

# **Reforço sísmico de edifícios tendo em consideração a mitigação de danos nos elementos não estruturais**

**“Versão final após defesa”**

**Metusalém Adriano Feliciano**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em  
**Engenharia Civil: Estruturas e Construção**

Orientador: Prof. Doutor Clemente Martins Pinto

**Fevereiro de 2025**



## Declaração de Integridade

Eu, Metusalém Adriano Feliciano, que abaixo assino, estudante com o número de inscrição 40104 do Mestrado Integrado em Engenharia Civil, da Faculdade de Engenharias, declaro ter desenvolvido o presente trabalho e elaborado o presente texto em total consonância com o **Código de Integridades da Universidade da Beira Interior**.

Mais concretamente afirmo não ter incorrido em qualquer das variedades de Fraude Académica, e que aqui declaro conhecer, que em particular atendi à exigida referenciação de frases, extratos, imagens e outras formas de trabalho intelectual, e assumindo assim na íntegra as responsabilidades da autoria.

Universidade da Beira Interior, Covilhã 13 /fevereiro/2025

A handwritten signature in blue ink that reads "Metusalém Adriano Feliciano". The signature is written in a cursive style and is centered on the page.



# Dedicatória

Dedico esta dissertação, com carinho e amor, àquela que sempre esteve ao meu lado, disposta a fazer tudo, do impossível ao possível, sacrificando seus sonhos para que eu pudesse sonhar.

Àquela que, na imersão do incompreensível, encontrou um entendimento profundo e transcende ao palatável "os filhos são herança do Senhor e devem ser instruídos desde pequenos, para não se desviarem dele quando crescerem". E com esse saber, deu-se sem temor, instruindo-me com amor e zelo.

Àquela que sempre torceu e lutou por mim de joelhos no chão, olhos fitos nos céus e as mãos estendidas sobre a cabeça da sua prole.

Minha querida mãe, **Luzia Ana.**

A ti, a minha eterna gratidão



# Agradecimentos

Quando o ser humano compreende quem dá vida e onde ela se inicia, reconhece que Deus, com o Seu amor silencioso, tem o poder de cuidar, derrubar e reconstruir. Agradeço a Ele pela Sua presença constante, que torna a vida mais leve e bela, iluminando o caminho e trazendo consolo nas tempestades.

**“A ngala sikwete ondaka yo ku kupandula”** (Ó Deus, não tenho palavras para Te agradecer)

Em seguida, quero estender os meus agradecimentos a todos os docentes que contribuíram positivamente para o meu crescimento acadêmico.

Agradeço também aos meus amigos pelo incansável apoio, por terem, de forma especial, lutado comigo nos momentos difíceis do processo, pelo amparo quando a saúde me faltou, e por terem sorrido, gritado e saltado comigo no dia da minha grande libertação das garras do "inimigo". A pedra está lançada, e com certeza os amigos sentir-se-ão tocados.

Agradeço aos meus irmãos pela força, a IASD Fundação pela familiaridade e aconchego e à **família Martins** por literalmente me terem carregado nos braços.

Por fim, um especial agradecimento à incansável Hidianeth V. V. Cipriano pela paciência, e aos meus pais, José Feliciano e Luzia Ana.



# Resumo

A vulnerabilidade dos elementos não estruturais (ENE) em edifícios sujeitos a sismos é uma preocupação crescente, pois, embora não façam parte do suporte estrutural, também são afetados, comprometendo a segurança e funcionalidade dos edifícios. Esta dissertação investiga o reforço sísmico de edifícios, com foco na mitigação de danos nos ENE, nomeadamente em paredes de preenchimento e divisórias, tetos suspensos e sistemas de envidraçado. O principal objetivo é identificar as vulnerabilidades críticas dos ENE e avaliar a eficácia de estratégias de mitigação de danos face a sismos.

A pesquisa inclui um levantamento detalhado de danos típicos em ENE com base em inspeções pós-sísmicas, seguido de uma análise de estratégias de reforço e mitigação, tais como a implementação de folgas sísmicas, conexões deslizantes e o reforço com materiais compósitos. Adicionalmente, examina-se o impacto da flexibilidade estrutural no desempenho dos ENE, demonstrando que, em edifícios com elevada flexibilidade, os ENE são particularmente suscetíveis a falhas. Neste contexto, a aplicação de técnicas de melhoria específicas revela-se indispensável para assegurar não só a integridade dos ENE, mas também a viabilidade global do edifício, uma vez que a resistência estrutural por si só não é suficiente para garantir a sua funcionalidade após um sismo.

Conclui-se que a conjugação de um bom projeto sísmico com técnicas de mitigação adequadas, envolvendo tanto os elementos estruturais como os não estruturais, é fundamental para garantir a segurança dos edifícios, reduzir os custos de reparação e assegurar a sua operacionalidade após um sismo.

## Palavras-chave

Elementos não estruturais; Desempenho sísmico; Vulnerabilidade de ENE; Danos sísmicos; Reforço sísmico; Mitigação de danos.



# **Abstract**

The vulnerability of non-structural elements (NSE) in buildings subjected to earthquakes is a growing concern, as these components, although not part of the structural support, are the most affected, compromising the safety and functionality of buildings. This dissertation investigates the seismic retrofitting of buildings, focusing on damage mitigation in NSE, particularly in infill walls and partitions, suspended ceilings and glazing systems. The main objective is to identify the critical vulnerabilities of NSE and assess the effectiveness of damage mitigation strategies in the face of earthquakes.

The research includes a detailed survey of typical NSE damage based on post-seismic inspections, followed by an analysis of retrofitting and mitigation strategies, such as the implementation of seismic gaps, sliding connections, and reinforcement with composite materials. Additionally, the impact of structural flexibility on the performance of NSE is examined, showing that, in highly flexible buildings, NSE are particularly prone to failure. In this context, the application of specific improvement techniques is essential to ensure not only the integrity of NSE but also the overall viability of the building, as structural resistance alone is not sufficient to guarantee its functionality after an earthquake.

It is concluded that the combination of a good seismic design with appropriate mitigation techniques for both structural and non-structural elements is fundamental to ensuring the safety of buildings, reducing repair costs, and ensuring their operability after an earthquake.

## **Keywords**

Non-Structural Elements; Seismic Performance; Vulnerability of NSE; Seismic Damage; Seismic Strengthening; Damage Mitigation



# Índice

1	Introdução.....	1
1.1	Formulação do Problema .....	1
1.2	Estado do conhecimento .....	2
1.3	Objetivos.....	3
1.4	Metodologia e estrutura do trabalho.....	4
2	Danos sísmicos, levantamento, análise e avaliação de casos práticos.....	5
2.1	Introdução .....	5
2.2	Levantamento de danos observados em elementos não estruturais de edifícios 6	6
2.3	Tipificação e justificação dos danos mais frequentes em elementos não estruturais.....	8
2.3.1	Danos em paredes de preenchimento e divisórias .....	8
2.3.1.1	Parede de Preenchimento de alvenaria .....	9
2.3.2	Danos em painéis de revestimentos. ....	13
2.3.3	Danos em sistemas de envidraçados .....	15
2.3.4	Danos em sistemas de tetos e telhado .....	18
2.3.5	Danos em chaminés e parapeitos .....	24
2.3.6	Danos em sistemas de tubagens.....	26
2.3.7	Danos em construções especiais (hospitais) .....	27
2.4	Influencia do isolamento de base no desempenho de NSE em edifícios. ....	32
3	Descrição e análise de soluções de reforço e mitigação de danos dos NSE. ....	34
3.1	Estratégias de redução de danos sísmicos em elementos não estruturais: recomendações do Eurocódigo e normas americanas.....	35
3.2	Mitigação de danos em paredes de preenchimento de alvenaria.....	38
3.2.1	Estratégia de reforço e mitigação de danos nas paredes não estruturais de alvenaria.....	38
3.2.2	Desconexão das paredes de alvenaria do sistema estrutural .....	38
3.2.3	Integração utilizando reforço. ....	45

3.3	Mitigação de danos em paredes de preenchimento e divisórias de gesso cartonado.....	48
3.3.1	Praticas construtivas não reforçadas.....	49
3.3.2	Paredes divisórias de gesso cartonado, estratégia de reforço e mitigação de danos	50
3.3.3	Conexões deslizantes .....	50
3.3.4	Folgas sísmicas e melhoria nos detalhes das conexões .....	52
3.4	Mitigação de danos em envidraçados.....	56
3.4.1	Técnicas de mitigação.....	56
3.5	Mitigação de danos em prateleiras e armários.....	63
3.5.1	Técnicas de mitigação.....	64
3.6	Mitigação de danos em tetos. ....	67
3.6.1	Técnicas de mitigação.....	67
4	Estudo de caso.....	74
4.1	Descrição do edifício.....	74
4.2	Modelação do edifício.....	75
4.2.1	Objetivo da modelação estrutural .....	77
4.2.2	Definição da geometria dos elementos estruturais .....	77
4.2.3	Propriedades dos materiais .....	78
4.2.4	Ações e combinações de ações.....	79
4.2.5	Método de análise estrutural sísmico.....	79
4.2.6	Comparação de resultados entre modelos .....	79
4.3	Análise e discussão dos resultados .....	82
4.4	Cálculo das folgas Sísmicas .....	84
4.4.1	Metodologia de cálculo .....	84
5	Conclusões.....	91
6	Referências Bibliográficas .....	93
	Anexos .....	101



# Lista de Figuras

Figura 1 Fissuras diagonais (a)[19] falha total dos painéis (b), desconexão do painel a estrutura circundante (c) [3].	9
Figura 2 Fissuras diagonais adjacentes as aberturas (a)[12], Esmagamentos e compressão dos cantos (b) [13].	10
Figura 3 Mecanismos de falha nas paredes, (a) deslizamento na região central, (b) fissuração diagonal, (c) deslizamento nas juntas, (d) esmagamento dos cantos. Adaptado de [21].	10
Figura 4. Falhas nas paredes de alvenaria. a) Esmagamento de cantos, compressão e separação dos EE e ENE, b) Rotura por corte. Adaptado de [22].	11
Figura 5 Falha do piso fraco. a) Colapsos extensos em diversas paredes dos primeiros pisos [25] e b) paredes parcialmente colapsadas [15].	12
Figura 6 Danos típicos observados em paredes de gesso cartonado, a) e b) fissuração no painel e nas juntas entre painéis, c) fissuração diagonal propagada adjacientemente a abertura. Adaptado de [27].	13
Figura 7 Fraturas nos azulejos colocadas na zona de viga (a) e pilar (b), fratura na conexão da viga ao pilar (c). Adaptado de [17] [30].	14
Figura 8 a) Danos em acabamentos de gesso (a)[30] e de revestimento em reboco de cimento (b)[3].	15
Figura 9 Danos em janelas e fachadas envidraçadas, a) e b) fratura, quebra e queda do vidro, c) Deformação o arco de alumínio e sua desconexão do sistema estrutural. Adaptado de [17].	16
Figura 10 Estilhaçamento de vidros localizados na fachada (a) e divisória interna (b). Adaptado de [30].	17
Figura 11 Sistemas típicos de teto falso utilizado principalmente na Nova Zelândia. Adaptado de [33].	19
Figura 12 Tipos frequentes de teto falso e conexões perimetrais, (a) fixas-fixa, (b) fixa-livre e (c) totalmente suspensas. Adaptado de [33].	19
Figura 13 Fissuração do teto de painéis de gesso cartonado (a) e colapso total do sistema e queda das vigas metálicas (b) [[36].	20

Figura 14 Danos nos tetos falsos suspensos. Falhas de conexão perimetral (a), junto dos pilares (b) e encurvadura devido a forças excessivas de compressão nas grades (c). a), c) adaptadas de [36] e b) [11] .....	21
Figura 15 Interação de tetos falsos com serviços acima [36] .....	21
Figura 16 Colapsos da cobertura e a influência do empuxo deste sobre as fachadas, originando o colapso parcial da alvenaria para fora do plano da parede “interação parede-cobertura”. Adaptado de [39] .....	23
Figura 17 Exemplo típico de danos em chaminés, a) danos em telhado devido a queda da chaminé, b) desprendimento da alvenaria em chaminés não reforçado [17], c) Queda por falta de contraventamento [39]. .....	24
Figura 18 ) colapso de parapeitos. Adaptado de [39]. .....	25
Figura 19 a) Chaminés com contraventamento, adaptado de [3] e b) contraventamento nos parapeitos de cobertura, adaptado de [11] .....	26
Figura 20 Danos em tubagens suspensas, a) falha nas juntas e b) falha na cinta de suporte da tubagem. adaptado de [41] .....	27
Figura 21 Representação conceptual do ENE hospitalares 1) componentes arquitetónicas, 2) sistema de infraestrutura do edifício 3) equipamento médico e 4) conteúdos do edifício (Adaptado de [12]) .....	28
Figura 22 Modelo simplificado dos ENE das instalações de saúde. Adaptado de [42].	29
Figura 23 Danos nas paredes externas e divisórias do complexo hospitalar de Amandola, Itália. Adaptado de [44] .....	31
Figura 24 Tombamento de armários (a) e queda de matérias dos armários (b). Adaptado de [42] .....	32
Figura 25 Isolamento sísmico na base de um edifício, adaptado de [46]. .....	33
Figura 26 Solução de baixo dano para paredes de preenchimento, usando conexões deslizantes horizontais (a zona da imagem com círculos, representam os pontos de contacto/cantos que devem ser chanfradas). adaptado de [53] .....	39
Figura 27 Utilização de uma conexão deslizante horizontal, e ilustração da transferência de esforços de corte nos pilares em sismos intensos. Adaptado de [23] .....	40
Figura 28 a) Visão geral da amostra da parede com detalhes de reforço; b) Detalhamento da parede reforçada de baixo dano e pormenores de conexão dos espaços. Adaptado de [23] .....	40

Figura 29 Construção de baixo danos. a) Subestrutura em aço leve; b e c) tijolos assentados dentro da subestrutura em aço leve; d) parede de alvenaria com vedantes de poliuretano aplicados nas juntas/espacos. Adaptado de [23] .....	41
Figura 30 a) Comportamento da parede quando sujeita a deslocamento de 1.5%, b) Curva histerética do desempenho da solução de baixo dano. Adaptado de [23] .....	42
Figura 31 Desconexão das paredes divisórias não estruturais da estrutura por juntas/folgas sísmicas macias. Adaptado de [57] .....	43
Figura 32 Ancoragem da parede à viga, utilizando ângulo metálico. Adaptado de [11]	44
Figura 33 Processo de reforço das amostras com CFRP: (a) Ranhura, (b) Embutimento de adesivo epóxi, (c) Instalação de placas de CFRP e (d) Remoção do excesso de epóxi. Adaptado de [61] .....	46
Figura 34 Esquemas de reforço a) Reforçadas placas de CFRP horizontais de um lado, b) Detalhes do procedimento de reforço. Adaptado de [61] .....	46
Figura 35 Aplicação de tiras de fibras de vidro na parede não reforçada. Adaptado de [52] .....	48
Figura 36 Detalhes da prática construtiva das paredes de gesso cartonado: a) estrutura em metal e b) estrutura em madeira. Adaptado de [27] .....	49
Figura 37 Proposta da nova conexão deslizante, a) secção transversal, b) isometria c) vista lateral/longitudinal. Adaptado de [62] .....	51
Na guia superior colocaram-se grandes orifícios circulares alinhados em torno dos dois fixadores que unem os tubos de aço à placa de aço (Figura 38b), e cujo diâmetro corresponde à largura aproximada do guia. Estes orifícios acomodam deformações relativas entre à laje ou viga do pavimento superior e as divisórias, com poucos ou sem danos. Além de acomodar os deslocamentos, esta solução aumenta a resistência das paredes às forças de inercia dentro do plano produzidas pelas acelerações do piso. Os espaçamentos podem ser calculados utilizando a equação 1, adotando um valor de deslocamento que se deseja atingir. ....	51
Figura 39 a) modificações feitas na prática construtiva tradicional para a obtenção de solução de baixo dano (folgas sísmicas). b) cálculo das folgas laterais necessárias nas extremidades dos revestimentos de gesso ( $\Delta G$ representa apenas uma das duas folgas laterais). Adaptado de [27]. ....	53
Figura 40 Detalhamento das conexões de baixo dano para paredes de gesso com estruturas em aço. a) e b) conexão interior com folga de 5mm de espessura, c) conexão exterior com 15mm de folga, d) espaço interior com classificação de resistência ao fogo	

entre revestimentos adjacentes, e) espaço exterior com classificação de resistência ao fogo, entre o revestimento e a estrutura de betão. Adaptadas de [27].	54
Figura 41 Detalhes de baixo dano adotado em paredes de gesso com estrutura em madeira. a) e b) montantes ajustados por fricção nos trilhos de aço, c) sistema de estrutura completa após a colocação do revestimento de gesso em um dos lados, d) revestimentos fixados a parede. Adaptado de [27]	55
Figura 42 Parede com estrutura de madeira contendo folga sísmica e conexões melhoradas. Adaptado de [27].	55
Figura 43 Conectores de amortecimento por fricção. Adaptado de [31]	57
Figura 44 Modelo utilizando sistema de fachadas cortinas com isolamento sísmico. Adaptado de [31]	58
Figura 45 Painel cortina com junta de desacoplamento deslizante. Adaptado de [63].	59
Figura 46 Modificações nas bordas. a) canto reto, b) e c) cantos arredondados [64].	60
Figura 47 Fachada com folgas sísmicas, a) antes da deformação, b) depois da deformação. Adaptado de [65]	61
Figura 48 Detalhes de ligação utilizando folga sísmica na moldura, a) folga sísmica sem preenchimento, b) folga com preenchimento de borracha ou outro material macio. Adaptado de [11]	62
Figura 49 Exemplo de detalhes de mitigação para prateleiras. a) ancoragem a parede, b) conexão horizontais entre prateleiras paralelas. Adaptado de [3]	64
Figura 50 mitigação de danos utilizando: a) ancoras verticais e horizontais de armário, para redução de danos sísmicos, b) aumento da base através da ligação de duas prateleiras umas atrás da outra. Adaptado de [11]	65
Figura 51 Ancoras aparafusadas para proteger os ENEs (do inglês, non- structural elements NSE) sensíveis a força ligada ao EE (do inglês, structural elements SE) ou parede reforçada, a) conexão do ENE horizontalmente, b) conexão do ENE vertical, c) conexão do ENE horizontalmente e verticalmente. Adaptado de [11]	65
Figura 52 Proteção contra o tombamento de equipamentos das prateleiras ou armários abertos. utilização de cordas ligadas aos extremos, painel frontal e barras verticais. Adaptado de [45]	66
Figura 53 Instalação de contenções laterais. Adaptado de ([35] e [66]).	68
Figura 54 Sistema de painel de teto suspenso– condições de conexão das bordas. Adaptado de [11].	70

Figura 55 Disposição geral do sistema de suspensão para painel de teto falso –Secção transversal. Adaptado de [11]. .....	71
Figura 56 Disposição típica dos detalhes construtivos do teto suspenso utilizando técnica de reforço. Adaptado de [66] .....	72
Figura 57 Juntas de separação sísmica contactada no cruzamento das vigas da grelha por rebites sísmicos. Adaptado de [33] .....	73
Figura 58 Planta (piso 0) do futuro edifício habitacional .....	75
Figura 59 Modelos estruturais em planta. a) com laje maciça, b) com laje fungiforme, c) com caixa de elevador excêntrica e d) sem caixa de elevador. ....	76
Figura 60 Modelos estruturais 3D. a) com laje maciça, b) com laje fungiforme, c) com caixa de elevador excêntrica e d) sem caixa de elevador.....	78
Figura 61 Representação gráfica dos deslocamentos máximos entre pisos, para os 4 modelos estudados, considerando a ação sísmica tipo I, zona sísmica 1.3. ....	82
Figura 62 Planta estrutural Modelo 4 piso 2 (todos os pisos são iguais).....	87
Figura 63 Pormenorização da parede do piso 2, modelo 4. com folgas sísmicas entre a parede e os elementos estruturais adjacentes. ....	88
Figura 64 Corte transversal da parede, e pormenorização dos elementos construtivos constituintes. ....	89



# Lista de Tabelas

Tabela 1 Comparação de desempenho SDR associado a cada estado de dano de paredes de gesso sem reforço (A) e com conexões deslizantes (B). Adaptado de [24].....	52
Tabela 2 Deslocamentos máximos em X e Y do modelo 1 e 2 para Zona sísmica I .....	80
Tabela 3 Deslocamentos máximos em X e Y do modelo 3 para Zona sísmica I.....	81
Tabela 4 Deslocamentos máximos em X e Y do modelo 4 para Zona sísmica I.....	81
Tabela 5 Deslocamentos máximos em X e Y do modelo 1 e 2 para Zona sísmica II .....	81
Tabela 6 Deslocamentos máximos em X e Y do modelo 3 para Zona sísmica II .....	81
Tabela 7 Deslocamentos máximos em X e Y do modelo 4 para Zona sísmica II .....	82
Tabela 8 Determinação das folgas sísmicas com base nos deslocamentos absolutos máximos entre pisos.....	87



# Lista de Acrónimos

<b>ENE</b>	Elementos Não Estruturais
<b>EE</b>	Elementos Estruturais
<b>CFRP</b>	Carbon Fiber Reinforced Polymer (Polímero Reforçado com Fibra de Carbono)
<b>AVAC</b>	Aquecimento, Ventilação e Ar Condicionado
<b>SDR</b>	Story Drift Ratio (Índice de Deformação de Deslocamento)
<b>DS0-DS4</b>	Damage States (Estado de Dano Sísmico)



# Capítulo 1

## 1 Introdução

### 1.1 Formulação do Problema

A atividade sísmica desencadeia vibrações intensas, variáveis que abalam e perturbam a superfície terrestre. Este fenómeno representa direta e indiretamente, um grande risco para a segurança das edificações, da vida e do bem-estar das comunidades em diversas regiões do planeta.

Durante um sismo, os edifícios sofrem acelerações, resultando em esforços e deformações suscetíveis de danificar tanto os elementos estruturais (EE) como os elementos não estruturais (ENE). Com os esforços de investigação direcionados ao aprimoramento do desempenho sísmico dos EE nas últimas décadas, foi possível melhorá-los consideravelmente. Em relação aos ENE, nem sempre a segurança num evento sísmico é devidamente considerada, assim como a interação entre estes e os EE. Apesar dos danos nos ENE não implicarem por si o colapso dos edifícios, pode ficar afetada a sua operacionalidade, inclusive, por níveis baixos a moderados de intensidade sísmica.

Atualmente a comunidade científica reconhece a importância do desempenho dos NSE sob ação sísmica nos edifícios, e têm se tornado objeto de estudo. Estes elementos, englobam componentes que não fazem parte da estrutura principal de um edifício, e são categorizados em: i) componentes arquitetónicos, ii) serviços utilitários do edifício e iii) conteúdos do edifício [1]. Embora estes elementos não façam parte do sistema primário de transporte de carga ou não apoiem diretamente a estrutura do edifício, os seus danos afetam a integridade estrutural e funcional do edifício.

Estudos recentes [1] sobre os efeitos dos terremotos, têm revelado que uma parcela significativa das perdas totais dos edifícios é atribuída a danos nos ENE, superando em escala as perdas relacionadas aos danos estruturais. Adicionalmente, mesmo quando não há colapso dos edifícios, a sua operacionalidade é comprometida de forma muito significativa. Além dos aspetos referidos, existem perdas económicas e pode chegar a haver perdas humanas [2][3][4].

Segundo D. Perrone et al [3] e U. Yazgan et al [5], o problema agrava-se quando escolas e hospitais são afetados, e é especialmente importante protegê-los contra o efeito dos

terramotos, pois são locais críticos que desempenham um papel vital nas comunidades, especialmente em situações de emergências.

Embora os ENE tenham sido originalmente concebidos para fins arquitetônico, estéticos e funcionais (térmico, acústico ou contra incêndios) [1], está amplamente comprovado que os riscos associados à segurança, operacionalidade e ao mau funcionamento destes elementos são significativos, demonstrando que a preocupação com o projeto sísmico não deve estar limitada apenas ao nível estrutural, mas também aos elementos não estruturais. Deste modo, torna-se urgente aumentar o investimento em investigação para compreender os tipos de danos, os mecanismos de falha, quais os elementos mais críticos, bem como avaliar as soluções de mitigação existentes e o seu funcionamento na prática, permitindo a prevenção e mitigação dos danos dos ENE. Além disso, é importante aprimorá-las e buscar novas técnicas de reforço que reduzam a vulnerabilidade e aumentem a resistência sísmica dos ENE.

## **1.2 Estado do conhecimento**

A elevada vulnerabilidade sísmica que se tem constatado nos edifícios, tem despertado atenção, nomeadamente por parte dos especialistas na área.

A observação de ocorrências em múltiplos eventos sísmicos tem permitido perceber o tipo de dano em elementos não estruturais, e os tipos mais suscetíveis de os sofrerem. As paredes de alvenarias de preenchimento, envidraçados, sistemas de tetos, tubagens, revestimentos, mobiliários e equipamentos mecânicos, são os tipos de elementos não estruturais em que se observam mais danos e com maior impacto. Por outro lado, nem sempre é fácil ter soluções com mitigação de dano, uma vez que a mesma depende de ligações entre elementos, multiplicidade de materiais e também dificuldades dos pontos de vista da análise e modelação estrutural [6].

Muitos países têm adotado normas e regulamentos para projetos de conceção e reforço sísmico, como o Eurocódigo 8 (CEN 2003)[7] na Europa, NZS 1170 (NZSEE 1170.5:2004 2004) na Nova Zelândia, ASCE 7-10 [8] FEMA 306, 1998[9] nos EUA, entre outros. Estes regulamentos visam reduzir o impacto destrutivo nos edifícios, melhorando o seu desempenho. Constata-se que a maioria das diretrizes de projeto nos códigos sísmicos atuais, dependem principalmente de verificar a resistência das forças sísmicas do EE, dando importância secundária às deformações laterais e ao desempenho dos

componentes não estruturais, ou seja, pouco se aborda acerca dos ENE [2]. Enquanto para os elementos estruturais possuem normas específicas para assegurar a sua resistência sísmica, existe um déficit de dados relativos ao desempenho dos ENE e meios para contornar ou prevenir o seu mal funcionamento.

Atualmente, há um foco crescente no desenvolvimento de tecnologias para mitigar os riscos de danos nos ENE. De acordo com S. Bianchi et al [10], as ênfases dos esforços concentram-se em dois objetivos primordiais: 1) alinhar os objetivos de desempenho entre elementos estruturais e não estruturais; 2) desenvolver sistemas estruturais e não estruturais com baixa vulnerabilidade e focados na gestão de danos.

D. Perrone [3], enfatiza que na Europa, os códigos vigentes, como o CEN 2003 (Eurocode 8) e NTC 2008 (Itália), carecem de orientações claras sobre a consideração desses elementos no projeto. No entanto, códigos mais recentes como ASCE 7-10, [8] NZS 1170, FEMA 306, 1998[9], FEMA E-74, 2012[11], oferecem algumas diretrizes mais específicas e propõem algumas soluções de mitigação aplicáveis.

Apesar dos desafios e da complexidade envolvida, tais como a falta de compreensão profunda da resistência, da capacidade de deformação dos elementos e da interação adequada entre os mesmos [6], é possível afirmar que o aumento substancial nas investigações tem impulsionado o desenvolvimento de metodologias para análise do impacto sísmico nos ENEs, identificação de problemas e busca por soluções construtivas através de simulações computacionais, testes laboratoriais, e outras abordagens. O esforço empregado tem permitido alcançar progressos significativos nesta área

### **1.3 Objetivos**

Esta dissertação tem como objetivo:

1. Analisar os efeitos práticos do terremoto a nível dos ENEs e sua influência sobre os EE;
2. Identificar os problemas mais comuns dos ENEs observados em terremotos mais recentes, e as necessidades específicas de mitigação;
3. Explorar o desempenho dos ENE já reforçados, sua eficácia e as principais técnicas de mitigação sísmica disponíveis para cada caso;
4. Efetuar um estudo de caso.

O objetivo final é fornecer informações úteis e aplicáveis sobre os ENE, para profissionais envolvidos no reforço sísmico de edifícios, visando aumentar a segurança e reduzir os custos de reparação após um evento sísmico.

## **1.4 Metodologia e estrutura do trabalho**

Tendo por base os objetivos apresentados acima e a natureza do tema deste trabalho, considerou-se adequada uma metodologia e estrutura do trabalho composta por 6 capítulos.

O capítulo 1 apresenta o contexto e a relevância do estudo sobre os elementos não estruturais (ENE) em edifícios sujeitos a sismos.

O capítulo 2 faz-se uma análise detalhada de estudos e publicações relevantes para identificar as vulnerabilidades mais frequentes dos ENE durante eventos sísmicos.

O capítulo 3 faz-se a análise e a seleção de técnicas de mitigação eficazes, com base na literatura e em normas internacionais.

O capítulo 4 apresenta um estudo de caso onde se avalia a influência do comportamento estrutural nos elementos não estrutural e as vantagens de se adotar técnicas de reforço, e demonstra-se de forma simplificada uma das soluções discutidas no capítulo anterior.

No capítulo 5 são discutidos os resultados do estudo e o cumprimento dos objetivos definidos.

O capítulo 6 foi reservado para a apresentação das referências bibliográficas utilizadas ao longo de toda a dissertação.

## Capítulo 2

# 2 Danos sísmicos, levantamento, análise e avaliação de casos práticos

### 2.1 Introdução

Os sismos são eventos frequentes em várias regiões do mundo, causando danos consideráveis tanto em elementos estruturais como não estruturais nos edifícios. Como exemplos, elegem-se, no contexto europeu, a Itália e a Grécia, fora deste, merecem destaque a Nova Zelândia, Japão, Nepal, Turquia e Estados Unidos da América.

Para se falar de danos em elementos não estruturais, é necessário compreender a sua classificação. Estes elementos podem ser divididos em três categorias principais [1][12]:

#### 1) Elementos arquitetónicos e de revestimento

Correspondem aos elementos não-estruturais que pertencem ao edifício, tais como revestimentos, paredes divisórias, tetos, portas, envidraçados e outros.

#### 2) Equipamentos e sistemas de edifícios

Os sistemas de infraestruturas do edifício englobam os equipamentos críticos, como instalações elétricas e de iluminação, de comunicações, elevadores, sistemas AVAC, e outros sistemas distribuídos, tais como as canalizações, sistemas de combate a incêndios, tubagens, bandejas de cabos, condutas e muitos outros.

#### 3) Conteúdos do edifício e mobiliários

Os conteúdos do edifício correspondem aos elementos permanentes no edifício, como mobiliário, acessórios, eletrodomésticos, estantes, armários e entre outros.

Segundo [3] a elevada vulnerabilidade sísmica dos ENEs pode ser atribuída a dois fatores principais. Em primeiro lugar, os ENEs carecem de resistência e ductilidade inerentes aos elementos estruturais, tornando-os suscetíveis a danos mesmo em níveis baixos de aceleração sísmica. Em segundo lugar, a pesquisa sobre o comportamento sísmico dos

ENEs tem sido limitada, resultando numa compreensão restrita de seu comportamento dinâmico. Este déficit no conhecimento científico sustenta a maior vulnerabilidade dos ENEs durante eventos sísmicos.

## **2.2 Levantamento de danos observados em elementos não estruturais de edifícios**

Nesta secção, descrevem-se os danos em elementos não estruturais observados após eventos sísmicos em vários casos, ao redor do mundo. Os exemplos não foram selecionados com base na maior ou menor relevância ou intensidade do problema, e sim pela sua descrição detalhada e pelo acesso à informação disponível em várias referências bibliográficas fidedignas.

### **Itália**

- **L'Aquila de 2009**

Em 6 de abril de 2009, a região de Abruzzo foi afetada por um sismo, conhecido como sismo de L'Aquila, com um registo de magnitude máxima de  $M_w = 6.8$ , resultando em sérias consequências socioeconómicas, perdas humanas, danos em edifícios, infraestruturas e redes vitais [13], [14], [15]. A maior parte dos danos observados pertenciam aos ENE, e foram os seguintes:

- Paredes de alvenaria de preenchimento e divisórias;
- Luminárias, tetos, janelas, envidraçados e revestimentos.

- **Amatrice e Nórcia em 2016**

O evento sísmico ocorreu no centro da Itália em 24 de agosto de 2016, com magnitudes de 6 na escala de Richter, seguido por outros terremotos com  $M_{5.4}$  e  $M_{5.9}$ . Após esses eventos, foram realizadas várias inspeções nos edifícios das áreas afetadas. De acordo com D. Perrone [3], cerca de 700 inspeções foram realizadas, a maioria das quais em escolas, hospitais, edifícios públicos, monumentos e catedrais. Os danos identificados nos ENEs foram os seguintes:

- Paredes divisórias, sistemas de teto, abóbadas não estruturais, chaminés, guarda-corpos, sistemas de tubulações, telhas,

equipamentos mecânicos, racks/prateleiras de armazenamento e envidraçados [3], [16].

## **Nova Zelândia**

- **Darfield 2010**

Evento ocorrido a 4 de setembro de 2010, atingiu a magnitude máxima de 7.1, tendo tido várias réplicas. Houve poucos danos nos EE, ao passo que os ENE sofreram danos significativos, que aumentavam no decorrer das réplicas, especialmente aquelas de magnitudes 5 e superiores [17]. Os ENE comumente danificados foram:

- Chaminés de tijolo, parapeitos, tetos, fachadas, paredes internas e as janelas.

- **Kaikōura 2016**

O sismo de Kaikōura, ocorrido a 14 de novembro de 2016, na região sul da Nova Zelândia, registou uma magnitude de 7,8 na escala de Richter. Após esse evento, foram realizadas inspeções em diferentes tipologias de edifícios, dos mais antigos aos mais recentes, para verificar como foram afetados. Os resultados dessas inspeções nos ENE, tal como demonstrado nos estudos [18] e [19], identificaram os seguintes danos nos ENEs:

- Falha de tetos falsos, revestimentos internos, divisórias, serviços prediais, equipamentos industriais, vidros e painéis pré-moldados.

## **Turquia**

- **Van 2011**

O sismo ocorreu em 23 de outubro de 2011, com uma magnitude de 7,2 e afetou a província de Van, no leste da Turquia. Esse tremor resultou em danos significativos em edifícios. Os danos não estruturais mais verificados foram:

- Paredes de preenchimento e divisórias

## **Nepal (2015)**

Terramoto ocorrido em 25 de abril e 12 de maio de 2015 no Nepal, com magnitudes máximas de 8.1 e 7,4. O sismo causou graves danos em edifícios, perdas humanas e económicas [20]. A nível dos edifícios observaram-se os seguintes danos nos ENE:

- Paredes de Alvenaria e divisórias, revestimentos e equipamentos mecânicos

## **2.3 Tipificação e justificação dos danos mais frequentes em elementos não estruturais**

O foco nesta secção será a descrição de alguns dos danos transversais a vários exemplos práticos anteriormente apresentados, analisar os mais significativos, quantitativa e qualitativamente, abrangendo não apenas os eventos mencionados, mas também outros em diversas regiões do mundo.

### **2.3.1 Danos em paredes de preenchimento e divisórias**

Os edifícios de betão armado danificados e colapsados durante terremotos têm sido alvo de diversas inspeções, revelando que os painéis de preenchimento e divisórias podem falhar dentro como fora do plano, mas geralmente apresentam uma rigidez excessiva no seu plano. Adicionalmente, estes elementos mostram-se suscetíveis a danos leves a graves durante a ação sísmica, devido à sua alta sensibilidade às deformações, acelerações e a sua baixa capacidade de absolver esforços [11].

Antes de aprofundar o tema, é importante destacar que existem diversos sistemas construtivos de paredes de preenchimento, que variam de região para região. Na Europa, a título de exemplo, as edificações mais antigas geralmente possuem paredes estruturais em alvenaria de pedra (sem pórticos de vigas e paredes) ou mistas. Nas construções mais recentes, é comum encontrar estruturas emolduradas constituídas por alvenaria de tijolo oco, dispostas em uma ou duas camadas verticais e paralelas uma da outra, unidas com argamassa de cal ou cimento. Nos últimos anos, especialmente em países desenvolvidos, tem-se utilizado com frequência painéis de gesso cartonado em divisórias internas, emoldurados com pequenas estruturas metálicas leves ou de madeira, criando um padrão característico que influencia o tipo de dano observado.

O bom ou mau desempenho destes painéis depende diretamente dos critérios utilizados no projeto, forma construtiva, da distribuição dos elementos (preenchimento regular ou irregular), das propriedades mecânica do material empregado e da sua qualidade. Por esta razão, o tipo e a quantidade de falhas desencadeadas nos painéis variam de caso para caso.

### 2.3.1.1 Parede de Preenchimento de alvenaria

A alvenaria não reforçada é um dos materiais de construção mais comum. O dano nesses elementos tende a ocorrer de forma extensiva, dentro e fora do plano, variando desde pequenas fissuras (verticais, horizontais e, maioritariamente as diagonais conforme ilustra a Figura 1a) até ao colapso ou falha total dos painéis (Figura 1b). As falhas dentro do plano são frequentemente causadas pelo deslocamento entre pisos, enquanto as falhas fora do plano geralmente ocorrem após o aparecimento de fissuras e a desconexão dos painéis de alvenaria da estrutura circundante.



*Figura 1 Fissuras diagonais (a)[19] falha total dos painéis (b), desconexão do painel a estrutura circundante (c) [3].*

As fissuras iniciam-se geralmente em áreas com má ligação e desconexão entre os painéis (interiores e/ou exteriores) e a estrutura circundante de betão armado (Figura 1c), bem como devido à tensão gerada e acumulada na região central e ao longo da diagonal do painel. Em paredes de preenchimento de alvenaria com aberturas, como portas e janelas, as fissuras tendem a propagar-se diagonalmente e adjacentes a elas (Figura 2a) [13].



Figura 2 Fissuras diagonais adjacentes as aberturas (a)[12], Esmagamentos e compressão dos cantos (b) [13].

Além disso, observam-se danos conhecidos como modos de falha das paredes de alvenaria, que incluem:

- i) Esmagamento nos cantos, especialmente na zona de interação direta com a estrutura (Figura 2b e Figura 3d);
- ii) Compressão na base e nos cantos dos painéis (Figura 4a), particularmente nas juntas entre viga e pilar, sendo mais acentuada quando as ligações são fracas;
- iii) Deslizamento horizontal na zona central do painel e nas juntas de assentamento da alvenaria, desencadeando frequentemente o colapso do painel para fora do plano (Figura 4b, Figura 3a e Figura 3c);
- iv) Deslizamento por corte (Figura 4b) que danificam o pórtico de betão e quando combinadas com fissuras causam o tombamento do painel, principalmente fora do plano.

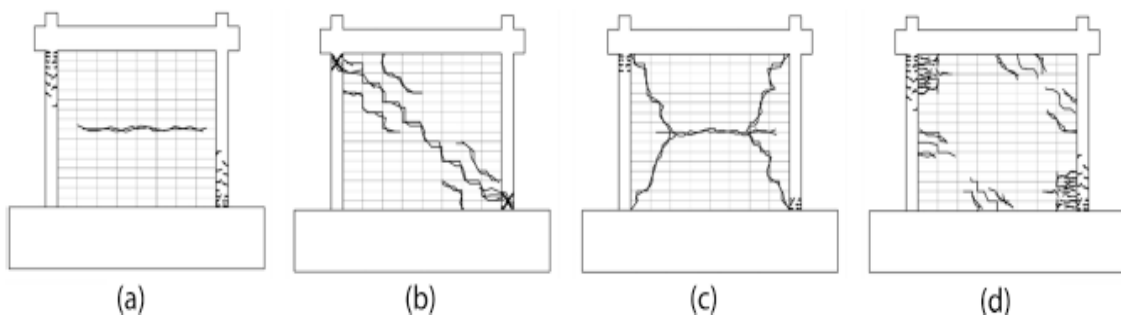


Figura 3 Mecanismos de falha nas paredes, (a) deslizamento na região central, (b) fissuração diagonal, (c) deslizamento nas juntas, (d) esmagamento dos cantos. Adaptado de [21].

