civil) Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2017.
- PEREIRA, E. M. V. **Estudo da fragilidade sísmica de pórticos de concreto armado com irregularidades estruturais.** 2021. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Faculdade de Engenharia civil e Arquitetura e Urbanismo. Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2021.
- PESSOA, D. F. **A estrutura da Catedral de Brasília: aspectos históricos, científicos e tecnológicos de projeto, execução, intervenções e proposta de manutenção.** 2002. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Universidade de Brasília, Brasília, 2002.
- PINTO, J. H. D. S., SANTOS, S. H. C. ARAÍ, A. Estudo Comparativo de Normas de Projetos de Estruturas Resistentes a Sismos em Diversos Países. **XII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas.** Virtual: 2021.
- PRIESTLEY, M.J.N. Displacement-based seismic assessment of reinforced concrete buildings, **Journal of Earthquake Engineering**, vol. 1 No, 1, pp 157-192. 1997.
- PRIYADARSHINI.M., DAVIS, P. R., PRAGALATH, D. C. H., & SARKAR. P. “Seismic reliability assessment of typical soft-storey RC building in Manipur region,” *Int. J. Sci. Eng. Res.*, vol. 4, no. 5, 2013. [Online]. Disponível em: http://dspace.nitrkl.ac.in/dspace/bitstream/2080/2097/1/Seismic_71.pdf. Acesso em: 25 dez 2023.
- PRUDOM, T. H. M. *Preservation of Modern Architecture.* ISBN: 978-0-471-66294-5. 960 p. 2008.
- PUBLIC WORKS DEPARTMENT. **Manual for Seismic Evaluation of Existing Reinforced Concrete Buildings (CNCRP).** 1 ed. Bangladesh: PWD & JICA, 2015.
- REPAPIS, C. C.; ZERIS, C. A. Performance investigation of existing RC buildings with height irregularity using the ida procedure. **Journal of Earthquake Engineering**, Taylor & Francis, p. 1–31, 2018.

REUTERS, 2023. Página inicial. Disponível em: < <https://www.reuters.com/>>. Acesso em: 22 fev. 2023

RODRIGUES , P. Q.; PANTOJA, J. C.; MIRANDA, P. S. T. .Seismic safety assessment of Palácio do Itamaraty at Brasília reliability-based. In: **Eighth International Symposium on Life-Cycle Civil Engineering**, , Milão. Life-Cycle of Structures and Infrastructure Systems. London, UK: CRC Press, Taylor & Francis Group,. v. I. p. 1885-1892. 2023.

RODRIGUES, H. F. P. **Desenvolvimento e calibração de modelos numéricos para análises sísmicas de edifícios**. 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Universidade do Porto, Porto, 2005.

RODRIGUES, I. D. **Avaliação da Vulnerabilidade sísmica de edificações regulares em concreto armado no Brasil através da elaboração de curvas de fragilidade**. 2021. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Faculdade e Engenharia civil e Arquitetura e Urbanismo. Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2021.

RODRIGUES, P. Q.; PANTOJA, J. C. ; MIRANDA, P. S. T. . Computational Implementation for Seismic Assessment of Existing Structures. In: e **XLIII Ibero-Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering**. Foz do Iguaçu: 2022.

RODRIGUES, P. Q.; PANTOJA, J. C.; MIRANDA, P. S. T., Avaliação da vulnerabilidade sísmica do Palácio do Planalto. **CONCRETO & CONTRUÇÃO**, v. L, p. 55-61, 2022.

ROMÃO. X. , COSTA, A.A., PAUPÉRIO, E., RODRIGUES, H., VICENTE, R. , VARUM, H., COSTA, A.. Field observations and interpretation of the structural performance of constructions after the 11 May 2011 Lorca earthquake. **Engineering Failure Analysis**. Vol. 34. ISSN 1350-6307. p. 670-692. 2013.

ROSETO, D. A M. **Estudo Comparativo Entre As Normas Sismo Resistentes Colombiana E Chilena Para Pórticos De Concreto Armado**. 2019. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2019.

ROSSETI, E. P. **Arquitetura em transe. Lucio Costa, Oscar Niemeyer, Lina Bo Bardi e Vilanova Artigas: nexos da arquitetura brasileira pós-Brasília [1960-85]**. 2007. Tese (Doutorado em História e Fundamentos da Arquitetura e Urbanismo) Universidade de São Paulo, São Paulo, 2007.

ROSSETTI, E. P.; RAMOS, G. ; SELIGMAN, G. **Palácio Itamaraty: a arquitetura da diplomacia**. Brasília: ITS - Instituto Terceiro Setor, 2017.

SAADI, A.; MACHETTE, M. N.; HALLER, K. M.; DART, R. L.; BRADLEY, L.; SOUZA, A. Map and database of Quaternary faults and lineaments in Brazil. [S.l.]: US Geological Survey, 2003.

SALTELLI, A., CHAN, K., SCOTT, E.M. **Sensitivity Analysis**. Wiley Series in Probability and Statistics. New York: Wiley, 2000.

SANCHES, M. L. F. **Construções de Paulo Ferreira Santos: a fundação de uma historiografia da arquitetura e do urbanismo no Brasil**. 2005. Tese (Doutorado em História) - Departamento de História, PUC-Rio, Rio de Janeiro, 2005.

SANDAKER, B. N. EGGEN, A. P. CRUVELLIER, M. R. **The Structural Basis of Architecture**. 3 ed. New York: Routledge, 2019.

SANTIAGO, Wagner Carvalho. **Calibração baseada em confiabilidade dos coeficientes parciais de segurança das principais normas brasileiras de projeto estrutural**. 2019. Tese (Doutorado em Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2019.

SANTOS JÚNIOR, E. C. R. **A estrutura do Palácio do Itamaraty: aspectos históricos, científicos e tecnológicos de projeto, execução, intervenções e recomendações para manutenção**. 2004. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Universidade de Brasília, Brasília, 2004.

SANTOS, P. F. **Carta a Alfredo Britto**. Rio de Janeiro, 15 out. 1981c. Manuscrito. Acervo Grupo de Arquitetura e Planejamento - GAP

SANTOS, S. H. C. **Aplicação dos modelos de Biela-Tirante ao projeto de estruturas sismo-resistentes**. 1992. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil) Programa de Pós-Graduação de Engenharia. Universidade Federal Do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1992.

SANTOS, S. H. C. **Um modelo semi-analítico em elementos finitos para interação inercial em Análise Sísmica**. 1980. Dissertação (Mestrado em Ciências) Programa de Pós-Graduação de Engenharia. Universidade Federal Do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1980.

SANTOS, S. H. C.; LIMA, S. S. Elements for a future brazilian standard for seismic resistance of concrete structures of buildings. **IBRACON Structural Journal**, v. 1, p. 47–62, 2005.

SANTOS, S. H. C.; LIMA, S. S. Estudo da Zonificação Sísmica Brasileira Integrada em um Contexto Sul-Americano. **XVIII Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural**, Buenos Aires, 2004.

SCOTTÁ, L. **Arquitetura religiosa de Oscar Niemeyer em Brasília**. 2010. Dissertação (Mestrado em Arquitetura e Urbanismo) - Faculdade de Arquitetura e Urbanismo. Universidade de Brasília, Brasília, 2010.

SEKI, M., Seismic evaluation of the existing RC buildings in Japan. **UTCB Lecture Note**. Building Research Institute. maio 2017.

SHEDLOCK, K. M.; TANNER, J. G. Seismic hazard map of the western hemisphere. **Annali di Geofisica**, v. 42, n. 6, p. 1199–1214, 1999.

SIDDHARTH, AJAY KUMAR SINHA. Rapid visual screening vulnerability assessment method of buildings: a review. **International Journal of Advanced Technology and Engineering Exploration**, Vol 9(88) ISSN (Print): 2394-5443 ISSN (Online): 2394-7454, mar. 2022.

SILVA, E. G. **Os Palácios Originais de Brasília**. 2012. Tese (Doutorado em Arquitetura e Urbanismo) – Faculdade de Arquitetura e Urbanismo. Universidade de Brasília, Brasília, 2012.

SILVA, R. A. R. **Análise Comparativa do Desempenho Sísmico de Edifícios com sistema de Isolamento de Base**. 2019. Dissertação (Mestre em Ciências) Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2019.

STEFANO, M. D.; PINTUCCHI, B. A review of research on seismic behaviour of irregular Building Structures since 2002. **Bulletin of Earthquake Engineering**, Springer, v. 6, n. 2, p. 285–308, 2008.

STOVEL, H. The Riga Charter on authenticity and historical reconstruction in relationship to cultural heritage. **In: Conservation and management of archaeological sites**. Vol. 4, N. 4, 2001. (pp. 241-244).

TALWANI, P. **Intraplate earthquakes**. Cambridge, United Kingdom: Cambridge University Press, 2014.

TEDESCO, J. W., DOUGAL Mc, W. G., ROSS. C. A., **Structural Dynamics: Theory and Applications**. California: Addison-Wesley, 1998.

THE MATHWORKS INC. MATLAB R2018b. Natick, Massachusetts, United States, 2018.

TQS, INFORMÁTICA LTDA. CAD/TQS Plena. 2023. Disponível em: <<https://www.tqs.com.br/>>.

UNDERWOOD, D. K. **Oscar Niemeyer e o modernismo de formas livres no Brasil**. São Paulo: Cosac & Naify, 2002.

UNESCO. **Operational Guidelines for the implementation of the World Heritage Convention**. Lisboa: World Heritage Centre, 2021.

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA. **Informe sísmico**. Observatório Sismológico. Brasília, 2023. Disponível em: obsis.unb.br/portalsis/?pg=seism. Acesso em 25 dez de 2023.

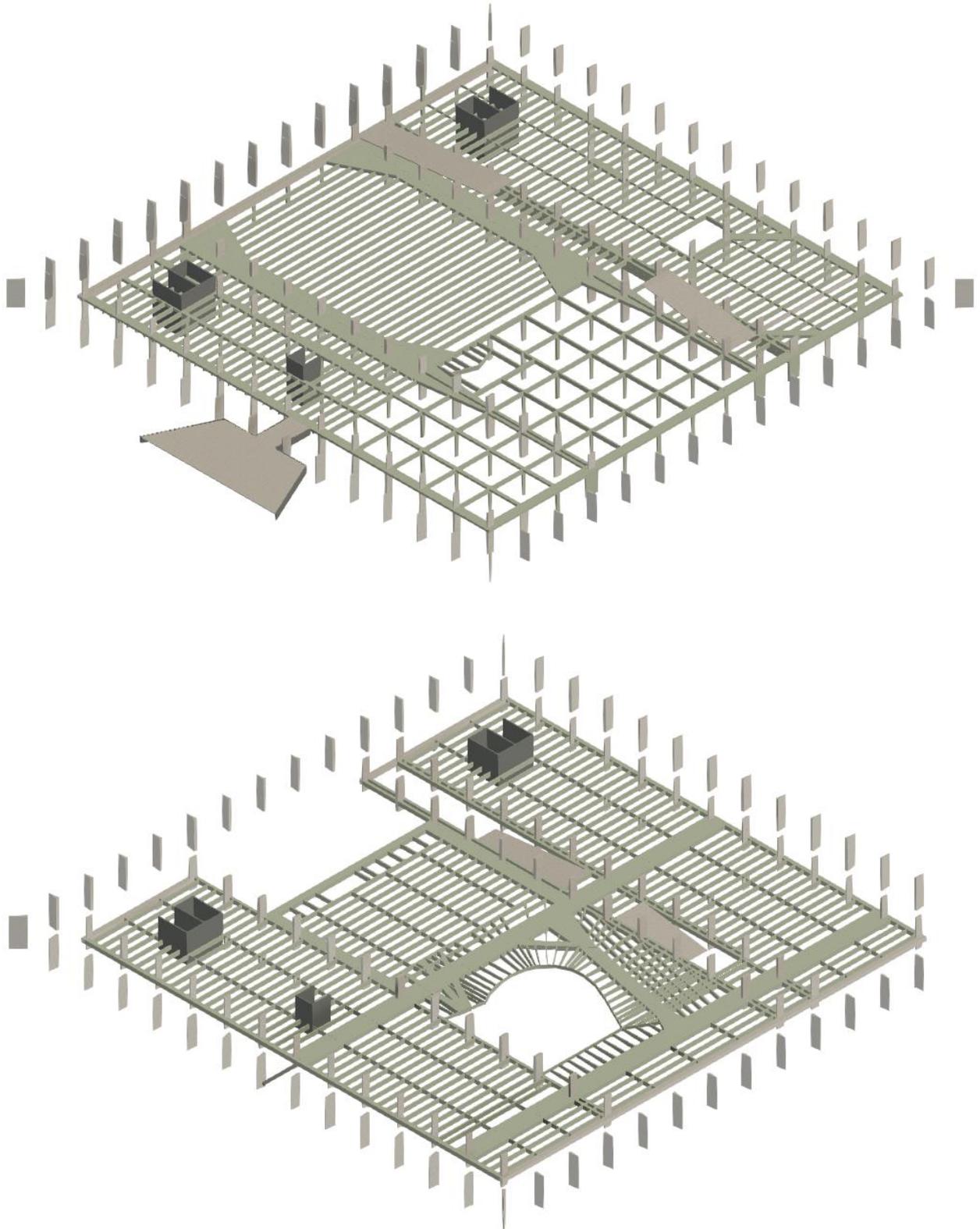
UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO. QUEIROZ, RODRIGO CRISTIANO - FAU **Coleção Niemeyer: desenhos originais de Oscar Niemeyer**. . São Paulo: FAUUSP/MAC-USP. 2007

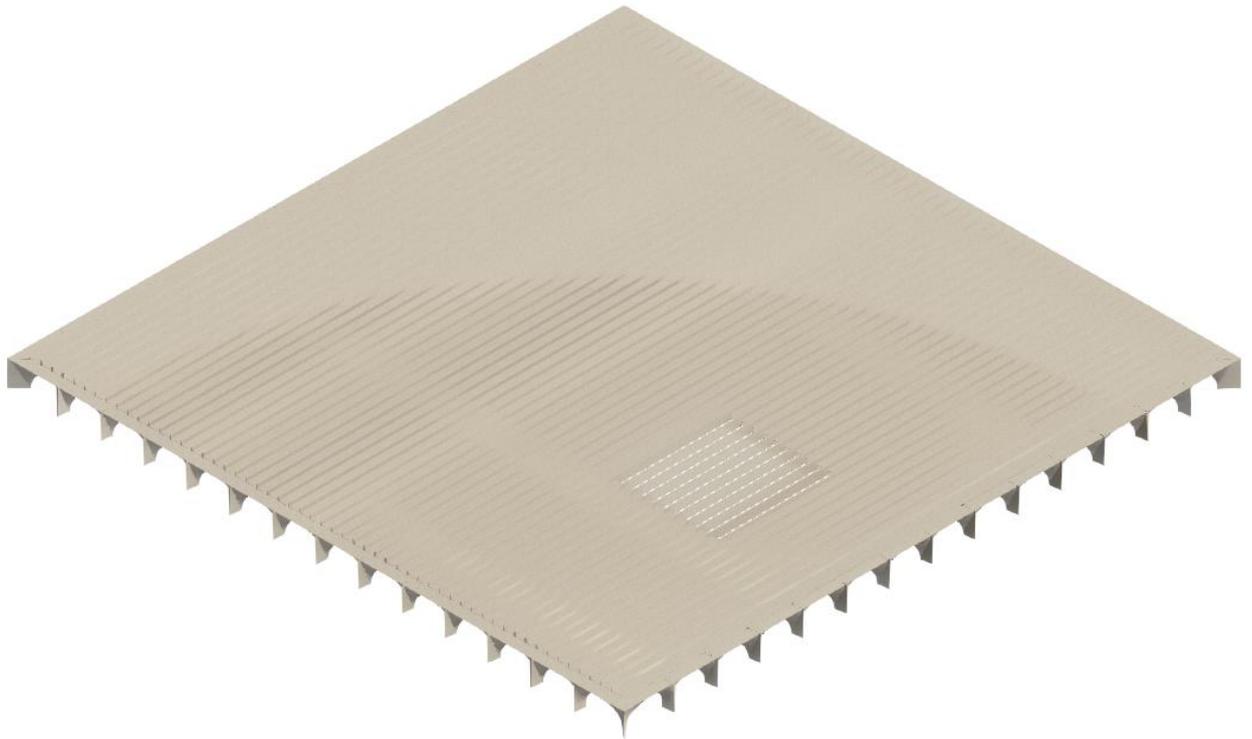
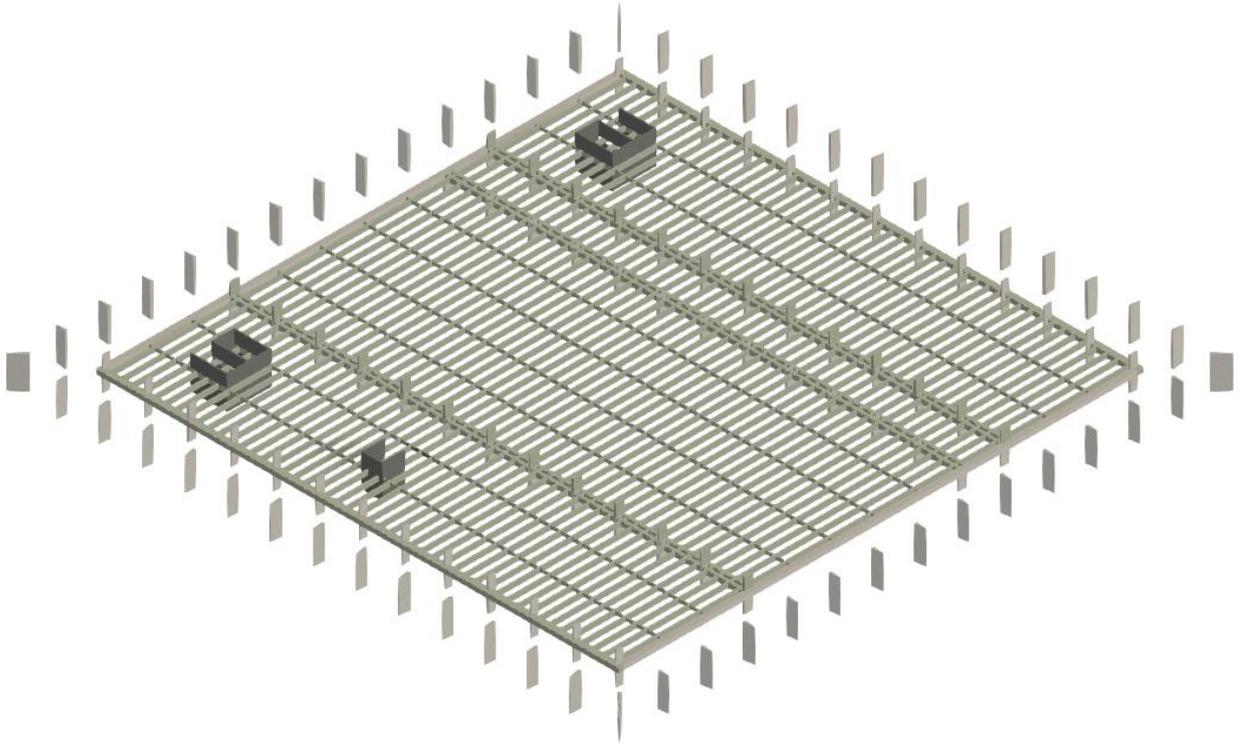
WHITMAN RV, REED JW, HONG ST. Earthquake damage probability matrices. **Proceedings of the Fifth World Conference on Earthquake Engineering**. 1973.