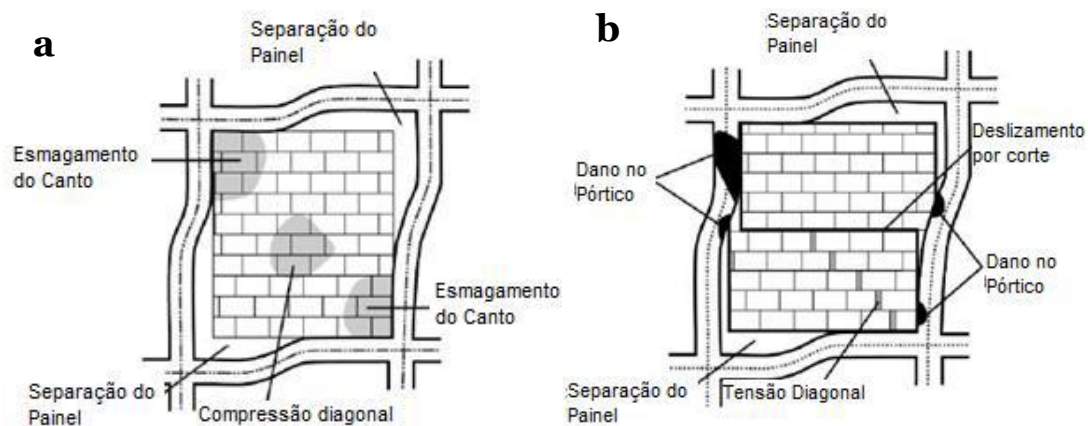


Figura 4. Falhas nas paredes de alvenaria. a) Esmagamento de cantos, compressão e separação dos EE e ENE, b) Rotura por corte. Adaptado de [22].

O estudo [23] conduziu ensaios laboratoriais em paredes de alvenaria à escala real, construídas de acordo com a prática tradicional, sem reforço. Observou-se que, com deslocamentos de 0.3% surgem fissuras diagonais na parede; a 1% aparecem fissuras de deslizamento; e, a aproximadamente 2% ocorre o esmagamento dos cantos da parede de alvenaria.

Diversos estudos, como [3] e [24], indicam que a falta ou insuficiência de rigidez lateral, tanto local quanto global, associadas a deslocamentos laterais excessivos entre pisos, à esbelteza e à altura do preenchimento, são possíveis causas dos danos observados nesses elementos. Em edifícios de múltiplos pisos, é comum observar danos mais significativos e visíveis na base e nos primeiros andares (Figura 5). Este padrão é amplamente investigado por especialistas, como [5], utilizando abordagens e métodos de análises relativamente recentes.



*Figura 5 Falha do piso fraco. a) Colapsos extensos em diversas paredes dos primeiros pisos [25] e b) paredes parcialmente colapsadas [15].*

Importa salientar que, devido ao peso, resistência e rigidez das paredes de alvenaria, a sua falha pode comprometer o desempenho dos elementos estruturais [26]. Os ENE têm o potencial de causar danos diretos nos EE, especialmente quando estes não são suficientemente robustos. Este facto ocorre porque os ENE podem induzir esforços locais elevados nos pilares, resultando em danos significativos.

### **2.3.1.2 Parede divisória de gesso cartonado**

As paredes divisórias de gesso cartonado, tem-se tornado o tipo mais comum de paredes leves empregadas como divisórias internas nos edifícios, possuindo estruturas de suporte geralmente elaboradas de aço leve ou madeiras, ancoradas à estrutura envolvente e às lajes superiores e inferiores. De acordo com as referências [4], [27] e [28], estes elementos são considerados um dos componentes não estruturais mais vulneráveis nos edifícios, demonstrando usualmente os primeiros indícios de danos que requerem reparação, a rácios de deslocamentos entre piso (SDR) aproximadamente entre 0.1% a 0,3% dependendo da forma e material construtivo.

Os danos nestes elementos podem ser de três tipos [1]:

- 1) Danos leves, que podem ser corrigidos com fita, polimento, massa e tinta;
- 2) Dano que demanda a substituição das placas/revestimento de gesso;
- 3) Danos que resultam em paredes danificadas de forma irreparável.

Alguns autores como [26] apresentam estes três principais estados de danos, da seguinte forma: DS1) Danos superficiais nas paredes, DS2) Danos locais nas placas de gesso e/ou nas estruturas metálicas ou de madeira; e DS3) danos severos nas paredes.

Os danos observados neste tipo de parede após um evento sísmico, são: fissuras bidirecionais nas interfaces (Figura 6a), nos cantos dos revestimentos causadas pelo acabamento inadequado e junto das aberturas existentes no painel ( Figura 6c), falha nas juntas de ligação entre painéis ( Figura 6b), falhas devido a rotação dos revestimentos, esmagamento localizado nas bordas e entre as placas e falhas devido às encurvaduras fora do plano [26] e [27].



*Figura 6 Danos típicos observados em paredes de gesso cartonado, a) e b) fissuração no painel e nas juntas entre painéis, c) fissuração diagonal propagada adjacientemente a abertura. Adaptado de [27].*

O estudo [29], realizou experiências laboratorial em escala real de paredes divisórias de gesso, com objetivo de analisar o seu desempenho e os tipos de danos. Os resultados indicaram que a maioria das falhas, como o esmagamento dos cantos e fissuração das placas, se deve às forças de compressão gerada nas zonas de ligações entre os painéis e entre estes e a estrutura circundante.

### **2.3.2 Danos em painéis de revestimentos.**

Os revestimentos podem ser de diversos tipos, como placas cerâmicas, gesso, reboco de cimento, entre outros. Os danos nos revestimentos surgem principalmente devido à interação entre estes e os elementos onde são aplicados, variando conforme o tipo de material e a sua localização no edifício.

### 2.3.2.1 Revestimento de azulejos

Os azulejos cerâmicos podem apresentar os seguintes mecanismos de falhas: desprendimento ou levantamento da base de assentamento (piso e/ou parede) e fracturação ou rachadura. Estes danos podem ter origem na fissuração do piso e parede, da queda da alvenaria e da infiltração de líquidos causada pela rotura de tubagens. Quando os azulejos cerâmicos são fixados na ligação entre a viga e pilar, os danos observados após um sismo nesta zona incluem a queda, quebra e/ou fratura das peças [17], conforme ilustrado na Figura 7a (viga), e na Figura 7b (pilar).



*Figura 7 Fraturas nos azulejos colocadas na zona de viga (a) e pilar (b), fratura na conexão da viga ao pilar (c). Adaptado de [17] [30]*

### 2.3.2.2 Rebocos de cimento e acabamentos de gesso

Nos rebocos os danos mais frequentes são as fissuras, causadas pela interação entre parede-reboco e elemento estrutural-reboco. Isso acontece porque as falhas nas paredes e elementos estruturais tendem a propagar-se para o exterior, resultando no descolamento do reboco (Figura 8b) e o aparecimento de fissuras. Em muitos casos (tais como revestimentos de pedra, painéis de madeira, tijolo entre outros), o revestimento não conta com uma proteção lateral por tratar-se da camada mais externa, e a falta dessa proteção diminui a interação entre os elementos e os torna mais frágeis em situações sísmicas [13]. Nos elementos apresentados como exemplo, é frequente observar a separação desses painéis da estrutura de suporte e a queda parcial ou total. O gesso geralmente é colocado como revestimento interno dos edifícios, e os seus danos não diferem muito do mencionado sobre os rebocos de cimento e paredes de gesso (Figura 8a).



Figura 8 a) Danos em acabamentos de gesso (a)[30] e de revestimento em reboco de cimento (b)[3]

De acordo com a S. Bianchi [1], os níveis de desempenho para painéis de revestimento podem ser categorizados da seguinte forma: 1) painéis sem danos aparentes ou fissuras visíveis, 2) presença de fissuras leves, 3) fissuras graves e esmagamento da parede nas zonas de ligações pilar-viga.

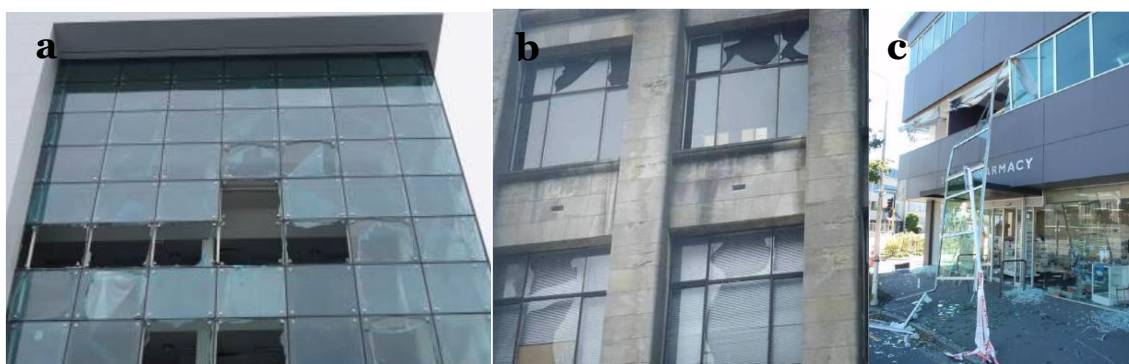
### 2.3.3 Danos em sistemas de envidraçados

O vidro na engenharia civil e arquitetura, é um material que tem sido utilizado ao longo dos séculos em aberturas de paredes, janelas, tetos, divisórias e nos últimos anos tem sido uma tendência nas grandes fachadas de edifícios, principalmente no centro das grandes metrópoles. Estes proporcionam um efeito estético agradável, controle térmico, acústico e proporcionam a entrada de luz natural, enquanto amplia a visão para o exterior, oferecendo proteção contra as condições atmosféricas. Os vidros atendem diversos requisitos em termos de capacidade de resistência, filtragem de diferentes faixas do espectro solar, resistência contra explosões, entre outros. Os sistemas de envidraçados podem ser fixos ou moveis e os vidros mais utilizados são os temperados e os laminados.

Os envidraçados possuem maioritariamente um comportamento frágil ou com ductilidade baixa, possuem resistência considerável no plano e mostram-se flexíveis fora do plano. Eles são sensíveis a deslocamentos entre piso (maior a altura, maior será o deslocamento) e a acelerações causadas pelos sismos [31]. Este comportamento muita

das vezes frágil, leva-os a sofrerem danos em caso de sismos, com falhas de maior ou menor grau dependendo da conexão do sistema de envidraçado à estrutura, tamanho do vidro, geometria (especialmente das bordas do vidro), propriedades do material utilizado e a qualidade da interface entre os painéis de vidro e as molduras de suporte (quando amoldurado).

Os danos nos vidros resultantes da ação sísmica resumem-se em perda de estanquidade, fraturas, quedas (Figura 9 a e b)[17] e danos nos conectores. Parte desses danos são causados pelas forças que são transferidas das molduras para os cantos e bordas do vidro [31].



*Figura 9 Danos em janelas e fachadas envidraçadas, a) e b) fratura, quebra e queda do vidro, c) Deformação o arco de alumínio e sua desconexão do sistema estrutural. Adaptado de [17].*

Com a ação sísmica o sistema de envidraçado recebe forças de corte impostas pelo deslocamento que o edifício experimenta, dando início a falhas como a degradação das selagens ou juntas permitindo a infiltração de ar ou água comprometendo a integridade das ligações da fachada com a estrutura do edifício [29]. De acordo com [1] os tipos mais comuns de dano que se observam nesse sistema são a quebra e fracturação do vidro, deformação do aro de aço ou alumínio, deformação nos conectores metálicos e a desconexão total ou parcial do painel ao sistema estrutural (Figura 9c.).

Os vidros das fachadas quando quebram caem sobre a rua e os seus estilhaços representam um perigo para os transeuntes, conforme ilustrado na Figura 10a.



*Figura 10 Estilhaçamento de vidros localizados na fachada (a) e divisória interna (b). Adaptado de [30].*

Tanto nas fachadas, janelas ou portas, os danos são frequentemente relacionados com imperfeições na construção, incompatibilidade com a estrutura principal do edifício, projetos inadequados, falta de folga e movimentação do sistema de envidraçado. Se o movimento dentro da folga inserida ultrapassar os limites estabelecidos no projeto, o vidro, devido à sua rigidez e fragilidade, poderá rachar ou partir, podendo eventualmente desprender-se da estrutura. [18]. Isto está em consonância com o discutido por outros estudos como [17]. Esse estudo apresenta uma análise pós-sísmica dos sistemas de envidraçados, na qual se observou que, em edifícios onde o enquadramento das janelas era rígido e não permitia o movimento relativo do vidro, a maioria dos painéis de vidro apresentava danos. Em contraste, nos edifícios onde as molduras eram de alumínio, equipadas com vedantes de borracha ou silicones flexíveis que possibilitavam o deslocamento dos painéis, a ocorrência de danos (quebra do vidro) era significativamente menor.

Muitos dos problemas relacionados com o desempenho do envidraçamento durante sismos devem-se a técnicas de instalação deficientes. Entre estes problemas estão a falta de folgas adequadas, o uso de calços inadequados e a incapacidade de respeitar as tolerâncias dimensionais.

Em inspeções realizadas na região central da Itália, após o sismo de 2016, descrito em [3] observou-se que as interfaces contruídas com silicones estruturais de alta deformabilidade conseguiram acomodar maiores deslocamentos durante o tremor de terra, representando um ótimo exemplo a seguir, dada a sua eficácia comprovada. Por esta razão é crucial prestar atenção a determinados pormenores na fase de projeto, bem como assegurar um rigoroso controle na execução, a fim de evitar problemas futuros.

Com base nos danos verificados em inspeções pós sísmicos e em testes laboratoriais, pode afirmar-se que é importante desenvolver sistemas cujo envidraçados sejam capazes de acomodar deslocamentos entre pisos da estrutura de suporte, em simultâneo com a aceleração ortogonal.

#### **2.3.4 Danos em sistemas de tetos e telhado**

Os sistemas de tetos e telhados, sendo elementos não estruturais de um edifício, revelam-se especialmente vulneráveis a ações sísmicas. A sua resposta durante um sismo é influenciada por múltiplos fatores, incluindo tanto o deslocamento como a aceleração, e diversas variáveis técnicas, como o tipo de teto, as propriedades dos materiais empregues, as dimensões, espessura, peso, a aplicação de grampos de retenção e o estado físico dos componentes da grelha estrutural [3].

##### **2.3.4.1 Sistema de teto**

Um dos sistemas mais comuns utilizados nos edifícios modernos é o teto falso. Este tipo de teto, embora funcione bem em condições normais, é altamente suscetível a danos durante sismos, sendo muitas vezes um dos primeiros componentes a falhar. Os tetos falsos são geralmente constituídos por painéis acústicos, que podem ser instalados de forma modular ou contínua, suspensos numa estrutura metálica, criando um espaço entre o teto original e o teto falso [32]. A estrutura de suporte consiste normalmente numa grelha composta por vigas metálicas ou de madeira, dispostas de forma unidirecional (mais vulnerável a danos) ou bidirecional (mais robusta). As bordas destes tetos são geralmente fixadas a uma cantoneira, rebitado ou aparafusado a parede. Estas bordas são suspensas ao teto por fios ou perfis metálicos, responsáveis por suportar as cargas gravitacionais., conforme ilustrado na Figura 11.

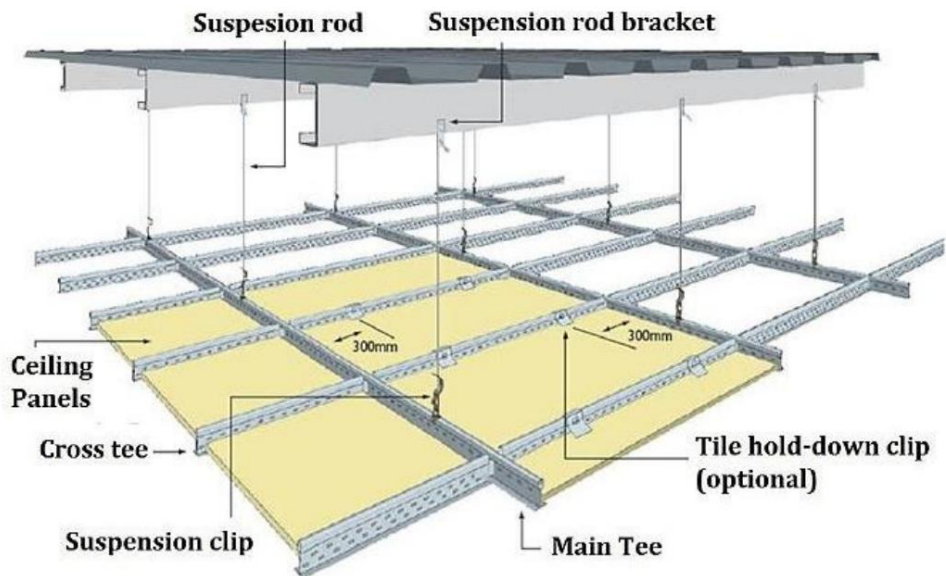


Figura 11 Sistemas típicos de teto falso utilizado principalmente na Nova Zelândia. Adaptado de [33]

As conexões perimetrais do teto, podem ser do tipo fixa-fixa (Figura 12 a), fixa-livre (Figura 12 b) ou completamente suspensas (flutuante) (Figura 12 c). O desempenho sísmico do sistema é influenciado para melhor ou pior pela configuração da conexão de bordo utilizada.

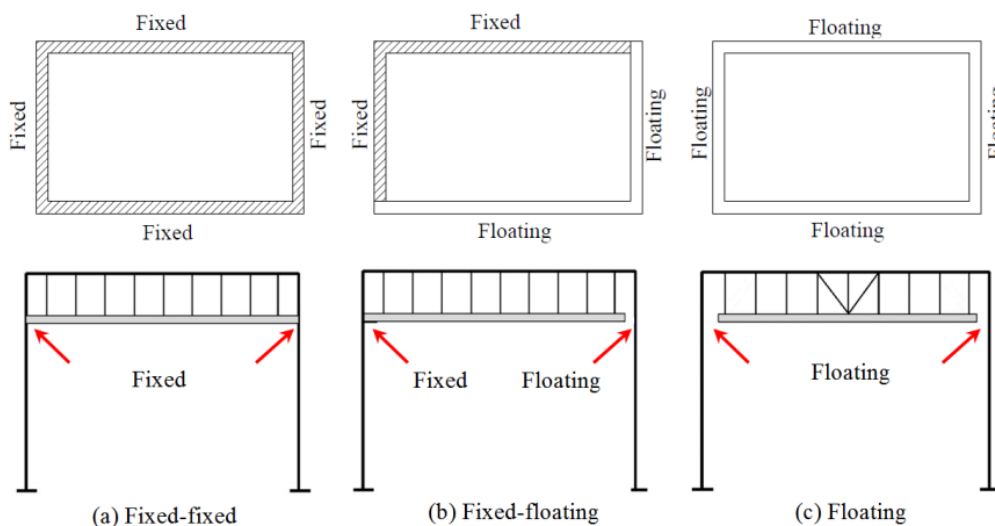


Figura 12 Tipos frequentes de teto falso e conexões perimetrais, (a) fixas-fixa, (b) fixa-livre e (c) totalmente suspensas. Adaptado de [33]

Durante um sismo, o teto falso transfere as cargas inerciais geradas para a estrutura principal do edifício, geralmente através de fixações perimetrais e reforços ligados ao pavimento superior [34]. As fixações perimetrais muitas vezes são aparafusadas e ao

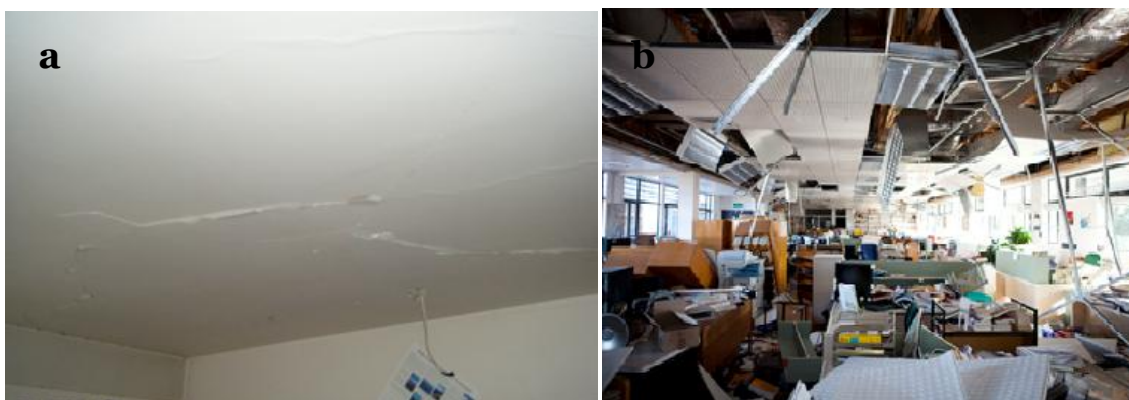
longo do tempo afrouxam, levando a falhas críticas no sistema especialmente em situações de sismo.

De acordo com o estudo [35], os danos nos sistemas de tetos podem ser classificados em quatro categorias de desempenho:

- **Sem danos:** O teto mantém-se funcional e não apresenta danos visíveis;
- **Danos leves:** Pequenas fissuras ou deslocamento que não comprometem a integridade do sistema;
- **Danos reparáveis:** Necessitam de intervenção para restaurar a funcionalidade do teto;
- **Colapso:** Falha completa do sistema, com sérios riscos para a segurança dos ocupantes.

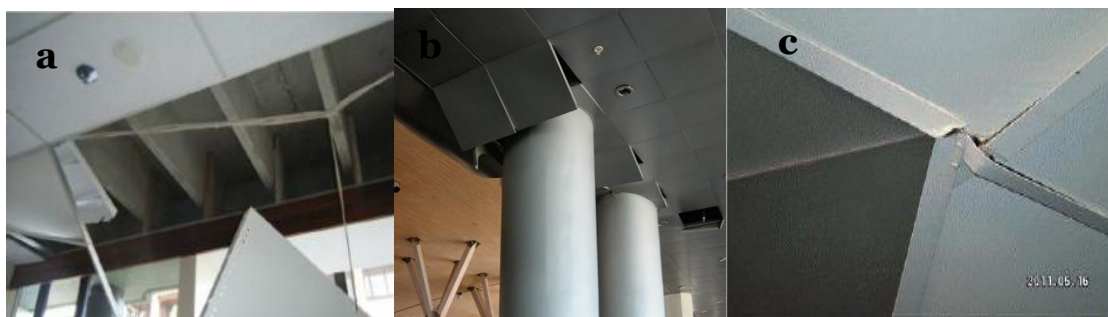
Os danos nos tetos falsos tendem a iniciar-se nas conexões perimetrais, principalmente devido ao deslizamento ou desconexão dos suportes do teto em relação às cantoneiras, e pela falha ou ausência de fios de suspensão nas extremidades [11]. A extensão e gravidade dos danos neste sistema pode variar significativamente, dependendo da tipologia do edifício e da qualidade da instalação.

Em eventos sísmicos recentes, como os sismos de Darfield em 2010 [17] e Christchurch em 2011 [36], ambos na Nova Zelândia, verificaram-se danos significativos em sistemas de tetos, tanto em edifícios residenciais como comerciais. Nos edifícios residenciais, os danos mais comuns incluíram fissuras de várias dimensões nas placas de gesso (Figura 13a), esmagamento, desconexão das placas, falhas nas conexões perimetrais e até o colapso das placas (Figura 13b). Estes danos resultaram, em grande parte, das acelerações verticais e das forças laterais exercidas pelas paredes sobre o teto durante os deslocamentos laterais do edifício provocados pela ação sísmica [37].



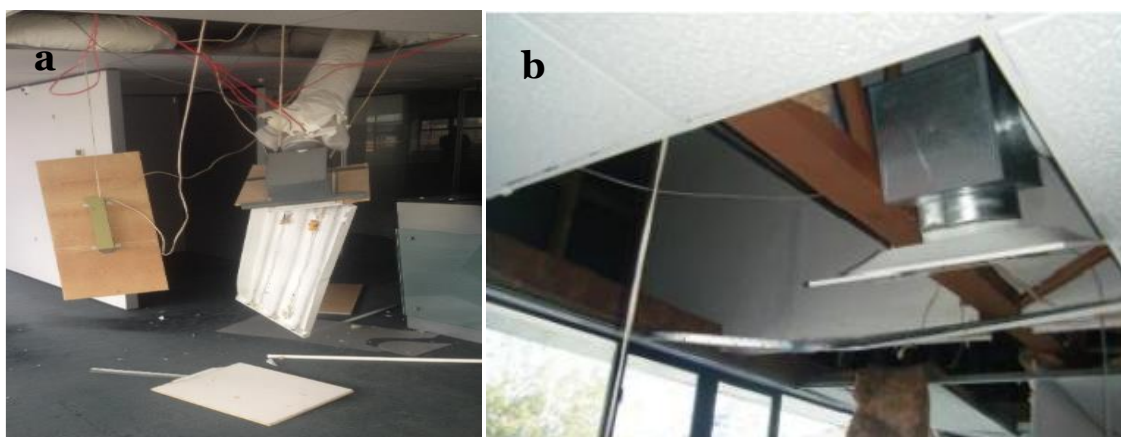
*Figura 13 Fissuração do teto de painéis de gesso cartonado (a) e colapso total do sistema e queda das vigas metálicas (b) [[36]*

Nos edifícios comerciais e grandes escritórios, além dos danos mencionados, registraram-se também falhas de encurvadura em perfis metálicos devido a esforços de compressão (Figura 14c), bem como a quebra e queda placas do teto e membros da grelha de suporte. As placas nas zonas de ligação com aspersores apresentaram rachaduras, enquanto as conexões cruzadas e as juntas de emenda da grelha demonstraram falhas significativas. As áreas próximas a pilares e paredes, onde os esforços se concentram, os tetos sofreram danos acentuados, sendo classificadas como zonas críticas (Figura 14).



*Figura 14 Danos nos tetos falsos suspensos. Falhas de conexão perimetral (a), junto dos pilares (b) e encurvadura devido a forças excessivas de compressão nas grades (c). a, c) adaptadas de [36] e b) [11]*

Após o sismo de Kaikōura [18], as inspeções confirmaram que os danos nos tetos falsos resultam muitas vezes da interação dinâmica entre o teto e os elementos suspensos, como candeeiros, luminárias e ventiladores (Figura 15). Além disso, o movimento diferencial e as falhas nos serviços localizados acima do teto, como sistemas de ar condicionado e tubagens, podem comprometer a integridade do sistema durante eventos sísmicos, resultando em danos consideráveis, conforme evidenciado também por [19], [36] e [32].



*Figura 15 Interação de tetos falsos com serviços acima [36]*

Com base nos estudos previamente referenciados, os danos sísmicos nos sistemas de teto podem ser resumidos e classificados nas seguintes categorias:

### **1. Danos perimetrais**

Este tipo de dano é o mais frequente e resulta do movimento diferencial entre o teto e os elementos adjacentes, como paredes e pilares. Estes movimentos provocam falhas como perda de apoio nas cantoneiras, falhas nos rebites e afrouxamento dos parafusos (Figura 14a e b).

### **2. Danos nas grelhas de suporte**

Os danos nas grelhas de suporte surgem quando os membros da grelha são submetidos a esforços, compressão e torção que excedem a sua capacidade estrutural. Perfis transversais e conexões cruzadas podem deformar-se ou separar-se nas juntas de emenda, resultando em flexão das vigas, fissuras, rotação das placas e o colapso progressivo do teto (Figura 13a e Figura 14c).

### **3. Danos causados pela interação do teto com serviços**

Equipamentos instalados acima e sobre o teto, como aspersores, luminárias e sistemas AVAC, geram cargas adicionais ao sistema que afetam os suportes dos tetos suspensos e as placas do teto. Estas interações podem resultar em fissuras das placas e no desprendimento de membros do sistema (Figura 15)

### **4. Danos nos painéis**

Os painéis dos tetos falsos são muitas vezes danificados como consequência das falhas nas grelhas de suporte, conexões perimetrais, juntas de emenda e interações com outros serviços que ao falhar interferem na integridade do teto. Estes danos manifestam-se através de fissuras, deslocamento ou queda dos painéis (Figura 13).

Estes danos foram também registados no sismo de 27 de fevereiro de 2010 no Chile [38].

Os danos nos tetos podem comprometer seriamente a funcionalidade dos edifícios, forçando evacuações e necessitando de reparações extensivas para restabelecer a segurança. Em ambientes críticos, como hospitais ou laboratórios, a queda de painéis pode introduzir poeiras e detritos ([38]), colocando em risco a segurança dos ocupantes e prejuízos económicos consideráveis.

### 2.3.4.2 Sistema de telhados ou coberturas

Inspeções realizadas em coberturas de edifícios, conforme relatado por [3] e [18], evidenciaram diversas deficiências. Entre estas, destacam-se a falha na ancoragem do telhado à estrutura de suporte, defeitos nas fixações dos rebites, encurvamento das grelhas sob cargas de torção e compressão, e a inadequada ligação entre a estrutura da cobertura e as paredes exteriores. Estas falhas resultaram frequentemente no desprendimento, quebra e queda de componentes do sistema de cobertura como telhas.

O colapso das coberturas e/ou telhas pode causar danos tanto dentro como fora do plano da cobertura, afetando as platibandas ligadas à estrutura e as próprias paredes do edifício (Figura 16). Estes problemas agravam-se quando há um mau dimensionamento ou desconsideração da interligação entre a estrutura de suporte da cobertura e as paredes durante a fase de projeto. A falta de adequação dessas conexões representa um risco significativo para a segurança dos ocupantes, assim como de pessoas e bens nas proximidades do edifício.



*Figura 16 Colapsos da cobertura e a influência do empuxo deste sobre as fachadas, originando o colapso parcial da alvenaria para fora do plano da parede “interação parede-cobertura”. Adaptado de [39]*

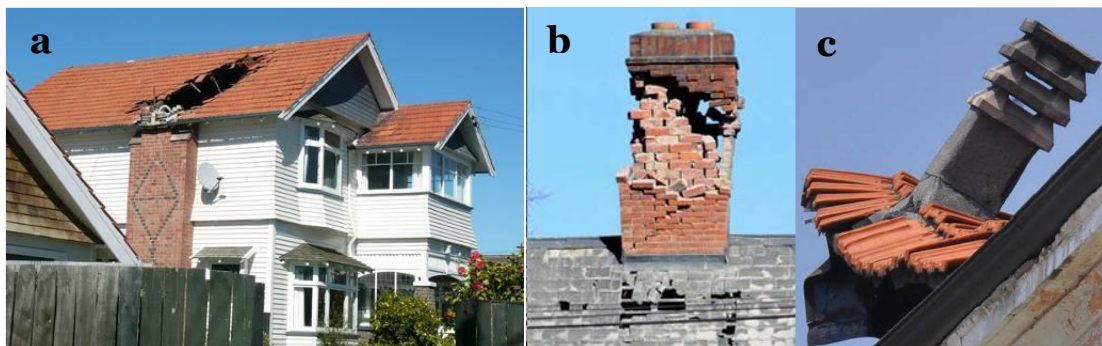
É imprescindível que os técnicos especializados na instalação de sistemas de telhados considerem as recomendações de boas práticas para garantir a integridade e a segurança dessas estruturas em situações de sismo. Para orientações de projeto sísmico recomenda-se a norma americana FEMA E-74 (2012) [11], que fornece orientações abrangentes sobre a conceção sísmica de tetos e coberturas, garantindo maior resiliência estrutural.

### 2.3.5 Danos em chaminés e parapeitos

Chaminés e guarda-corpos/platibandas, tal como outros ENEs descritos anteriormente, sofrem danos devido à alta sensibilidade à aceleração, mesmo para valores relativamente reduzidos.

#### 2.3.5.1 Chaminés

Durante o sismo de 2016 na Itália Central, conforme descrito em [3], as chaminés de alvenaria não armada foram as mais severamente afetadas (Figura 17b e c), enquanto as construídas com outros materiais, como o aço, sofreram danos menos graves. No decurso deste acontecimento, registraram-se danos nas chaminés de alvenarias que variaram desde pequenas fissuras ou rachaduras, até ao desprendimento de partes da alvenaria (Figura 17b), separação da estrutura de suporte e colapso parcial ou total dos elementos (Figura 17a, b). Estas constatações enquadram-se nas observações feitas no estudo [17], que adicionalmente indica que o colapso das chaminés, em muitos casos, provocou a queda das mesmas no chão ou sobre a estrutura do telhado (Figura 17a) causando danos adicionais na cobertura (telhado) sobretudo nas construídas com telhas cerâmicas (Figura 17a). Estes danos representam um risco significativo para os ocupantes.



*Figura 17 Exemplo típico de danos em chaminés, a) danos em telhado devido a queda da chaminé, b) desprendimento da alvenaria em chaminés não reforçado [17], c) Queda por falta de contraventamento [39].*

#### 2.3.5.2 Parapeitos e guarda-corpo

Os parapeitos são estruturas de proteção, frequentemente encontradas em varandas, escadas, coberturas (platibanda) entre outros. Eles servem para evitar quedas e oferecer segurança aos usuários.

Relativamente aos danos identificados ao longo das ocorrências sísmicas, destacam-se as fissuras, desprendimento ou deslocação de tijolos e queda parcial ou total principalmente para fora do plano (Figura 18) [17]. A queda representa um risco a segurança dos ocupantes dos edifícios e também pessoas e bens que circulam ao seu entorno.



*Figura 18 ) colapso de parapeitos. Adaptado de [39].*

Para melhorar o desempenho das chaminés e parapeitos/platibandas, podem ser implementadas intervenções simples de mitigação, como aplicação de sistemas de reforço lateral (contraventamento) para evitar o tombamento ou deslocamento lateral. O comportamento pode ser melhorado com a adição de elementos na forma de encamisamento, como grelhas metálicas, que envolvem ou confinam a estrutura aumentando a sua resistência e evitando a queda de parte dos elementos em caso de desprendimento. Além disso, é essencial projetar adequadamente as alturas e o peso dos parapeitos e chaminés, pois são cruciais para evitar desconexões, tombamento e outros tipos de falhas.

Tem se observado que as chaminés e parapeitos reforçados com técnicas simples como contraventamento e ancoragem reforçada na estrutura, apresentaram uma maior resistência e desempenho (Figura 19a) [3][17].

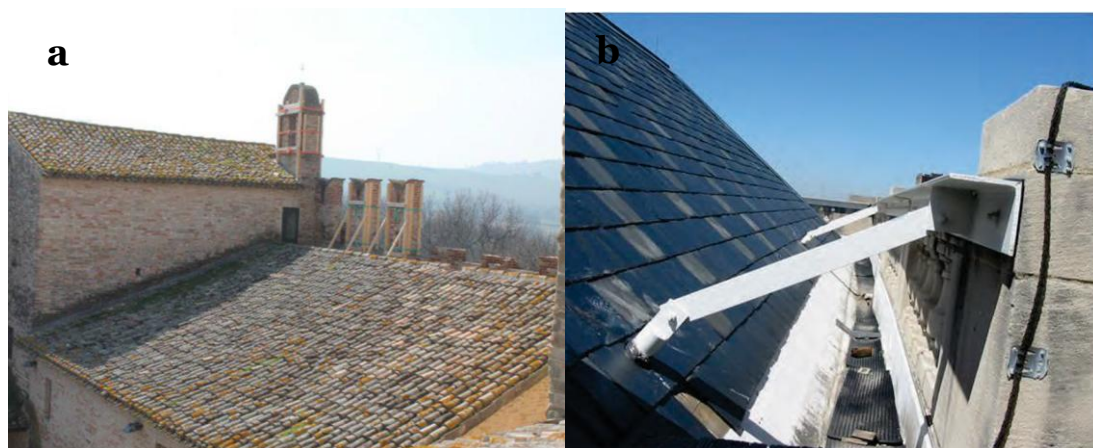


Figura 19 a) Chaminés com contraventamento, adaptado de [3] e b) contraventamento nos parapeitos de cobertura, adaptado de [11]

Algumas dessas e outras medidas simples de mitigação podem ser encontradas no FEMA E-74 (2012) [11]. Em edifícios onde foram aplicadas, as técnicas demonstraram ser eficazes na melhoria da resistência a forças sísmicas, proporcionando maior segurança e estabilidade.

### 2.3.6 Danos em sistemas de tubagens

A forma como as tubagens são instaladas e a sua localização dentro da estrutura influenciam significativamente o seu desempenho. Estas podem ser suspensas no teto ou laje, fixadas externamente às paredes, embutidas nas paredes ou instaladas diretamente no pavimento [34]. Quando as tubagens estão embutidas rigidamente em elementos estruturais como as paredes, o seu comportamento durante um sismo passa a depender do desempenho da própria estrutura, devido à interação física entre ambos.

No que diz respeito à sua resistência sísmica, vários fatores desempenham um papel importante, incluindo a qualidade das juntas, o tipo de ancoragem utilizado e os materiais empregados na fabricação dos tubos e dos seus acessórios. Diversos eventos sísmicos têm mostrado a vulnerabilidade dos sistemas de tubagens. No terramoto de Nórchia, ocorrido em 2016, na Itália, foi registada uma série de danos em tubagens, conforme relatado por [3]. Entre os problemas observados estavam falhas nas juntas (especialmente nas proximidades destas, consideradas os pontos mais frágeis) Figura 20, rutura e fissuração das tubagens, que resultaram em fugas de água e outras substâncias, bem como a queda de condutas, muitas vezes causada pela insuficiência dos suportes ou falhas nas ancoragens, particularmente nos sistemas suspensos no teto ou

laje. Estes danos observados em Nória coincidem com o que foi descrito em outros estudos, como o relatado em [40].



*Figura 20 Danos em tubagens suspensas, a) falha nas juntas e b) falha na cinta de suporte da tubagem. adaptado de [41]*

As tubagens suspensas ao teto ou à laje têm maior propensão para sofrer danos durante um sismo, em comparação com outros métodos de instalação. Esta vulnerabilidade deve-se à fragilidade dos suportes, como cintas e ganchos, que muitas vezes não são reforçados adequadamente para suportar as cargas gravitacionais das tubagens. Além disso, o reforço insuficiente das juntas e à má distribuição das tubagens levam-nas a colidirem entre si e com outros elementos durante a ação sísmica.

A análise destes danos e os seus efeitos reforça a necessidade de um planeamento metódico na instalação de sistemas de tubagens nos edifícios, com o objetivo de reduzir os riscos de danos provocados por sismos. Um projeto bem elaborado pode ser decisivo para preservar a funcionalidade e a integridade das infraestruturas, assegurando que estas resistam com eficácia às solicitações sísmicas e minimizem as consequências de eventuais falhas.

### **2.3.7 Danos em construções especiais (hospitais)**

Os sismos têm demonstrado fragilidades na resistência estrutural e não estruturais de muitos hospitais, podendo resultar em danos que comprometem parcial ou totalmente a sua capacidade de operar, seja durante ou imediatamente após um evento sísmico.

A complexidade dos sistemas de saúde, aliada aos riscos inerentes ao funcionamento de um hospital, amplifica as consequências de um terremoto. Entre os potenciais perigos estão incêndios, explosões, acidentes elétricos, libertação de radiações, e vazamentos de gases ou produtos químicos. Estes danos colocam em risco não só a integridade física dos ocupantes, como também a continuidade dos cuidados médicos. Assim, o

desempenho sísmico dos componentes não estruturais (ENE) em hospitais é tão crucial quanto o dos componentes estruturais (EE).

De acordo com [9], os componentes não estruturais hospitalares são agrupados em quatro categorias principais: 1) componentes arquitetónicos, 2) sistemas de infraestruturas do edifício, 3) equipamentos médicos, e 4) conteúdos móveis do edifício. Estes componentes são ilustrados na Figura 21 e Figura 22.