ZANCHETI, S.; HIDAKA, L.; RIBEIRO, C.; AGUIAR, B. A construção da significância cultural nos processos de conservação urbana. Recife: 2008, texto não publicado.

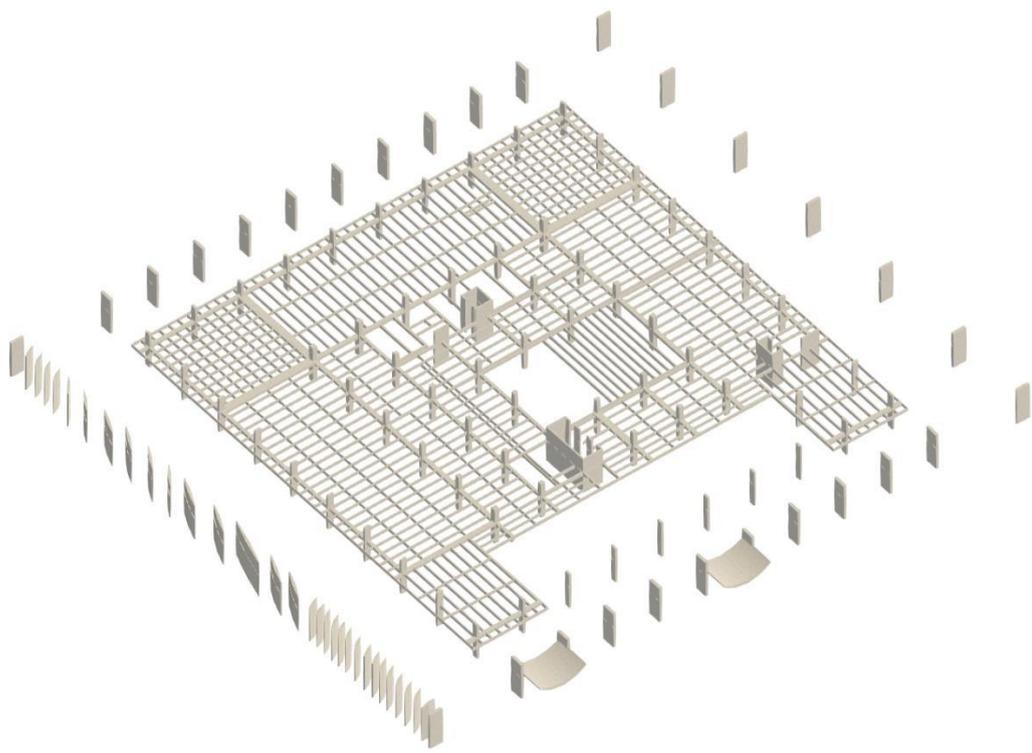
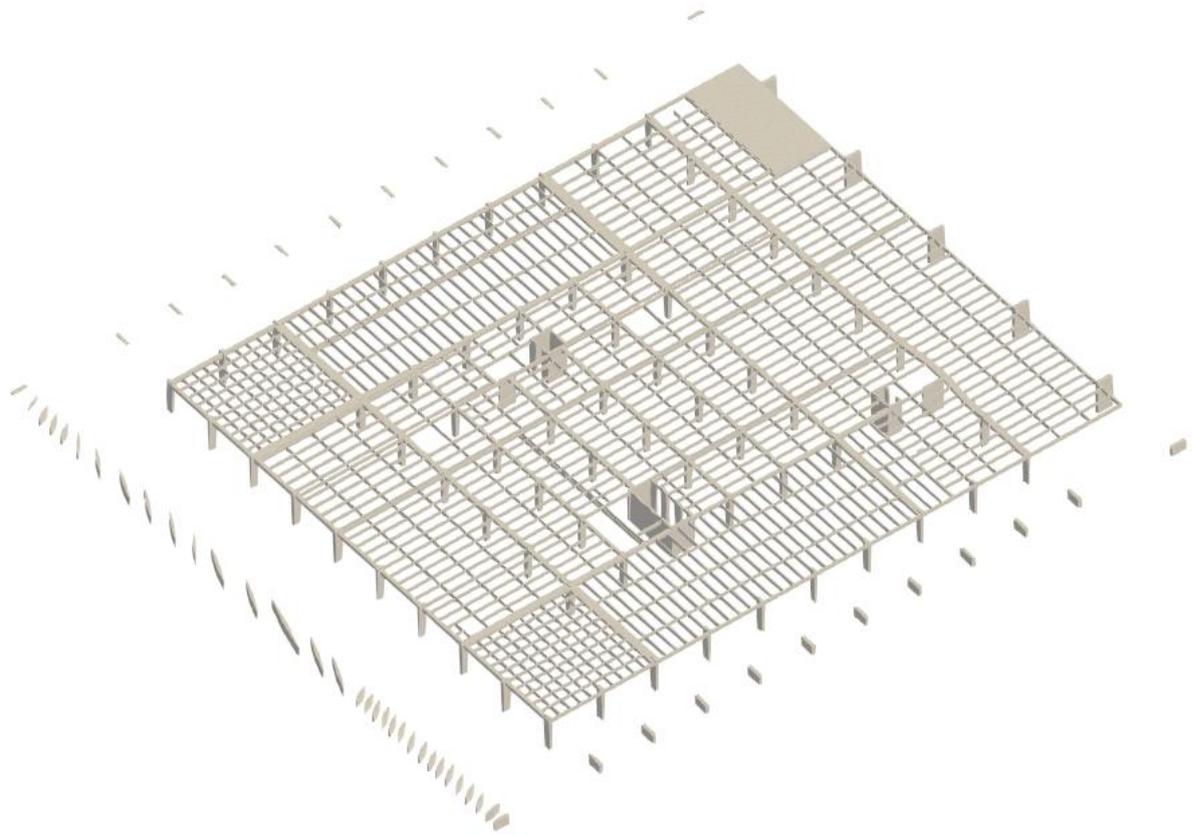
APÊNDICE A – MODELO TRIDIMENSIONAL DOS PALÁCIOS