*Figura 21 Representação conceptual do ENE hospitalares 1) componentes arquitetónicas, 2) sistema de infraestrutura do edifício 3) equipamento médico e 4) conteúdos do edifício (Adaptado de [12])*

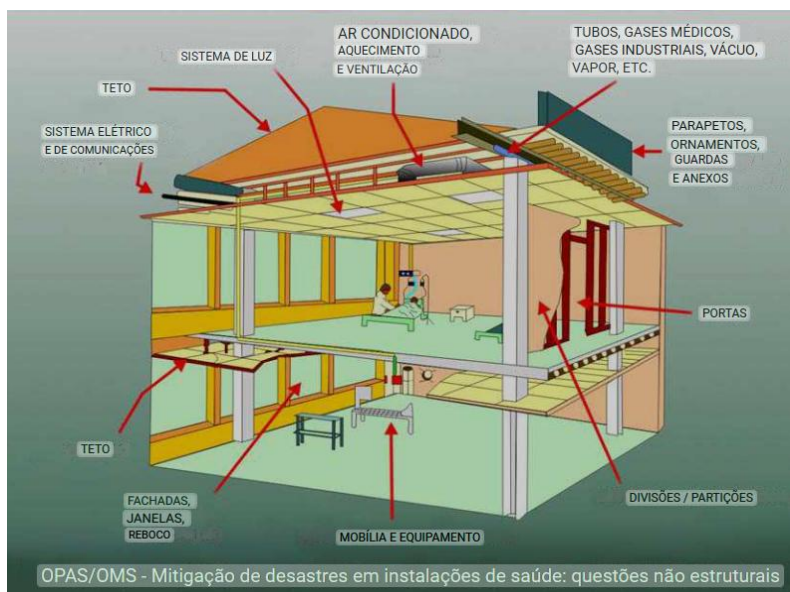


Figura 22 Modelo simplificado dos ENE das instalações de saúde. Adaptado de [42].

A elevada interdependência entre os diversos sistemas e serviços nos edifícios de saúde faz com que a falha de qualquer componente não estrutural possa afetar diretamente a continuidade dos cuidados prestados. Problemas como a quebra de abastecimento de água, eletricidade, gases medicinais e danos em equipamentos médicos, móveis, tetos e paredes, podem comprometer a resposta hospitalar. Esses problemas são exacerbados em casos de múltiplas réplicas sísmicas [43]. Dado o seu papel crítico, é imperativo que estas infraestruturas estejam preparadas para funcionar de forma eficaz, especialmente nas áreas de urgência e cirurgia, mesmo em cenários de catástrofes.

O estudo [43], realizou uma investigação que abrangeu 34 unidades de saúde em sete países afetados por um total de nove terremotos, identificando diversas fragilidades nos ENE. Da mesma forma, o estudo [44], focou a sua análise em cinco hospitais na Itália Central, que sofreram danos significativos devido aos terremotos ocorridos entre 2016 e 2017.

Ambos os estudos revelaram conclusões semelhantes, sublinhando que a gravidade dos danos não estruturais nas unidades de saúde devido aos sismos, é a principal causa da perda de funcionalidade dos hospitais. Os principais problemas destacados incluem falhas nos sistemas de abastecimento de água, eletricidade e gases medicinais, bem como danos em equipamentos médicos, mobiliário, tetos e paredes. Estes danos causaram a queda de detritos, colapsos parciais ou totais de infraestruturas e a interrupção dos serviços hospitalares.

Os danos não estruturais em unidades de saúde são categorizados em cinco estados distintos [12] utilizados para avaliar a perda de funcionalidade das instalações, nomeadamente:

- Sem danos (DS0): Ausência de danos visíveis;
- Danos ligeiros (DS1): O edifício permanece funcional, sem degradação visível;
- Danos moderados (DS2): Pequenas reparações são necessárias para reestabelecer a ocupação imediata;
- Danos extensos (DS3): O risco para a segurança é baixo, mas pode haver restrições no uso de certas áreas devido à acumulação de detritos;
- Danos completos (DS4): Elevado risco para a vida humana, com graves danos nos componentes não estruturais e a maioria dos sistemas de emergência fora de serviço, tornando o hospital inoperacional.

Embora muitos dos mecanismos de falha não estruturais sejam semelhantes aos observados em outros tipos de edifícios (descritas neste documento), a natureza crítica dos hospitais exige especial atenção. Abaixo, destacam-se as falhas mais comuns em hospitais e suas consequências específicas.

i) Falha nas paredes

As falhas mais comuns nas paredes são fissuras, cuja severidade varia conforme o tipo de alvenaria utilizada e a ligação com elementos em betão armado (Figura 23). Além das fissuras, também podem ocorrer outros tipos de danos nas paredes, que estão detalhados na seção “2.3.1. Danos em paredes de preenchimento e divisórias”. As consequências destas falhas incluem a rutura de linhas de água, gás e eletricidade, e em casos de colapso total ou parcial, podem causar danos em equipamentos médicos e riscos graves para os ocupantes. Em casos extremos, resultam na evacuação dos pacientes e na interrupção dos serviços hospitalares [44].



*Figura 23 Danos nas paredes externas e divisórias do complexo hospitalar de Amandola, Itália. Adaptado de [44]*

ii) Falha no teto falso e envidraçados

O colapso parcial de tetos falsos, interligados a sistemas como aspersores de incêndio e ar condicionado, pode desencadear falhas em outros componentes (Fig 9 e 10). No caso dos vidros, a falha mais comum é a quebra dos vidros, que podem obstruir rotas de evacuação e causar ferimentos graves, assim como danificar equipamentos médicos (Fig 7 e 8). Apresentam-se detalhadamente estes tipos de falhas nos pontos 2.3.3 e 2.3.4 deste documento.

iii) Falha nas prateleiras e armários

As falhas observadas nas prateleiras e armários, são geralmente o deslizamento, encurvadura das barras metálicas, balanço e tombamento que resultam na queda, de conteúdos lá contido (Figura 24). Segundo referido por ([11] e [45]) observações feitas em algumas unidades de saúde onde foram aplicadas técnicas de reforços em armários e prateleiras os danos foram reduzidos e os existentes resultaram da má fixação dos equipamentos ao sistema rígido estrutural ou de suporte. Os riscos advindos da falha destes equipamentos, provocam grandes perdas económicas, especialmente em áreas críticas como farmácias, laboratórios e blocos operatórios.



*Figura 24 Tombamento de armários (a) e queda de matérias dos armários (b). Adaptado de [42]*

As falhas nos mobiliários hospitalares estão diretamente relacionadas com fatores como a geometria do móvel, o tipo de base, o atrito existente entre a base e o solo, bem como o tipo de apoio estrutural [43]. Quando estes elementos não são devidamente fixados, tendem a soltar-se e desencadear colisões e o subsequente colapso de outros equipamentos.

iv) Falha nas tubagens

Falhas nas tubagens, semelhantes às descritas no ponto 2.3.6, podem resultar em infiltrações e vazamentos de líquidos nocivos, como substâncias químicas ou gases medicinais que podem ser nocivas a saúde.

## **2.4 Influencia do isolamento de base no desempenho de ENE em edifícios.**

O isolamento de base é uma técnica avançada de proteção sísmica que visa desacoplar a superestrutura de um edifício do movimento do solo (Figura 25), através de dispositivos que absorvem e dissipam parte da energia e das vibrações sísmicas geradas durante um terremoto. Esta abordagem inovadora reduz significativamente a transmissão de forças para a estrutura, mitigando os impactos sísmicos sobre o edifício [46].

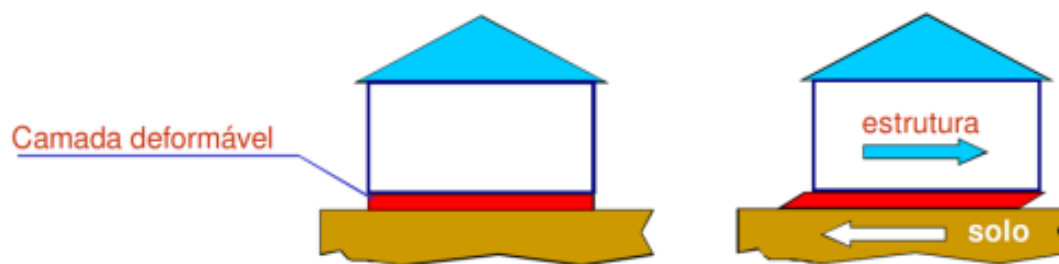


Figura 25 Isolamento sísmico na base de um edifício, adaptado de [46].

Nos edifícios convencionais, uma das principais vulnerabilidades é o deslocamento excessivo entre pisos, o que pode resultar em danos consideráveis. Para mitigar estes deslocamentos, é comum aumentar a rigidez da estrutura, mas tal solução acarreta um aumento das acelerações na estrutura, o que pode, por sua vez, provocar danos adicionais aos equipamentos internos particularmente os ENE. O isolamento de base surge como uma solução eficaz para este problema, ao reduzir simultaneamente as acelerações sísmicas horizontais e os deslocamentos globais da estrutura [47]. Além disso, a aplicação desta técnica aumenta o período fundamental do edifício e reduz as solicitações sísmicas aplicadas à superestrutura, uma vez que alguns tipos de matérias utilizados para o isolamento de base introduz um nível de amortecimento superior a 10%, tornando a estrutura menos suscetível aos efeitos sísmicos [48].

A relevância desta técnica torna-se ainda mais evidente quando consideramos que os danos nos ENE são, muitas vezes, resultantes de deslocamentos excessivos entre pisos. Ao mitigar esses efeitos através do isolamento de base, minimizam-se os danos nos sistemas não estruturais, aumentando a sua resistência e, conseqüentemente, a segurança dos ocupantes. Mais importante ainda, a utilização de isolamento de base contribui para a preservação da operacionalidade do edifício durante e após um evento sísmico, o que é de particular relevância em infraestruturas críticas, como hospitais, que necessitam de permanecer funcionais e seguros durante calamidades.

Por outro lado, em edifícios sem isolamento de base, onde a estrutura está rigidamente acoplada ao solo, os danos são geralmente mais severos. Nestes casos, o edifício responde diretamente às vibrações do terramoto, sendo incapaz de absorver eficazmente as acelerações, o que resulta em deslocamentos significativos [46] e na conseqüente falha dos ENE. Os hospitais, por exemplo, que não dispõem de isolamento de base, estão particularmente expostos a estes riscos, como descrito anteriormente neste capítulo.

## Capítulo 3

### **3 Descrição e análise de soluções de reforço e mitigação de danos dos ENE.**

Nesta secção, serão exploradas diversas estratégias que podem ser implementadas para a proteção dos elementos não estruturais, visando o reforço e mitigação de danos resultantes dos eventos sísmicos.

Devido à diversidade e complexidade das falhas nos sistemas não estruturais, bem como à escassez de informação relativa a mitigação de danos em alguns elementos, é inviável abordar todos os aspetos dos mecanismos de falhas discutidos no capítulo anterior deste estudo.

Assim, o presente estudo concentrar-se-á nas seguintes áreas:

- I. Paredes de preenchimento e divisórias;
- II. Tetos;
- III. Envidraçados;
- IV. Armários.

Para estes elementos não estruturas (ENE), serão apresentadas, avaliadas e discutidas as recomendações mais relevantes disponíveis nas normas desenvolvidas em países com elevado risco sísmico. Adicionalmente, será feita a descrição e análise de soluções de mitigação propostas em estudos recentes, com o objetivo de proporcionar uma compreensão abrangente das melhores práticas de reforço e proteção dos ENE sujeitos a atividade sísmica, incluindo diretrizes que possam ser aplicadas pelos engenheiros civis, contribuindo para o aprimoramento das práticas construtivas e a segurança das edificações.

É igualmente importante compreender a praticidade e eficácia na aplicação das soluções.

### **3.1 Estratégias de redução de danos sísmicos em elementos não estruturais: recomendações do Eurocódigo e normas americanas.**

As normas europeias e americanas, oferecem diretrizes específicas para a mitigação de danos sísmicos em elementos não estruturais como paredes de preenchimento, divisórias, tetos, envidraçados, armários e entre outros ENE. O Eurocódigo em especial, é mais limitada quanto aos detalhes práticos de mitigação em relação as normais norte americanas. A seguir se apresenta uma síntese das principais diretrizes de mitigação para os elementos acima referidos.

#### **Paredes de Preenchimento e Divisórias**

➤ Eurocódigo 8 (EC8)

O EC8, fornece orientações sobre o reforço de paredes de alvenaria no EC8-1 (EN-2003-1) [7] e EC8-3 (EN 2003-3)[49]. As principais recomendações incluem:

- Utilizar ligações flexíveis e espaços de desacoplamento destas paredes da estrutura principal para absorver movimentos e para reduzir a interação com a estrutura;
- Permitir que as paredes de preenchimento possam deslocar-se relativamente à estrutura principal durante um sismo, evitando assim fissuras e danos graves.
- Verificar as forças que atuam fora do plano das paredes, para garantir a estabilidade;
- Limitar os deslocamentos entre pisos para evitar danos em paredes de alvenaria não reforçadas, com foco nas divisórias;
- Aplicar materiais de alta ductilidade e resistência, como materiais compósitos de reforço, malhas metálicas fixadas a uma face da parede;
- Reforço das arestas de grandes aberturas em painéis de alvenaria;

A norma orienta ainda a adoção de medidas preventivas que evitem o colapso parcial ou total das paredes fora do plano, especialmente em paredes esbeltas com uma razão de esbeltez (altura ou comprimento/espessura) superior a 15.

➤ Normas americanas

A FEMA (Federal Emergency Management Agency) dos Estados Unidos, como FEMA 273[50], FEMA 306 (1998)[9], FEMA 356[51], FEMA E-74 (2012) [11], ASCE 7-10 e 16 e outras, recomendam várias estratégias de reforço e mitigação de danos, como:

- Redução da interação entre paredes e estruturas através da utilização de juntas de dilatação e folgas adequadas nas paredes de preenchimento para permitir que estas suportem deslocamentos entre pisos e para minimizar as tensões que ocorrem nas paredes de alvenaria durante sismos;
- Utilização de materiais compósitos, como fibras de carbono ou aço, para aumentar a resistência e ductilidade das paredes;
- O reforço das ligações entre a parede e a estrutura circundante, permitindo maior absorção de movimentos e redução de danos.

Estas técnicas são explicadas detalhadamente no ASCE 7-16: Seções 13.5.3 e 13.5.9, FEMA 361: Capítulo 6, FEMA 460: Capítulo 5, FEMA 74: Capítulo 4 e 6.

### **Tetos (Sistemas Suspensos)**

➤ Eurocódigo 8 (EC8)

No que diz respeito aos tetos suspensos, o EC8 destaca a necessidade de uma fixação adequada e de contraventamento adicionais para resistir aos movimentos sísmicos. O teto deve ser capaz de absorver as deformações sem colapsar, garantindo a segurança dos ocupantes.

➤ Normas Americanas (ASCE 7-16, FEMA 361, FEMA 74)

A ASCE 7-16 e o FEMA 74 recomendam o uso de suportes rígidos e fios de suspensão adicionais para assegurar a estabilidade dos tetos suspensos em áreas sísmicas. Estes elementos devem ser fixados com dispositivos que permitam o deslocamento sem comprometer a integridade do teto. A FEMA 361 também fornece orientações sobre o uso de dispositivos de retenção para evitar quedas principalmente das placas durante sismos.

Os detalhes mais específicos podem ser consultados no ASCE 7-16: Seções 13.5.6 e 13.5.10, FEMA 361: Capítulo 7, FEMA 74: Capítulo 5 e 6.

## **Envidraçados**

- Eurocódigo 8 (EC8)

EC8 recomenda o uso de vidros laminados ou de segurança, que são mais resistentes à quebra. Os sistemas de fixação devem ser projetados de forma a permitir movimentos da estrutura sem forçar a rotura do vidro. As molduras devem ser flexíveis, para permitir deslocamentos entre pisos sem causar danos.

- Normas Americanas (ASCE 7-16, FEMA 361, FEMA 460, FEMA 74)

A ASCE 7-16 e o FEMA 74 sublinham a importância do uso de vidros resistentes em áreas sísmicas, destacando a instalação de sistemas de fixação flexíveis e molduras que permitam a absorção de deslocamentos. A FEMA 361 e a FEMA 460 também recomendam o uso de vidros laminados e protegidos com películas plásticas para conter estilhaços resultantes da quebra do vidro, arredondamento dos cantos do vidro e introdução de espaços entre o vidro e a moldura.

Os detalhes podem ser encontrados no ASCE 7-16: Seções 13.5.9 e 13.6, FEMA 361: Capítulo 8, FEMA 460: Capítulo 6, FEMA 74: Capítulo 6.

## **Armários e Mobiliário Pesado**

- Eurocódigo 8 (EC8)

O EC8 recomenda que os armários e outros móveis pesados sejam firmemente ancorados às paredes ou ao chão para evitar o seu tombamento durante um sismo. As prateleiras internas devem ser equipadas com retenções que impeçam a queda de objetos armazenados.

- Normas Americanas (ASCE 7-16, FEMA 361, FEMA 74)

A ASCE 7-16 e o FEMA 74 enfatizam a necessidade de ancorar adequadamente o mobiliário pesado, como armários e estantes, em edifícios localizados em zonas sísmicas. É igualmente recomendado que prateleiras e móveis altos sejam fixados de modo seguro, utilizando dispositivos que evitem o tombamento e a queda de objetos. A FEMA 361 aborda também a importância da fixação correta de prateleiras internas e externas.

Os detalhes são encontrados no ASCE 7-16: Seções 13.5.4 e 13.6.5, FEMA 361: Capítulo 10, FEMA 74: Capítulo 6.

## **3.2 Mitigação de danos em paredes de preenchimento de alvenaria.**

As paredes de preenchimento de alvenarias (PPA) são elementos construtivos geralmente rígidos e podem atrair forças. Quando solicitadas em caso de sismo, podem causar danos estruturais graves a um edifício e, ao mesmo tempo, sofrer danos significativos elas próprias. Estes danos foram detalhados no capítulo 2 deste documento.

### **3.2.1 Estratégia de reforço e mitigação de danos nas paredes não estruturais de alvenaria.**

Diversos estudos, como [26], [7] e [52], têm-se dedicado à análise e desenvolvimento de soluções inovadoras para o reforço e mitigação de danos em paredes de alvenaria. As abordagens frequentemente discutidas nestes estudos alinham-se com as recomendações das normas anteriormente mencionadas, e incluem:

- I. Desconexão das paredes de alvenaria do sistema estrutural;
- II. Integração através de técnicas de reforço.

Estas soluções revelam-se fundamentais para aprimorar o desempenho sísmico nas práticas construtivas atuais, principalmente em países com elevada sismicidade, como a Nova Zelândia, Japão e Estados Unidos da América. O estudo [26], por exemplo, conduz uma análise e levantamento abrangente de várias soluções existentes até 2015, derivadas de modelações numéricas e ensaios laboratoriais em diversos modelos de reforço à escala real. Este estudo sintetiza algumas das alternativas que melhor se adequam às exigências sísmicas atuais, avaliando a sua viabilidade na implementação e operacionalidade.

### **3.2.2 Desconexão das paredes de alvenaria do sistema estrutural**

A desconexão da parede pode ser realizada através de técnicas, tais como: conexões deslizantes e utilização de folgas (espaços) sísmicas.

#### **I. Desconexão utilizando conexões deslizantes**

A técnica de desconexão das paredes com recurso a conexões deslizantes, conforme descrito em [26], consiste na divisão dos painéis de alvenaria em subpainéis verticais ou horizontais, conectados de forma a permitir o deslizamento relativo entre elas. O

principal objetivo desta solução é reduzir a interação prejudicial entre as paredes de alvenaria e a estrutura adjacente, de modo a aumentar a capacidade de deformação das paredes sem comprometer a sua integridade.

O estudo [53] propôs um modelo de mitigação que utiliza conexões deslizantes horizontais, conforme ilustrado na Figura 26. No entanto, para garantir a eficácia desta técnica, é fundamental considerar um detalhe construtivo importante: o chanfro dos cantos dos subpainéis. Este detalhe, que consiste em arredondar os cantos dos subpainéis, é crucial para evitar a concentração de tensões nos pontos de contacto entre a parede e os pilares, prevenindo a transferência de forças de corte para o pilar. A implementação correta desta solução permite uma melhor absorção dos movimentos sísmicos e contribui para a redução de danos nas paredes.



*Figura 26 Solução de baixo dano para paredes de preenchimento, usando conexões deslizantes horizontais (a zona da imagem com círculos, representam os pontos de contacto/cantos que devem ser chanfrados). adaptado de [53]*

O estudo [54] demonstrou que esta solução é eficaz para zonas de baixa a moderada sismicidade. Com tudo, em áreas de elevada intensidade sísmica, a utilização desta técnica não é recomendada, uma vez que os deslocamentos entre pisos tendem a aumentar significativamente. Este aumento pode induzir esforços horizontais adicionais, resultando na transferência de forças de corte da parede para os pilares da estrutura, como ilustrado na Figura 27.

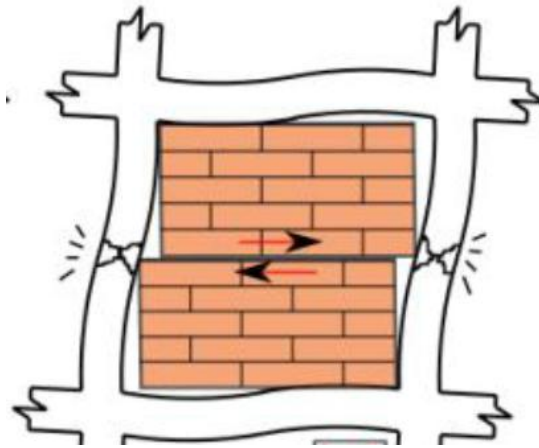


Figura 27 Utilização de uma conexão deslizante horizontal, e ilustração da transferência de esforços de corte nos pilares em sismos intensos. Adaptado de [23]

Como alternativa ao modelo anterior, estudos como [23] e [55] propuseram uma solução baseada no conceito de "paredes individuais em consola". Esta técnica consiste na subdivisão das paredes em subpainéis verticais, que permanecem livres para deslizar e mover-se sobre a sua base, proporcionando uma maior flexibilidade. Os subpainéis são inseridos numa moldura de aço leve em formato de "U", ancorada às vigas ou lajes superior e inferior, para garantir que não haja falhas da parede para fora do plano. Além disso, a moldura de aço é separada da parede por folgas estrategicamente dimensionadas, que se fecham quando ocorre um determinado nível de deslocamento entre pisos (deslocamento de projeto). Isto permite que os subpainéis absorvam os movimentos sísmicos do piso sem transferir esforços indevidos para a estrutura principal, o que torna esta abordagem adequada até para eventos sísmicos de elevada intensidade. Os detalhes construtivos desta técnica estão ilustrados na Figura 28.

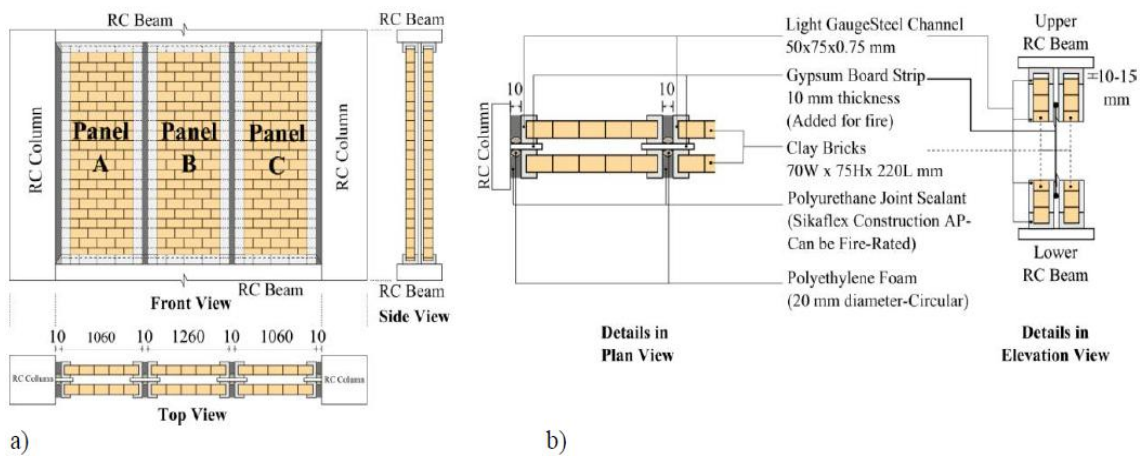


Figura 28 a) Visão geral da amostra da parede com detalhes de reforço; b) Detalhamento da parede reforçada de baixo dano e pormenores de conexão dos espaços. Adaptado de [23]

A dimensão do espaço ou folga ( $\Delta G$ ) entre painéis, pode ser calculada utilizando a Equação 1 [23].

*Equação 1*

$$\Delta G = D \times \frac{hc}{2} \times \frac{1}{100}$$

Onde:

$\Delta G$  – Espaço calculado para uma lateral da parede de preenchimento

D – Limite de deslocamento entre pisos em % após o qual o dano é aceitável

hc - Altura livre da parede de preenchimento

No estudo [55], o cálculo foi realizado com base nos seguintes parâmetros: D=1.5% (valor de projeto) e hc=2550 mm. A partir desses valores, foi determinado um espaço lateral  $\Delta G = 20$  mm para cada lateral entre a parede e o pilar (dois por andar), resultando num total de 40mm por andar. Este valor divide-se de forma equivalente para os espaços a serem inseridos no painel. Enfatiza-se que o valor do deslocamento (D) a ser utilizado na equação depende do objetivo do projetista.

Os espaços ou folgas podem ser preenchidos com um vedante de juntas como poliuretano altamente elástico flexível e macio, com capacidade de suportar movimentos relativos entre os painéis e a estrutura sem transferir esforços significativos e absorver deslocamentos e energias sem danificar a parede de preenchimento de alvenaria. A solução é prática e de fácil execução. O modelo construtivo final num edifício real, é conforme ilustrado na Figura 29.



*Figura 29 Construção de baixo danos. a) Subestrutura em aço leve; b e c) tijolos assentados dentro da subestrutura em aço leve; d) parede de alvenaria com vedantes de poliuretano aplicados nas juntas/espacos. Adaptado de [23]*

No exemplo do estudo [23] ilustrado na Figura 29, optou-se por não aplicar argamassa nas bordas superior e inferior da zona do painel de preenchimento, a fim de possibilitar o deslizamento entre a parede e a subestrutura de aço.

## Desempenho

Nos testes feitos por [23] e [55], a parede manteve-se funcional, demonstrando que a incorporações de sistemas de parede em consola, melhora significativamente o desempenho da parede. Esta configuração, permitiu a compatibilidade da parede até deslocamentos da ordem de 1.5% (deslocamento de projeto), sem qualquer tipo de dano observado, conforme ilustrado na curva histerética da Figura 30b. A um deslocamento de 1.5% os espaços introduzidos haviam se fechado e a parede começou a comportar-se como parte integrada da estrutura (Figura 30a), mantendo a sua eficiência até atingir deslocamentos de 2.5%. No final dos testes, registaram-se apenas danos mínimos, como pequenas fissuras, demonstrando a eficácia da solução na mitigação dos efeitos sísmicos.

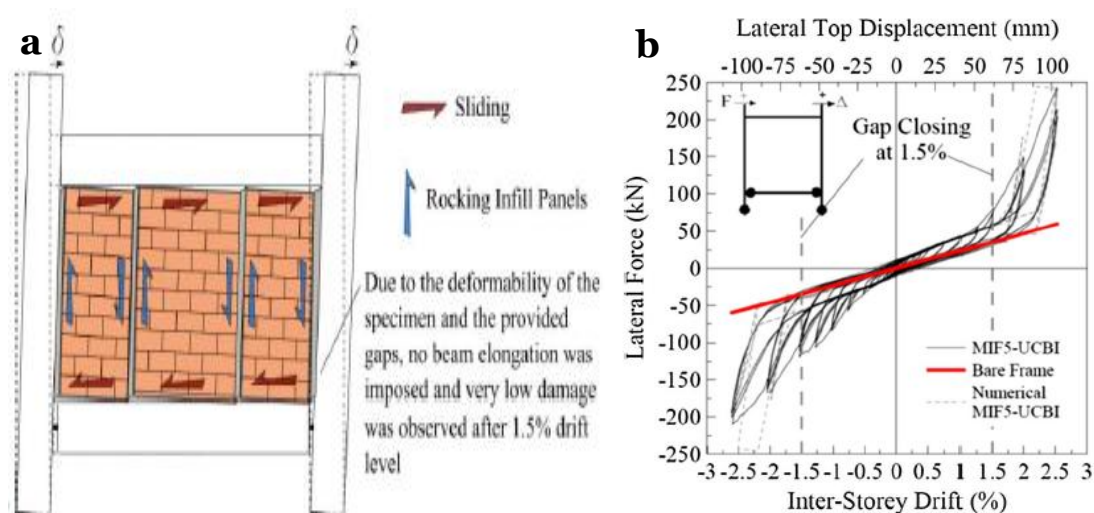


Figura 30 a) Comportamento da parede quando sujeita a deslocamento de 1.5%, b) Curva histerética do desempenho da solução de baixo dano. Adaptado de [23]

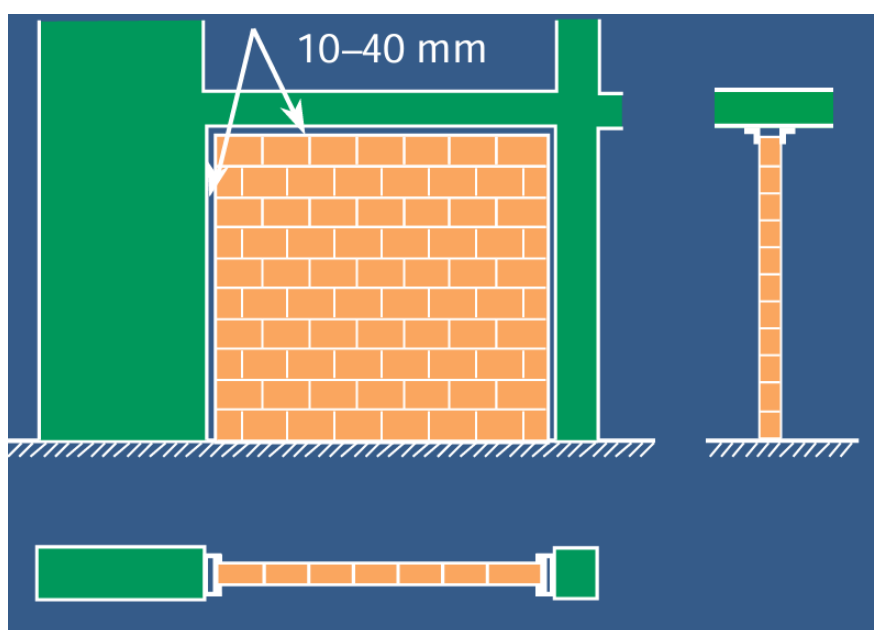
Em termos comparativos, a proposta de mitigação de danos em paredes de alvenaria com a utilização de conexões deslizantes horizontais, subdividindo a parede, conforme o estudo [53], mostrou aumentar a ductilidade da parede, permitindo a acomodação dos deslocamentos entre pisos sem causar danos. No entanto, a sua aplicação é recomendada apenas para zonas sísmicas de baixa a moderada intensidade.

Em contrapartida, a solução de mitigação que utiliza conexões deslizantes verticais, descrita no estudo [23], demonstra um desempenho superior ao modelo utilizando conexões deslizante horizontais, sobretudo em situações de sismos moderados a intensos. Esta abordagem não só é mais simples de implementar, como também oferece

uma eficácia mais consistente em cenários de maior risco sísmico. Dessa forma, recomenda-se a adoção desta solução, dado que alia facilidade de execução e maior eficiência no controlo de danos. Além disso, contribui para a redução do risco de falhas frágeis nos pilares, minimizando os esforços de corte induzidos pela parede. Adicionalmente recomenda-se também um estudo minucioso no que concerne ao comportamento dos revestimentos e isolamentos da parede.

## II. Desconexão utilizando folga sísmica

A folga sísmica tem como objetivo separar a parede da estrutura envolvente, reduzindo a sua interação e minimizando a transferência de esforços, o que, consequentemente reduz os danos. O estudo [26], citando [56], destaca que este objetivo é alcançado através da introdução de uma folga vertical (com largura entre 20mm a 80mm) na interseção da parede com os pilares, e uma folga horizontal de aproximadamente 25mm de largura entre a viga e o topo da parede, conforme ilustrado na Figura 31.



*Figura 31 Desconexão das paredes divisórias não estruturais da estrutura por juntas/folgas sísmicas macias. Adaptado de [57]*

A abordagem de cálculo do espaçamento  $\Delta G$  é semelhante à apresentada anteriormente no ponto (I). Na prática, estas folgas funcionam como juntas de dilatação que devem ser preenchidas com vedantes flexíveis com boa capacidade termo acústica.

Os materiais utilizados para os vedantes podem incluir placas de borracha macia ou lã de rocha macia [57]. Estes materiais permitem que o piso e a estrutura se movam livremente em relação à parede de preenchimento de alvenaria, mitigado assim possíveis

danos. Contudo, ao aplicar esta solução, é essencial reforçar as paredes para resistir às forças que atuam fora do plano [26]. Uma abordagem recomendada para este reforço consiste na utilização de cantoneiras metálicas de ancoragem, que são fixados no piso superior, na laje ou na viga, e são encostados nas extremidades da parede, mantendo a liberdade de movimento longitudinal da mesma (dentro do plano), conforme ilustrado na Figura 32. Além disso, a inclusão de varões verticais pode reforçar ainda mais a estrutura, proporcionando suporte adicional contra as forças fora do plano.

Desta forma, é possível projetar ou reabilitar uma parede de alvenaria, evitando que esta colapse fora do plano [26].

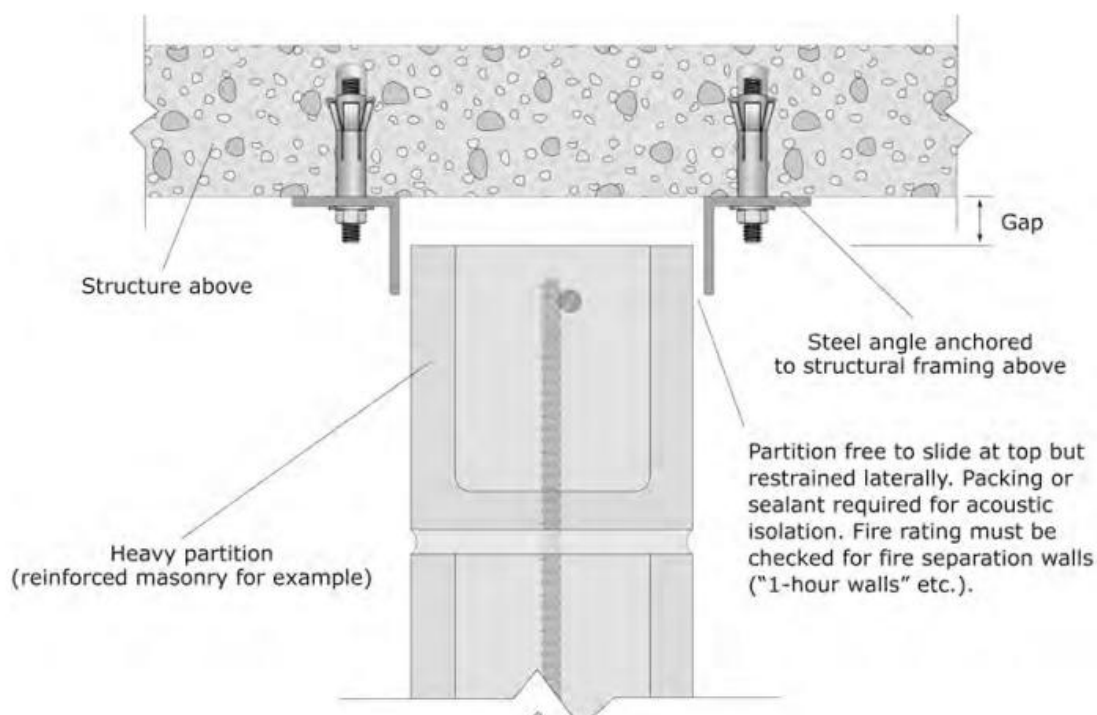


Figura 32 Ancoragem da parede à viga, utilizando ângulo metálico. Adaptado de [11]

Relativamente às dimensões das folgas sísmicas o FEMA 74 [11] indica que, para zonas de baixa sismicidade, os valores mínimos devem ser de 12 mm. Para zonas de intensidade sísmica moderada a elevada, o valor mínimo recomendável para as folgas sísmicas é de 20 mm. Além disso, alguns estudos, como o [57], recomendam que estes valores variem entre 10 mm e 40 mm.

## Desempenho

Esta solução apresenta resultados semelhantes aos obtidos com conexões deslizantes, mas com a vantagem de ser mais fácil de executar. A adição de folgas na parede junto a estrutura envolvente, aumenta a ductilidade e a resistência ao deslocamento da parede, reduz significativamente a ocorrência de fissuração, esmagamento no canto e evita danos

nos pilares (“pilar curto”) resultante da interação pilar parede, principalmente quando a parede preenche parcialmente a moldura estrutural.

Outras propostas visando a redução de interação da parede de alvenaria e a estrutura circundante tais como o uso de blocos de alvenaria deformáveis próximo dos pilares para acomodar as deformações podem ser encontradas em estudos como [58].

### **3.2.3 Integração utilizando reforço.**

A integração de reforço em paredes pode ser realizada através de diversas técnicas, como a utilização de argamassa reforçada, compósitos cimentícios e polímeros reforçados com fibra [24].

#### **❖ Argamassa reforçada**

A mitigação de danos sísmicos em paredes de alvenaria através da utilização de argamassa reforçada é uma estratégia eficaz para aumentar a resistência, ductilidade e durabilidade da parede. Esta técnica consiste no reforço da argamassa tradicional, composta por cimento, areia e/ou cal, com a adição de materiais de alta resistência como malhas têxteis e fibras. Estudos recentes, como [26], [59] e [60], recomendam a utilização de: 1) fibra de vidro, 2) fibras de carbono; 3) aramida e 4) varões de aço posicionados horizontalmente nas juntas de argamassa da parede durante a construção.

A incorporação destes materiais na argamassa aumenta a resistência à tração, melhora a capacidade de absorção de energia e controla o aparecimento de fissuras nas paredes, contribuindo significativamente para uma melhor resposta sísmica global da parede.

De seguida, descrevem-se de forma detalhada algumas técnicas de mitigação de danos sísmicos que envolvem a utilização de fibras, evidenciando a eficácia deste método de reforço.

#### **▪ Utilização de fibras de carbono**

O estudo [61] demonstrou que a inclusão de placas de polímero reforçado com fibras de Carbono (CFRP) nas juntas horizontais de argamassa de um lado da parede de alvenaria não reforçada é uma técnica comprovadamente eficaz. Para o reforço de paredes existentes, as fibras de carbono são aplicadas diretamente sobre a argamassa existente.

De acordo com o estudo desenvolvido por [61], o processo de reforço envolve os seguintes passos:

1. Ranhura horizontal das juntas da parede não reforçada (figura 33 a);
2. Aplicação de um adesivo epóxi de forma embutida a dois terços da profundidade da ranhura;
3. Inserção da placa de CFRP nas ranhuras até preencher todo o vazio;
4. Cobrir com argamassa.

O processo completo de reforço é conforme ilustrado na Figura 33 e Figura 34.

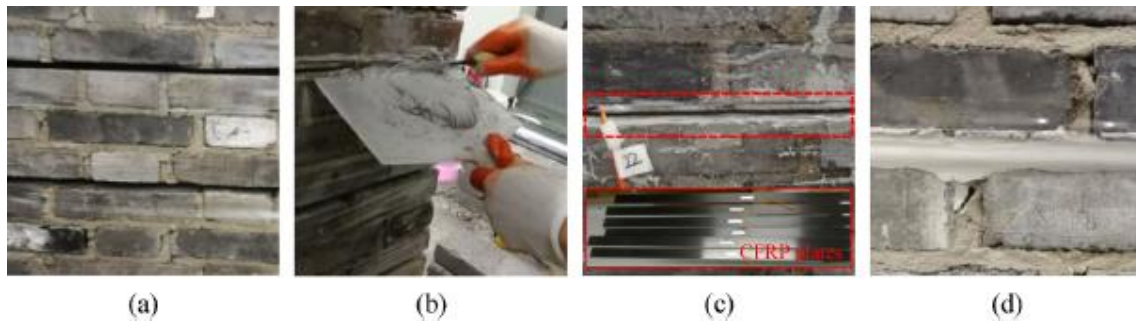


Figura 33 Processo de reforço das amostras com CFRP: (a) Ranhura, (b) Embutimento de adesivo epóxi, (c) Instalação de placas de CFRP e (d) Remoção do excesso de epóxi. Adaptado de [61]

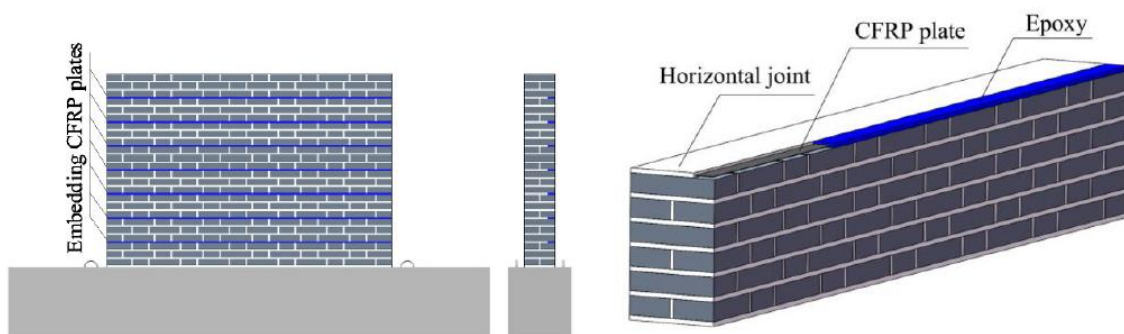


Figura 34 Esquemas de reforço a) Reforçadas placas de CFRP horizontais de um lado, b) Detalhes do procedimento de reforço. Adaptado de [61]

Recomenda-se que os detalhes assumidos na execução desta técnica preservem a aparência arquitetónica das fachadas.

## Desempenho

Os resultados obtidos após testes no estudo [61] destacou que esta técnica de reforço, quando aplicada pode melhorar a resistência ao corte de entre 3.74% e 10.16%, a ductilidade entre 19.48% e 45.71% e a dissipação de energia entre 20.75% e 53.21%,

melhorando significativamente o desempenho sísmico das paredes, principalmente no plano. Esta técnica não só elevou a capacidade de carga como também ajudou a controlar o início e a propagação rápida de fissuras diagonais. Como resultado, as paredes passaram de um estado frágil, caracterizado por cortes diagonais, para uma condição mais dúctil. É importante ressaltar que estas melhorias dependem do tipo de reforço aplicado, das propriedades dos materiais empregados e da percentagem de CFRP incorporado no processo de construção.

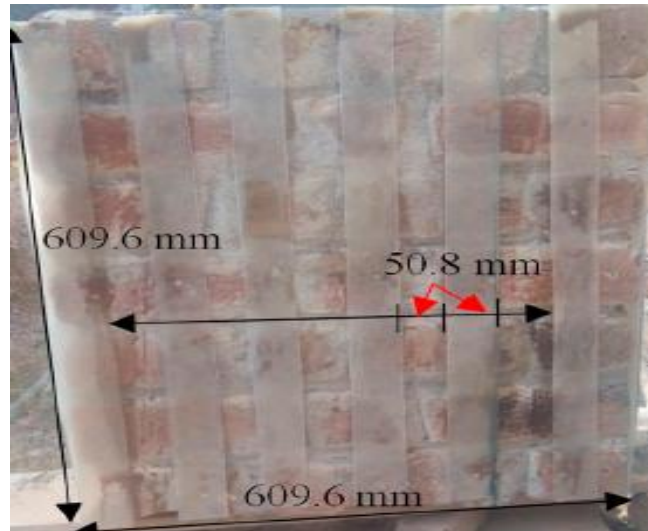
Os resultados demonstrados em [60], relatam que a aplicação de argamassa reforçada na construção de parede de alvenaria pode aumentar a rigidez e a resistência lateral em até 56% da resistência máxima da parede, reduzindo a ocorrência de fissuras mesmo após um sismo. Adicionalmente, observou-se que a argamassa reforçada melhora a coesão das juntas de alvenaria distribuindo de forma mais uniforme os esforços sísmicos ao longo da parede, reduzindo a concentração de tensões que levam a fissuração e desmoronamento das juntas.

#### ❖ **Polímeros reforçados com fibra**

Os polímeros reforçados com fibra (FRP) são materiais versáteis que combinam leveza dos polímeros com a resistência à tração e a corrosão.

##### **I. Utilização de fibras de vidro**

O estudo [52] investigou o comportamento de paredes de alvenaria não reforçada e apresentou uma solução de reforço e mitigação de danos, utilizando compósitos de fibra de vidro na parede. Para aplicar esta solução, são afixadas tiras de fibra de vidro verticalmente na parede, utilizando um ligante que assegura uma união eficaz com a alvenaria. Esta abordagem é ilustrada na Figura 35.



*Figura 35 Aplicação de tiras de fibras de vidro na parede não reforçada. Adaptado de [52]*

### **Desempenho**

Foram realizados testes de compressão, tração, corte e flexão no modelo. Os resultados, demonstraram que, com a aplicação de fibras de vidro, o momento de flexão na parede aumentou até 549,5%, a razão de ductilidade até 5,73 vezes e a razão de rigidez até 4,16 vezes, demonstrando que a utilização de fibra de vidro como reforço, pode melhorar significativamente a resistência à flexão no plano e fora do plano, à tração e ao corte das paredes não reforçada, devido à elevada rigidez da fibra.

Este material, é de baixo custo e de fácil aplicação, e torna a reabilitação das paredes uma solução económica e eficaz, melhorando substancialmente o desempenho estrutural sem requerer mão-de-obra especializada.

Esta técnica apresenta a desvantagem de ao longo do tempo o ligante orgânico entre a fibra e a parede perder aderência podendo ser necessário manutenções. Para melhorar as ligações pode utilizar-se em lugar do ligante orgânico, um ligante cimentício e por fim rebocar a parede.

### **3.3 Mitigação de danos em paredes de preenchimento e divisórias de gesso cartonado.**

A dimensão do deslocamento atingido por um edifício durante um sismo pode ser elevada, afetando significativamente as paredes de gesso cartonado, podendo apresentar

diversas falhas devido à sua elevada vulnerabilidade, especialmente sob deslocamentos baixos e moderados, conforme discutido no capítulo anterior.

Assim, o desenvolvimento de técnicas de reforço e mitigação de danos é crucial para garantir o bom funcionamento e segurança desses elementos não estruturais.

### 3.3.1 Práticas construtivas não reforçadas

As paredes de gesso cartonado são tradicionalmente construídas com um esqueleto estrutural de suporte em aço ou madeira, fixado com parafusos à guia na laje ou viga superior e inferior, sendo depois preenchido com material térmico-acústico e revestido com placas de gesso cartonado, conforme ilustrado na Figura 36.

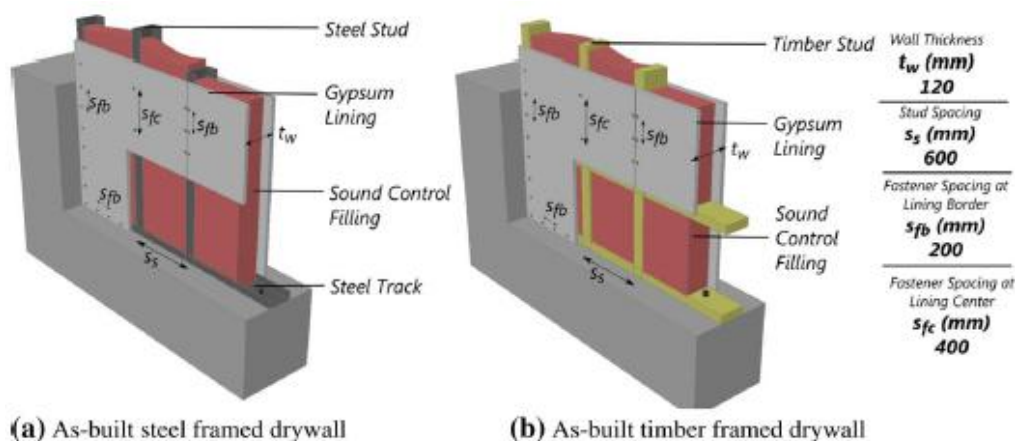


Figura 36 Detalhes da prática construtiva das paredes de gesso cartonado: a) estrutura em metal e b) estrutura em madeira. Adaptado de [27]

O estudo [27], revela que, durante sismos, as práticas construtivas tradicionalmente utilizadas para estas paredes conseguem suportar apenas, rácios de deslocamento entre pisos (SDR) entre 0,3% e 0,75%. Dito de outra forma, as práticas construtivas tradicionais não conseguem acomodar os níveis de deslocamentos atingidos por um edifício durante um sismo de baixa a moderada intensidade.

Testes desenvolvidos por A. S. Tasligedik et al [27], demonstrou que as falhas nestes painéis frequentemente resultam das ligações (conexões) entre os painéis e as estruturas circundantes, sendo essas zonas consideradas as mais críticas. Por este motivo, os esforços de mitigação de danos sísmicos neste tipo de parede concentram-se maioritariamente no aprimoramento do desempenho sísmico das ligações.

### **3.3.2 Paredes divisórias de gesso cartonado, estratégia de reforço e mitigação de danos**

Diversos estudos, como os realizados por [27] e [28], têm abordado soluções para a mitigação de danos sísmicos em paredes divisórias de gesso cartonado. O estudo [27] focou na avaliação do desempenho sísmico das práticas construtivas atualmente em utilização. Para isso, foram examinados os danos observados em eventos sísmicos, além da realização de ensaios experimentais que envolveram testes cíclicos reversos em paredes submetidas a deslocamentos crescentes. Os resultados obtidos foram utilizados em simulações numéricas, permitindo a calibração de modelos computacionais.

Em complemento, o estudo [28], propôs uma solução de reforço que utiliza conexões deslizantes entre os painéis e a estrutura circundante. Esta proposta foi apoiada por resultados de experiências laboratoriais que testaram modelos reforçados de paredes de gesso cartonado, construídas com uma estrutura de aço leve. e, apresenta resultados baseadas em experiências laboratoriais efetuada ao modelo reforçado da parede de gesso cartonado construídas com estrutura de aço leve.

As soluções de reforço identificadas como mais eficazes incluem a introdução de conexões deslizantes, a melhoria dos detalhes das ligações e a criação de espaços de expansão (juntas de dilatação) ao longo da envolvente das paredes. Essas abordagens visam garantir a integridade estrutural das paredes durante eventos sísmicos, reduzindo a probabilidade de falhas e, conseqüentemente, os custos de reparação.

### **3.3.3 Conexões deslizantes**

As conexões deslizantes têm como objetivo isolar as paredes divisórias de gesso cartonado das deformações laterais que a estrutura do edifício pode experimentar. As práticas construtivas tradicionais para este tipo de parede apresentam conexões tipicamente fracas, não sendo suficientemente preparadas para acomodar devidamente os deslocamentos resultantes de sismos moderados a intensos, sem danificar fora e dentro do plano [27] e [28].

- **Técnica para Parede com estrutura de aço**

O estudo [28] e [62] aplicaram a técnica de desconexões deslizantes em paredes divisórias interiores com estrutura de aço, desconectando parcialmente a extremidade superior da parede ao piso acima, inserido uma placa fina de aço com aproximadamente 5 mm de espessura entre a viga ou laje do pavimento superior e a guia superior de aço da parede divisória. Esta placa é fixada à viga ou laje utilizando fixadores convencionais. A

guia superior da divisória é posicionada entre a placa de aço e tubos de aço curto de formato quadrado ou retangular (o guia pode possuir ranhuras verticais para acomodar as deformações verticais). Estes tubos curtos são fixados à placa de aço com dois fixadores, um em cada extremidade do tubo ancorados na laje ou viga de suporte. O detalhamento da proposta é conforme ilustrado na Figura 37.

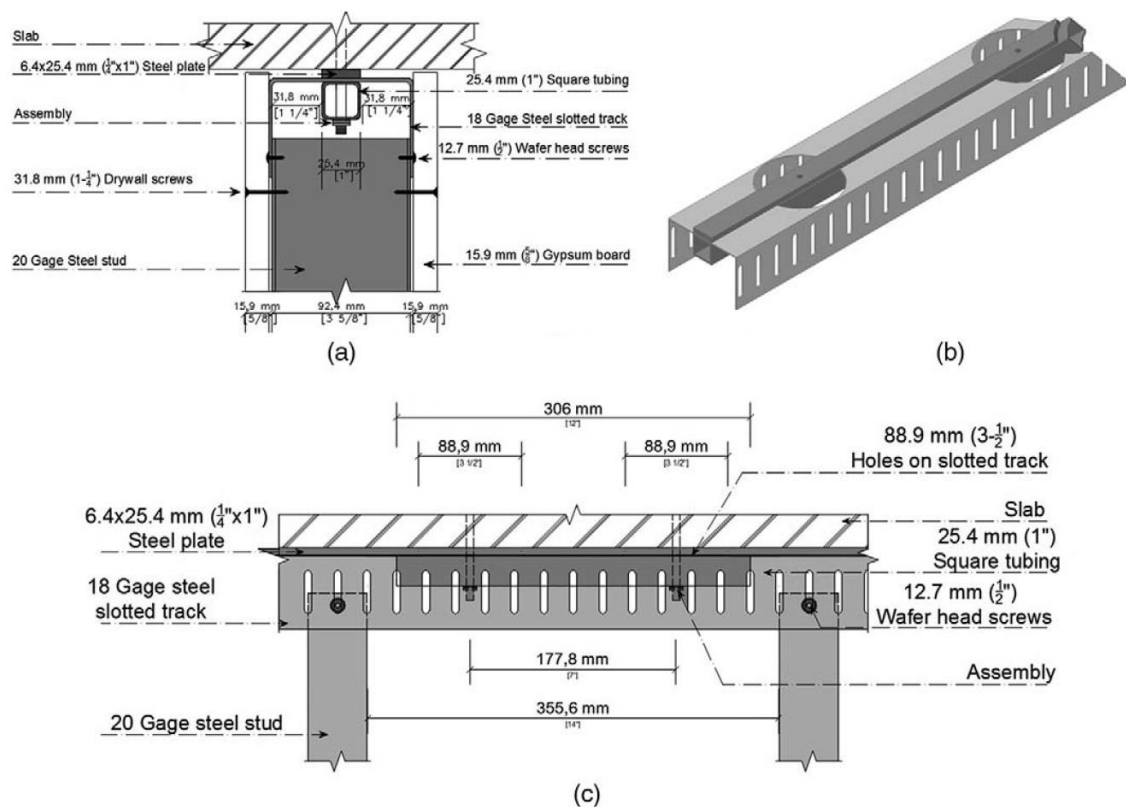


Figura 37 Proposta da nova conexão deslizante, a) seção transversal, b) isometria c) vista lateral/longitudinal. Adaptado de [62]

Na guia superior colocaram-se grandes orifícios circulares alinhados em torno dos dois fixadores que unem os tubos de aço à placa de aço (Figura 38b), e cujo diâmetro corresponde à largura aproximada do guia. Estes orifícios acomodam deformações relativas entre à laje ou viga do pavimento superior e as divisórias, com poucos ou sem danos. Além de acomodar os deslocamentos, esta solução aumenta a resistência das paredes às forças de inercia dentro do plano produzidas pelas acelerações do piso. Os espaçamentos podem ser calculados utilizando a equação 1, adotando um valor de deslocamento que se deseja atingir.

### Equação 1

$$\Delta G = D \times \frac{hc}{2} \times \frac{1}{100}$$

## Desempenho

Após testes quase estáticos realizados sob cargas cíclicas em paredes sem reforço e com reforço à escala real, [28] observaram que a um nível de SDR 1.52% a parede sem reforço apresentou danos nas interseções entre os painéis e o teto, enquanto a parede de gesso reforçada permaneceu sem dano.

Os primeiros indícios de danos na parede reforçada observaram-se a um SDR de 2.13%. Outras comparações de desempenho de SDR da parede não reforçada e reforçada com conexões deslizantes são apresentadas na Tabela 1

Damage state	Wall A. SDR (%)	Wall B. SDR (%)
DS1	0.10	2.13
DS2	1.08	2.13
DS3	2.13	2.98

*Tabela 1 Comparação de desempenho SDR associado a cada estado de dano de paredes de gesso sem reforço (A) e com conexões deslizantes (B). Adaptado de [26].*

Os resultados da Tabela 1 levam a concluir que o reforço aplicado na parede melhora significativamente o seu desempenho e retarda o aparecimento de danos em comparação a construção convencional. Observou-se aumento na ductilidade do painel e na capacidade de absorção de deslocamentos. Por outro lado, esta solução é economicamente viável e de fácil execução.

### 3.3.4 Folgas sísmicas e melhoria nos detalhes das conexões

Tasligedik et al [25] optaram por apresentar uma abordagem inovadora para otimizar o detalhamento das conexões em sistemas de parede de gesso cartonado, inserindo folgas laterais e superiores nas paredes de gesso. O principal objetivo desta técnica é reduzir a interação e as forças de contacto entre a estrutura e as paredes, diminuindo os danos resultantes de deslocamentos sísmicos. Este princípio, conhecido como folga sísmica, é similar ao discutido anteriormente na secção “Mitigação de danos sísmicos em paredes de alvenaria - Desconexão utilizando folgas sísmicas”.

Como parte desta solução de baixo dano (folgas sísmicas), foram feitas alterações ao detalhamento típico das conexões, permitindo que o sistema suporte deslocamentos significativos sem prejudicar a sua integridade estrutural. A Figura 39a, ilustra essas adaptações, evidenciando a aplicação das folgas sísmicas no sistema de gesso cartonado.

Já a Figura 39b demonstra a forma de como é considerada as folgas laterais exigidas nos revestimentos de gesso, e a equação de cálculo das mesmas, onde  $\Delta G$  representa uma das folgas laterais.

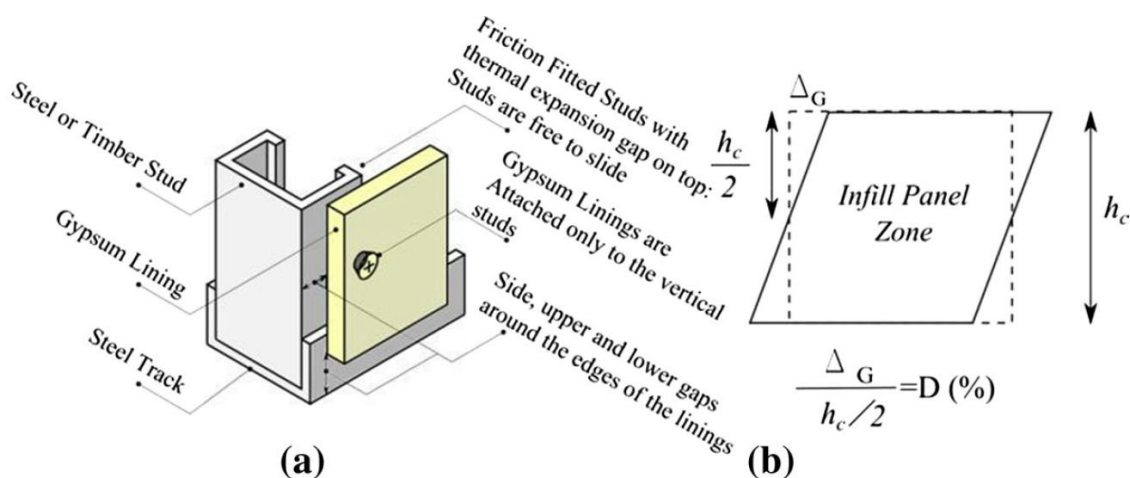


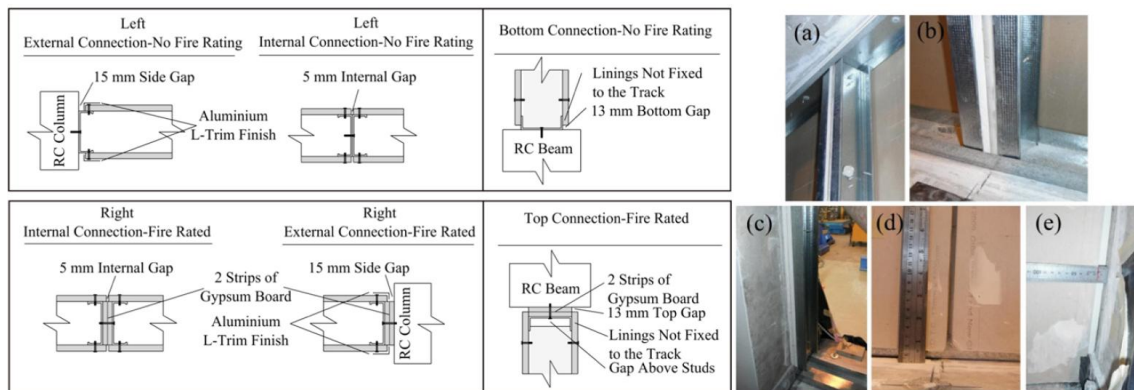
Figura 39 a) modificações feitas na prática construtiva tradicional para a obtenção de solução de baixo dano (folgas sísmicas). b) cálculo das folgas laterais necessárias nas extremidades dos revestimentos de gesso ( $\Delta G$  representa apenas uma das duas folgas laterais). Adaptado de [27].

Para se saber o espaço lateral ( $\Delta G$ ) necessário para acomodar um deslocamento de projeto específico, o estudo [27] para efeito de dimensionamento utilizou a Equação 1, assumindo que a estrutura suportará um deslocamento  $D = 1.5\%$  para uma parede com altura livre ( $h_c$ ) de 2550 mm. Com base nesta equação, determinou-se um  $\Delta G$  de 20 mm para uma lateral, considerando duas folgas por parede, resulta num total de 40mm de espaço total de folga.

A seguir, será descrito detalhadamente o processo de aplicação desta solução nas paredes de gesso cartonado com estruturas em aço e em madeira.

- **Parede com estrutura em aço**

Neste tipo de parede, o valor da folga  $\Delta G=20\text{mm}$ , calculado em [27] para uma das laterais, foi distribuído da seguinte forma: 15mm para o espaço entre a parede e o exterior, ou seja, a parede e a estrutura de betão (pilar, viga ou laje), e os 5mm restantes foram destinados ao lado interno da parede. Os detalhes destas conexões de baixo dano estão ilustrados na Figura 40 e aplicam-se tanto a paredes com classificação de resistência ao fogo como a paredes sem essa classificação.



*Figura 40 Detalhamento das conexões de baixo dano para paredes de gesso com estruturas em aço. a) e b) conexão interior com folga de 5mm de espessura, c) conexão exterior com 15mm de folga, d) espaço interior com classificação de resistência ao fogo entre revestimentos adjacentes, e) espaço exterior com classificação de resistência ao fogo, entre o revestimento e a estrutura de betão. Adaptadas de [27].*

Os detalhes das conexões de baixo dano ilustradas na Figura 40, especialmente as folgas nestas conexões servem para acomodar os movimentos sísmicos, permitindo que estes ocorram de maneira controlada. Esta abordagem reduz a transferência de esforços entre a parede e a estrutura principal, resultando em menos danos. A flexibilidade dessas conexões permite que as paredes acomodem grandes deslocamentos sem comprometer a sua estabilidade, o que aumenta a durabilidade e a eficiência construtiva, especialmente em edifícios localizados em zonas sísmicas.

## **Desempenho**

Relativamente ao rácio de deslocamento entre pisos (SDR), a análise de desempenho da solução de baixo dano realizada pelo estudo [27] demonstrou que, para SDRs entre 0% e 1%, não ocorreram danos na parede divisória de gesso cartonado. Entre 1% e 1.25%, surgiram pequenas fissuras na placa de gesso. Quando o SDR atingiu 1.5%, as folgas/espacos laterais fecharam-se conforme previsto no projeto. A partir desse ponto, os danos, principalmente as fissuras, espalharam-se pela parede, afetando alguns fixadores do revestimento de gesso. Contudo, este padrão de danos manteve-se até um deslocamento de 2.5%, sem danos severos que comprometeriam diretamente a segurança dos ocupantes de um edifício.

O maior problema observado foi o arrancamento das ancoragens dos montantes externos nas zonas próximas aos pilares de betão. Este arrancamento ocorreu quando a estrutura foi submetida a um deslocamento de 2%. De forma geral, a melhoria dos detalhes das conexões reduziu os danos nas intersecções e nos cantos dos painéis, concentrando-os nas juntas verticais, que por sinal, podem ser facilmente reparados. Além disso, a

utilização de folgas laterais mitigou significativamente danos como esmagamento local nas extremidades e entre as placas de gesso cartonado [27].

- **Parede com estrutura em madeira**

Nas paredes com estruturas em madeira, o valor da folga  $\Delta G = 20$  mm, calculado para uma das laterais, foi distribuído apenas nas bordas externas do revestimento (na conexão parede pilar), sem a necessidade de espaços internos.

Os detalhes construtivos de baixo dano das conexões das vigas e pilares são conforme ilustrados na Figura 41 e Figura 42.

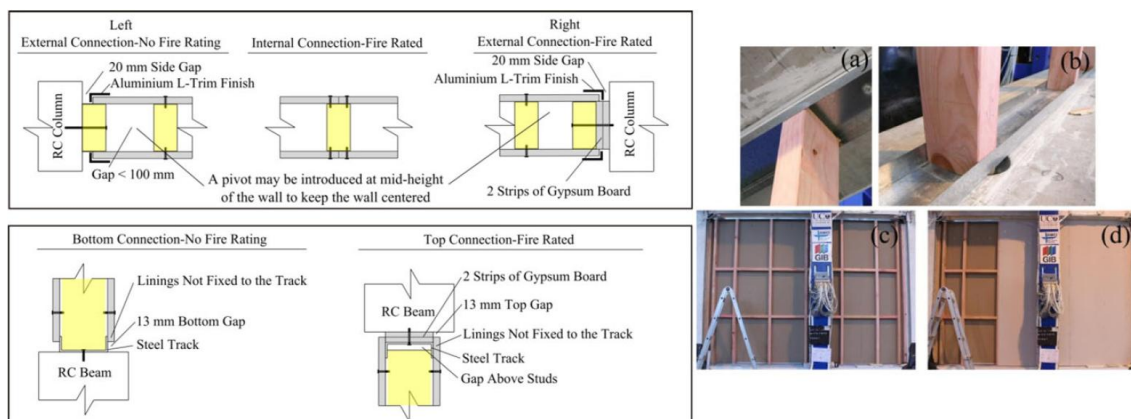


Figura 41 Detalhes de baixo dano adotado em paredes de gesso com estrutura em madeira. a) e b) montantes ajustados por fricção nos trilhos de aço, c) sistema de estrutura completa após a colocação do revestimento de gesso em um dos lados, d) revestimentos fixados a parede. Adaptado de [27]

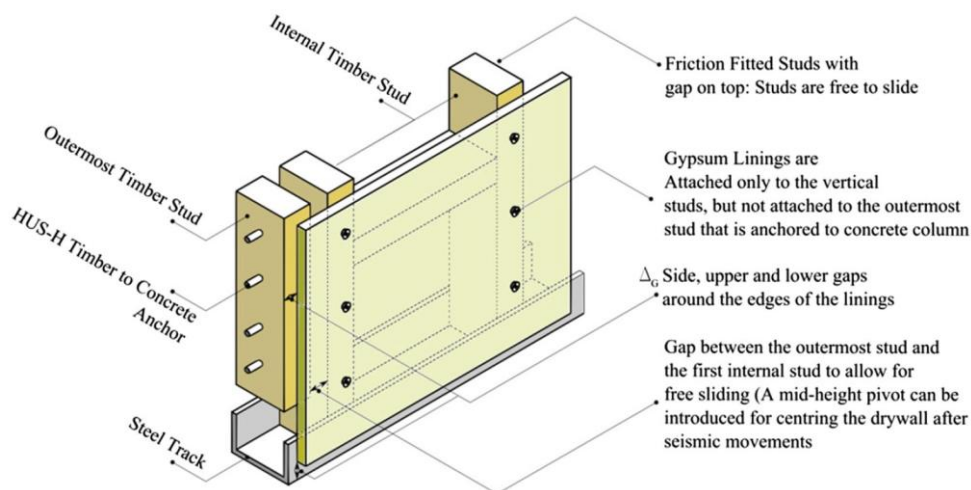


Figura 42 Parede com estrutura de madeira contendo folga sísmica e conexões melhoradas. Adaptado de [27].

## **Desempenho**

Os testes demonstraram que, a um deslocamento de 1.5%, os espaços laterais fecharam-se conforme o previsto no projeto, mas sem danos observados até um deslocamento de 2.0%. A partir deste ponto, começaram a surgir os primeiros danos em alguns fixadores do revestimento e na conexão entre painéis. Os testes continuaram até um deslocamento de 2.5% sem verificação de danos graves.

De modo geral, os detalhes assumidos revelaram-se altamente eficazes, cumprindo as funções para as quais foram projetadas, sem ocorrência de danos graves e sem comprometer a resistência da parede [27].

Importa destacar que, na prática, as conexões melhoradas e as folgas sísmica são frequentemente utilizadas combinadamente com as conexões deslizantes, tanto em paredes com estrutura em aço como em madeira.

### **3.4 Mitigação de danos em envidraçados.**

Os envidraçados são elementos particularmente suscetíveis a deslocamentos laterais induzidos por ações sísmicas, o que pode resultar em danos de gravidade variável, conforme abordado no capítulo anterior. Nos últimos anos, têm-se desenvolvido e aperfeiçoado técnicas inovadoras de reforço e mitigação de danos, visando melhorar o desempenho sísmico de sistemas envidraçados. Estas soluções procuram aumentar a capacidade dos vidros de suportar os deslocamentos impostos durante um sismo, minimizando ou evitando danos significativos.

Nesta secção, serão analisadas algumas das estratégias mais relevantes de reforço e mitigação aplicáveis a fachadas e janelas envidraçadas, com possíveis adaptações para outros elementos como portas, divisórias e tetos, dependendo das especificações de cada caso.

#### **3.4.1 Técnicas de mitigação**

##### **Fachadas envidraçadas**

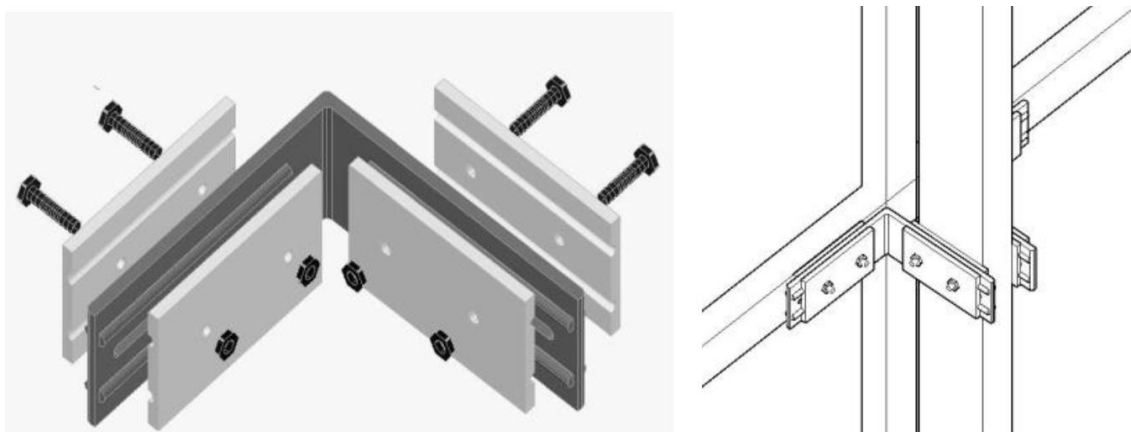
As fachadas envidraçadas são compostas por grandes painéis de vidro inseridos em molduras, geralmente de alumínio, com longos montantes e ancoragens em aço que ligam à estrutura do edifício. Estes sistemas devem ser dimensionados para evitar que o

vidro e os seus fixadores sejam submetidos a cargas prejudiciais, principalmente em cenários de sismos. Diversos estudos, como os de [31], e normas de dimensionamento sísmico, recomendam várias soluções, como: 1) alteração da geometria dos cantos dos vidros; 2) uso de conectores de amortecimento por fricção; 3) aplicação de fachadas cortina isoladas sísmicamente; e 4) introdução de folgas entre o vidro e a moldura, também conhecidas como folgas de movimento sísmico.

### **I. Utilização de conectores de amortecimento por fricção**

Os conetores utilizados em painéis de vidro convencionais são geralmente fixos e, por isso, vulneráveis a danos sísmicos provenientes dos deslocamentos da estrutura principal. Para mitigar esses danos, têm sido propostos conectores de amortecimento por fricção, que visam isolar a fachada envidraçada da estrutura resistente do edifício [31]. Estes dispositivos dissipam a energia gerada pela interação entre a fachada e o vidro, reduzindo a probabilidade de danos.

Na prática, os amortecedores por fricção funcionam como uma ligação deslizante entre a fachada e a estrutura do edifício. Compostos por duas superfícies que deslizam uma sobre a outra, com um coeficiente de fricção específico e são projetados para transferir forças até um determinado limite. Quando esse limite de projeto é excedido, o conector desliza na direção da força que se gera, evitando o surgimento de danos no envidraçado. A Figura 43 ilustra estes conectores de amortecimento.



*Figura 43 Conectores de amortecimento por fricção. Adaptado de [31]*

Este sistema destaca-se pela sua simplicidade tanto na fabricação como na aplicação, tornando-se uma solução eficiente e prática para a mitigação de danos sísmicos.

## II. Sistema de fachadas cortinas (curtain wall) isoladas sismicamente

O sistema de fachadas cortina isoladas sismicamente, conhecido como *Earthquake-Isolated Curtain Wall System* (EICWS), é uma solução inovadora que melhora a resposta sísmica de edifícios. Este sistema integra uma junta de desacoplamento sísmico que isola a fachada envidraçada de cada andar, permitindo que estas operem de forma independente, sem conexão direta com as fachadas dos pisos adjacentes (inferior e superior). O desacoplamento é feito através de um sistema de suporte estrutural que acomoda deslocamentos entre pisos nas direções horizontais, verticais e fora do plano entre os pisos, reduzindo a transferência de esforços e deslocamento entre pisos para a fachada cortina durante um sismo [31]. A Figura 44 apresenta um modelo de funcionamento de desacoplamento em diferentes modos de vibração do edifício.

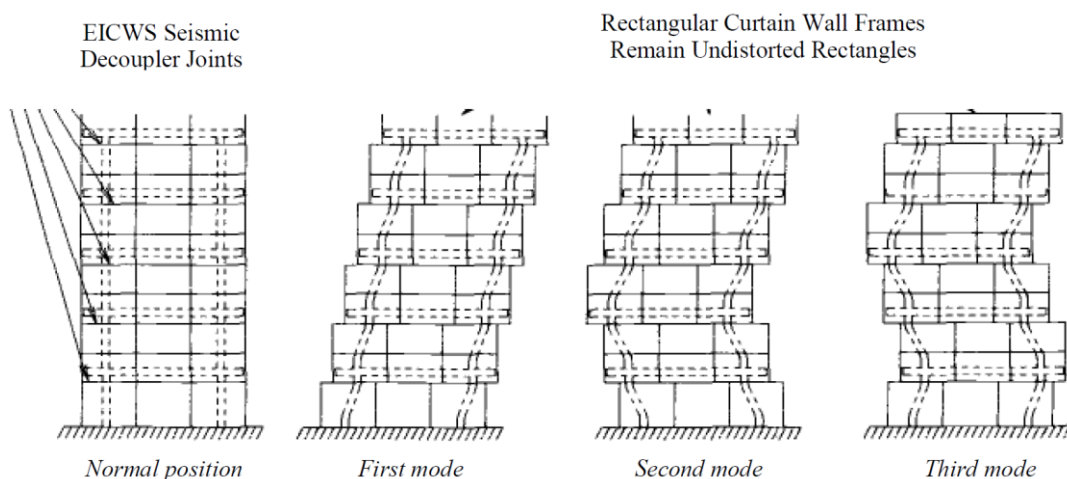
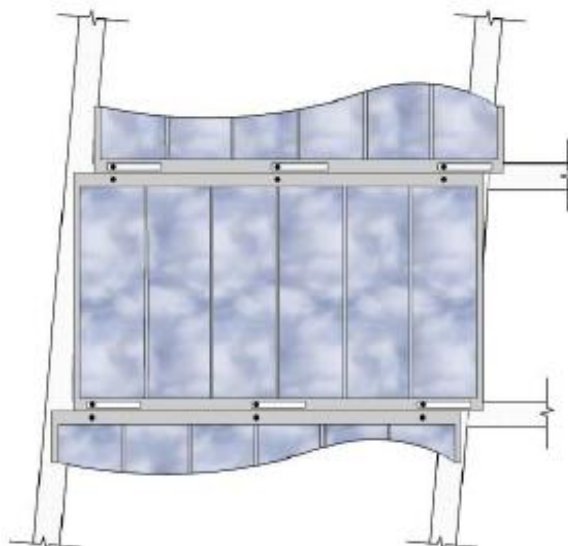


Figura 44 Modelo utilizando sistema de fachadas cortinas com isolamento sísmico. Adaptado de[31]

O sistema da junta de desacoplamento sísmico funciona com um mecanismo de conexão deslizante semelhante a um carril, no qual o painel envidraçado é fixado. Em caso de sismo, essas ligações permitem que os painéis envidraçados se desloquem lateralmente, desconectando-os da estrutura principal [63], conforme ilustrado na (Figura 45).



*Figura 45 Painel cortina com junta de desacoplamento deslizante. Adaptado de[63]*

Este sistema permite que cada painel envidraçado funcione de forma autónoma, desconectando-se da estrutura principal em caso de sismo, o que reduz significativamente a possibilidade de danos. A principal vantagem é que o sistema pode ser implementado em diversas configurações arquitetónicas, tornando-o versátil e eficaz na proteção sísmica de edifícios.

### **III. Modificação da geometria dos cantos**

Os danos que causam a quebra dos painéis de vidros têm início frequentemente nos cantos, devido à interação direta entre o vidro e a moldura (caixilharia). A modificação de geometria dos cantos ou bordas visa reduzir essa interação e a concentração de tensões nas extremidades do vidro, tornando-o mais resistente. De acordo com [64], esse objetivo pode ser alcançado através do leve arredondamento das bordas retas (Figura 46a), com um raio de curvatura entre 13mm e 25mm, combinado com um acabamento liso das arestas (Figura 46b e Figura 46c). Esta solução permite que o vidro rode ligeiramente dentro da moldura quando estas se deformam, reduzindo o risco de quebra.

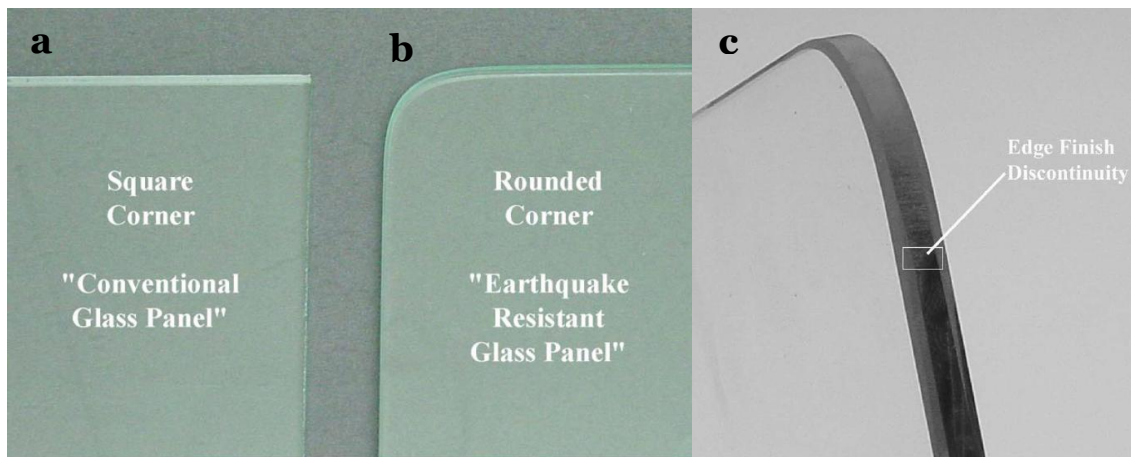
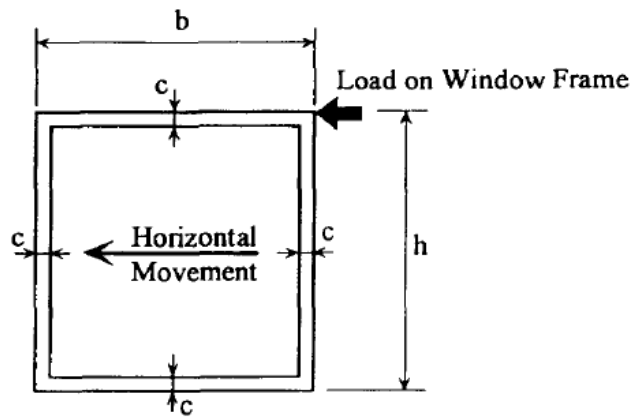


Figura 46 Modificações nas bordas. a) canto reto, b) e c) cantos arredondados [64]

Ensaio dinâmico do estudo [64], demonstraram que esta técnica aumenta significativamente os limites de serviço e deslocamento último antes da falha. Dependendo do tipo de vidro, estas modificações podem aumentar a resistência à fissuração entre 50% e 90% e a resistência à queda do vidro entre 50% e 76%, em comparação com configurações convencionais. A técnica é de simples execução e podem ser utilizadas em fachadas, janelas e portas tanto em novas construções quanto em projetos de reabilitação de edifício já existentes [64].