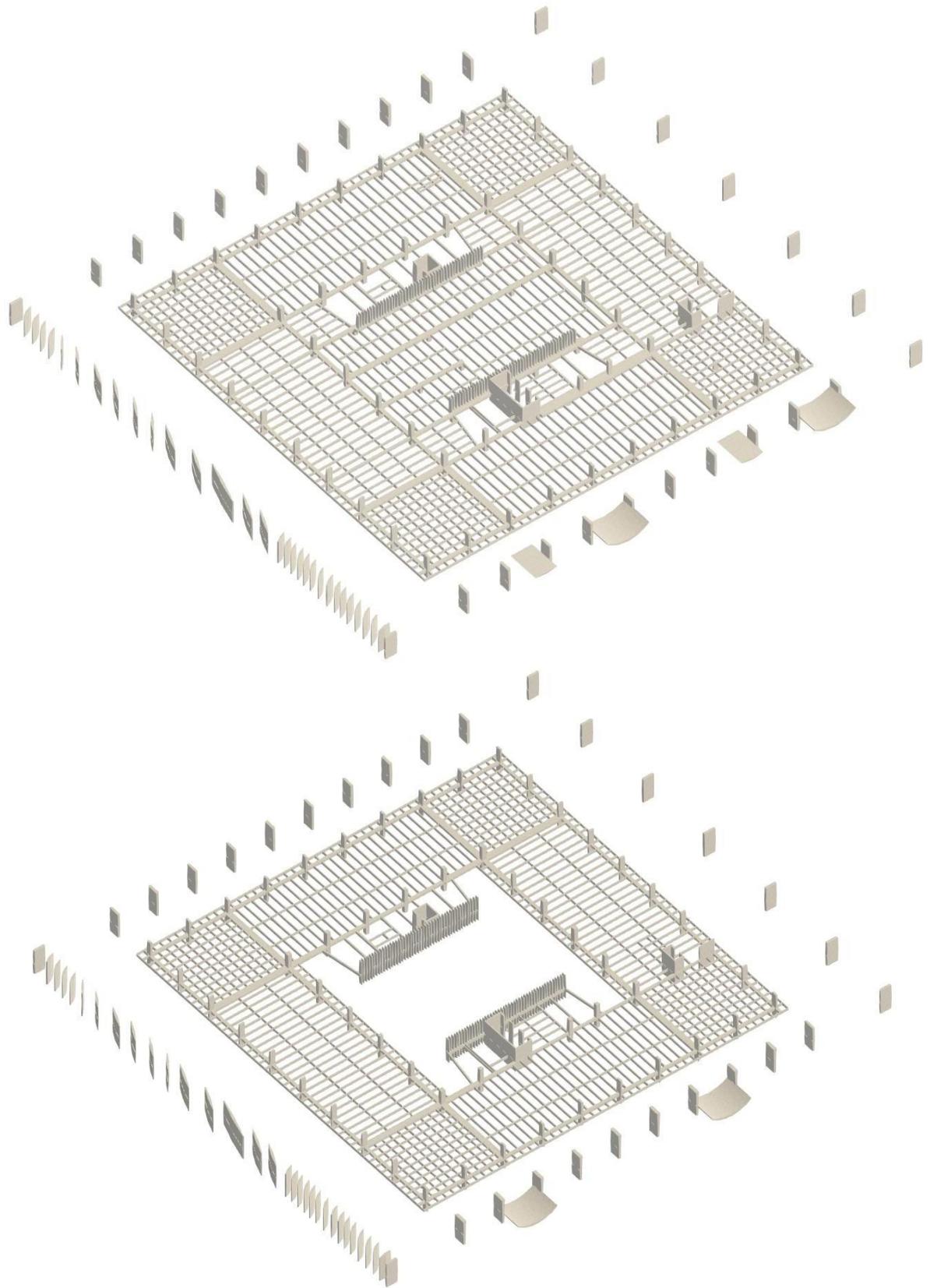
Palácio do Itamaraty (primeira laje a quarta laje)

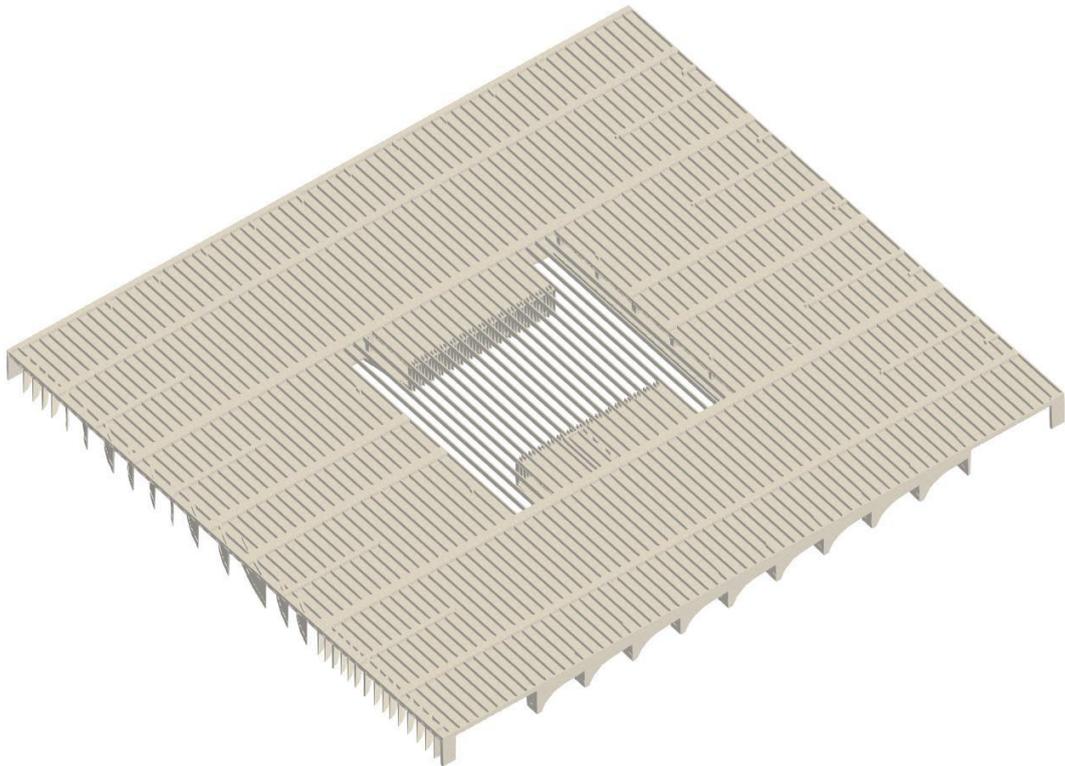
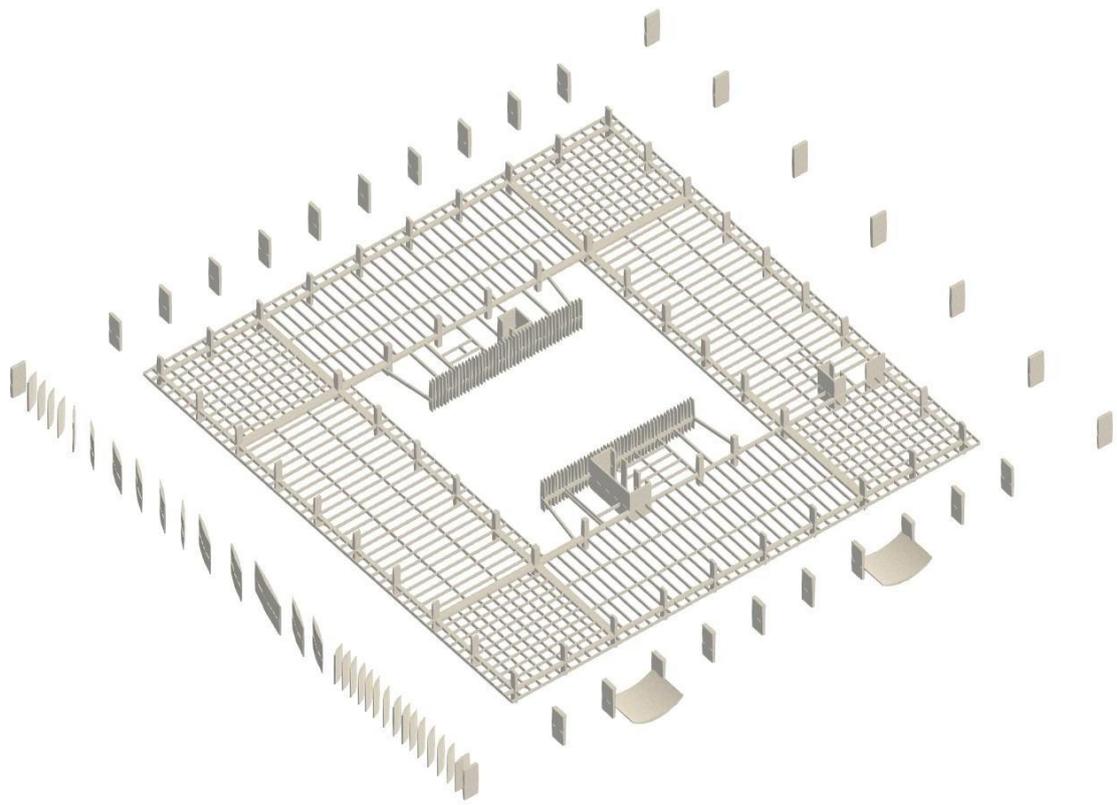