#### IV. Mitigação através da utilização de folgas laterais

A técnica de mitigação com folga sísmica, consiste na introdução de espaços nas quatro interfaces do vidro e a caixilharia (Figura 47a). Estes espaços permitem adicionar maior liberdade de movimento ao painel de vidro dentro da moldura, reduzindo a compressão e a concentração de tensões na interface vidro-moldura. Desta forma, previnem-se danos tanto nas bordas como no painel de vidro no seu todo, provocados pela rotação da moldura (Figura 47b) resultante do deslocamento entre piso durante eventos sísmicos.



a. Undeformed Panel

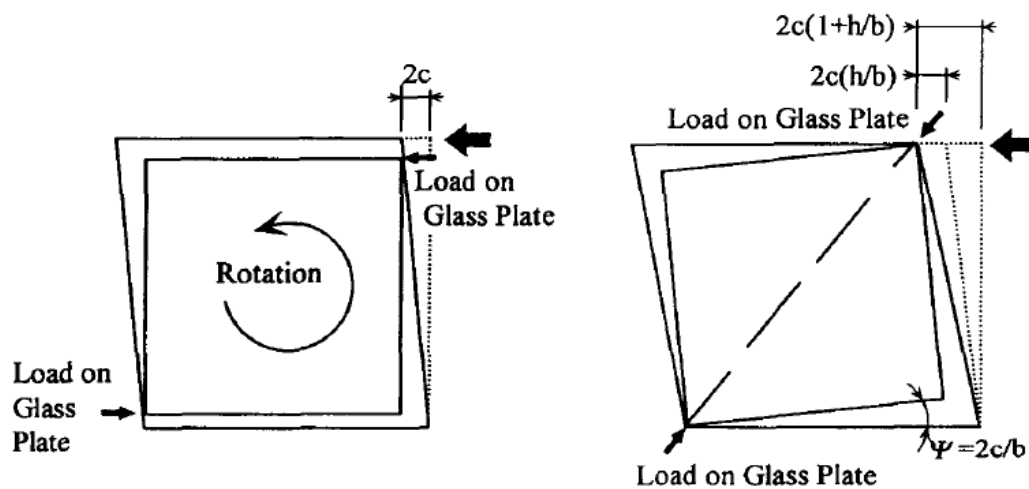


Figura 47 Fachada com folgas sísmicas, a) antes da deformação, b) depois da deformação. Adaptado de [65]

Para otimizar a eficácia desta técnica, é comum a utilização de vedantes macios, como borrachas ou silicões de alta elasticidade e flexibilidade, que complementam a capacidade de absorção de movimento do envidraçado[65].

Ao introduzir folgas nas interfaces entre o vidro e a moldura em painéis retangulares, é possível prever e calcular o deslocamento ou deformação horizontal que o elemento pode suportar, utilizando as Equação 2a [65] ou 2b [8]

$$\delta r = 2c \left(1 + \frac{h}{b}\right) \quad \text{ou} \quad Dh = 2c1 \left(1 + \frac{hp \cdot c2}{bp \cdot c1}\right)$$

Equação 2 Deformação total lateral do painel, (a) deslocamento horizontal medida ao longo da altura do painel (b)

Onde:

**A)**

$\delta_r$  – desvio ou deformação lateral do painel

$c$  – folga entre o painel de vidro e a caixilharia

$h$  – altura do painel

$b$  – largura do painel

**B)**

$D_h$  - deslocamento horizontal medida ao longo da altura do painel

$c_1$  – espessura da folga laterais entre o vidro e a moldura

$c_2$  – espessura da folga superior e inferior entre o vidro e a moldura

$h_p$  – altura do painel de vidro

$b_p$  – largura do painel de vidro

Os detalhes da disposição das folgas nas interfaces vidro-moldura são ilustrados na Figura 48 e podem ser consultadas com mais detalhes na norma FEMA-74 [11].

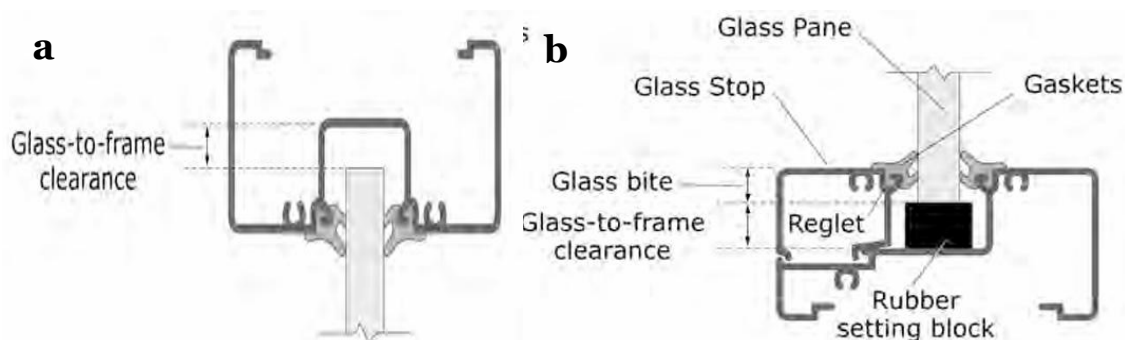


Figura 48 Detalhes de ligação utilizando folga sísmica na moldura, a) folga sísmica sem preenchimento, b) folga com preenchimento de borracha ou outro material macio. Adaptado de [11]

## V. Janelas

Os painéis de vidro das janelas respondem ao sismo de duas formas principais: deformações no plano e vibrações fora do plano do painel de vidro. A maioria dos danos nas janelas ocorre devido às deformações no plano [65]. Estes modos de respostas são responsáveis pelos danos sísmicos observados em edifícios após sismo ou em testes laboratoriais e os danos comuns a estes elementos foram descritos no capítulo 2 deste documento.

Para mitigar estes danos, têm sido propostas as seguintes abordagens principais: 1) introdução de folgas sísmicas laterais; e 2) modificação da geometria das bordas do vidro. Estas duas técnicas, discutidas anteriormente no contexto das fachadas envidraçadas, são igualmente aplicáveis às janelas. No entanto, é relevante abordar algumas medidas adicionais para reduzir os riscos à segurança humana decorrentes da fratura, quebra e estilhaço dos painéis de vidro.

A quebra, fratura e estilhaços de painéis de vidro devido a sismos e não só, seja em fachadas, janela, teto, divisórias ou portas, representam um perigo significativo especialmente quando esses elementos estão localizados em alturas elevadas como no caso de fachadas dos edifícios. Para mitigar esses riscos, podem ser implementadas medidas como a aplicação de películas plásticas/poliéster sobre o vidro, incluído as bordas de interface com a moldura. Estas películas ajudam a manter os fragmentos de vidro fraturados, quebrados e estilhaçados unidos e no lugar, evitando que se desprendam e caiam. Além disso, recomenda-se a utilização de vidros que incorporam uma camada de película plástica (ex. Polivinil Burital “PVB”) como é o caso do vidro laminado ou outro que sejam capazes de minimizar esses riscos.

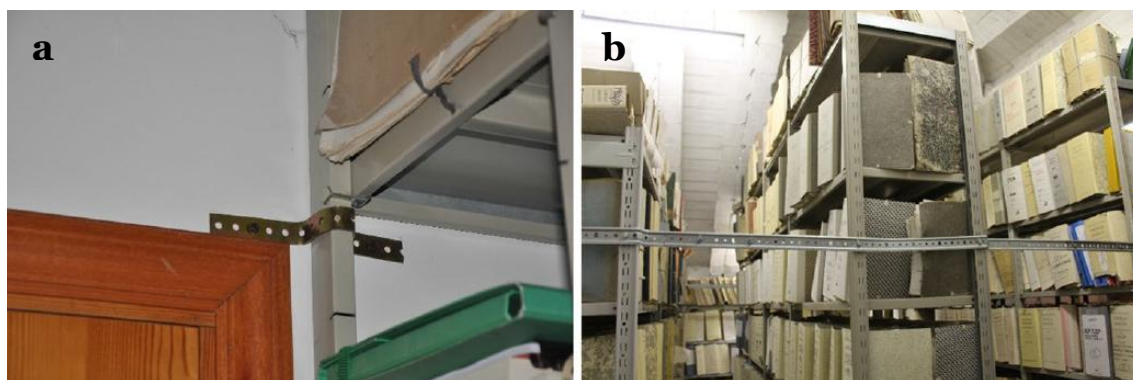
### **3.5 Mitigação de danos em prateleiras e armários.**

Os danos em prateleiras e armários resultam frequentemente de tombamento, deslizamento, balanço/oscilação e deformação dos suportes verticais metálicos (encurvamento), conforme analisado no capítulo 2. A mitigação destes danos deve ser abordada em duas etapas principais: 1) evitar o deslizamento e tombamento dos elementos; e 2) aumentar o momento equilibrante do elemento (por exemplo ampliando ligeiramente a base de apoio).

Nesta subsecção foca-se em recomendações direcionadas a prateleiras e armários de pequenas a médias dimensões (ex. mobiliário hospitalar, de escritório e residencial). No caso de serem aplicadas em elementos de grande porte, como os utilizados nas indústrias, fabricas armazéns e grandes bibliotecas, onde o mobiliário e os conteúdos possuam maior altura e peso, poderá ser necessários dimensionamentos adicionais para garantir a segurança e estabilidade adequada.

### 3.5.1 Técnicas de mitigação

A mitigação de problemas como balanço, tombamento, deslizamento e encurvamento em prateleiras e armários pode ser alcançada através de técnicas como: utilização de ancoragem vertical e horizontal dos armários/prateleiras à estrutura adjacente, como parede (preferencialmente reforçadas; evitar paredes de gesso), vigas, pilar e lajes. Esta fixação pode ser realizada com a utilização de cantoneiras aparafusadas entre o móvel e o elemento de suporte (Figura 49a). Além disso, recomenda-se a utilização de limitadores de movimento fixadas ao chão; travamento cruzado (especialmente em prateleiras metálicas); ligação horizontal entre as prateleiras paralelas, utilizando perfis de aço que funcionam como elementos de contraventamento ((Figura 49b); Junção de duas prateleiras dispostas em paralelo, ligando-as uma atrás da outra (Figura 50b). No caso de armários com rodas, é imprescindível a instalação de travões de roda para evitar o deslizamento descontrolado [11].



*Figura 49 Exemplo de detalhes de mitigação para prateleiras. a) ancoragem a parede, b) conexão horizontais entre prateleiras paralelas. Adapto de [3]*

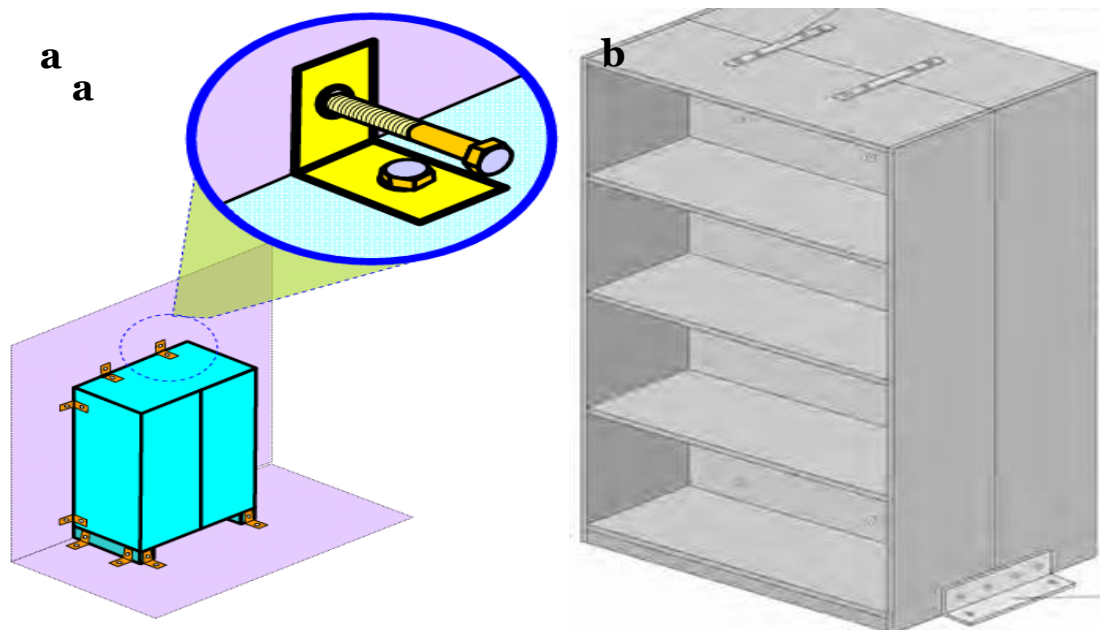


Figura 50 mitigação de danos utilizando: a) ancoras verticais e horizontais de armário, para redução de danos sísmicos, b) aumento da base através da ligação de duas prateleiras umas atrás da outra. Adaptado de [11]

A escolha entre utilizar ancoragem vertical, horizontal ou ambos, depende do peso e altura do móvel, conforme ilustrado na Figura 51.

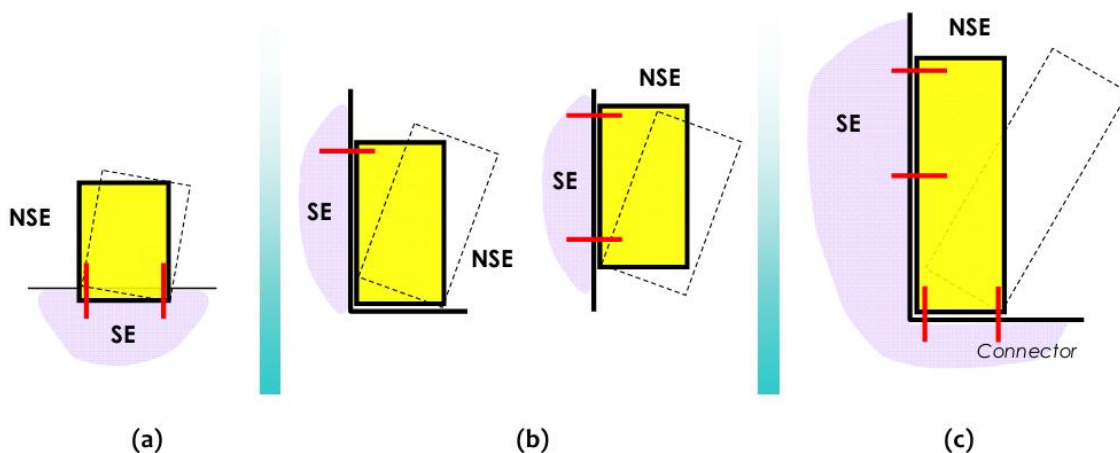
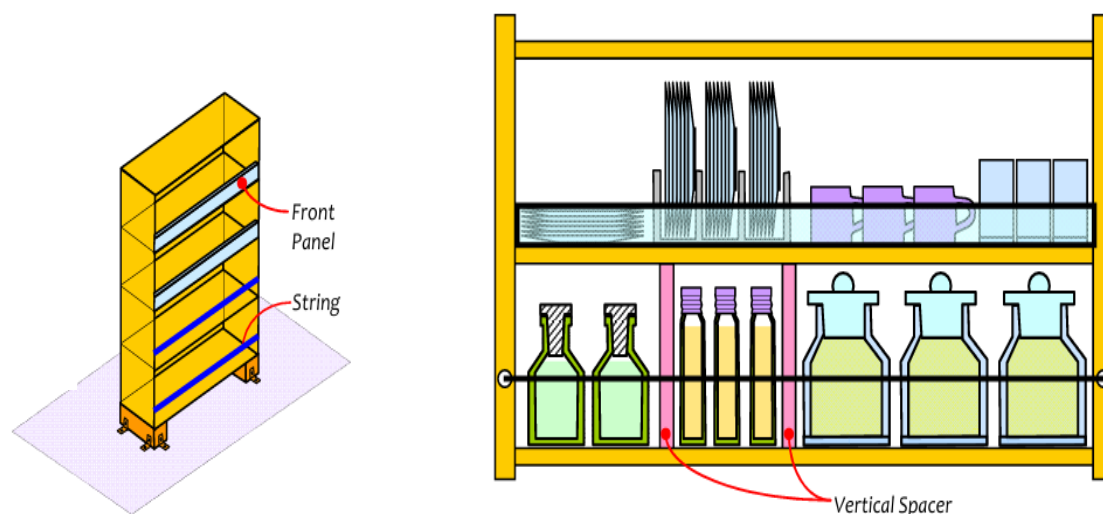


Figura 51 Ancoras aparafusadas para proteger os ENEs (do inglês, non- structural elements NSE) sensíveis a força ligada ao EE (do inglês, structural elements SE) ou parede reforçada, a) conexão do ENE horizontalmente, b) conexão do ENE vertical, c) conexão do ENE horizontalmente e verticalmente. Adaptado de [11]

A ancoragem de armários e prateleiras não impedem que os objetos armazenados (ex. louças de cozinha, pequenos frascos laboratoriais, livros etc.) deslizem e caiam. Assim, para reduzir os riscos de deslizamento e queda, recomenda-se a adoção de medidas de restrição de borda, como a utilização de superfícies antiderrapantes nas bases das

prateleiras, painéis frontais (preferencialmente transparentes), arames ou vergalhões afixados nas extremidades do movel e espaçadores verticais Figura 52[45].



*Figura 52 Proteção contra o tombamento de equipamentos das prateleiras ou armários abertos. utilização de cordas ligadas aos extremos, painel frontal e barras verticais. Adaptado de [45]*

Uma distribuição correta do peso nos prateleiras e armários contribui significativamente para a sua estabilidade. Recomenda-se colocar objetos mais pesados nas prateleiras inferiores e os mais leves nas prateleiras superiores. Estas e outras práticas de reforço são altamente eficazes na melhoria do desempenho sísmico destes elementos não estruturas e são amplamente referenciadas em normas sísmicas, como FEMA-74 (2012) [11].

As soluções discutidas são classificadas como intervenções de não engenharia (NE). Conforme indicado no FEMA-74, a aplicação destas técnicas em mobiliários de pequenas a médias dimensões depende em grande parte do bom senso do operador, não sendo necessário um projeto de engenharia. No entanto, ao aplicar em edifícios críticos como hospitais, podem carecer de especificações de segurança adicional. Os armários ou prateleiras complexas (comuns em indústrias, bibliotecas e armazéns) com mais de 1.90 m de altura contendo objetos pesados, devem ser tratados como elementos arquitetônicos, exigindo dimensionamento conforme recomendações de normas específicas, como o ASCE/SEI 7-10 [8]. Adicionalmente, é fundamental considerar os esforços transferidos da ancoragem para as estruturas primárias onde os armários e prateleiras são ancoradas de modo a não os sobrecarregar excessivamente.

Para obter detalhes técnicos adicionais e outras recomendações de reforço e mitigação que não foram abordadas neste documento, recomenda-se a consulta ao FEMA-74 (2012) [11].

A adoção dessas recomendações tem-se mostrado eficaz. Por exemplo, após o terremoto de 2016 no centro da Itália [3], verificou-se que em edifícios hospitalares onde estas medidas de reforço foram implementadas, os armários e prateleiras mantiveram-se praticamente intactos.

### **3.6 Mitigação de danos em tetos.**

Conforme discutido no capítulo 2, os danos em tetos falsos podem variar desde a quebra de placas até à queda de seus elementos metálicos de suporte, muitas vezes influenciados pelas interações entre os sistemas e serviços localizados acima e no próprio teto.

Para mitigar esses danos, diversas recomendações foram desenvolvidas, como os presentes no FEMA-74 (2012). Além disso, diretrizes para o dimensionamento dos elementos constituintes dos tetos podem ser encontradas em normas de construção, como o ASCE/SEI 7-10, ASTM-E580-14 e o EC8-1, apesar de algumas limitações. Paralelamente, investigadores têm criado estratégias e tecnologias inovadoras para melhorar a resistência sísmica desses sistemas, com especial atenção para as zonas críticas, como as conexões nos ângulos periféricos, ou seja, as ligações entre a grelha de teto e as paredes.

Nesta subsecção, será dada principal prioridade ao próprio sistema de teto falso suspenso, abordando de forma menos detalhada os serviços instalados acima do mesmo.

#### **3.6.1 Técnicas de mitigação**

Diversas técnicas de reforço têm sido desenvolvidas no sector dos tetos falsos para melhorar a segurança sísmica do sistema de teto. Destacam-se pela sua eficácia as seguintes abordagens:

- **Utilização de corredores suplementares para serviços paralelos**

Estes corredores são estruturas instaladas entre o teto falso e a laje superior, concebidas para acomodar instalações e serviços, especialmente os mais pesados, como sistemas de ar condicionado, cabos elétricos e sistemas de comunicação. Esta estrutura reduz a

interação direta entre esses serviços e o teto falso, minimizando em caso de falhas o risco de queda de equipamentos que possam comprometer a integridade do teto.

➤ **Utilização de ganchos suplementares para suspensão independente de serviços**

Esta técnica envolve a instalação de ganchos adicionais ancorados diretamente na laje ou na estrutura principal acima do teto. Assim, sistemas como iluminação, ventilação e sistemas de aspersão são suspensos de forma independente do teto falso. Esta solução reduz o risco de deslocamentos descontrolados destes componentes durante um sismo, evitando que causem danos e contribuam para o colapso do teto.

➤ **Utilização de fios/ganchos de reforço diagonais**

A técnica consiste na instalação de fios ou ganchos diagonais entre a grelha metálica do teto e a laje superior, formando um ângulo de cerca de 45° em relação à estrutura horizontal (Figura 53). Estes reforços controlam os deslocamentos laterais e verticais do teto durante ações dinâmicas, como sismos. Ao estabilizar a estrutura, distribuem-se as tensões de forma mais uniforme para os suportes superiores, reduzindo o risco de colapso ou danos significativos, especialmente nos elementos estruturais do teto.

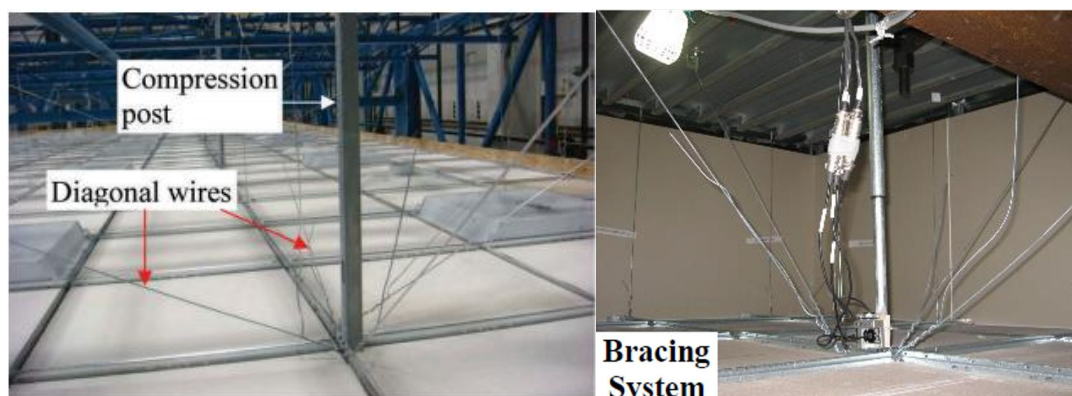


Figura 53 Instalação de contenções laterais. Adaptado de ([35] e [66])

➤ **Utilização de perfil metálico de suporte no corredor principal do teto**

O perfil metálico de suporte, convencionalmente designado em inglês como “compression post”, é um elemento estrutural robusto que atua como elemento de apoio do teto falso, sendo estrategicamente posicionado ao longo do corredor principal do teto (Figura 53). A sua função primária é assegurar a transferência das cargas gravíticas do teto falso diretamente para a estrutura principal do edifício, como a laje ou vigas. Este perfil é crucial, pois evita a concentração pontual de tensões, limita movimentos

indesejados no sistema de teto e mitiga o risco de deformações ou outro tipo de falha nos membros da grelha, prevenindo o colapso do teto sob a ação de forças dinâmicas.

➤ **Utilização de suportes perimetrais no sistema de teto**

Os suportes perimetrais consistem em elementos estruturais, como fios de amarração ou ganchos, instalados ao longo das bordas do teto falso e fixados à laje ou a outros elementos estruturais superiores. Estes suportes desempenham um papel fundamental na distribuição das cargas, proporcionando uma ancoragem estável que reforça a resistência do teto. Adicionalmente, limitam os movimentos laterais e verticais, conferindo maior estabilidade ao sistema e previne a queda do painel quando a extremidade da grelha perimetral perde o suporte nas bordas devido ao movimento diferencial.

➤ **Utilização de folgas sísmicas nas conexões das bordas ou na interface grelha parede.**

As folgas sísmicas são espaços estratégicos deixados entre o teto falso e as paredes, permitindo que o teto se mova de forma controlada durante um evento sísmico. Esta solução evita o contacto direto entre o teto e a estrutura circundante, reduzindo a transferência de esforços da estrutura para o teto que possam causar compressão nas vigas da grelha, minimizando assim o risco de danos, tais como rachaduras das placas, queda das placas, encurvadura ou deformações, quebra e queda das vigas metálicas da grelha.

Estas recomendações são detalhadas em ([11], [66] e [33]).

Entre as técnicas mencionadas, uma das principais é a utilização de folgas perimetrais nas conexões entre as bordas da grelha e a parede, isso porque as falhas do sistema de teto têm início nessas conexões perimetrais, razão pela qual esta técnica será descrita com maior detalhe.

A criação de folgas entre as bordas do teto e na conexão a cantoneira perimetral da parede, visa proporcionar liberdade de movimento bidirecional ao teto, permitindo que, em caso de imposição de deslocamento o teto deslize e absorva parte desses movimentos, sem danificar sua estrutura.

A aplicação de folgas é mais eficaz em tetos com geometria quadrangular ou retangular em detrimento de outras configurações, sendo o seu dimensionamento ajustável de acordo com o tamanho e o tipo de teto. A conexão de reforço com folgas, consiste na fixação da borda do teto às paredes, através de rebites ou grampos especiais em dois lados adjacentes, enquanto os lados opostos são fixados de forma livres para deslizar nas

cantoneiras da parede (cantoneira fixa apenas a parede e não ao teto falso) Figura 54. Os tetos projetados para resistir a sismos geralmente apresentam uma folga mínima de 20mm ([11] e [66]) entre o teto e a estrutura circundante. Os detalhes das folgas e das conexões perimetrais do teto junto das cantoneiras da parede são ilustrados na Figura 54b e Figura 55.

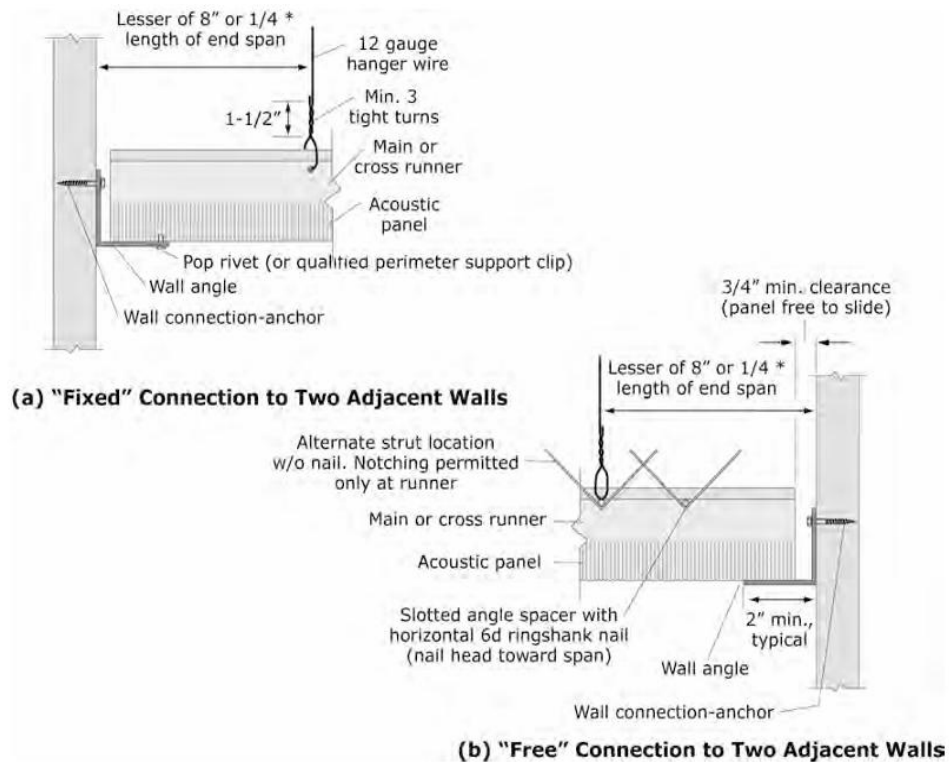


Figura 54 Sistema de painel de teto suspenso– condições de conexão das bordas. Adaptado de [11].

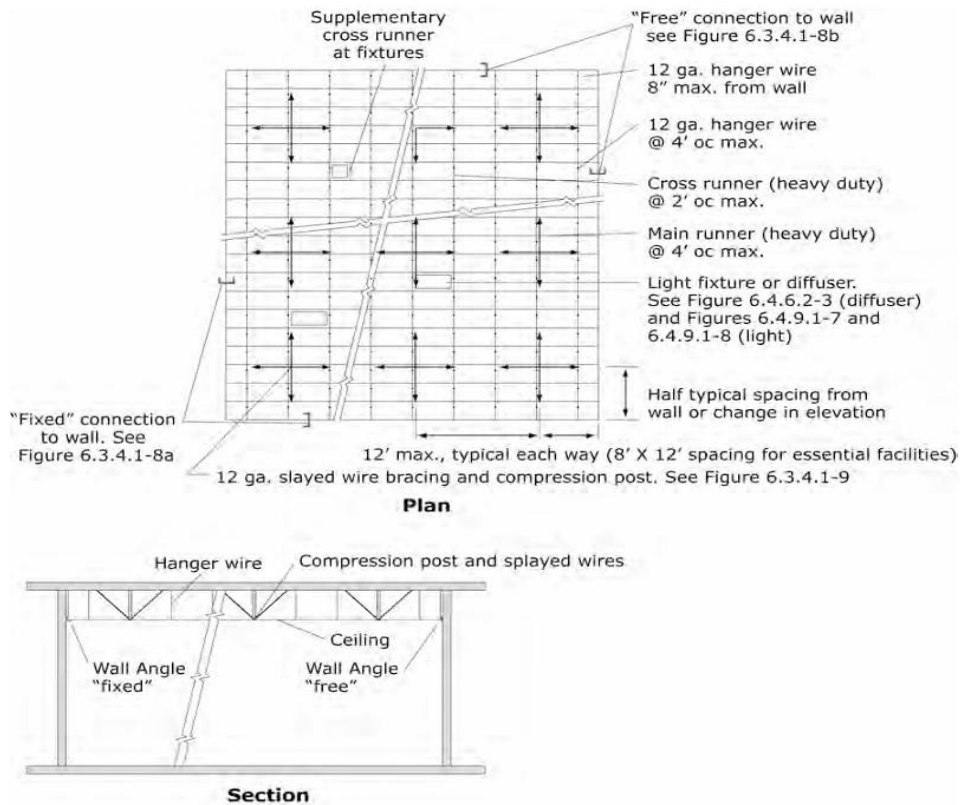


Figura 55 Disposição geral do sistema de suspensão para painel de teto falso –Secção transversal. Adaptado de [11].

Os detalhes construtivos das técnicas de reforço e mitigação de danos descritas para um sistema de teto suspenso (exceto os detalhes de serviços acima) e seus componentes de reforço inclusive detalhes de ligações (livres e fixas) são apresentados na Figura 56.

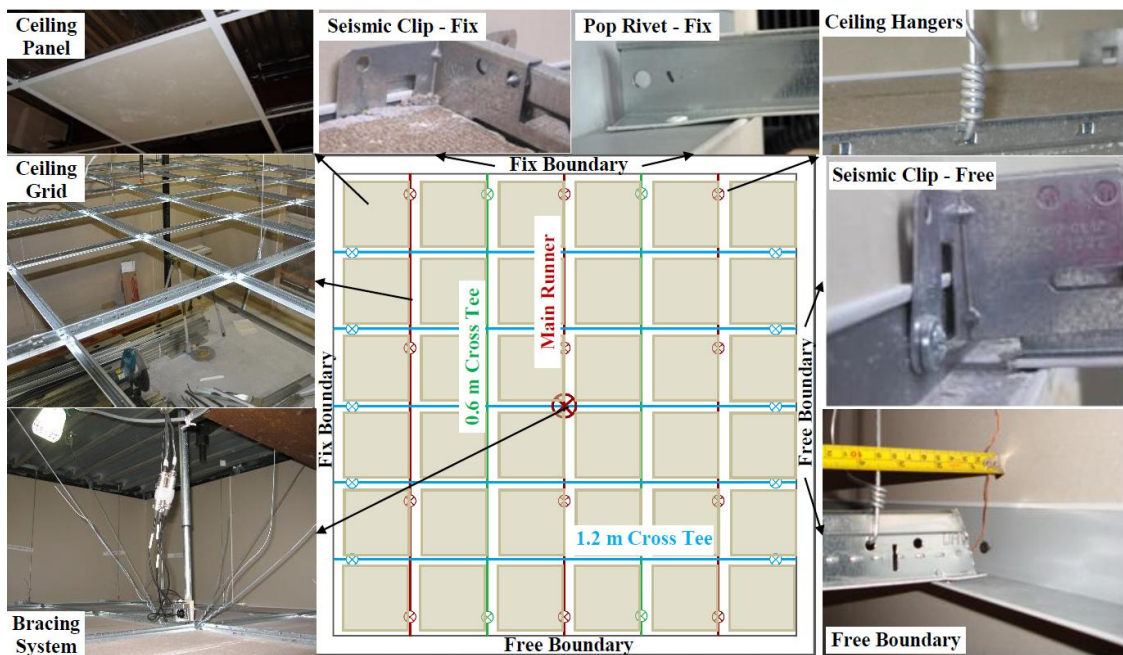
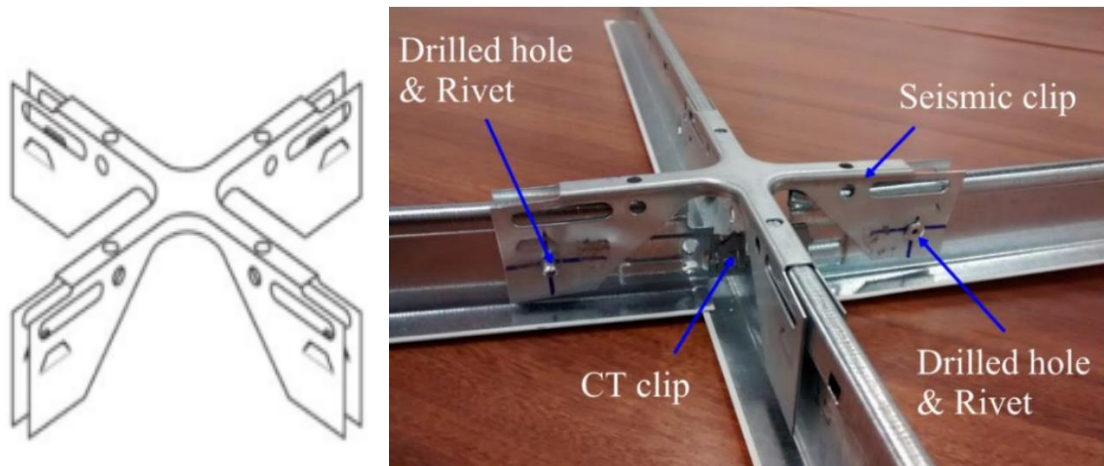


Figura 56 Disposição típica dos detalhes construtivos do teto suspenso utilizando técnica de reforço. Adaptado de [66]

Diversos testes experimentais, como os descritos em ([33], [67] e [68]) foram realizados para testar o desempenho das técnicas de reforço existentes, identificar as falhas típicas em tetos falsos e proporcionar práticas simples que ajudam na minimização dos danos. As principais conclusões destes estudos sobre práticas recomendáveis, incluem:

- I. Utilização de placas de tamanho normal e peso moderado, demonstram um melhor desempenho em termos de aderência das placas à grelha e menor probabilidade de desprendimento, em comparação com placas de grandes dimensões.
- II. Fixação correta das placas às grelhas metálicas aumenta a resistência ao desprendimento, rotação e queda contribuindo para a integridade do teto falso.
- III. Utilização de rebites sísmicos nas conexões de cruzamento das vigas da grelha e entre as conexões perimetrais (conexão teto parede). Elas possuem maior resistência ao desprendimento mantendo uma fixação constante em comparação com parafusos tradicionais que podem afrouxar com o passar do tempo
- IV. Utilização de juntas de separação sísmica nas conexões cruzadas entre as vigas da grelha (Figura 57) fixadas com rebites sísmicos. Evita que as emendas cruzadas se separem rapidamente durante ações dinâmicas, aumenta a ductilidade da articulação cruzada e a capacidade da grelha suportar cargas residuais.



*Figura 57 Juntas de separação sísmica contactada no cruzamento das vigas da grelha por rebites sísmicos. Adaptado de [33]*

As técnicas de reforço apresentadas nesta secção são detalhadamente descritas na norma FEMA – 74. Além disso, as diretrizes de dimensionamento podem ser consultadas nas normas americanas ASCE/SEI 7-10, e ASTM-E580. No entanto, a norma europeia EC 8 apresenta limitações no que diz respeito a recomendações específicas de dimensionamento sísmico de tetos falsos.

# Capítulo 4

## 4 Estudo de caso

Este capítulo apresenta um estudo de caso que analisa a influência dos deslocamentos sísmicos entre pisos nas paredes divisórias não estruturais. O principal objetivo é compreender como esses deslocamentos podem causar danos às paredes e, a partir dessa compreensão, avaliar as vantagens da implementação de folgas sísmicas (separação das paredes não estruturais dos elementos estruturais adjacentes) como uma estratégia de mitigação de danos nas paredes.

Além dos objetivos anteriores, o estudo também visa demonstrar os procedimentos para o cálculo das folgas sísmicas necessárias. Com estas folgas, pretende-se garantir que as paredes divisórias possam acomodar os deslocamentos sem sofrer danos significativos, assegurando assim a sua integridade estrutural durante um sismo.

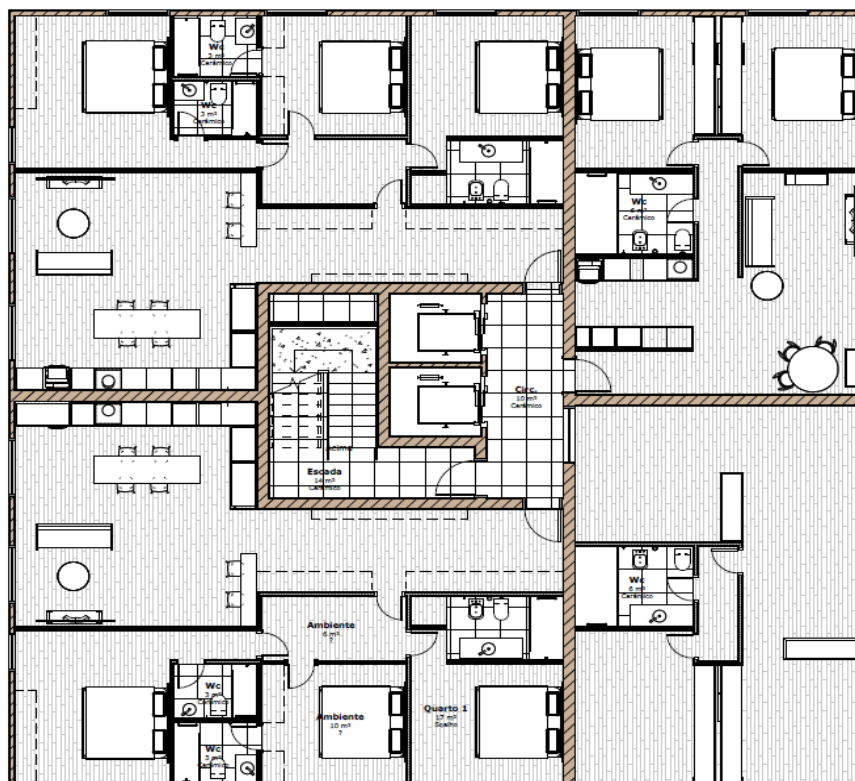
Para alcançar os objetivos delineados, é indispensável conhecer os deslocamentos entre pisos de um edifício projetado para resistir a uma determinada intensidade sísmica. Neste sentido, um edifício foi dimensionado com o intuito de obter esses deslocamentos, que servirão de base para a análise e determinação das folgas sísmicas.

A análise dos deslocamentos entre pisos será realizada considerando diferentes configurações estruturais para o mesmo edifício. Esta abordagem permitirá identificar quais soluções estruturais resultam em maiores deslocamentos relativos entre pisos, e, conseqüentemente, quais requerem maior atenção na mitigação dos danos nas paredes não estruturais. Deste modo, será possível avaliar os cenários em que a flexibilidade estrutural compromete a integridade das paredes divisórias e em que medida a implementação de folgas sísmicas adequadas pode garantir a funcionalidade e a segurança do edifício em situações sísmicas.

### 4.1 Descrição do edifício.

O edifício analisado neste estudo de caso é de natureza habitacional, localizado na zona central do Barreiro, com uma área total de construção de 2884,92 m<sup>2</sup> distribuída por 5 pisos, apresentando uma geometria regular em altura. A tipologia habitacional é

composta por apartamentos multifamiliares do tipo T2 e T3, conforme ilustrado na planta apresentada na Figura 58.



*Figura 58 Planta (piso 0) do futuro edifício habitacional*

## **4.2 Modelação do edifício.**

A modelação estrutural dos elementos resistentes em betão armados foi realizada com recurso ao software de calculo estrutural CYPECAD 2024, amplamente reconhecido pela sua capacidade de integrar diferentes soluções construtivas e normas internacionais. Este software facilita a verificação dos critérios de segurança exidos para o edifício, atendendo aos padrões dos critérios europeus e nacionais.

Foram criados quatro modelos do mesmo edifício, com variações estruturais ligeiramente distintas, a saber:

1. Lajes maciças vigadas com escada e caixa (parede estrutural) de elevador posicionadas quase ao centro do edifício;
2. Sistema similar, mas com lajes fungiformes;
3. Escada e caixa de elevador posicionadas excentricamente ao edifício (com laje maciça);

4. Estruturas sem caixa de elevador, composta por pórticos de vigas e pilares (com laje maciça).

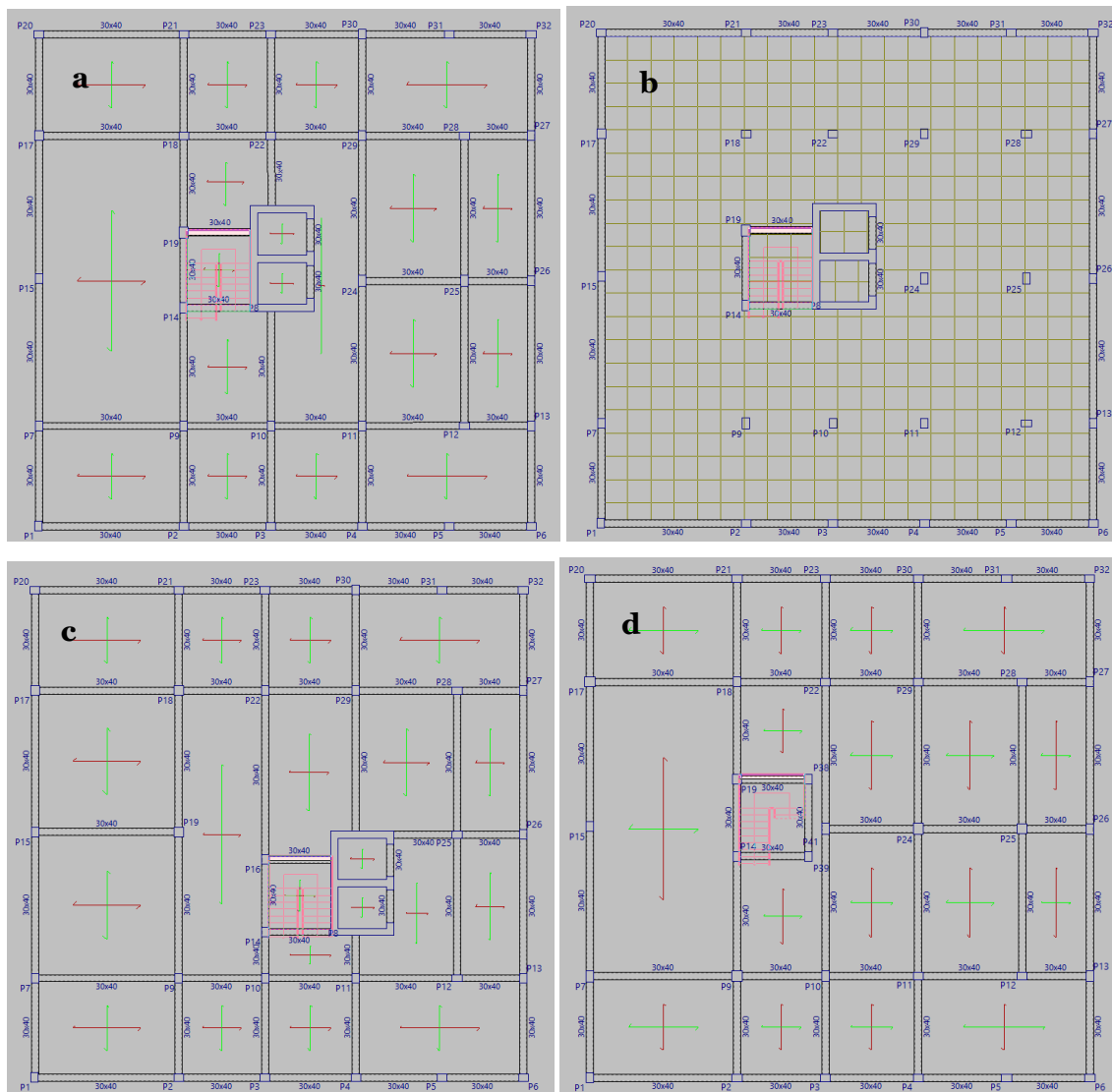


Figura 59 Modelos estruturais em planta. a) com laje maciça, b) com laje fungiforme, c) com caixa de elevador excêntrica e d) sem caixa de elevador.

A conceção estrutural dos primeiros dois modelos foi realizada com base no projeto arquitetónico original, enquanto, nos últimos dois modelos, foram introduzidas pequenas variações ao mesmo projeto. Em ambos casos, foi adotado o enquadramento normativo europeu para o dimensionamento das estruturas de betão, com destaque para o Eurocódigo 1 (Ações em Estruturas), o Eurocódigo 2 (Projeto de Estruturas de Betão) e o Eurocódigo 8 (Projeto de estruturas sísmico-resistentes) em particular a parte 1, que abrange as regras gerais, ações sísmicas e regras para edifício. Adicionalmente foram consideradas os respetivos anexos nacionais, como o NP EN 1998-1:2010, garantindo que as soluções estruturais cumprem com os requisitos de segurança sísmica aplicáveis.

#### **4.2.1 Objetivo da modelação estrutural**

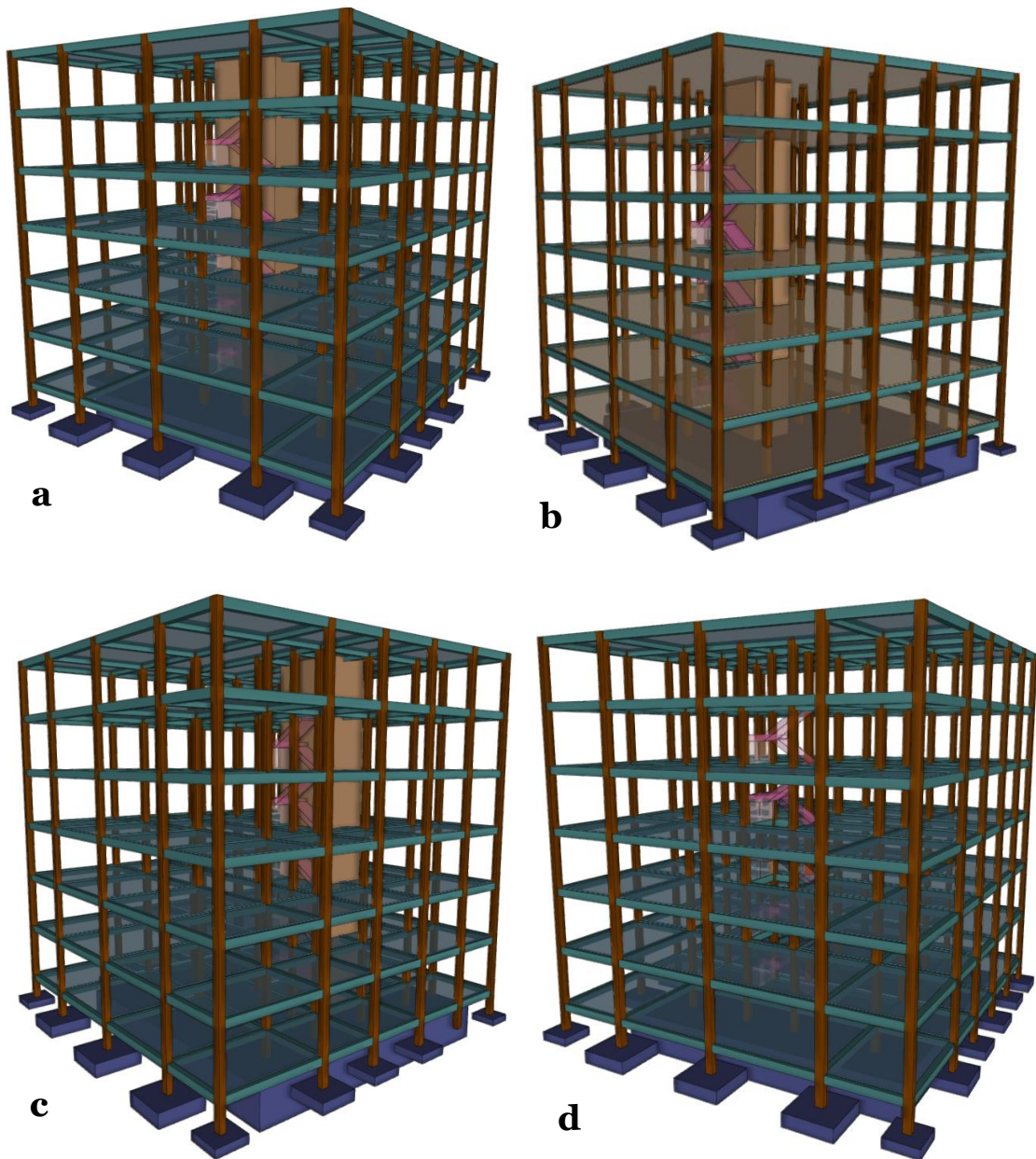
O objetivo principal da modelação estrutural foi a análise do comportamento sísmico do edifício, especificamente em termos de deslocamentos entre pisos, para identificar a solução estrutural mais eficiente e viável do ponto de vista construtivo. A análise procurou comparar o desempenho sísmico de cada um dos modelos propostos, focando-se na flexibilidade e na capacidade de acomodar os deslocamentos provocados por sismos, garantindo a segurança global do edifício e a sua adequação às exigências regulamentares. A avaliação das diferentes soluções construtivas permite ainda compreender a viabilidade de cada abordagem, não só em termos de eficiência estrutural, mas também de execução prática dos elementos não estruturais.

#### **4.2.2 Definição da geometria dos elementos estruturais**

Os elementos estruturais resistentes em betão armado considerados no projeto incluem:

- Pilares de secções 30x40 cm e 30x45 cm, estrategicamente distribuídos dentro dos limites das paredes para assegurar a rigidez estrutural necessária;
- Vigas com secções 30x40 cm;
- Parede estrutural localizada na caixa do elevador, com 30 cm de espessura, desempenha um papel crucial na resistência sísmica do edifício;
- Para as lajes foram adotadas no modelo 1 lajes maciças vigadas com 25 cm de espessura (Figura 60 a), enquanto no segundo modelo optou-se por lajes fungiformes de 35 cm de espessura (Figura 60 b);
- Escadas em betão armado, modeladas como parte integral da estrutura contribuindo para a rigidez global.

Apresenta-se a seguir na Figura 60 as quatro variantes do modelo tridimensional (3D) do edifício modelado.



*Figura 60 Modelos estruturais 3D. a) com laje maciça, b) com laje fungiforme, c) com caixa de elevador excêntrica e d) sem caixa de elevador.*

### **4.2.3 Propriedades dos materiais**

Os materiais selecionados visaram garantir um comportamento estrutural adequado e durável face às solicitações sísmicas. Utilizou-se o **betão C30/37** e **aço S-500** pela sua ductilidade e elevada resistência.

#### 4.2.4 Ações e combinações de ações

No modelo, consideraram-se as ações verticais (peso próprio, cargas de utilização) e horizontais (vento e sismo). As combinações de ações foram automaticamente geradas pelo software de cálculo, em conformidade com o Eurocódigo. Foram consideradas tanto as combinações fundamentais como as sísmicas, respeitando os estados limites últimos (E.L.U) para garantir a segurança da estrutura sob cargas extremas.

#### 4.2.5 Método de análise estrutural sísmico

A análise sísmica foi conduzida de acordo com a norma portuguesa **NP EN 1998-1:2010**, baseada nas diretrizes do **Eurocódigo 8-1**. O edifício foi classificado na zona sísmica de Portugal Continental, considerando-se:

- Aceleração de pico de  $1,50 \text{ m/s}^2$  para ação sísmica tipo I, zona sísmica 1.3;
- Aceleração de pico de  $1,70 \text{ m/s}^2$  para ação sísmica tipo I, zona sísmica 2.3.

Foi adotada a **análise modal espectral**, conforme o **EN 1998-1**, sendo esta a mais apropriada para captar com precisão a resposta sísmica da estrutura. Este método permitiu uma avaliação detalhada dos modos de vibração e das frequências naturais do edifício. A análise incluiu até 90% da massa deslocada, com as direções sísmicas nas coordenadas X e Y. Foram também considerados os efeitos de segunda ordem e os critérios de ductilidade elevada.

#### 4.2.6 Comparação de resultados entre modelos

Para permitir uma comparação eficaz dos resultados, as diferentes opções modeladas para o edifício mantiveram variações mínimas na geometria e na disposição dos elementos estruturais, como vigas e pilares, assegurando a consistência das propriedades dos materiais e dos parâmetros de cálculo. Após a modelação e análise dos resultados, constatou-se que todos os modelos cumpriram os critérios de verificação estabelecidos pelas normas técnicas aplicáveis, nomeadamente o Eurocódigo.

Na verificação dos limites de deslocamento sísmico entre pisos, resultantes da análise modal espectral, considerou-se que os elementos não estruturais apresentariam um comportamento dúctil. De acordo com o **Eurocódigo 8, Parte 1, subsecção 4.4.3.2**, nesta situação, os deslocamentos entre pisos de projeto devem satisfazer a seguinte condição:

$$dr * v \leq 0,0075h$$

Onde

- **dr** é o deslocamento entre piso de projeto;
- **h** é a altura do andar;
- **v** é o fator de redução que considera o menor período de retorno da ação sísmica, associado a limitação de danos.

Para o caso em estudo:

$$h=3070\text{mm}$$

O valor de **v** para edifícios de alta ductilidade, o valor varia de 0.5 a 0.75. Para o caso em estudo, considerou-se 0.6.

$$dr \leq 0,0075 * 3070 / 0.6$$

Logo o deslocamento máximo permitido deve ser:

$$dr \leq 38.375 \text{ mm (3.8375 cm)}.$$

No Cypecad, esta verificação é realizada automaticamente, e os deslocamentos obtidos não excederam os limites permitidos. Com base nestes resultados, apresentam-se de seguida os valores máximos absolutos de deslocamentos entre pisos para os modelos analisados, em função da zona sísmica.

### Zona Sísmica Tipo I

*Tabela 2 Deslocamentos máximos em X e Y do modelo 1 e 2 para Zona sísmica I*

<b>Deslocamentos absolutos máximos entre andares do edifício</b>				
<b>Zona sísmica do tipo I</b>				
<b>Edifício</b>	<b>Laje maciça vigada</b>		<b>Laje Fungiforme</b>	
	Dmáx,X (cm)	Dmáx,Y (cm)	Dmáx,X (cm)	Dmáx,Y (cm)
<b>Sismo X<sub>1</sub></b>	1,82	0,15	1,76	0,14
<b>Sismo Y<sub>1</sub></b>	0,13	1,3	0,11	1,25

Tabela 3 Deslocamentos máximos em X e Y do modelo 3 para Zona sísmica I

Deslocamentos absolutos máximos entre andares do edifício		
Zona sísmica do tipo I		
Edifício	Laje maciça com elevador e caixa de escada excêntrica	
	D <sub>máx,X</sub> (cm)	D <sub>máx,Y</sub> (cm)
Sismo X1	1,66	0,26
Sismo Y1	0,32	1,34

Tabela 4 Deslocamentos máximos em X e Y do modelo 4 para Zona sísmica I

Deslocamentos absolutos máximos entre andares do edifício		
Zona sísmica do tipo I		
Edifício	Laje maciça sem elevador e caixa de escada	
	D <sub>máx,X</sub> (cm)	D <sub>máx,Y</sub> (cm)
Sismo X1	3,61	0,13
Sismo Y1	0,18	3,8

## Zona Sísmica Tipo II

Tabela 5 Deslocamentos máximos em X e Y do modelo 1 e 2 para Zona sísmica II

Deslocamentos absolutos máximos entre andares do edifício				
Zona sísmica do tipo II				
Edifício	Laje maciça vigada		Laje Fungiforme	
	D <sub>máx,X</sub> (cm)	D <sub>máx,Y</sub> (cm)	D <sub>máx,X</sub> (cm)	D <sub>máx,Y</sub> (cm)
Sismo X2	0,86	0,08	0,83	0,07
Sismo Y2	0,07	0,62	0,06	0,61

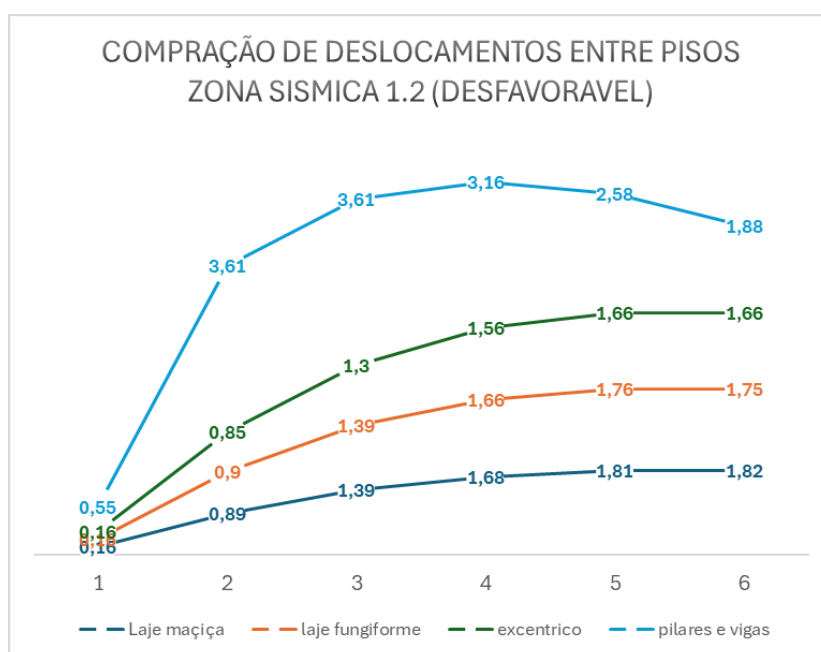
Tabela 6 Deslocamentos máximos em X e Y do modelo 3 para Zona sísmica II

Deslocamentos absolutos máximos entre andares do edifício		
Zona sísmica do tipo II		
Edifício	Laje maciça com elevador e caixa de escada excêntrica	
	D <sub>máx,X</sub> (cm)	D <sub>máx,Y</sub> (cm)
Sismo X1	0,79	0,13
Sismo Y1	0,18	0,63

Tabela 7 Deslocamentos máximos em X e Y do modelo 4 para Zona sísmica II

Deslocamentos absolutos máximos entre andares do edifício		
Zona sísmica do tipo II		
Edifício	Laje maciça sem elevador e caixa de escada	
	Dmáx,X (cm)	Dmáx,Y (cm)
<b>Sismo X1</b>	2,23	0,09
<b>Sismo Y1</b>	0,12	2,43

Figura 61 Representação gráfica dos deslocamentos máximos entre pisos, para os 4 modelos estudados, considerando a ação sísmica tipo I, zona sísmica 1.3.



Os valores do eixo horizontal do gráfico, representa o piso/andar do edifício.

### 4.3 Análise e discussão dos resultados

Tendo por base os resultados obtidos a partir da modelação do edifício no CYPECAD 2024 (resultados resumidos no ponto 4.2.6 e anexados a este documento), observou-se que o comportamento dos modelos com laje fungiforme e laje maciça vigada (modelos 1 e 2) não apresentou grandes variações nos deslocamentos entre pisos, com os valores do modelo com laje fungiforme ligeiramente superiores. No entanto, esta diferença não se traduziria em impacto significativo no desempenho sísmico dos elementos. O modelo com caixa de elevador excêntrica (modelo 3) demonstrou um aumento significativo nos deslocamentos na direção oposta à ação sísmica principal (eixo Y para sismos no eixo X,

e vice-versa) em comparação com os dois anteriores. A excentricidade gerou uma leve resposta mais assimétrica da estrutura.

O modelo sem caixa de elevador (modelo 4) foi o mais flexível, apresentando os maiores deslocamentos entre pisos. Embora os valores respeitem os critérios de segurança, a elevada flexibilidade e os deslocamentos significativos deste modelo tornariam inviável a sua construção sem a implementação de medidas de mitigação para evitar falhas graves em elementos não estruturais, como é o caso das paredes divisórias. Neste caso em específico as falhas que viriam a ocorrer nas paredes podem ser reduzidos e até mesmo ultrapassados, com a criação de folgas sísmicas adequadas entre as paredes não estruturais e os elementos estruturais adjacentes, fazendo desta medida essencial para garantir a viabilidade da solução.

Em síntese, os resultados da análise estrutural do edifício em estudo revelam que os modelos mais rígidos (1, 2 e 3) apresentam um desempenho estrutural satisfatório, podendo ser implementados sem a necessidade de medidas de mitigação não estruturais significativas. Estes modelos, devido à sua maior rigidez, tendem a gerar deslocamentos entre pisos com menor impacto nas paredes, o que, por si só, configura uma solução estrutural eficaz para a redução de riscos não estruturais. Contudo, importa ressaltar que, apesar de reduzir a probabilidade de danos, a rigidez estrutural não garante a total ausência de fissuras ou outros problemas nos elementos não estruturais.

Uma desvantagem a ser considerada nos modelos com paredes estruturais é o aumento dos custos, decorrente do maior consumo de betão e armaduras, o que eleva o orçamento da obra. Em contrapartida, o modelo 4, sendo mais flexível, exigiria uma abordagem mais criteriosa no que respeita ao controlo de danos nos componentes não estruturais. Para este modelo, a aplicação de folgas sísmicas surge como uma solução essencial, permitindo mitigar os danos potenciais nas paredes não estruturais, assegurando assim a integridade e durabilidade da construção em face de solicitações sísmicas. Deste modo, para o modelo 4, a implementação de folgas sísmicas nas paredes revela-se praticamente indispensável, garantindo a segurança do edifício e dos seus ocupantes, enquanto prolonga a vida útil da estrutura.

Os dados adicionais sobre os deslocamentos observados em ambos modelos se encontram em anexo.

## 4.4 Cálculo das folgas Sísmicas

Folgas sísmicas das paredes divisória, referem-se aos espaços necessários entre as paredes não estruturais e os elementos estruturais adjacentes.

A técnica aplicada baseia-se na solução de mitigação de danos discutida no capítulo 3, secção 3.1.2.1, subtema II – *Desconexão por Folgas Sísmicas*. Esta técnica consiste no desacoplamento das paredes não estruturais dos elementos estruturais adjacentes. O objetivo do cálculo das folgas sísmicas é garantir que as paredes não estruturais permaneçam intactas e funcionais após um sismo, evitando danos como fissuras (no plano) ou o seu tombamento (fora do plano) devido a deslocamentos entre pisos. Adicionalmente, esses espaços são responsáveis pela acomodação dos deslocamentos entre pisos.

### 4.4.1 Metodologia de cálculo

#### I. Normais e critérios:

Os dimensionamentos das folgas sísmicas, será efetuado com base nas diretrizes das normais americanas ASCE 7-10 [8], o capítulo 13. Estas normais fornecem recomendações abrangente para o dimensionamento de folgas entre a parede não estrutural e elementos estruturais para projeto de reabilitação ou reforço de edifício, mas não apresenta equações específicas para este cálculo.

#### II. Deslocamentos sísmicos

Para o cálculo das folgas sísmicas necessárias, serão utilizados os deslocamentos entre pisos do modelo 4, obtidos previamente por meio da análise modal realizada na modelação estrutural do edifício em estudo, considerando a ação sísmica tipo I e a zona sísmica 1.3. Este modelo revelou-se mais sensível e flexível perante as ações sísmicas, evidenciando uma maior necessidade de mitigação de danos nas paredes e em outros elementos estruturais.

#### III. Fórmulas de cálculo aplicáveis

No dimensionamento das folgas sísmicas, as normas europeias e americanas não fornecem fórmulas exatas, mas indicam que a folga deve ser maior ou igual aos deslocamentos máximos entre pisos [8]. Embora o valor máximo do deslocamento do piso possa ser utilizado como valor de referência, esta abordagem pode não garantir total

segurança devido a possíveis imperfeições construtivas e ao facto de que estes espaços serem preenchidos com vedantes, que ocupam espaço adicional mesmo após a sua deformação, apesar da flexibilidade.

Estudos como [56] recomendam por isso, o acréscimo de um fator de segurança ao valor do deslocamento entre piso no dimensionamento das folgas, ajustando-se às necessidades específicas de cada projeto. Considerando estas recomendações, pode-se assumir a seguinte expressão para o cálculo das folgas:

$$Gap = \Delta + K$$

*Equação 3 Estimação da folga sísmica com garantia de espaço mínimo de segurança*

Onde:

**Gap** é o espaço /folga entre a parede e o elemento estrutural adjacente.

**$\Delta$**  é o deslocamento máximo do piso.

**k** é um fator de ajuste de segurança selecionado de acordo com a necessidade do projeto.

Ao selecionar o valor de **k**, é essencial considerar as não linearidades construtivas e o espaço que o vedante ocupará após a sua deformação.

A folga sísmica deve ser calculada considerando os deslocamentos máximos nas direções principais do edifício (x e y), somados a um fator de segurança, para garantir que os elementos não estruturais possam absorver as deformações sísmicas de forma eficaz.

$$Sf = Dx, max + Dy, max +Fs$$

*Equação 4 cálculo da folga sísmica, estimação completa garantindo os efeitos globais da direção de aplicação sísmica.*

Onde:

**Sf** é a folga sísmica necessária

**$Dx,ma'x$**  é o deslocamento máximo em x devido ao sismo na direção X

**$Dy,ma'x$**  é o deslocamento máximo y devido ao sismo na direção X

**Fs** é um fator de ajuste de segurança selecionado de acordo com a necessidade do projeto.

A fórmula garante a folga sísmica necessária para acomodar as deformações dos NSE e o espaço adicional para vedantes, sem interferir no comportamento da estrutura durante

um evento sísmico. Segundo o estudo [57], é recomendável que estes valores estejam entre 10mm a 40mm

Caso se conheçam os deslocamentos máximos absolutos de projeto entre pisos em %, a dimensão do espaço ou folga entre os painéis e os elementos estruturais adjacentes pode ser calculada utilizando a Equação 1, apresentada no capítulo 3, subseção 3.1.2.1 “desconexão das paredes de alvenaria do sistema estrutural”.

#### **IV. Cálculos de folgas**

Os cálculos incidirão sobre uma única parede divisória interna por piso, uniformemente distribuída por todos os andares do edifício. A parede considerada no estudo é de alvenaria de tijolo cerâmico. Para o cálculo das folgas sísmicas de cada piso, foi utilizada uma folha de cálculo Excel, recorrendo a Equação 4, e um exemplo da aplicação da expressão é apresentado a seguir:

Folga sísmica devido ao sismo na direção X, utilizando deslocamentos máximo entre pisos do modelo 4, onde:

Deslocamento em X:  $D_{x,max}$ : 3.61 cm

Deslocamento em Y:  $D_{y,max}$ : 0.13 cm

Fator de segurança  $F_s$ : 0.2 cm, selecionado com base nas recomendações do ASCE 7-10 [8]

O cálculo da folga sísmica será:

$$S_f = 3.61 + 0.13 + 0.2 = 3.94 \text{ cm}$$

Logo, para o piso com os deslocamentos máximos em X e Y mencionados, o espaço necessário entre a parede e a estrutura adjacente será de 3,94 cm, valor este que deve ser aplicado nas laterais e na parte superior da parede.

Com base nesta lógica, as folgas sísmicas necessárias para cada piso do edifício nas direções sísmicas X e Y são apresentadas na tabela a seguir:

Tabela 8 Determinação das folgas sísmicas com base nos deslocamentos absolutos máximos entre andares do edifício

Cálculo das folgas sísmicas utilizando deslocamentos absolutos máximos entre andares do edifício						
Zona sísmica do tipo I						
Edifício	Habitacional com laje maciça vigada					
Direção	Sismo X1		Sf= Dx,max+Dy,max+Fs	Sismo Y1		Sf= Dx,max+Dy,max+Fs
Fs=0,2	Dmáx,X (cm)	Dmáx,Y (cm)	DG (cm)	Dmáx,X (cm)	Dmáx,Y (cm)	Gap (cm)
P0	0,55	0,02	0,77	0,03	0,59	0,82
P1	3,61	0,12	3,93	0,18	3,76	4,14
P2	3,61	0,13	3,94	0,18	3,8	4,18
P3	3,16	0,11	3,47	0,16	3,34	3,7
P4	2,58	0,1	2,88	0,14	2,74	3,08
P5	1,88	0,08	2,16	0,1	2,02	2,32

### V. Pormenor da folga sísmica numa parede divisória

Para ilustrar o cálculo, tomemos como exemplo um sismo na direção X1 e uma parede divisória interna do piso 2 (Figura 62).

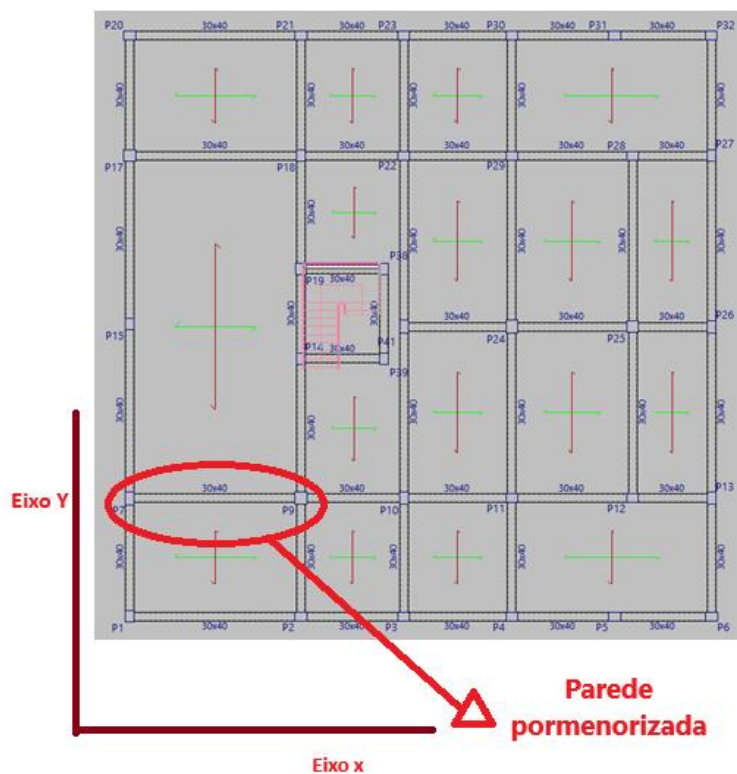
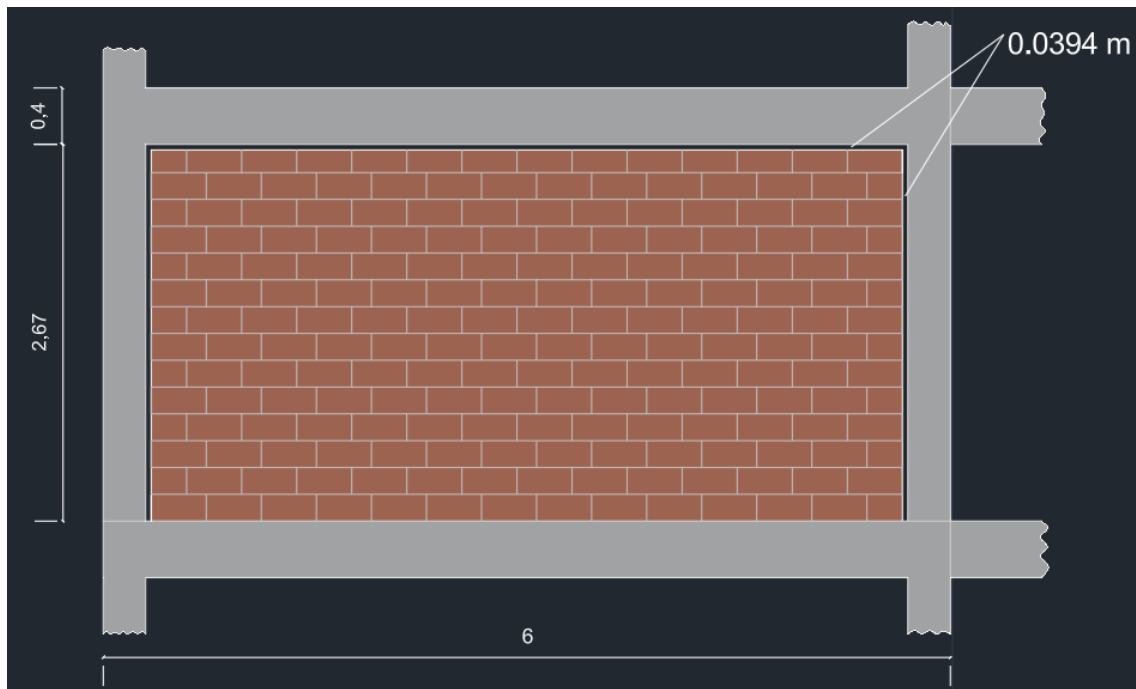


Figura 62 Planta estrutural Modelo 4 piso 2 (todos os pisos são iguais)

O valor calculado para a folga sísmica lateral, ou seja, a folga entre a parede e os elementos estruturais adjacentes, é de **3,94 cm**, conforme a tabela. A pormenorização é conforme o ilustrado na Figura 61.



*Figura 63 Pormenorização da parede do piso 2, modelo 4. com folgas sísmicas entre a parede e os elementos estruturais adjacentes.*



*Figura 64 Corte transversal da parede, e pormenorização dos elementos construtivos constituintes.*

Com a implementação das folgas sísmicas assegura-se que as paredes conseguem acomodar os deslocamentos máximos previstos para cada piso, em conformidade com as condições sísmicas definidas no projeto. Sem a aplicação desta solução, o modelo 4 tornava-se inviável, dado o elevado risco de danos nas paredes não estruturais. No entanto, a flexibilidade que caracteriza este modelo confere-lhe uma vantagem importante na melhoria do comportamento sísmico do edifício, e a introdução das folgas sísmicas permite que seja executado de forma segura e eficiente.

Este modelo também oferece uma vantagem econômica significativa, já que a ausência de paredes estruturais leva a uma menor necessidade de betão e aço, reduzindo assim os custos de construção. Desta forma, equilibra-se a necessidade de flexibilidade estrutural com medidas eficazes de mitigação de danos, como as folgas sísmicas, garantindo simultaneamente a segurança e a viabilidade financeira da solução construtiva, sem comprometer a durabilidade e a resistência do edifício.

# Capítulo 5

## 5 Conclusões

Tendo em vista os objetivos que orientaram o desenvolvimento desta dissertação, focados na análise do comportamento dos elementos não estruturais (ENE) em edifícios sujeitos a ações sísmicas, com o intuito de identificar as suas vulnerabilidades mais frequentes e avaliar soluções eficazes para a mitigação de danos, conclui-se que os objetivos foram plenamente alcançados. Os resultados obtidos são consistentes.

A análise aprofundada dos danos observados nos ENE em eventos sísmicos permitiu identificar os elementos mais suscetíveis a falhas, como as paredes de preenchimento, divisórias e sistemas de teto, bem como as falhas mais recorrentes, tais como fissuras, descolamentos e colapsos parciais ou totais. Mesmo em edifícios cuja estrutura principal permanece estável, os danos nos ENE podem comprometer gravemente a funcionalidade e a segurança dos utilizadores. Estes dados sublinham a necessidade de uma abordagem mais específica para a proteção dos ENE em projetos de engenharia civil, reforçando a urgência da aplicação de técnicas de melhoramento e mitigação eficazes.

Para mitigar estas vulnerabilidades, foram avaliadas e apresentadas várias técnicas de mitigação de danos para diferentes ENE, entre as quais se destacam o uso de folgas sísmicas, o reforço de paredes de alvenaria e divisórias com fibras, e a implementação de folgas controladas entre os ENE e os elementos estruturais. A aplicação adequada destas soluções revelou-se altamente eficaz na redução das forças transmitidas aos ENE durante os eventos sísmicos, minimizando os danos materiais. Adicionalmente, garantem a manutenção da integridade e operabilidade do edifício após um evento sísmico, enquanto aumentam substancialmente a segurança dos ocupantes.

Com base no estudo de caso realizado, que analisou a influência dos deslocamentos entre pisos de um edifício nos danos em paredes não estruturais e a viabilidade de projetos que considerem o comportamento dos elementos não estruturais (ENE), foi possível demonstrar a importância de integrar estes elementos logo na fase de projeto. A sua consideração permite selecionar técnicas de mitigação adequadas às exigências específicas de cada projeto.

O estudo evidenciou que a implementação de técnicas de reforço adequadas nos ENE, como as folgas sísmicas nas paredes, viabiliza o desenvolvimento de modelos estruturais mais flexíveis, que de outra forma seriam inviáveis, garantindo tanto a eficiência técnica como a viabilidade económica, além de assegurar a integridade dos edifícios em eventos sísmicos.

As conclusões gerais apontam para a necessidade de uma abordagem integrada, que contemple tanto os ENE como os elementos estruturais no planeamento e execução de projetos de construção em zonas sísmicas. Os ENE devem ser encarados não apenas como componentes auxiliares, mas como elementos essenciais para a segurança global dos edifícios. A inclusão de soluções específicas para a mitigação de danos nos ENE em normas principalmente europeias é fundamental para garantir a segurança dos ocupantes, preservar a integridade dos edifícios e minimizar os custos associados à recuperação e manutenção pós-sísmica, promovendo uma construção mais segura e sustentável.