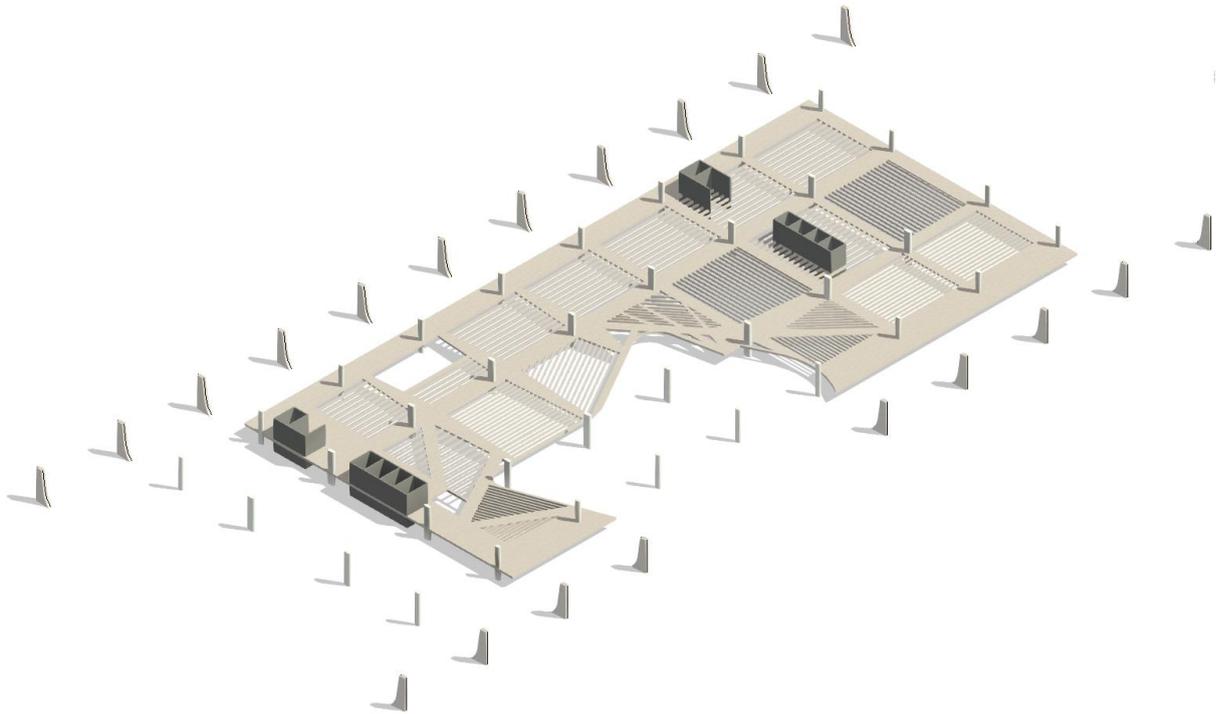
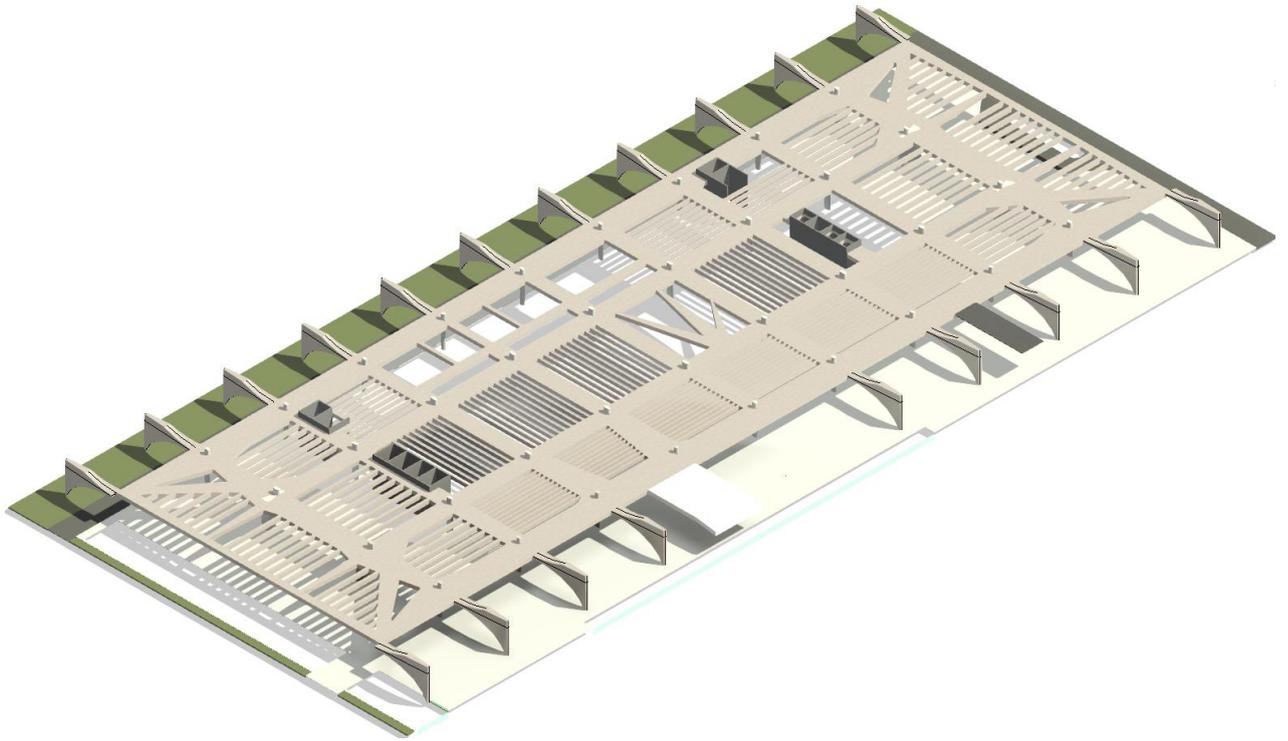
Palácio da Justiça (primeira laje a sexta laje)

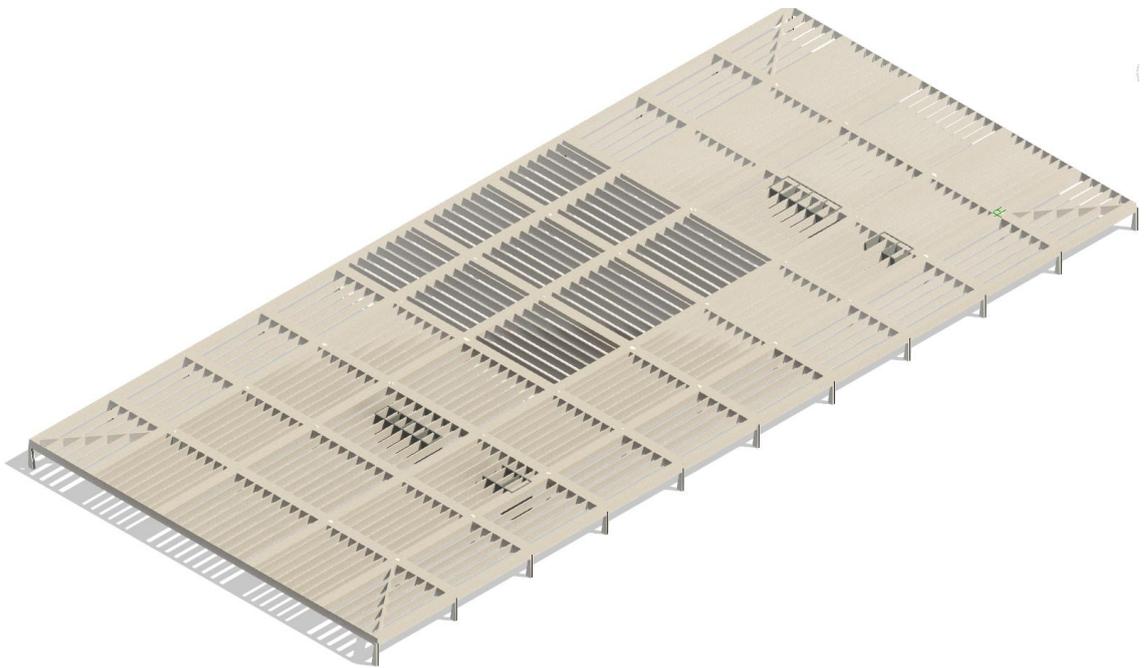
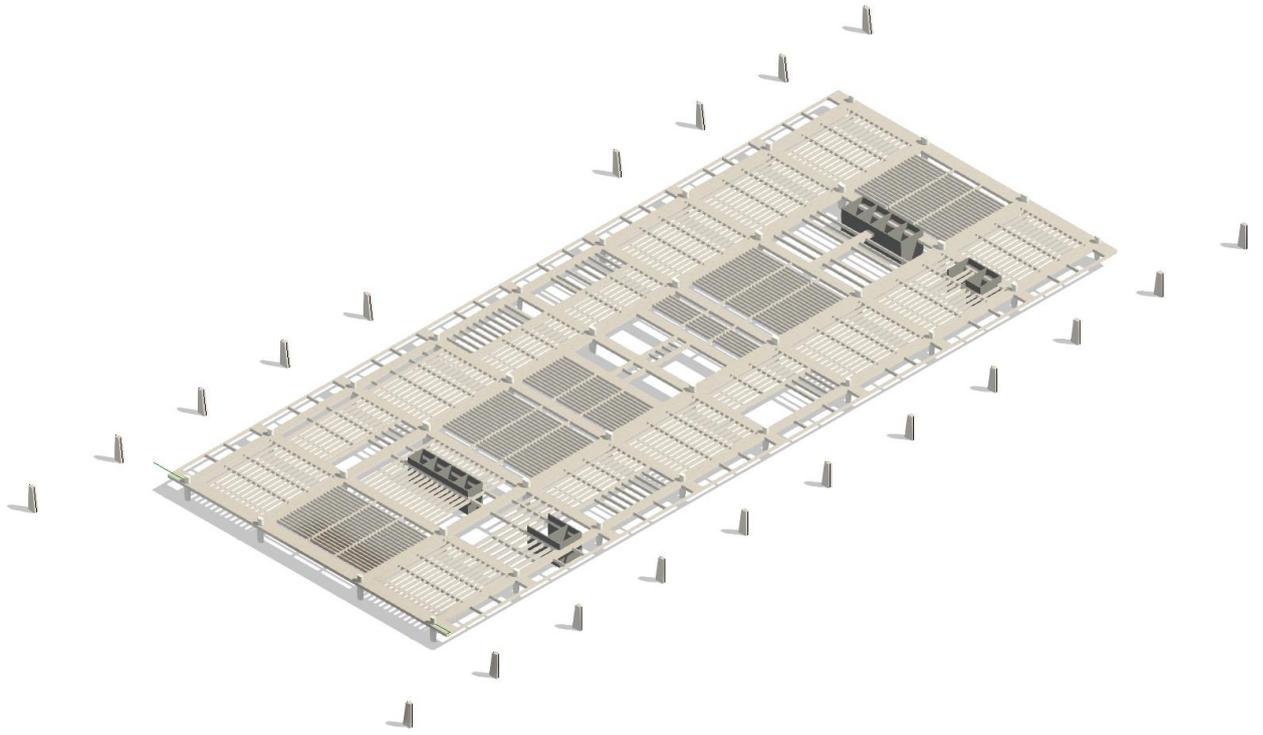




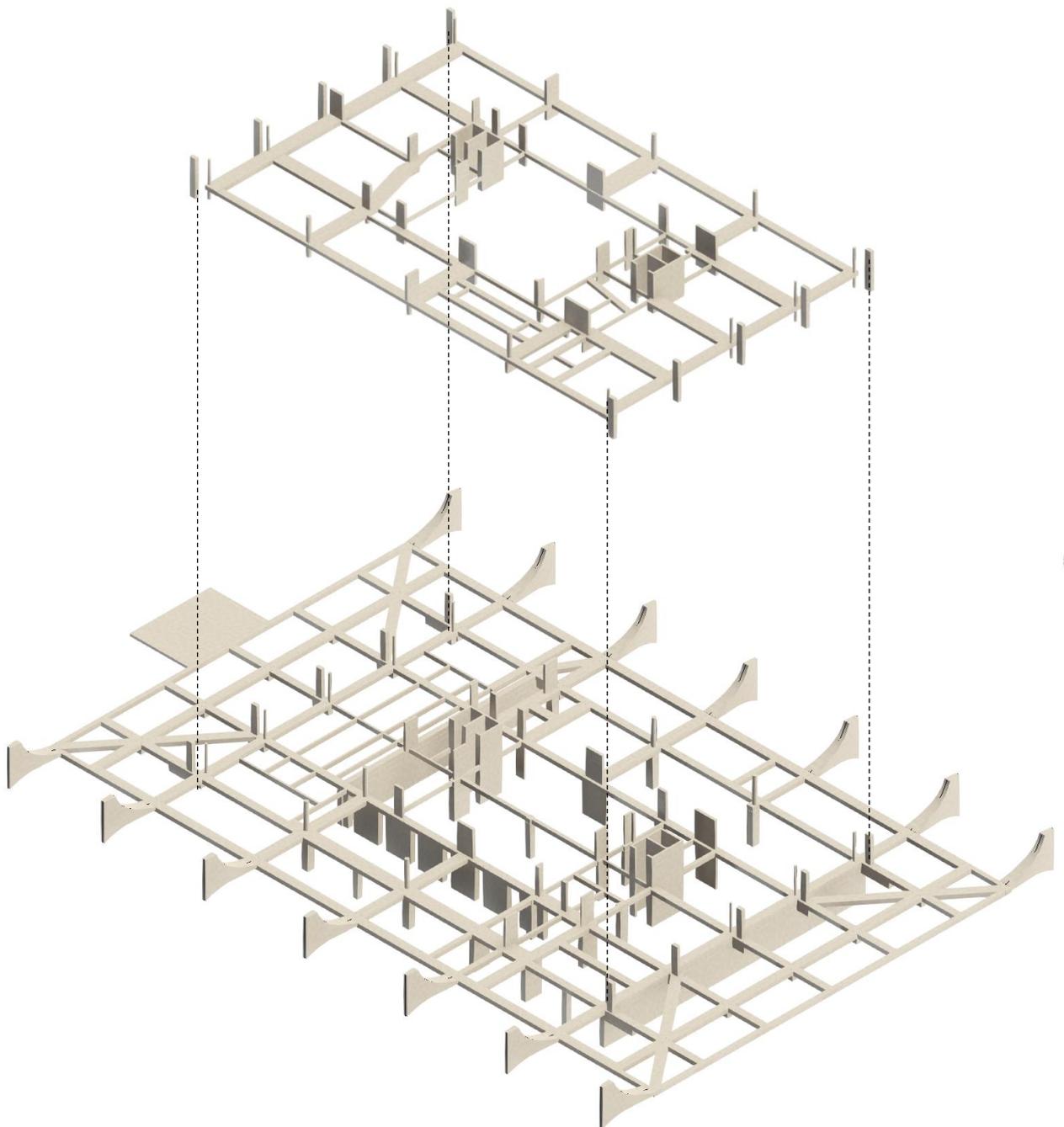


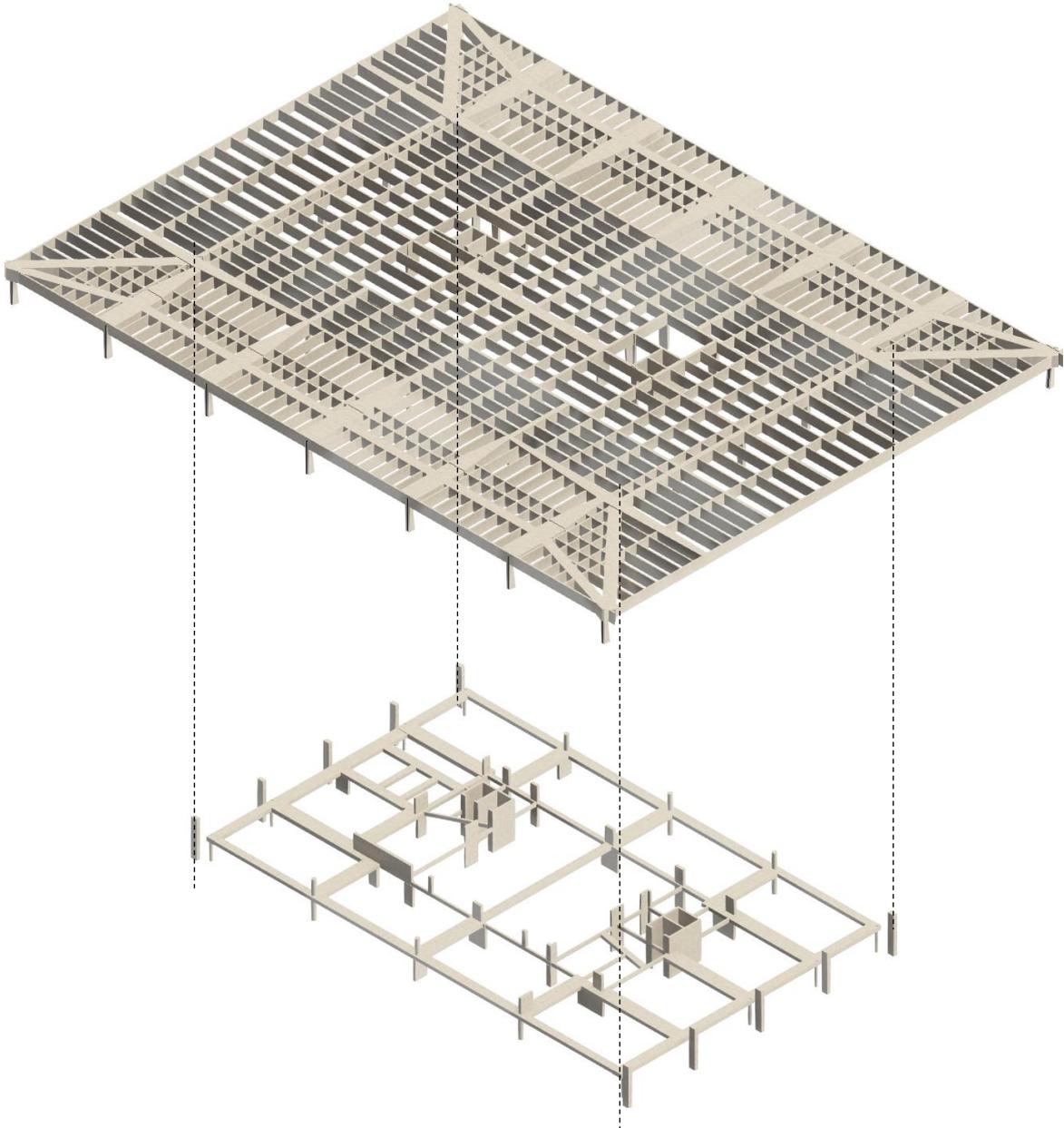
Palácio do Planalto (primeira laje a quarta laje)