# Capítulo 6

## 6 Referências Bibliográficas

- [1] S. Bianchi, J. Ciurlanti, and S. Pampanin, “seismic vulnerability of non-structural components: from traditional solutions to innovative low-damage systems.”
- [2] G. J. O’Reilly and G. M. Calvi, “A seismic risk classification framework for non-structural elements,” *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 19, no. 13, pp. 5471–5494, Oct. 2021, doi: 10.1007/s10518-021-01177-y.
- [3] D. Perrone, P. M. Calvi, R. Nascimbene, E. C. Fischer, and G. Magliulo, “Seismic performance of non-structural elements during the 2016 Central Italy earthquake,” *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 17, no. 10, pp. 5655–5677, Oct. 2019, doi: 10.1007/s10518-018-0361-5.
- [4] T. J. Sullivan, “Post-Earthquake Reparability of Buildings: The Role of Non-Structural Elements,” *Structural Engineering International*, vol. 30, no. 2, pp. 217–223, Apr. 2020, doi: 10.1080/10168664.2020.1724525.
- [5] U. Yazgan, R. Oyguc, M. Ertac Ergüven, and Z. Celep, “Seismic performance of buildings during 2011 Van earthquakes and rebuilding efforts,” *Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, vol. 15, no. 3, pp. 591–606, Sep. 2016, doi: 10.1007/s11803-016-0346-9.
- [6] Jan M Stanway, Tim J Sullivan and Rajesh P Dhakal “Towards a new delivery approach to improve the performance of non structural elements in new zelaland”.
- [7] CEN 2003, “european standard norme Eurocode 8 : Design of structures for earthquake resistance Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings.”
- [8] American Society of Civil Engineers., “Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures ASCE 7–10. Virginia: American Society of Civil Engineers.,” 2010.

- [9] D. C. Washington, “FEMA 306 evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings Basic Procedures Manual Applied Technology Council (ATC-43 Project) The Partnership for Response and Recovery,” 1998.
- [10] S. Bianchi, J. Ciurlanti, D. Perrone, S. Pampanin and A. Filiatrault “Seismic demand and performance evaluation of non-structural elements in a low-damage building system.” [Online]. Available: <https://www.researchgate.net/publication/344358201>
- [11] “Reducing the Risks of Nonstructural Earthquake Damage-A Practical Guide FEMA E-74,” 2012. [Online]. Available: <http://www.fema.gov/earthquake-publications/fema-e-74-reducing-risks-nonstructural-earthquake-damage>
- [12] A. Rivera-Rogel, A. Albareda, D. García, and R. Retamales, “Correlation Analysis Between Observed Loss of Function in Health Facilities and Seismic Actions,” *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 28, no. 1, pp. 153–175, 2024, doi: 10.1080/13632469.2023.2183719.
- [13] P. Ricci, F. de Luca, and G. M. Verderame, “6th April 2009 L’Aquila earthquake, Italy: Reinforced concrete building performance,” *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 9, no. 1, pp. 285–305, Feb. 2011, doi: 10.1007/s10518-010-9204-8.
- [14] G. M. Verderame, F. De Luca, P. Ricci, and G. Manfredi, “Preliminary analysis of a soft-storey mechanism after the 2009 L’Aquila earthquake,” *Earthq Eng Struct Dyn*, vol. 40, no. 8, pp. 925–944, 2011, doi: 10.1002/eqe.1069.
- [15] F. Braga, V. Manfredi, A. Masi, A. Salvatori, and M. Vona, “Performance of non-structural elements in RC buildings during the L’Aquila, 2009 earthquake,” *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 9, no. 1, pp. 307–324, Feb. 2011, doi: 10.1007/s10518-010-9205-7.
- [16] M. Acito, E. Magrinelli, G. Milani, and S. Tiberti, “Seismic vulnerability of masonry buildings: Numerical insight on damage causes for residential buildings by the 2016 central Italy seismic sequence and evaluation of strengthening techniques,” *Journal of Building Engineering*, vol. 28, Mar. 2020, doi: 10.1016/j.jobbe.2019.101081.
- [17] R. P. Dhakal, “damage to non-structural components and contents in 2010 darfield earthquake.”

- [18] A. Baird and H. Ferner, "Damage to non-structural elements in the 2016 Kaikōura earthquake," *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, vol. 50, no. 2, 2017, doi: 10.5459/bnzsee.50.2.187-193.
- [19] R. P. Dhakal *et al.*, "Seismic performance of non-structural components and contents in buildings: an overview of NZ research," *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, vol. 15, no. 1, pp. 1–17, Mar. 2016, doi: 10.1007/s11803-016-0301-9.
- [20] D. Gautam, R. Adhikari, and R. Rupakhety, "Seismic fragility of structural and non-structural elements of Nepali RC buildings," *Eng Struct*, vol. 232, Apr. 2021, doi: 10.1016/j.engstruct.2021.111879.
- [21] G. Blasi, F. De Luca, and M. A. Aiello, "Brittle failure in RC masonry infilled frames: The role of infill overstrength," *Eng Struct*, vol. 177, pp. 506–518, Dec. 2018, doi: 10.1016/j.engstruct.2018.09.079.
- [22] A. Furtado, H. Rodrigues Da Silva, and A. Arêde, "Avaliação experimental da capacidade fora do plano de paredes de enchimento de alvenaria," 2015, doi: 10.1016/j.engstruct.2015.12.013Obter.
- [23] A. Sahin and S. Pampanin, "an innovative low damage seismic solution for unreinforced clay brick infill walls."
- [24] K. Sassun, T. J. Sullivan, P. Morandi, and D. Cardone, "characterising the in-plane seismic performance of infill masonry," 2016.
- [25] V. Mohsenian, N. Gharaei-Moghaddam, S. Mariani, and I. Hajirasouliha, "Assessment of the effects of non-structural components on the seismic reliability of structures via a block diagram method," *Structures*, vol. 47, pp. 2050–2065, Jan. 2023, doi: 10.1016/j.istruc.2022.12.024.
- [26] L. Sousa and R. Monteiro, "Seismic retrofit options for non-structural building partition walls: Impact on loss estimation and cost-benefit analysis," *Eng Struct*, vol. 161, pp. 8–27, Apr. 2018, doi: 10.1016/j.engstruct.2018.01.028.
- [27] A. S. Tasligedik, S. Pampanin, and A. Palermo, "Low damage seismic solutions for non-structural drywall partitions," *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 13, no. 4, pp. 1029–1050, Apr. 2015, doi: 10.1007/s10518-014-9654-5.
- [28] G. Araya-Letelier and E. Miranda, "Novel Sliding/Frictional Connections for Improved Seismic Performance of Gypsum Wallboard Partitions," in *15th World Conference on Earthquake Engineering*, 2012.

- [29] T. H. Lee, M. Kato, T. Matsumiya, K. Suita, and M. Nakashima, "Seismic performance evaluation of non-structural components: Drywall partitions," *Earthq Eng Struct Dyn*, vol. 36, no. 3, pp. 367–382, 2007, doi: 10.1002/eqe.638.
- [30] "Damage to non\_structural elements in the 2026 Kaokoura earthquake".
- [31] D. Djuric-Mijovic, J. Savic, D. Milanovic, and A. Ciliz, "Seismic damage mitigation of the glazed building façade," *Facta universitatis - series: Architecture and Civil Engineering*, vol. 16, no. 3, 2018, doi: 10.2298/fuace171115013d.
- [32] L. Qi, Z. Luo, Y. Cao, and J. Xue, "Seismic damage mechanism and performance evaluation of suspended ceiling systems," Apr. 01, 2023, *Elsevier Ltd.* doi: 10.1016/j.jobe.2022.105595.
- [33] R. P. Dhakal, G. A. Macrae, and A. S. Tasligedik, "seismic performance of suspended ceilings atefeh pourali bejarbaneh," 2017.
- [34] H. Ferner, M. Lander, G. Douglas, A. Baird, M. Wemyss, and D. Hunter, "Pragmatic improvements to seismic resilience of non-structural elements," *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, vol. 49, no. 1, pp. 22–33, Mar. 2016, doi: 10.5459/bnzsee.49.1.22-33.
- [35] K. P. Ryu and A. M. Reinhorn, "Experimental Study of Large Area Suspended Ceilings," *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 23, no. 6, 2019, doi: 10.1080/13632469.2017.1342294.
- [36] R. P. Dhakal, G. A. Macrae, and K. Hogg, "performance of ceilings in the february 2011 christchurch earthquake."
- [37] G. A. Macrae and R. P. Dhakal, "Ceiling damage in the 2010 Canterbury earthquake." [Online]. Available: <https://www.researchgate.net/publication/299009114>
- [38] E. Miranda, G. Mosqueda, R. Retamales, and G. Pekcan, "Performance of nonstructural components during the 27 February 2010 Chile earthquake," *Earthquake Spectra*, vol. 28, no. SUPPL.1, 2012, doi: 10.1193/1.4000032.
- [39] A. Penna, P. Morandi, M. Rota, C. F. Manzini, F. da Porto, and G. Magenes, "Performance of masonry buildings during the Emilia 2012 earthquake," *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 12, no. 5, pp. 2255–2273, May 2014, doi: 10.1007/s10518-013-9496-6.

- [40] K.-C. Kuo, Y. Suzuki, Y. Hayashi, and H. Kambara, “evaluation of nonstructural component fragilities in risk assessment of hospitals.”
- [41] E. Miranda, G. Mosqueda, R. Retamales, and G. Pekcan, “Performance of nonstructural components during the 27 February 2010 Chile earthquake,” *Earthquake Spectra*, vol. 28, no. SUPPL.1, 2012, doi: 10.1193/1.4000032.
- [42] N. Achour: Eng, “Estimation of Malfunction of a Healthcare Facility in Case of Earthquake.” [Online]. [\(PDF\) Estimation of malfunction of a healthcare facility in case of earthquake](#)
- [43] N. Achour, M. Miyajima, M. Kitaura, and A. Price, “Earthquake-induced structural and nonstructural damage in hospitals,” *Earthquake Spectra*, vol. 27, no. 3, pp. 617–634, 2011, doi: 10.1193/1.3604815.
- [44] G. Santarsiero, L. Di Sarno, S. Giovinazzi, A. Masi, E. Cosenza, and S. Biondi, “Performance of the healthcare facilities during the 2016–2017 Central Italy seismic sequence,” *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 17, no. 10, pp. 5701–5727, Oct. 2019, doi: 10.1007/s10518-018-0330-z.
- [45] C. V. R. Murty *et al.*, “Introduction to Earthquake Protection of Non-Structural Elements in Buildings,” *Articulo*, no. July, 2013.
- [46] D. C. Falacho, “Análise de uma infraestrutura crítica dotada de isolamento de base sujeita à ação sísmica.”
- [47] M. Melkumyan, “Seismic Isolation vs. Conventional Construction.” [Online]. Available: [www.ijres.org](http://www.ijres.org)
- [48] D. Miguel and P. Alves, “Estudo para comparação do desempenho e custo de edifícios com e sem isolamento de base-Aplicação ao novo edifício do HFAR.”
- [49] “european standard prEN 1998-3 norme européenne européenne norm Doc CEN/TC250/SC8/N371 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance Part 3: Strengthening and repair of buildings,” 2003.
- [50] J. Nicoletti, J. A. Blume, S. Francisco, and R. Wright, “Pennsylvania (representing the Building Officials and Code Administrators International).”
- [51] “federal emergency management agency fema 356 / november 2000 prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings.”

- [52] F. Halim *et al.*, “Investigating the Retrofitting Effect of Fiber-Reinforced Plastic and Steel Mesh Casting on Unreinforced Masonry Walls,” *Materials*, vol. 16, no. 1, 2023, doi: 10.3390/ma16010257.
- [53] M. Mohammadi, V. Akrami, and R. Mohammadi-Ghazi, “Methods to Improve Infilled Frame Ductility,” *Journal of Structural Engineering*, vol. 137, no. 6, 2011, doi: 10.1061/(asce)st.1943-541x.0000322.
- [54] V. Bolis, A. Stavridis, and M. Preti, “Numerical Investigation of the In-Plane Performance of Masonry-Infilled RC Frames with Sliding Subpanels,” *Journal of Structural Engineering*, vol. 143, no. 2, 2017, doi: 10.1061/(asce)st.1943-541x.0001651.
- [55] M. Preti and V. Bolis, “Masonry infill construction and retrofit technique for the infill-frame interaction mitigation: Test results,” *Eng Struct*, vol. 132, 2017, doi: 10.1016/j.engstruct.2016.11.053.
- [56] R. Potangaroa, “Seismic design for architects,” *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, vol. 42, no. 2, 2009, doi: 10.5459/bnzsee.42.2.143.
- [57] H. Bachmann, “Seismic Conceptual Design of Buildings – Basic principles for engineers, architects, building owners, and authorities,” *Federal Office for Water and Geology and the Swiss Agency for Development and Cooperation*, 2003.
- [58] D. Markulak, I. Radić, and V. Sigmund, “Cyclic testing of single bay steel frames with various types of masonry infill,” *Eng Struct*, vol. 51, 2013, doi: 10.1016/j.engstruct.2013.01.026.
- [59] M. Del Zoppo, M. Di Ludovico, A. Balsamo, and A. Prota, “Experimental In-Plane Shear Capacity of Clay Brick Masonry Panels Strengthened with FRCM and FRM Composites,” *Journal of Composites for Construction*, vol. 23, no. 5, 2019, doi: 10.1061/(asce)cc.1943-5614.0000965.
- [60] L. Koutas, S. N. Bousias, and T. C. Triantafillou, “Seismic Strengthening of Masonry-Infilled RC Frames with TRM: Experimental Study,” *Journal of Composites for Construction*, vol. 19, no. 2, 2015, doi: 10.1061/(asce)cc.1943-5614.0000507.
- [61] J. Jing, C. Zhou, C. Zhang, and T. Li, “In-plane cyclic behavior of brick walls strengthened with CFRP plates embedded in the horizontal mortar joint,” *Journal of Building Engineering*, vol. 63, 2023, doi: 10.1016/j.jobbe.2022.105476.

- [62] G. Araya-Letelier, E. Miranda, and G. Deierlein, "Development and testing of a friction/ sliding connection to improve the seismic performance of gypsum partition walls," *Earthquake Spectra*, vol. 35, no. 2, 2019, doi: 10.1193/123117EQS270M.
- [63] L. Bellamy, A. Palermo, and T. Sullivan, "Developing innovative facades with improved seismic and sustainability performance."
- [64] A. M. Memari, P. A. Kremer, and R. A. Behr, "Architectural glass panels with rounded corners to mitigate earthquake damage," *Earthquake Spectra*, vol. 22, no. 1, 2006, doi: 10.1193/1.2164875.
- [65] H. Sucuoğlu and C. V. G. Vallabhan, "Behaviour of window glass panels during earthquakes," *Eng Struct*, vol. 19, no. 8, 1997, doi: 10.1016/s0141-0296(96)00130-7.
- [66] S. Soroushian, E. Rahmanishamsi, and E. M. Maragakis, "A state of the art review on the analytical simulation of ceiling, piping & partitions," 2016. doi: 10.5459/bnzsee.49.1.34-44.
- [67] H. Badillo-Almaraz, A. S. Whittaker, and A. M. Reinhorn, "Seismic fragility of suspended ceiling systems," *Earthquake Spectra*, vol. 23, no. 1, 2007, doi: 10.1193/1.2357626.
- [68] R. Rezvani, S. Soroushian, A. E. Zaghi, and M. Maragakis, "Numerical seismic fragility analysis for suspended ceilings with various geometries," *Journal of Building Engineering*, vol. 54, 2022, doi: 10.1016/j.jobbe.2022.104627.



# Anexos

## Dados gerais de dimensionamento dos 4 modelos do edifício dimensionado

### 12. MATERIAIS UTILIZADOS

#### 12.1. Betão

Elemento	Betão	$f_{ck}$ (MPa)	$\gamma_c$	Agregado		$E_c$ (MPa)
				Natureza	Tamanho máximo (mm)	
Todos	C30/37	30	1.50	Quartzito	15	32837

#### 12.2. Aços por elemento

##### 12.2.1. Aços em varões

Elemento	Aço	$f_{yk}$ (MPa)	$\gamma_s$
Todos	S-500	500	1.15

##### 12.2.2. Aços em perfis

Tipo de aço para perfis	Aço	Tensão de cedência (MPa)	Módulo de elasticidade (GPa)
Aço enformado	S280GD	280	210
Aço laminado	S 275 (EN 1993-1-1)	275	210

versão não profissional de CYPE



## SISMO

**Norma utilizada:** NP EN 1998-1 (2010)

NP EN 1998-1 (2010)

Eurocódigo 8 - Projecto de estruturas para resistência aos sismos

Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios

**Método de cálculo:** Análise modal espectral (NP EN 1998-1 (2010), 4.3.3.3)

### 1.1. Dados gerais de sismo

#### Caracterização da localização

Zonamento sísmico (NP EN 1998-1 (2010), NA-3.2.1): Portugal Continental

Zona sísmica - Acção sísmica tipo 1 (NP EN 1998-1 (2010), NA-3.2.1): 1.3

Zona sísmica - Acção sísmica tipo 2 (NP EN 1998-1 (2010), NA-3.2.1): 2.3

Tipo de solo (NP EN 1998-1 (2010), 3.1.2): C

#### Sistema estrutural

Geometria em altura (NP EN 1998-1 (2010), 4.2.3.3): Regular

$q_x$ : Factor de comportamento (X) (NP EN 1998-1 (2010), 5.2.2.2)

$q_x$  : 4.50

$q_y$ : Factor de comportamento (Y) (NP EN 1998-1 (2010), 5.2.2.2)

$q_y$  : 4.50

**Importância da obra (NP EN 1998-1 (2010), 4.2.5 e Tabela 4.3):** Categoria II

#### Parâmetros de cálculo

Número de modos de vibração que intervêm na análise: Automático, até atingir uma percentagem exigida de massa deslocada (90 %)

Graus de liberdade que intervêm na análise: Foram consideradas as plantas abaixo da rasante no modelo dinâmico

Facção de sobrecarga

: 0.50

Facção de sobrecarga de neve

: 0.50

#### Efeitos da componente sísmica vertical

Não se consideram

Realiza-se a análise dos efeitos de 2ª ordem

Valor para multiplicar os deslocamentos 1.50

Critério de armadura a aplicar por ductilidade: Ductilidade elevada

#### Factores redutores de inércia (NP EN 1998-1 (2010), 4.3.1)

Vigas primárias face à acção sísmica: 0.5

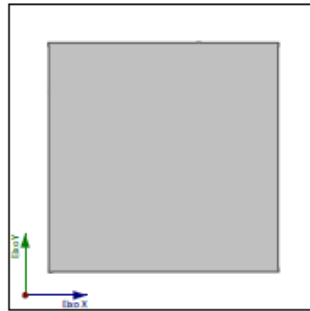
Lajes primárias face à acção sísmica: 0.5

Pilares primários face à acção sísmica: 0.5

Paredes: 0.5

Muros: 0.5

Paredes resistentes de alvenaria: 0.5

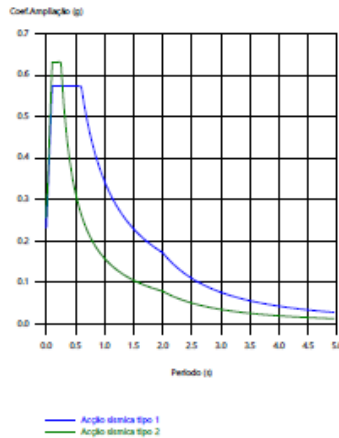


Projeção em planta da obra

## 1.2. Espectro de cálculo

### 1.2.1. Espectro elástico de acelerações

Produzido por uma versão não profissional de CYPE



#### Coef. Ampliação:

$$S_{ae} = a_{gR} \cdot \gamma_1 \cdot S \cdot \left[ 1 + 1,5 \frac{T}{T_B} \right]$$

$$0 \leq T \leq T_B$$

$$S_{ae} = a_{gR} \cdot \gamma_1 \cdot S \cdot 2,5$$

$$T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_{ae} = a_{gR} \cdot \gamma_1 \cdot S \cdot 2,5 \cdot \frac{T_C}{T}$$

$$T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_{ae} = a_{gR} \cdot \gamma_1 \cdot S \cdot 2,5 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2}$$

$$T_D \leq T \leq 4,0s$$

O valor máximo das ordenadas espectrais "Acção sísmica tipo 1" é 0.573 g.

O valor máximo das ordenadas espectrais "Acção sísmica tipo 2" é 0.633 g.

NP EN 1998-1 (2010) (3.2.2.2)

#### Parâmetros necessários para a definição do espectro

$a_{gR1}$ : Aceleração pico de dimensionamento - Acção sísmica tipo 1 (NP EN 1998-1 (2010), NA-3.2.1)

$$a_{gR1} : \underline{1.50} \text{ m/s}^2$$

Zonamento sísmico: Portugal Continental

Zona sísmica - Acção sísmica tipo 1: 1.3

$a_{gR2}$ : Aceleração pico de dimensionamento - Acção sísmica tipo 2 (NP EN 1998-1 (2010), NA-3.2.1)

$$a_{gR2} : \underline{1.70} \text{ m/s}^2$$

Zonamento sísmico: Portugal Continental

Zona sísmica - Acção sísmica tipo 2: 2.3

$\gamma_{11}$ : Factor de importância - Acção sísmica tipo 1 (NP EN 1998-1 (2010), NA-4.2.5 e Tabela II)

$$\gamma_{11} : \underline{1.00}$$

$\gamma_{12}$ : Factor de importância - Acção sísmica tipo 2 (NP EN 1998-1 (2010), NA-4.2.5 e Tabela II)

$$\gamma_{12} : \underline{1.00}$$

Zonamento sísmico (NP EN 1998-1 (2010), NA-3.2.1): Portugal Continental

Zona sísmica - Acção sísmica tipo 1: 1.3

Zona sísmica - Acção sísmica tipo 2: 2.3

Importância da obra (NP EN 1998-1 (2010), 4.2.5 e Tabela 4.3): Categoria II

<b>S<sub>1</sub></b> : Factor de solo - Acção sísmica tipo 1 (NP EN 1998-1 (2010), NA-3.2.2.2)	<b>S<sub>1</sub></b> : <u>1.50</u>
<b>S<sub>2</sub></b> : Factor de solo - Acção sísmica tipo 2 (NP EN 1998-1 (2010), NA-3.2.2.2)	<b>S<sub>2</sub></b> : <u>1.46</u>
$S = S_{\max}$ $a_g \leq 1m/s^2$	
$S = S_{\max} - \frac{S_{\max} - 1}{3}(a_g - 1)$ $1m/s^2 < a_g < 4m/s^2$	
$S = 1$ $a_g \geq 4m/s^2$	
<b>a<sub>g1</sub></b> : Aceleração de cálculo - Acção sísmica tipo 1 (NP EN 1998-1 (2010), NA-3.2.1 (3))	<b>a<sub>g1</sub></b> : <u>1.50</u> m/s <sup>2</sup>
<b>a<sub>g2</sub></b> : Aceleração de cálculo - Acção sísmica tipo 2 (NP EN 1998-1 (2010), NA-3.2.1 (3))	<b>a<sub>g2</sub></b> : <u>1.70</u> m/s <sup>2</sup>
$a_g = a_{gR} \cdot \gamma_1$	
<b>a<sub>gR1</sub></b> : Aceleração pico de dimensionamento - Acção sísmica tipo 1 (NP EN 1998-1 (2010), NA-3.2.1)	<b>a<sub>gR1</sub></b> : <u>1.50</u> m/s <sup>2</sup>
<b>a<sub>gR2</sub></b> : Aceleração pico de dimensionamento - Acção sísmica tipo 2 (NP EN 1998-1 (2010), NA-3.2.1)	<b>a<sub>gR2</sub></b> : <u>1.70</u> m/s <sup>2</sup>
<b>γ<sub>11</sub></b> : Factor de importância - Acção sísmica tipo 1 (NP EN 1998-1 (2010), NA-4.2.5 e Tabela II)	<b>γ<sub>11</sub></b> : <u>1.00</u>
<b>γ<sub>12</sub></b> : Factor de importância - Acção sísmica tipo 2 (NP EN 1998-1 (2010), NA-4.2.5 e Tabela II)	<b>γ<sub>12</sub></b> : <u>1.00</u>
<b>S<sub>max1</sub></b> : Parâmetro de solo - Acção sísmica tipo 1 (NP EN 1998-1 (2010), NA-Tabela 3.2)	<b>S<sub>max1</sub></b> : <u>1.60</u>
<b>S<sub>max2</sub></b> : Parâmetro de solo - Acção sísmica tipo 2 (NP EN 1998-1 (2010), NA-Tabela 3.3)	<b>S<sub>max2</sub></b> : <u>1.60</u>
Tipo de solo (NP EN 1998-1 (2010), 3.1.2): C	
<b>T<sub>B1</sub></b> : Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante - Acção sísmica tipo 1 (NP EN 1998-1 (2010), NA-Tabela 3.2)	<b>T<sub>B1</sub></b> : <u>0.10</u> s
<b>T<sub>cl</sub></b> : Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante - Acção sísmica tipo 1 (NP EN 1998-1 (2010), NA-Tabela 3.2)	<b>T<sub>cl</sub></b> : <u>0.60</u> s
<b>T<sub>D1</sub></b> : Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante - Acção sísmica tipo 1 (NP EN 1998-1 (2010), NA-Tabela 3.2)	<b>T<sub>D1</sub></b> : <u>2.00</u> s
<b>T<sub>B2</sub></b> : Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante - Acção sísmica tipo 2 (NP EN 1998-1 (2010), NA-Tabela 3.3)	<b>T<sub>B2</sub></b> : <u>0.10</u> s
<b>T<sub>cl</sub></b> : Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante - Acção sísmica tipo 2 (NP EN 1998-1 (2010), NA-Tabela 3.3)	<b>T<sub>cl</sub></b> : <u>0.25</u> s
<b>T<sub>D2</sub></b> : Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante - Acção sísmica tipo 2 (NP EN 1998-1 (2010), NA-Tabela 3.3)	<b>T<sub>D2</sub></b> : <u>2.00</u> s
Zonamento sísmico (NP EN 1998-1 (2010), NA-3.2.1): Portugal Continental	
Zona sísmica - Acção sísmica tipo 1: 1.3	
Zona sísmica - Acção sísmica tipo 2: 2.3	
Tipo de solo (NP EN 1998-1 (2010), 3.1.2): C	

## Resultados do análise sísmica do modelo 1



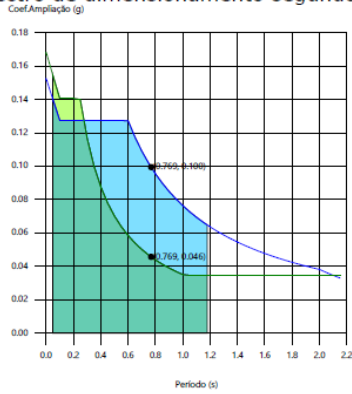
### Modos de vibração

#### 1.3. Coeficientes de participação

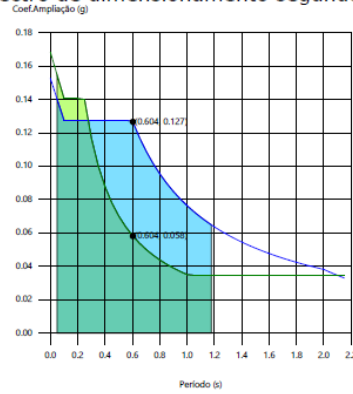
Modo	T	$L_x$	$L_y$	$L_{z\%}$	$M_x$	$M_y$	Hipótese X(1)	Hipótese X(2)	Hipótese Y(1)	Hipótese Y(2)
Modo 1	1.178	0.0143	0.0329	0.9994	0.94 %	5 %	R = 4.5 A = 0.637 m/s <sup>2</sup> D = 22.3922 mm	R = 3.87 A = 0.34 m/s <sup>2</sup> D = 11.9542 mm	R = 4.5 A = 0.637 m/s <sup>2</sup> D = 22.3922 mm	R = 3.87 A = 0.34 m/s <sup>2</sup> D = 11.9542 mm
Modo 2	0.769	0.7394	0.038	0.6721	63.25 %	0.17 %	R = 4.5 A = 0.976 m/s <sup>2</sup> D = 14.6223 mm	R = 4.5 A = 0.449 m/s <sup>2</sup> D = 6.72086 mm	R = 4.5 A = 0.976 m/s <sup>2</sup> D = 14.6223 mm	R = 4.5 A = 0.449 m/s <sup>2</sup> D = 6.72086 mm
Modo 3	0.604	0.0066	0.3748	0.9271	0.02 %	61.03 %	R = 4.5 A = 1.242 m/s <sup>2</sup> D = 11.4798 mm	R = 4.5 A = 0.571 m/s <sup>2</sup> D = 5.27647 mm	R = 4.5 A = 1.242 m/s <sup>2</sup> D = 11.4798 mm	R = 4.5 A = 0.571 m/s <sup>2</sup> D = 5.27647 mm
Modo 4	0.388	0.0153	0.0412	0.999	0.14 %	1 %	R = 4.5 A = 1.25 m/s <sup>2</sup> D = 4.77411 mm	R = 4.5 A = 0.891 m/s <sup>2</sup> D = 3.40204 mm	R = 4.5 A = 1.25 m/s <sup>2</sup> D = 4.77411 mm	R = 4.5 A = 0.891 m/s <sup>2</sup> D = 3.40204 mm
Modo 5	0.221	0.0115	0.0156	0.9998	0.04 %	0.07 %	R = 4.5 A = 1.25 m/s <sup>2</sup> D = 1.54259 mm	R = 4.5 A = 1.377 m/s <sup>2</sup> D = 1.69897 mm	R = 4.5 A = 1.25 m/s <sup>2</sup> D = 1.54259 mm	R = 4.5 A = 1.377 m/s <sup>2</sup> D = 1.69897 mm
Modo 6	0.181	0.8195	0.064	0.5695	17.54 %	0.11 %	R = 4.5 A = 1.25 m/s <sup>2</sup> D = 1.04108 mm	R = 4.5 A = 1.379 m/s <sup>2</sup> D = 1.14842 mm	R = 4.5 A = 1.25 m/s <sup>2</sup> D = 1.04108 mm	R = 4.5 A = 1.379 m/s <sup>2</sup> D = 1.14842 mm
Modo 7	0.159	0.0247	0.4293	0.9028	0.06 %	17.08 %	R = 4.5 A = 1.25 m/s <sup>2</sup> D = 0.79961 mm	R = 4.5 A = 1.379 m/s <sup>2</sup> D = 0.88206 mm	R = 4.5 A = 1.25 m/s <sup>2</sup> D = 0.79961 mm	R = 4.5 A = 1.379 m/s <sup>2</sup> D = 0.88206 mm
Modo 8	0.147	0.0119	0.0415	0.9991	0.02 %	0.25 %	R = 4.5 A = 1.25 m/s <sup>2</sup> D = 0.68847 mm	R = 4.5 A = 1.379 m/s <sup>2</sup> D = 0.75945 mm	R = 4.5 A = 1.25 m/s <sup>2</sup> D = 0.68847 mm	R = 4.5 A = 1.379 m/s <sup>2</sup> D = 0.75945 mm
Modo 9	0.110	0.0134	0.0327	0.9994	0.02 %	0.09 %	R = 4.5 A = 1.25 m/s <sup>2</sup> D = 0.38459 mm	R = 4.5 A = 1.379 m/s <sup>2</sup> D = 0.42425 mm	R = 4.5 A = 1.25 m/s <sup>2</sup> D = 0.38459 mm	R = 4.5 A = 1.379 m/s <sup>2</sup> D = 0.42425 mm
Modo 10	0.091	0.0163	0.0178	0.9997	0.01 %	0.01 %	R = 4.17 A = 1.274 m/s <sup>2</sup> D = 0.26912 mm	R = 4.17 A = 1.405 m/s <sup>2</sup> D = 0.29687 mm	R = 4.17 A = 1.274 m/s <sup>2</sup> D = 0.26912 mm	R = 4.17 A = 1.405 m/s <sup>2</sup> D = 0.29687 mm
Modo 11	0.080	0.9327	0.3441	0.1083	5.89 %	0.8 %	R = 3.8 A = 1.301 m/s <sup>2</sup> D = 0.21266 mm	R = 3.8 A = 1.435 m/s <sup>2</sup> D = 0.23459 mm	R = 3.8 A = 1.301 m/s <sup>2</sup> D = 0.21266 mm	R = 3.8 A = 1.435 m/s <sup>2</sup> D = 0.23459 mm
Modo 12	0.078	0.1743	0.3911	0.9037	0.91 %	4.57 %	R = 3.73 A = 1.306 m/s <sup>2</sup> D = 0.20254 mm	R = 3.73 A = 1.44 m/s <sup>2</sup> D = 0.22342 mm	R = 3.73 A = 1.306 m/s <sup>2</sup> D = 0.20254 mm	R = 3.73 A = 1.44 m/s <sup>2</sup> D = 0.22342 mm
Modo 13	0.067	0.0132	0.0237	0.9996	0.1 %	0.34 %	R = 3.37 A = 1.334 m/s <sup>2</sup> D = 0.15122 mm	R = 3.37 A = 1.471 m/s <sup>2</sup> D = 0.16681 mm	R = 3.37 A = 1.334 m/s <sup>2</sup> D = 0.15122 mm	R = 3.37 A = 1.471 m/s <sup>2</sup> D = 0.16681 mm
Modo 14	0.054	0.0969	0.6783	0.7283	0.06 %	2.81 %	R = 2.98 A = 1.365 m/s <sup>2</sup> D = 0.10039 mm	R = 2.98 A = 1.506 m/s <sup>2</sup> D = 0.11074 mm	R = 2.98 A = 1.365 m/s <sup>2</sup> D = 0.10039 mm	R = 2.98 A = 1.506 m/s <sup>2</sup> D = 0.11074 mm
Modo 15	0.050	0.6768	0.0653	0.7333	3.53 %	0.03 %	R = 2.87 A = 1.375 m/s <sup>2</sup> D = 0.08747 mm	R = 2.87 A = 1.516 m/s <sup>2</sup> D = 0.09649 mm	R = 2.87 A = 1.375 m/s <sup>2</sup> D = 0.08747 mm	R = 2.87 A = 1.516 m/s <sup>2</sup> D = 0.09649 mm
Total					92.53 %	93.36 %				

Produzido por uma pessoa não profissional de CYPE

Espectro de dimensionamento segundo X



Espectro de dimensionamento segundo Y



por uma versão não profissional do RPE

Representa-se o intervalo de períodos abarcado pelos modos estudados, com indicação dos modos nos que se desloca mais de 30% da massa:

Hipótese Sismo X1		
Acção modal	T (s)	A (g)
Modo 2	0.769	0.100

Hipótese Sismo Y1		
Acção modal	T (s)	A (g)
Modo 3	0.604	0.127

Hipótese Sismo X2		
Acção modal	T (s)	A (g)
Modo 2	0.769	0.046

Hipótese Sismo Y2		
Acção modal	T (s)	A (g)
Modo 3	0.604	0.058

### Deslocamento entre andares

## DESLOCAMENTO ENTRE PLANTAS

Sismo X1								
Planta	Cota (m)	h (m)	Deslocamento X			Deslocamento Y		
			Absoluto (cm)	Relativo		Absoluto (cm)	Relativo	
Terraço/Cobertura	21.550	2.980	0.00	0.0000h	---	0.00	0.0000h	---
Cobertura	18.570	3.070	1.79	0.0058h	✓	0.12	0.0004h	✓
Piso 5	15.500	3.070	1.82	0.0059h	✓	0.13	0.0004h	✓
Piso 4	12.430	3.070	1.81	0.0059h	✓	0.14	0.0005h	✓
Piso 3	9.360	3.070	1.68	0.0055h	✓	0.15	0.0005h	✓
Piso 2	6.290	3.070	1.39	0.0045h	✓	0.15	0.0005h	✓
Piso 1	3.220	3.070	0.89	0.0029h	✓	0.12	0.0004h	✓
Piso 0	0.150	1.500	0.16	0.0011h	✓	0.02	0.0001h	✓

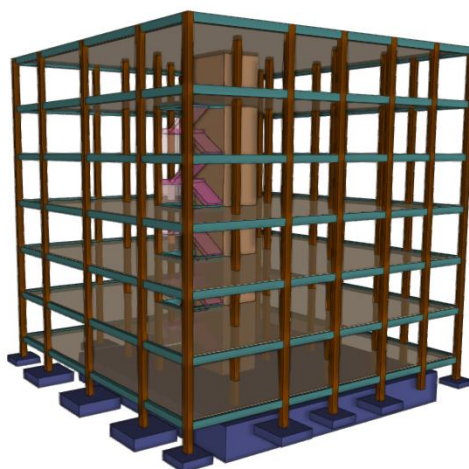
Sismo X2								
Planta	Cota (m)	h (m)	Deslocamento X			Deslocamento Y		
			Absoluto (cm)	Relativo		Absoluto (cm)	Relativo	
Terraço/Cobertura	21.550	2.980	0.00	0.0000h	---	0.00	0.0000h	---
Cobertura	18.570	3.070	0.86	0.0028h	✓	0.07	0.0002h	✓

Sismo X2								
Planta	Cota (m)	h (m)	Deslocamento X			Deslocamento Y		
			Absoluto (cm)	Relativo		Absoluto (cm)	Relativo	
Piso 5	15.500	3.070	0.86	0.0028h	✓	0.07	0.0002h	✓
Piso 4	12.430	3.070	0.84	0.0027h	✓	0.07	0.0002h	✓
Piso 3	9.360	3.070	0.77	0.0025h	✓	0.08	0.0003h	✓
Piso 2	6.290	3.070	0.65	0.0021h	✓	0.08	0.0003h	✓
Piso 1	3.220	3.070	0.43	0.0014h	✓	0.07	0.0002h	✓
Piso 0	0.150	1.500	0.08	0.0005h	✓	0.02	0.0001h	✓

Sismo Y1								
Planta	Cota (m)	h (m)	Deslocamento X			Deslocamento Y		
			Absoluto (cm)	Relativo		Absoluto (cm)	Relativo	
Terraço/Cobertura	21.550	2.980	0.00	0.0000h	---	0.00	0.0000h	---
Cobertura	18.570	3.070	0.13	0.0004h	✓	1.24	0.0040h	✓
Piso 5	15.500	3.070	0.13	0.0004h	✓	1.29	0.0042h	✓
Piso 4	12.430	3.070	0.13	0.0004h	✓	1.30	0.0042h	✓
Piso 3	9.360	3.070	0.13	0.0004h	✓	1.23	0.0040h	✓
Piso 2	6.290	3.070	0.12	0.0004h	✓	1.05	0.0034h	✓
Piso 1	3.220	3.070	0.09	0.0003h	✓	0.74	0.0024h	✓
Piso 0	0.150	1.500	0.02	0.0001h	✓	0.16	0.0011h	✓

Sismo Y2								
Planta	Cota (m)	h (m)	Deslocamento X			Deslocamento Y		
			Absoluto (cm)	Relativo		Absoluto (cm)	Relativo	
Terraço/Cobertura	21.550	2.980	0.00	0.0000h	---	0.00	0.0000h	---
Cobertura	18.570	3.070	0.07	0.0002h	✓	0.59	0.0019h	✓
Piso 5	15.500	3.070	0.07	0.0002h	✓	0.62	0.0020h	✓
Piso 4	12.430	3.070	0.07	0.0002h	✓	0.61	0.0020h	✓
Piso 3	9.360	3.070	0.07	0.0002h	✓	0.57	0.0019h	✓
Piso 2	6.290	3.070	0.06	0.0002h	✓	0.49	0.0016h	✓
Piso 1	3.220	3.070	0.05	0.0002h	✓	0.36	0.0012h	✓
Piso 0	0.150	1.500	0.01	0.0001h	✓	0.09	0.0006h	✓