Palácio do Supremo Tribunal Federal (primeira laje a quarta laje)





APÊNDICE B – MANUAL DO USUÁRIO DO SEISMIC V (APLICATIVO)

1. Introdução

O Seismic V é o primeiro aplicativo para dispositivos moveis desenvolvido no Laboratorio de Reabilitação do Ambiente Construido (LABRAC) da Universidade de Brasília financiado pelo Edital 010/2023 do Decanato de Pós-Graduação da Universidade de Brasília - Número do Processo do SEI-UnB 23106.071102/2023-21. A aplicação movel é destinada aos engenheiros civis e arquitetos e está disponivel para sistemas Android. O aplicativo tem como objetivo auxiliar profissionais na avaliação da vulnerabilidade sísmica de edificações existentes em concreto armado baseado no método de Hirosawa Adaptado à realidade Brasileira pelo Prof. Miranda (2013). Este manual visa orientar os usuários quanto a utilização correta do aplicativo.

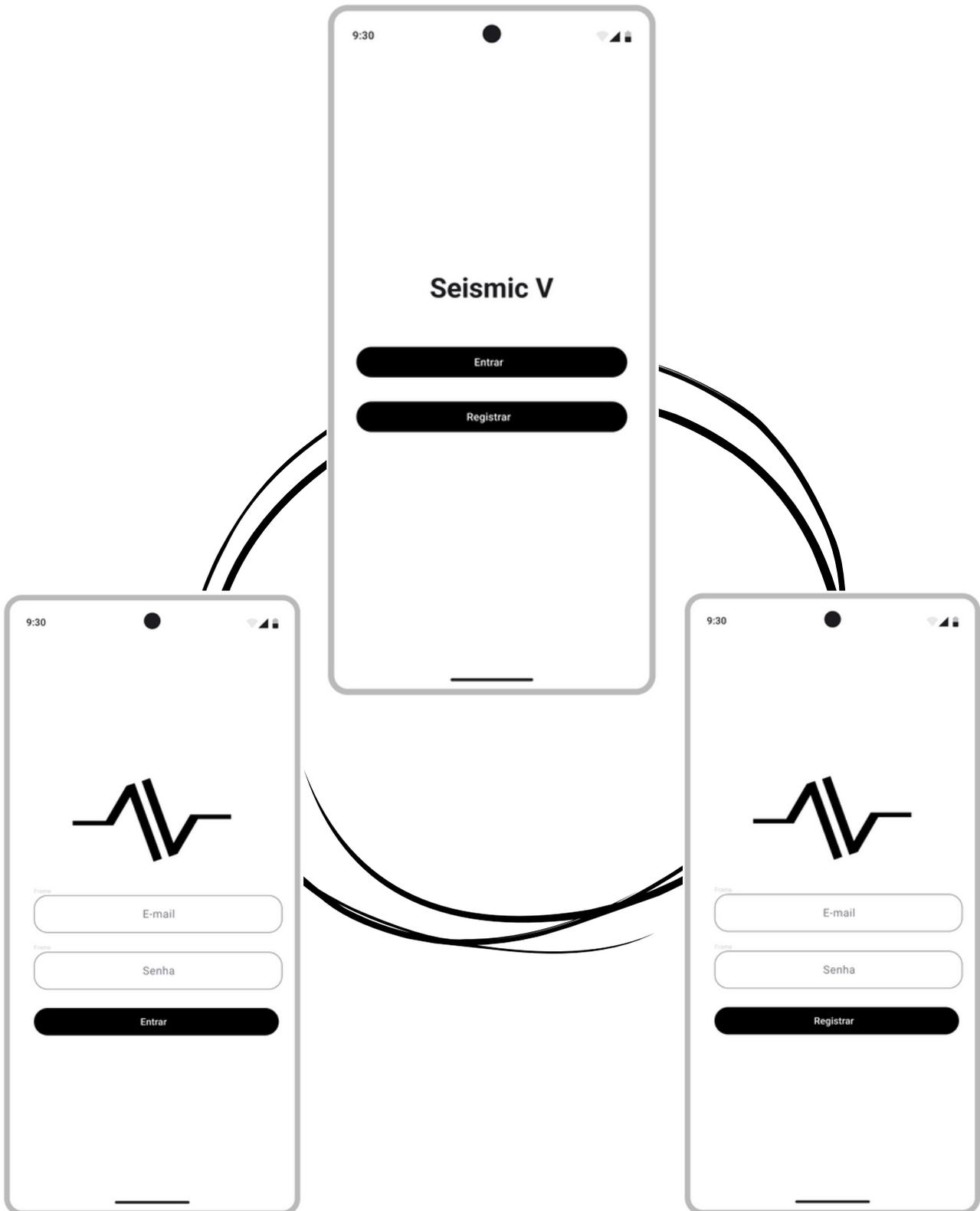
2. Instalação

O aplicativo na versão deste manual está disponivel na loja GooglePlay.



3. Seismic V

No primeiro acesso o usuario deve fazer um cadastro com E-mail e senha para obter login no aplicativo. Após informar email e senha de seis digitos (mínimo), clicar em Registrar.



3.1 Tela Principal

Após efetuar login o usuário é redirecionado para a tela principal do Seismic-V. A imagem ilustra as opções do menu principal. Recomenda-se que o usuário inicie sempre pela opção DADOS.



3.2 Tela Dados

Na opção Dados o usuário deve informar dados mínimos para o cálculo da vulnerabilidade sísmica. É requerido o nome do pavimento, a área do pavimento em metros quadrados, a idade da edificação, a resistência do concreto (em MPa) e altura do pavimento em centímetros.

Ao deslizar o slider, o usuário pode escolher a quantidade de pavimentos da edificação e o pavimento analisado.

Logo em seguida, o usuário deve indicar qual pavimento será objeto de análise.

No final desta tela o usuário deve digitar o peso próprio da estrutura (unidades em Kgf).

3.3 Tela Pilares



Ao clicar em continuar, o usuário será encaminhado para definição da seção transversal do pilar. Tocando sobre os números é possível encontrar as dimensões existentes. Para esta primeira versão está disponível duas seções diferentes. Na caixa logo abaixo adiciona-se a quantidade de pilares para cada seção clicando no ícone '+'. Caso deseja excluir a quantidade de pilar, pressione o ícone da lixeira.

No final da página é contabilizado a soma da seção transversal total da edificação.

O usuário deve tocar na opção "Calcular Eo" para que seja calculado o subíndice de desempenho básico estrutural e será exibido na caixa logo abaixo. Após isto selecionar o botão "Continuar".

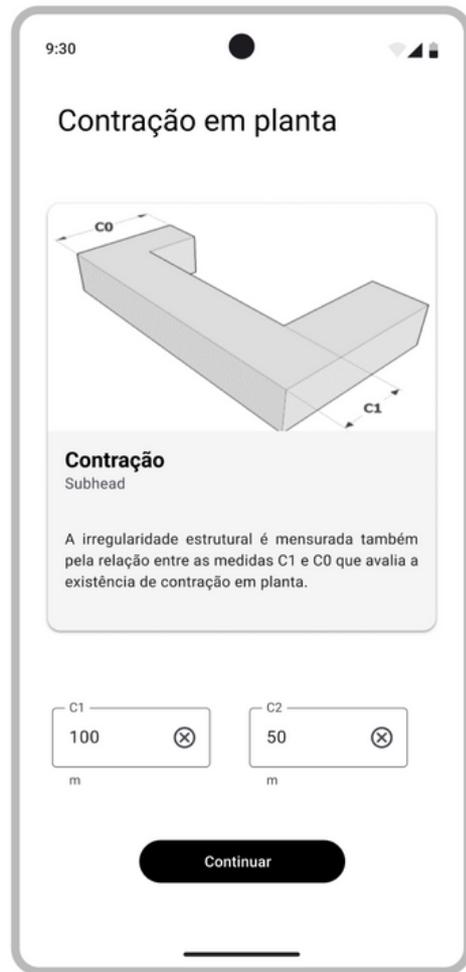


3.4 Tela Configuração Estrutural

Deve-se escolher o formato da planta e, em seguida, definir a menor e a maior dimensão (unidades em metros)

3.5 Tela Contração em Planta

Na tela de Contração em Planta o usuário deverá informar as medidas de contração da planta em metros.



3.6 Tela Junta de Dilatação

Na existencia de junta de dilatação, informe a espessura da abertura e distancia do solo (unidades em centímetros).

Nesta tela são avaliados ainda a presença de pátios por meio da área (m^2) e a distancia do centro de gravidade do pátio interno e o centro de gravidade da edificação.

Caso a edificação apresente subsolo, informar a área do pavimento enterrado e a área do primeiro pavimento (unidades em m^2).

9:30

Uniformidade nas alturas dos pavimentos:

Altura do pavimento acima 280 cm

Altura do pavimento atual 300 cm

Uniformidade da rigidez dos elementos verticais em altura

Existente

Inexistente

Inexistente com torção

0,9

Configuração Estrutural

Continuar

3.7 Tela Uniformidade

Nesta janela deve-se informar a altura do pavimento imediatamente acima do analisado e a altura do pavimento analisado (unidade em centímetros). Caso seja o ultimo pavimento, informar a altura do pavimento imediatamente abaixo.

Por ultimo, o engenheiro deve informar se existe ou não uniformidade na rigidez dos pilares. Para tanto, deve selecionar um dos três botões. Após o correto preenchimento, será calculado e exibido o subindice de configuração estrutural.

3.8 Tela Deterioração Estrutural

Na opção deterioração estrutural deve-se informar a condição real da estrutura. Deve-se clicar em cada botão do carrossel horizontal a fim de selecionar a existencia de deformação, fissuras, ocorrência de incêndio e acabamento.

Logo abaixo, pode-se estabelecer a idade da edificação e marcar se a estrutura tem armazenamento de produtos quimicos, se for o caso.

Subsequentemente, é automaticamente calculado o subindice de deterioração estrutural.

9:30

Deterioração Estrutural

Deformação Fissuras Incendio Acabamento

Idade da edificação

10
anos

Uso da edificação

Armazenamento de Produtos Quimicos

1,0
Deterioração estrutural Td

Continuar

Deformação

- Edificação recalque diferencial
- Edificação sobre aterro artificial
- Deformações em vigas ou pilares
- Sem deformação

Cancelar OK

Fissuras

- Infiltrações e corrosão de armaduras
- Fissuras inclinadas em pilares
- Muitas fissuras nas paredes
- Infiltrações sem a presença de armaduras corroídas
- Nenhuma observação anterior

Cancelar OK

Incêndio

- Acontecido e não reparado
- Acontecido mas reparado
- Não acontecido

Cancelar OK

Acabamentos

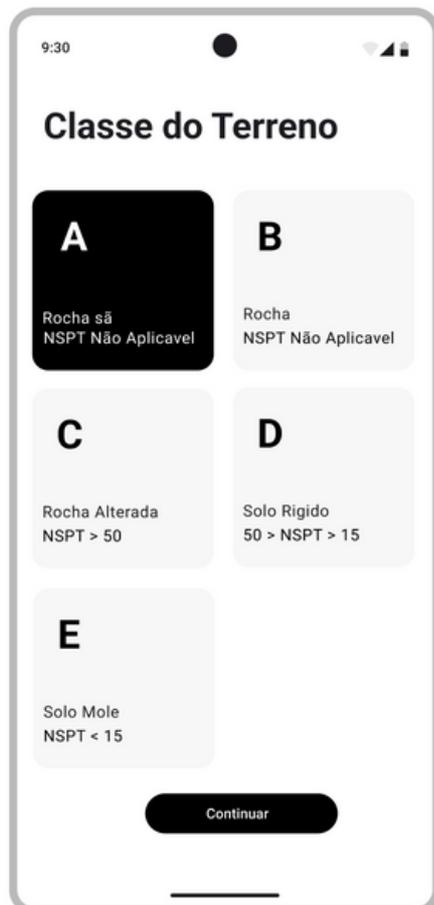
- Deterioração nas camadas externas do revestimento
- Deterioração nas camadas internas do revestimento
- Nenhuma verificação

Cancelar OK



3.9 Tela Zona Sísmica

Na tela Zona Sísmica, o usuário seleciona a zona sísmica, conforme a norma sísmica brasileira NBR 15421:2023, ao deslizar e selecionar a zona no carrossel horizontal



3.10 Tela Classe do Terreno

A classe de terreno deve ser escolhida ao selecionar um dos cinco botões de acordo com o NSPT do solo em cuja a edificação está assentada.

3.11 Tela Categoria de Utilização

Na última etapa da entrada de dados, deve-se definir o nível de importância da edificação ao deslizar o slider horizontalmente.

É informado abaixo o valor do índice de solicitação sísmica. Convém lembrar que ao mudar o coeficiente de utilização automaticamente o índice de solicitação sísmica é atualizado.,

Ao clicar no botão ANALISAR, a aplicação redirecionará para a tela de resultados.

9:30

Categoria de Utilização

Coeficiente de Utilização

1,5

Estruturas de importância substancial para a preservação da vida humana,

3

Solicitação Sísmica

Superior

0,055

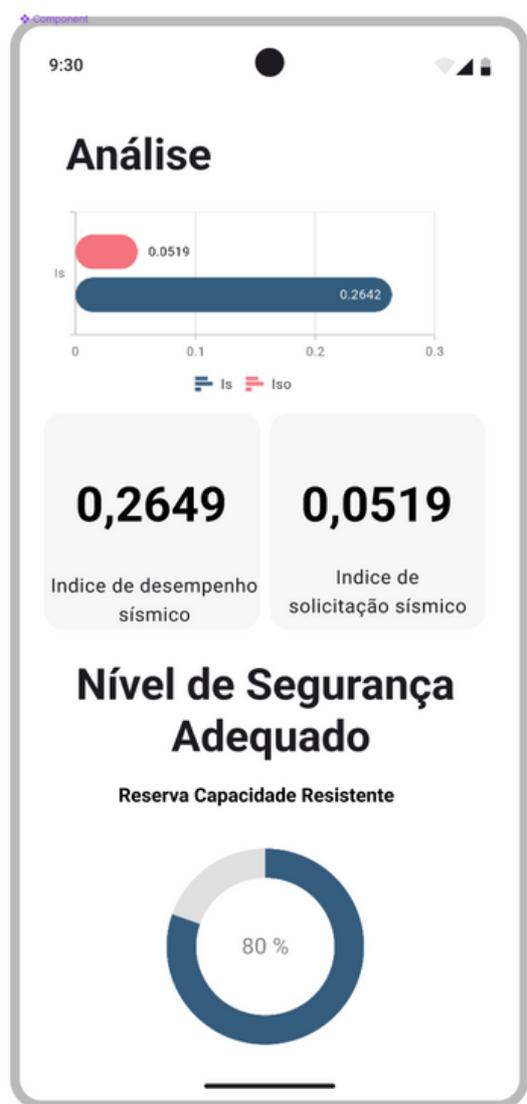
0,0166

Índice de Solicitação Sísmica

Inferior

Analisar

3.12 Tela de Resultados



Na tela de Análise exibe os dois índices principais: Índice de desempenho sísmico que diz respeito à estrutura e índice de solicitação sísmica. No primeiro gráfico a barra em vermelho se trata do índice de solicitação e a barra em azul do índice de desempenho (resistência).

Se a resistência supera a solicitação, será exibida a mensagem: Nível de Segurança Adequado, caso contrário, será exibida a mensagem: Nível de Segurança Inadequado, cabendo ao usuário verificar por outros métodos.

O último gráfico apresenta a reserva de capacidade resistente que a estrutura possui (em porcentagem).