## Resultados do análise sísmica do modelo 2

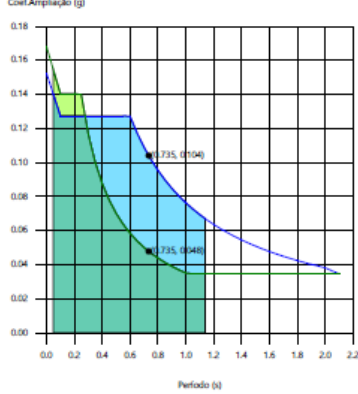


### Modos de vibração

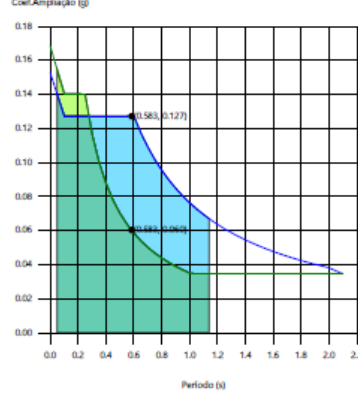
#### 1.3. Coeficientes de participação

Modo	T	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>	L <sub>z</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	Hipótese X(1)	Hipótese X(2)	Hipótese Y(1)	Hipótese Y(2)
Modo 1	1.139	0.0137	0.0306	0.9994	0.91 %	4.58 %	R = 4.5 A = 0.659 m/s <sup>2</sup> D = 21.6469 mm	R = 4.01 A = 0.34 m/s <sup>2</sup> D = 11.1737 mm	R = 4.5 A = 0.659 m/s <sup>2</sup> D = 21.6469 mm	R = 4.01 A = 0.34 m/s <sup>2</sup> D = 11.1737 mm
Modo 2	0.735	0.7274	0.0297	0.6856	64.11 %	0.11 %	R = 4.5 A = 1.022 m/s <sup>2</sup> D = 13.9727 mm	R = 4.5 A = 0.47 m/s <sup>2</sup> D = 6.42226 mm	R = 4.5 A = 1.022 m/s <sup>2</sup> D = 13.9727 mm	R = 4.5 A = 0.47 m/s <sup>2</sup> D = 6.42226 mm
Modo 3	0.583	0.0033	0.3885	0.9214	0 %	62.44 %	R = 4.5 A = 1.249 m/s <sup>2</sup> D = 10.7652 mm	R = 4.5 A = 0.592 m/s <sup>2</sup> D = 5.10302 mm	R = 4.5 A = 1.249 m/s <sup>2</sup> D = 10.7652 mm	R = 4.5 A = 0.592 m/s <sup>2</sup> D = 5.10302 mm
Modo 4	0.376	0.0154	0.0386	0.9991	0.14 %	0.9 %	R = 4.5 A = 1.25 m/s <sup>2</sup> D = 4.47643 mm	R = 4.5 A = 0.921 m/s <sup>2</sup> D = 3.2978 mm	R = 4.5 A = 1.25 m/s <sup>2</sup> D = 4.47643 mm	R = 4.5 A = 0.921 m/s <sup>2</sup> D = 3.2978 mm
Modo 5	0.218	0.0121	0.0137	0.9998	0.04 %	0.05 %	R = 4.5 A = 1.25 m/s <sup>2</sup> D = 1.50214 mm	R = 4.5 A = 1.377 m/s <sup>2</sup> D = 1.65481 mm	R = 4.5 A = 1.25 m/s <sup>2</sup> D = 1.50214 mm	R = 4.5 A = 1.377 m/s <sup>2</sup> D = 1.65481 mm
Modo 6	0.177	0.8166	0.0577	0.5744	17.44 %	0.09 %	R = 4.5 A = 1.25 m/s <sup>2</sup> D = 0.98793 mm	R = 4.5 A = 1.379 m/s <sup>2</sup> D = 1.08979 mm	R = 4.5 A = 1.25 m/s <sup>2</sup> D = 0.98793 mm	R = 4.5 A = 1.379 m/s <sup>2</sup> D = 1.08979 mm
Modo 7	0.156	0.0227	0.4368	0.8992	0.05 %	16.93 %	R = 4.5 A = 1.25 m/s <sup>2</sup> D = 0.77275 mm	R = 4.5 A = 1.379 m/s <sup>2</sup> D = 0.85242 mm	R = 4.5 A = 1.25 m/s <sup>2</sup> D = 0.77275 mm	R = 4.5 A = 1.379 m/s <sup>2</sup> D = 0.85242 mm
Modo 8	0.148	0.0124	0.045	0.9989	0.02 %	0.27 %	R = 4.5 A = 1.25 m/s <sup>2</sup> D = 0.69639 mm	R = 4.5 A = 1.379 m/s <sup>2</sup> D = 0.76819 mm	R = 4.5 A = 1.25 m/s <sup>2</sup> D = 0.69639 mm	R = 4.5 A = 1.379 m/s <sup>2</sup> D = 0.76819 mm
Modo 9	0.112	0.0129	0.0335	0.9994	0.01 %	0.08 %	R = 4.5 A = 1.25 m/s <sup>2</sup> D = 0.39789 mm	R = 4.5 A = 1.379 m/s <sup>2</sup> D = 0.43891 mm	R = 4.5 A = 1.25 m/s <sup>2</sup> D = 0.39789 mm	R = 4.5 A = 1.379 m/s <sup>2</sup> D = 0.43891 mm
Modo 10	0.094	0.0169	0.0173	0.9997	0.01 %	0.01 %	R = 4.24 A = 1.268 m/s <sup>2</sup> D = 0.28148 mm	R = 4.24 A = 1.399 m/s <sup>2</sup> D = 0.3105 mm	R = 4.24 A = 1.268 m/s <sup>2</sup> D = 0.28148 mm	R = 4.24 A = 1.399 m/s <sup>2</sup> D = 0.3105 mm
Modo 11	0.079	0.9263	0.3553	0.1251	5.63 %	0.83 %	R = 3.77 A = 1.303 m/s <sup>2</sup> D = 0.20786 mm	R = 3.77 A = 1.437 m/s <sup>2</sup> D = 0.2293 mm	R = 3.77 A = 1.303 m/s <sup>2</sup> D = 0.20786 mm	R = 3.77 A = 1.437 m/s <sup>2</sup> D = 0.2293 mm
Modo 12	0.078	0.1855	0.3952	0.8997	0.96 %	4.33 %	R = 3.71 A = 1.307 m/s <sup>2</sup> D = 0.19915 mm	R = 3.71 A = 1.442 m/s <sup>2</sup> D = 0.21968 mm	R = 3.71 A = 1.307 m/s <sup>2</sup> D = 0.19915 mm	R = 3.71 A = 1.442 m/s <sup>2</sup> D = 0.21968 mm
Modo 13	0.066	0.0126	0.0219	0.9997	0.1 %	0.29 %	R = 3.35 A = 1.336 m/s <sup>2</sup> D = 0.14761 mm	R = 3.35 A = 1.473 m/s <sup>2</sup> D = 0.16283 mm	R = 3.35 A = 1.336 m/s <sup>2</sup> D = 0.14761 mm	R = 3.35 A = 1.473 m/s <sup>2</sup> D = 0.16283 mm
Modo 14	0.054	0.0921	0.7042	0.704	0.04 %	2.56 %	R = 2.97 A = 1.366 m/s <sup>2</sup> D = 0.09944 mm	R = 2.97 A = 1.507 m/s <sup>2</sup> D = 0.10969 mm	R = 2.97 A = 1.366 m/s <sup>2</sup> D = 0.09944 mm	R = 2.97 A = 1.507 m/s <sup>2</sup> D = 0.10969 mm
Modo 15	0.050	0.6973	0.0618	0.7141	3.27 %	0.03 %	R = 2.86 A = 1.375 m/s <sup>2</sup> D = 0.08658 mm	R = 2.86 A = 1.517 m/s <sup>2</sup> D = 0.09551 mm	R = 2.86 A = 1.375 m/s <sup>2</sup> D = 0.08658 mm	R = 2.86 A = 1.517 m/s <sup>2</sup> D = 0.09551 mm
Total					92.73 %	93.5 %				

Espectro de dimensionamento segundo X



Espectro de dimensionamento segundo Y



ou uma versão não profissional do RPE

Representa-se o intervalo de períodos abarcado pelos modos estudados, com indicação dos modos nos que desloca mais de 30% da massa:

Hipótese Sismo X1		
Acção modal	T (s)	A (g)
Modo 2	0.735	0.104

Hipótese Sismo Y1		
Acção modal	T (s)	A (g)
Modo 3	0.583	0.127

Hipótese Sismo X2		
Acção modal	T (s)	A (g)
Modo 2	0.735	0.048

Hipótese Sismo Y2		
Acção modal	T (s)	A (g)
Modo 3	0.583	0.060

## Deslocamento entre andares

## DESLOCAMENTO ENTRE PLANTAS

Sismo X1								
Planta	Cota (m)	h (m)	Deslocamento X			Deslocamento Y		
			Absoluto (cm)	Relativo		Absoluto (cm)	Relativo	
Terraço/Cobertura	21.550	2.980	0.00	0.0000h	---	0.00	0.0000h	---
Cobertura	18.570	3.070	1.70	0.0055h	✓	0.09	0.0003h	✓
Piso 5	15.500	3.070	1.75	0.0057h	✓	0.10	0.0003h	✓
Piso 4	12.430	3.070	1.76	0.0057h	✓	0.12	0.0004h	✓
Piso 3	9.360	3.070	1.66	0.0054h	✓	0.13	0.0004h	✓
Piso 2	6.290	3.070	1.39	0.0045h	✓	0.14	0.0004h	✓
Piso 1	3.220	3.070	0.90	0.0029h	✓	0.11	0.0004h	✓
Piso 0	0.150	1.500	0.16	0.0011h	✓	0.02	0.0001h	✓

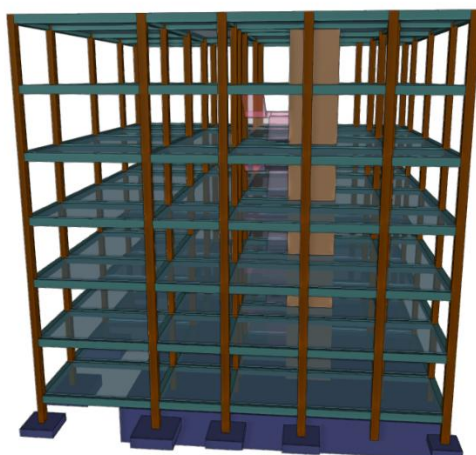
Sismo X2								
Planta	Cota (m)	h (m)	Deslocamento X			Deslocamento Y		
			Absoluto (cm)	Relativo		Absoluto (cm)	Relativo	
Terraço/Cobertura	21.550	2.980	0.00	0.0000h	---	0.00	0.0000h	---
Cobertura	18.570	3.070	0.81	0.0027h	✓	0.06	0.0002h	✓

Sismo X2								
Planta	Cota (m)	h (m)	Deslocamento X			Deslocamento Y		
			Absoluto (cm)	Relativo		Absoluto (cm)	Relativo	
Piso 5	15.500	3.070	0.83	0.0027h	✓	0.06	0.0002h	✓
Piso 4	12.430	3.070	0.82	0.0027h	✓	0.06	0.0002h	✓
Piso 3	9.360	3.070	0.76	0.0025h	✓	0.07	0.0002h	✓
Piso 2	6.290	3.070	0.64	0.0021h	✓	0.07	0.0002h	✓
Piso 1	3.220	3.070	0.43	0.0014h	✓	0.06	0.0002h	✓
Piso 0	0.150	1.500	0.08	0.0006h	✓	0.01	0.0001h	✓

Sismo Y1								
Planta	Cota (m)	h (m)	Deslocamento X			Deslocamento Y		
			Absoluto (cm)	Relativo		Absoluto (cm)	Relativo	
Terraço/Cobertura	21.550	2.980	0.00	0.0000h	---	0.00	0.0000h	---
Cobertura	18.570	3.070	0.10	0.0003h	✓	1.15	0.0038h	✓
Piso 5	15.500	3.070	0.10	0.0003h	✓	1.22	0.0040h	✓
Piso 4	12.430	3.070	0.11	0.0004h	✓	1.25	0.0041h	✓
Piso 3	9.360	3.070	0.11	0.0004h	✓	1.19	0.0039h	✓
Piso 2	6.290	3.070	0.10	0.0003h	✓	1.03	0.0034h	✓
Piso 1	3.220	3.070	0.08	0.0003h	✓	0.73	0.0024h	✓
Piso 0	0.150	1.500	0.02	0.0001h	✓	0.17	0.0011h	✓

Sismo Y2								
Planta	Cota (m)	h (m)	Deslocamento X			Deslocamento Y		
			Absoluto (cm)	Relativo		Absoluto (cm)	Relativo	
Terraço/Cobertura	21.550	2.980	0.00	0.0000h	---	0.00	0.0000h	---
Cobertura	18.570	3.070	0.06	0.0002h	✓	0.57	0.0019h	✓
Piso 5	15.500	3.070	0.06	0.0002h	✓	0.60	0.0019h	✓
Piso 4	12.430	3.070	0.06	0.0002h	✓	0.61	0.0020h	✓
Piso 3	9.360	3.070	0.06	0.0002h	✓	0.57	0.0019h	✓
Piso 2	6.290	3.070	0.05	0.0002h	✓	0.50	0.0016h	✓
Piso 1	3.220	3.070	0.05	0.0002h	✓	0.37	0.0012h	✓
Piso 0	0.150	1.500	0.01	0.0001h	✓	0.09	0.0006h	✓

## Resultados do análise sísmica do modelo 3



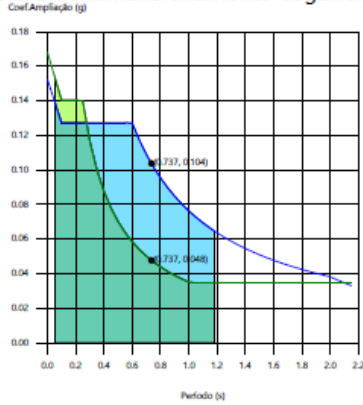
### Modos de vibração

#### 1.3. Coeficientes de participação

Modo	T	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>	L <sub>zz</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	Hipótese X(1)	Hipótese X(2)	Hipótese Y(1)	Hipótese Y(2)
Modo 1	1.182	0.0327	0.0213	0.9992	5.01 %	2.11 %	R = 4.5 A = 0.635 m/s <sup>2</sup> D = 22.4638 mm	R = 3.86 A = 0.34 m/s <sup>2</sup> D = 12.0313 mm	R = 4.5 A = 0.635 m/s <sup>2</sup> D = 22.4638 mm	R = 3.86 A = 0.34 m/s <sup>2</sup> D = 12.0313 mm
Modo 2	0.737	0.4168	0.0622	0.9069	59.66 %	1.33 %	R = 4.5 A = 1.019 m/s <sup>2</sup> D = 14.011 mm	R = 4.5 A = 0.468 m/s <sup>2</sup> D = 6.43987 mm	R = 4.5 A = 1.019 m/s <sup>2</sup> D = 14.011 mm	R = 4.5 A = 0.468 m/s <sup>2</sup> D = 6.43987 mm
Modo 3	0.600	0.0486	0.5122	0.8575	0.58 %	64.14 %	R = 4.5 A = 1.248 m/s <sup>2</sup> D = 11.3762 mm	R = 4.5 A = 0.575 m/s <sup>2</sup> D = 5.23911 mm	R = 4.5 A = 1.248 m/s <sup>2</sup> D = 11.3762 mm	R = 4.5 A = 0.575 m/s <sup>2</sup> D = 5.23911 mm
Modo 4	0.391	0.0354	0.0209	0.9992	0.75 %	0.26 %	R = 4.5 A = 1.25 m/s <sup>2</sup> D = 4.84708 mm	R = 4.5 A = 0.884 m/s <sup>2</sup> D = 3.42597 mm	R = 4.5 A = 1.25 m/s <sup>2</sup> D = 4.84708 mm	R = 4.5 A = 0.884 m/s <sup>2</sup> D = 3.42597 mm
Modo 5	0.227	0.0246	0.0367	0.999	0.15 %	0.33 %	R = 4.5 A = 1.25 m/s <sup>2</sup> D = 1.6298 mm	R = 4.5 A = 1.376 m/s <sup>2</sup> D = 1.79414 mm	R = 4.5 A = 1.25 m/s <sup>2</sup> D = 1.6298 mm	R = 4.5 A = 1.376 m/s <sup>2</sup> D = 1.79414 mm
Modo 6	0.179	0.5153	0.1144	0.8493	16.29 %	0.8 %	R = 4.5 A = 1.25 m/s <sup>2</sup> D = 1.01232 mm	R = 4.5 A = 1.379 m/s <sup>2</sup> D = 1.1167 mm	R = 4.5 A = 1.25 m/s <sup>2</sup> D = 1.01232 mm	R = 4.5 A = 1.379 m/s <sup>2</sup> D = 1.1167 mm
Modo 7	0.161	0.0918	0.52	0.8492	0.51 %	16.5 %	R = 4.5 A = 1.25 m/s <sup>2</sup> D = 0.82248 mm	R = 4.5 A = 1.379 m/s <sup>2</sup> D = 0.90729 mm	R = 4.5 A = 1.25 m/s <sup>2</sup> D = 0.82248 mm	R = 4.5 A = 1.379 m/s <sup>2</sup> D = 0.90729 mm
Modo 8	0.155	0.0215	0.0142	0.9997	0.07 %	0.03 %	R = 4.5 A = 1.25 m/s <sup>2</sup> D = 0.75906 mm	R = 4.5 A = 1.379 m/s <sup>2</sup> D = 0.83733 mm	R = 4.5 A = 1.25 m/s <sup>2</sup> D = 0.75906 mm	R = 4.5 A = 1.379 m/s <sup>2</sup> D = 0.83733 mm
Modo 9	0.117	0.0284	0.015	0.9995	0.06 %	0.02 %	R = 4.5 A = 1.25 m/s <sup>2</sup> D = 0.43657 mm	R = 4.5 A = 1.379 m/s <sup>2</sup> D = 0.48159 mm	R = 4.5 A = 1.25 m/s <sup>2</sup> D = 0.43657 mm	R = 4.5 A = 1.379 m/s <sup>2</sup> D = 0.48159 mm
Modo 10	0.098	0.0292	0.0389	0.9988	0.02 %	0.04 %	R = 4.4 A = 1.257 m/s <sup>2</sup> D = 0.30719 mm	R = 4.4 A = 1.386 m/s <sup>2</sup> D = 0.33886 mm	R = 4.4 A = 1.257 m/s <sup>2</sup> D = 0.30719 mm	R = 4.4 A = 1.386 m/s <sup>2</sup> D = 0.33886 mm
Modo 11	0.082	0.6588	0.669	0.3442	2.9 %	2.98 %	R = 3.86 A = 1.296 m/s <sup>2</sup> D = 0.22146 mm	R = 3.86 A = 1.43 m/s <sup>2</sup> D = 0.24429 mm	R = 3.86 A = 1.296 m/s <sup>2</sup> D = 0.22146 mm	R = 3.86 A = 1.43 m/s <sup>2</sup> D = 0.24429 mm
Modo 12	0.079	0.3224	0.2638	0.9091	3.42 %	2.29 %	R = 3.75 A = 1.304 m/s <sup>2</sup> D = 0.2051 mm	R = 3.75 A = 1.439 m/s <sup>2</sup> D = 0.22625 mm	R = 3.75 A = 1.304 m/s <sup>2</sup> D = 0.2051 mm	R = 3.75 A = 1.439 m/s <sup>2</sup> D = 0.22625 mm
Modo 13	0.069	0.0272	0.0275	0.9993	0.41 %	0.42 %	R = 3.45 A = 1.328 m/s <sup>2</sup> D = 0.16141 mm	R = 3.45 A = 1.465 m/s <sup>2</sup> D = 0.17806 mm	R = 3.45 A = 1.328 m/s <sup>2</sup> D = 0.16141 mm	R = 3.45 A = 1.465 m/s <sup>2</sup> D = 0.17806 mm
Modo 14	0.055	0.1495	0.4331	0.8889	0.28 %	2.37 %	R = 3.02 A = 1.362 m/s <sup>2</sup> D = 0.10492 mm	R = 3.02 A = 1.503 m/s <sup>2</sup> D = 0.11574 mm	R = 3.02 A = 1.362 m/s <sup>2</sup> D = 0.10492 mm	R = 3.02 A = 1.503 m/s <sup>2</sup> D = 0.11574 mm
Total					90.11 %	93.62 %				

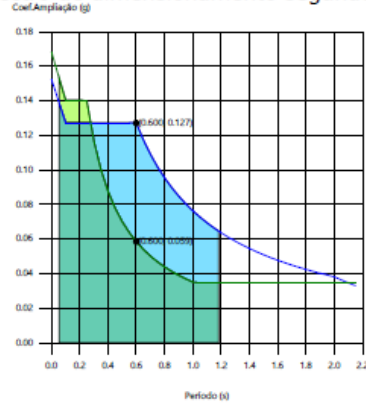
Produzido por uma versão educativa de CYPE

Espectro de dimensionamento segundo X



— Ação sísmica tipo 1  
— Ação sísmica tipo 2

Espectro de dimensionamento segundo Y



— Ação sísmica tipo 1  
— Ação sísmica tipo 2

apresenta-se o intervalo de períodos abarcado pelos modos estudados, com indicação dos modos nos que desloca mais de 30% da massa:

Hipótese Sismo X1		
Acção modal	T (s)	A (g)
Modo 2	0.737	0.104

Hipótese Sismo Y1		
Acção modal	T (s)	A (g)
Modo 3	0.600	0.127

Hipótese Sismo X2		
Acção modal	T (s)	A (g)
Modo 2	0.737	0.048

Hipótese Sismo Y2		
Acção modal	T (s)	A (g)
Modo 3	0.600	0.059

## Deslocamento entre andares

## DESLOCAMENTO ENTRE PLANTAS

Sismo X1								
Planta	Cota (m)	h (m)	Deslocamento X		Deslocamento Y			
			Absoluto (cm)	Relativo	Absoluto (cm)	Relativo		
Terraço/Cobertura	21.550	2.980	0.00	0.0000h	---	0.00	0.0000h	---
Cobertura	18.570	3.070	1.62	0.0053h	✓	0.25	0.0008h	✓
Piso 5	15.500	3.070	1.66	0.0054h	✓	0.26	0.0008h	✓
Piso 4	12.430	3.070	1.66	0.0054h	✓	0.26	0.0009h	✓
Piso 3	9.360	3.070	1.56	0.0051h	✓	0.25	0.0008h	✓
Piso 2	6.290	3.070	1.30	0.0042h	✓	0.23	0.0007h	✓
Piso 1	3.220	3.070	0.85	0.0028h	✓	0.18	0.0006h	✓
Piso 0	0.150	1.500	0.16	0.0010h	✓	0.04	0.0003h	✓

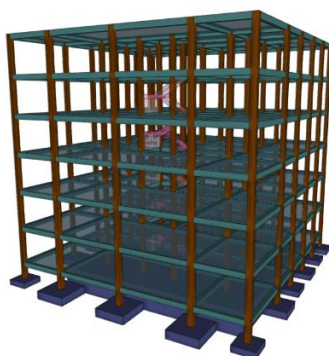
Sismo X2								
Planta	Cota (m)	h (m)	Deslocamento X		Deslocamento Y			
			Absoluto (cm)	Relativo	Absoluto (cm)	Relativo		
Terraço/Cobertura	21.550	2.980	0.00	0.0000h	---	0.00	0.0000h	---
Cobertura	18.570	3.070	0.78	0.0025h	✓	0.14	0.0004h	✓

Sismo X2								
Planta	Cota (m)	h (m)	Deslocamento X			Deslocamento Y		
			Absoluto (cm)	Relativo		Absoluto (cm)	Relativo	
Piso 5	15.500	3.070	0.79	0.0026h	✓	0.13	0.0004h	✓
Piso 4	12.430	3.070	0.77	0.0025h	✓	0.13	0.0004h	✓
Piso 3	9.360	3.070	0.72	0.0023h	✓	0.12	0.0004h	✓
Piso 2	6.290	3.070	0.61	0.0020h	✓	0.11	0.0004h	✓
Piso 1	3.220	3.070	0.41	0.0013h	✓	0.10	0.0003h	✓
Piso 0	0.150	1.500	0.08	0.0005h	✓	0.03	0.0002h	✓

Sismo Y1								
Planta	Cota (m)	h (m)	Deslocamento X			Deslocamento Y		
			Absoluto (cm)	Relativo		Absoluto (cm)	Relativo	
Terraço/Cobertura	21.550	2.980	0.00	0.0000h	---	0.00	0.0000h	---
Cobertura	18.570	3.070	0.32	0.0010h	✓	1.22	0.0040h	✓
Piso 5	15.500	3.070	0.32	0.0010h	✓	1.30	0.0042h	✓
Piso 4	12.430	3.070	0.32	0.0011h	✓	1.34	0.0044h	✓
Piso 3	9.360	3.070	0.31	0.0010h	✓	1.29	0.0042h	✓
Piso 2	6.290	3.070	0.27	0.0009h	✓	1.13	0.0037h	✓
Piso 1	3.220	3.070	0.20	0.0006h	✓	0.83	0.0027h	✓
Piso 0	0.150	1.500	0.04	0.0003h	✓	0.20	0.0013h	✓

Sismo Y2								
Planta	Cota (m)	h (m)	Deslocamento X			Deslocamento Y		
			Absoluto (cm)	Relativo		Absoluto (cm)	Relativo	
Terraço/Cobertura	21.550	2.980	0.00	0.0000h	---	0.00	0.0000h	---
Cobertura	18.570	3.070	0.18	0.0006h	✓	0.59	0.0019h	✓
Piso 5	15.500	3.070	0.16	0.0005h	✓	0.62	0.0020h	✓
Piso 4	12.430	3.070	0.16	0.0005h	✓	0.63	0.0020h	✓
Piso 3	9.360	3.070	0.15	0.0005h	✓	0.60	0.0019h	✓
Piso 2	6.290	3.070	0.13	0.0004h	✓	0.52	0.0017h	✓
Piso 1	3.220	3.070	0.11	0.0003h	✓	0.40	0.0013h	✓
Piso 0	0.150	1.500	0.03	0.0002h	✓	0.10	0.0007h	✓

## Resultados do análise sísmica do modelo 3



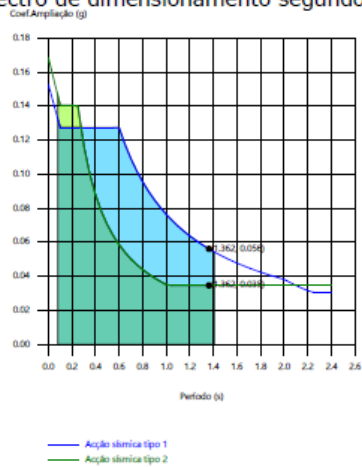
### Modos de vibração

#### 1.3. Coeficientes de participação

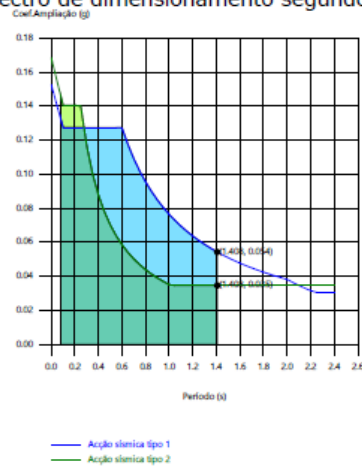
Modo	T	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>	L <sub>z</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	Hipótese X(1)	Hipótese X(2)	Hipótese Y(1)	Hipótese Y(2)
Modo 1	1.408	0.0103	0.7769	0.6295	0.01 %	74.74 %	R = 4.5 A = 0.533 m/s <sup>2</sup> D = 26.7512 mm	R = 3.24 A = 0.34 m/s <sup>2</sup> D = 17.0716 mm	R = 4.5 A = 0.533 m/s <sup>2</sup> D = 26.7512 mm	R = 3.24 A = 0.34 m/s <sup>2</sup> D = 17.0716 mm
Modo 2	1.362	0.5879	0.0172	0.8088	73.59 %	0.06 %	R = 4.5 A = 0.551 m/s <sup>2</sup> D = 25.8775 mm	R = 3.35 A = 0.34 m/s <sup>2</sup> D = 15.9723 mm	R = 4.5 A = 0.551 m/s <sup>2</sup> D = 25.8775 mm	R = 3.35 A = 0.34 m/s <sup>2</sup> D = 15.9723 mm
Modo 3	1.241	0.0195	0.0112	0.9997	1.98 %	0.65 %	R = 4.5 A = 0.605 m/s <sup>2</sup> D = 23.5819 mm	R = 3.68 A = 0.34 m/s <sup>2</sup> D = 13.263 mm	R = 4.5 A = 0.605 m/s <sup>2</sup> D = 23.5819 mm	R = 3.68 A = 0.34 m/s <sup>2</sup> D = 13.263 mm
Modo 4	0.478	0.0144	0.9125	0.4089	0 %	8.25 %	R = 4.5 A = 1.25 m/s <sup>2</sup> D = 7.24315 mm	R = 4.5 A = 0.723 m/s <sup>2</sup> D = 4.18782 mm	R = 4.5 A = 1.25 m/s <sup>2</sup> D = 7.24315 mm	R = 4.5 A = 0.723 m/s <sup>2</sup> D = 4.18782 mm
Modo 5	0.464	0.7946	0.0103	0.6071	8.09 %	0 %	R = 4.5 A = 1.25 m/s <sup>2</sup> D = 6.8031 mm	R = 4.5 A = 0.745 m/s <sup>2</sup> D = 4.05592 mm	R = 4.5 A = 1.25 m/s <sup>2</sup> D = 6.8031 mm	R = 4.5 A = 0.745 m/s <sup>2</sup> D = 4.05592 mm
Modo 6	0.419	0.0106	0.0062	0.9999	0.07 %	0.02 %	R = 4.5 A = 1.25 m/s <sup>2</sup> D = 5.54808 mm	R = 4.5 A = 0.826 m/s <sup>2</sup> D = 3.66668 mm	R = 4.5 A = 1.25 m/s <sup>2</sup> D = 5.54808 mm	R = 4.5 A = 0.826 m/s <sup>2</sup> D = 3.66668 mm
Modo 7	0.295	0.0005	0.8795	0.476	0 %	3.24 %	R = 4.5 A = 1.25 m/s <sup>2</sup> D = 2.75233 mm	R = 4.5 A = 1.173 m/s <sup>2</sup> D = 2.58366 mm	R = 4.5 A = 1.25 m/s <sup>2</sup> D = 2.75233 mm	R = 4.5 A = 1.173 m/s <sup>2</sup> D = 2.58366 mm
Modo 8	0.288	0.7437	0.0094	0.6684	3.13 %	0 %	R = 4.5 A = 1.25 m/s <sup>2</sup> D = 2.62768 mm	R = 4.5 A = 1.204 m/s <sup>2</sup> D = 2.53143 mm	R = 4.5 A = 1.25 m/s <sup>2</sup> D = 2.62768 mm	R = 4.5 A = 1.204 m/s <sup>2</sup> D = 2.53143 mm
Modo 9	0.258	0.016	0.0108	0.9998	0.06 %	0.03 %	R = 4.5 A = 1.25 m/s <sup>2</sup> D = 2.10623 mm	R = 4.5 A = 1.342 m/s <sup>2</sup> D = 2.26098 mm	R = 4.5 A = 1.25 m/s <sup>2</sup> D = 2.10623 mm	R = 4.5 A = 1.342 m/s <sup>2</sup> D = 2.26098 mm
Modo 10	0.209	0.0305	0.8332	0.5521	0 %	1.85 %	R = 4.5 A = 1.25 m/s <sup>2</sup> D = 1.38632 mm	R = 4.5 A = 1.378 m/s <sup>2</sup> D = 1.52826 mm	R = 4.5 A = 1.25 m/s <sup>2</sup> D = 1.38632 mm	R = 4.5 A = 1.378 m/s <sup>2</sup> D = 1.52826 mm
Modo 11	0.206	0.7234	0.0353	0.6895	1.78 %	0 %	R = 4.5 A = 1.25 m/s <sup>2</sup> D = 1.34012 mm	R = 4.5 A = 1.378 m/s <sup>2</sup> D = 1.47774 mm	R = 4.5 A = 1.25 m/s <sup>2</sup> D = 1.34012 mm	R = 4.5 A = 1.378 m/s <sup>2</sup> D = 1.47774 mm
Modo 12	0.182	0.0144	0.0084	0.9999	0.03 %	0.01 %	R = 4.5 A = 1.25 m/s <sup>2</sup> D = 1.04941 mm	R = 4.5 A = 1.379 m/s <sup>2</sup> D = 1.15762 mm	R = 4.5 A = 1.25 m/s <sup>2</sup> D = 1.04941 mm	R = 4.5 A = 1.379 m/s <sup>2</sup> D = 1.15762 mm
Modo 13	0.158	0.1156	0.8016	0.5865	0.02 %	0.97 %	R = 4.5 A = 1.25 m/s <sup>2</sup> D = 0.78842 mm	R = 4.5 A = 1.379 m/s <sup>2</sup> D = 0.86971 mm	R = 4.5 A = 1.25 m/s <sup>2</sup> D = 0.78842 mm	R = 4.5 A = 1.379 m/s <sup>2</sup> D = 0.86971 mm
Modo 14	0.156	0.7614	0.1316	0.6348	0.9 %	0.03 %	R = 4.5 A = 1.25 m/s <sup>2</sup> D = 0.7721 mm	R = 4.5 A = 1.379 m/s <sup>2</sup> D = 0.85171 mm	R = 4.5 A = 1.25 m/s <sup>2</sup> D = 0.7721 mm	R = 4.5 A = 1.379 m/s <sup>2</sup> D = 0.85171 mm
Modo 15	0.137	0.0156	0.0085	0.9998	0.02 %	0 %	R = 4.5 A = 1.25 m/s <sup>2</sup> D = 0.59815 mm	R = 4.5 A = 1.379 m/s <sup>2</sup> D = 0.65982 mm	R = 4.5 A = 1.25 m/s <sup>2</sup> D = 0.59815 mm	R = 4.5 A = 1.379 m/s <sup>2</sup> D = 0.65982 mm
Modo 16	0.133	0.6335	0.748	0.1978	0.13 %	0.19 %	R = 4.5 A = 1.25 m/s <sup>2</sup> D = 0.55819 mm	R = 4.5 A = 1.379 m/s <sup>2</sup> D = 0.61575 mm	R = 4.5 A = 1.25 m/s <sup>2</sup> D = 0.55819 mm	R = 4.5 A = 1.379 m/s <sup>2</sup> D = 0.61575 mm
Modo 17	0.132	0.7194	0.6861	0.1081	0.17 %	0.15 %	R = 4.5 A = 1.25 m/s <sup>2</sup> D = 0.5533 mm	R = 4.5 A = 1.379 m/s <sup>2</sup> D = 0.61035 mm	R = 4.5 A = 1.25 m/s <sup>2</sup> D = 0.5533 mm	R = 4.5 A = 1.379 m/s <sup>2</sup> D = 0.61035 mm
Modo 18	0.115	0.0273	0.0128	0.9995	0.02 %	0 %	R = 4.5 A = 1.25 m/s <sup>2</sup> D = 0.41602 mm	R = 4.5 A = 1.379 m/s <sup>2</sup> D = 0.45892 mm	R = 4.5 A = 1.25 m/s <sup>2</sup> D = 0.41602 mm	R = 4.5 A = 1.379 m/s <sup>2</sup> D = 0.45892 mm
Modo 19	0.084	0.0104	0.9108	0.4127	0 %	9.78 %	R = 3.91 A = 1.293 m/s <sup>2</sup> D = 0.22882 mm	R = 3.91 A = 1.426 m/s <sup>2</sup> D = 0.25241 mm	R = 3.91 A = 1.293 m/s <sup>2</sup> D = 0.22882 mm	R = 3.91 A = 1.426 m/s <sup>2</sup> D = 0.25241 mm
Modo 20	0.082	0.6944	0.0059	0.7196	9.88 %	0 %	R = 3.86 A = 1.296 m/s <sup>2</sup> D = 0.22201 mm	R = 3.86 A = 1.43 m/s <sup>2</sup> D = 0.24491 mm	R = 3.86 A = 1.296 m/s <sup>2</sup> D = 0.22201 mm	R = 3.86 A = 1.43 m/s <sup>2</sup> D = 0.24491 mm
Total					99.88 %	99.97 %				

## Representação dos períodos modais

Espectro de dimensionamento segundo X



Espectro de dimensionamento segundo Y



Representa-se o intervalo de períodos abarcado pelos modos estudados, com indicação dos modos nos que desloca mais de 30% da massa:

Produzido por uma versão da Plataforma de CYPE

Hipótese Sismo X1		
Acção modal	T (s)	A (g)
Modo 2	1.362	0.056

Hipótese Sismo Y1		
Acção modal	T (s)	A (g)
Modo 1	1.408	0.054

Hipótese Sismo X2		
Acção modal	T (s)	A (g)
Modo 2	1.362	0.035

Hipótese Sismo Y2		
Acção modal	T (s)	A (g)
Modo 1	1.408	0.035

## Deslocamento entre andares

## DESLOCAMENTO ENTRE PLANTAS

Sismo X1								
Planta	Cota (m)	h (m)	Deslocamento X			Deslocamento Y		
			Absoluto (cm)	Relativo		Absoluto (cm)	Relativo	
Terraço/Cobertura	21.550	2.980	0.00	0.0000h	---	0.00	0.0000h	---
Cobertura	18.570	3.070	1.67	0.0054h	✓	0.07	0.0002h	✓
Piso 5	15.500	3.070	1.88	0.0061h	✓	0.08	0.0003h	✓
Piso 4	12.430	3.070	2.58	0.0084h	✓	0.10	0.0003h	✓
Piso 3	9.360	3.070	3.16	0.0103h	✓	0.11	0.0004h	✓
Piso 2	6.290	3.070	3.61	0.0118h	✓	0.13	0.0004h	✓
Piso 1	3.220	3.070	3.61	0.0118h	✓	0.12	0.0004h	✓
Piso 0	0.150	1.500	0.55	0.0037h	✓	0.02	0.0002h	✓

Sismo X2								
Planta	Cota (m)	h (m)	Deslocamento X			Deslocamento Y		
			Absoluto (cm)	Relativo		Absoluto (cm)	Relativo	
Terraço/Cobertura	21.550	2.980	0.00	0.0000h	---	0.00	0.0000h	---
Cobertura	18.570	3.070	1.10	0.0036h	✓	0.05	0.0002h	✓
Piso 5	15.500	3.070	1.16	0.0038h	✓	0.07	0.0002h	✓
Piso 4	12.430	3.070	1.60	0.0052h	✓	0.07	0.0002h	✓
Piso 3	9.360	3.070	1.97	0.0064h	✓	0.08	0.0003h	✓
Piso 2	6.290	3.070	2.23	0.0073h	✓	0.09	0.0003h	✓
Piso 1	3.220	3.070	2.23	0.0073h	✓	0.07	0.0002h	✓
Piso 0	0.150	1.500	0.35	0.0023h	✓	0.02	0.0001h	✓

Sismo Y1								
Planta	Cota (m)	h (m)	Deslocamento X			Deslocamento Y		
			Absoluto (cm)	Relativo		Absoluto (cm)	Relativo	
Terraço/Cobertura	21.550	2.980	0.00	0.0000h	---	0.00	0.0000h	---
Cobertura	18.570	3.070	0.08	0.0003h	✓	1.78	0.0058h	✓
Piso 5	15.500	3.070	0.10	0.0003h	✓	2.02	0.0066h	✓
Piso 4	12.430	3.070	0.14	0.0004h	✓	2.74	0.0089h	✓
Piso 3	9.360	3.070	0.16	0.0005h	✓	3.34	0.0109h	✓
Piso 2	6.290	3.070	0.18	0.0006h	✓	3.80	0.0124h	✓
Piso 1	3.220	3.070	0.18	0.0006h	✓	3.76	0.0122h	✓

Sismo Y1								
Planta	Cota (m)	h (m)	Deslocamento X			Deslocamento Y		
			Absoluto (cm)	Relativo		Absoluto (cm)	Relativo	
Piso 0	0.150	1.500	0.03	0.0002h	✓	0.59	0.0039h	✓

Sismo Y2								
Planta	Cota (m)	h (m)	Deslocamento X			Deslocamento Y		
			Absoluto (cm)	Relativo		Absoluto (cm)	Relativo	
Terraço/Cobertura	21.550	2.980	0.00	0.0000h	---	0.00	0.0000h	---
Cobertura	18.570	3.070	0.06	0.0002h	✓	1.18	0.0038h	✓
Piso 5	15.500	3.070	0.08	0.0002h	✓	1.27	0.0042h	✓
Piso 4	12.430	3.070	0.09	0.0003h	✓	1.75	0.0057h	✓
Piso 3	9.360	3.070	0.11	0.0004h	✓	2.15	0.0070h	✓
Piso 2	6.290	3.070	0.12	0.0004h	✓	2.43	0.0079h	✓
Piso 1	3.220	3.070	0.11	0.0004h	✓	2.40	0.0078h	✓
Piso 0	0.150	1.500	0.02	0.0001h	✓	0.38	0.0026h	✓