

**Conceção de estruturas de betão armado sob
ação sísmica com mitigação de danos –
Estado da arte e proposta de soluções**

Versão final após defesa

Cladmara Gonçalves Timas

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em

Engenharia Civil

(mestrado integrado)

Orientador: Prof. Doutor Clemente Martins Pinto

Abril de 2023

Declaração de Integridade

Eu, Cladmara Gonçalves Timas, que abaixo assino, estudante com o número de inscrição 38469 do curso de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia, 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 referência de frases, extratos, imagens e outras formas de trabalho intelectual, e assumindo assim na íntegra as responsabilidades da autoria.

Universidade da Beira Interior, Covilhã 04 / 04 / 2023

Cladmara Gonçalves Timas.

(Cladmara Gonçalves Timas)



Dedicatória

Dedico este trabalho, em especial aos meus pais, Dério Timas e Delmira Gonçalves, por acreditarem na minha capacidade intelectual e por nunca medirem esforços para que hoje pudesse chegar a esta etapa.

Aos familiares e amigos pelo apoio e pela confiança depositada ao longo desses anos e aos docentes do curso de Mestrado Integrado em Engenharia Civil da universidade pelo incentivo e pelos ensinamentos.

Agradecimentos

Primeiramente agradeço ao meu orientador, Professor Doutor Clemente Martins Pinto, por ter aceitado o compromisso de me orientar na elaboração desta dissertação, pela disponibilidade e confiança depositada em mim, pelo incentivo na aquisição de novos conhecimentos e no desenvolvimento de novas habilidades complementares a nível profissional, pela paciência e simpatia demonstrada ao longo do processo e pelos conhecimentos transmitidos.

Aos docentes e a toda a equipe do Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura (DECA) da Universidade da Beira Interior que nos receberam e acolheram desde o início, pelo cuidado e carinho para conosco alunos internacionais, pela disponibilidade e por zelar sempre pelo processo de ensino-aprendizagem. A todos que fizeram parte deste percurso académico, em especial ao Professor Doutor João Lanzinha, bem-haja.

Aos meus pais agradeço pelos esforços depositados na minha educação e formação, por terem acreditado em mim e por nunca terem desistido da minha formação académica mediante diversas dificuldades. *“Sem nhos esforço, persistência e koragem hoje nka staba li t desfruta des título de engenheira. Nhas conquistas ê nhos vitórias. Portanto, a nhos Engenheiro Dério Timas e Engenheira Delmira Gonçalves, meus parabéns pa más um etapa concluído ku sucesso”*.

Aos familiares e amigos, principalmente a minha tia e segunda mãe Tereza Cardoso Gonçalves e as minhas primas Deise Carine Cardoso e Elsa Andrade, que mesmo distantes, sempre apoiaram e incentivaram as minhas escolhas, demonstrando enorme orgulho na pessoa que me tornei, sem nunca duvidarem do meu potencial; ao meu primo e amigo de berço Wesley Mar Eusébio, pela confiança e incentivo através da responsabilidade a mim atribuído por ser seu ícone, exemplo a seguir.

Um agradecimento muito especial aos meus companheiros de combate, Elton Jorge Ribeiro Montrond e Carlos Frederico Gonçalves, pelos belos e turbulentos momentos juntos passados, por cada gargalhada compartilhada das mais divertidas situações, pelo suporte emocional, pelo companheirismo e pela bela amizade gerada entre nós. A vocês serei eternamente grata pelas belas recordações da experiência universitária e de uma calorosa amizade jamais vivida.

Não poderia deixar de agradecer a comunidade cabo-verdiana da Covilhã, pela calorosa receção, acolhimento e ensinamento ao longo desses anos.

Ao meu amigo em especial, Mário Alberto R. P. Maurício, pelo companheirismo, pelo suporte emocional, pela permanência ao meu lado em todas as dificuldades e conquistas. *“Ku bô até fim”*.

A todos que participaram, direta ou indiretamente do desenvolvimento deste trabalho de pesquisa, enriquecendo o meu processo de aprendizado.

Bem-haja a todos.

Resumo

O projeto sísmico de estruturas, numa perspetiva convencional, tem por base o objetivo de se ter um tipo de comportamento que salvguarde as vidas humanas, sem uma preocupação na mitigação de danos. A preocupação para um comportamento dúctil e com manutenção de integridade não incorpora questões de operacionalidade após os eventos, com significativos impactos na vida das pessoas.

O evento sísmico de Christchurch na Nova Zelândia, ocorrido em 2011, permitiu constatar um nível de dano sísmico com reparações economicamente inviáveis, apesar de se ter verificado um comportamento das estruturas com capacidade dissipativa em que as vidas foram salvaguardadas. No entanto, o nível de dano observado implicou grandes impactos económicos e na vida das pessoas, demonstrando-se que existem ainda questões para resolver tendo em vista a missão da Engenharia no seu serviço à sociedade, nas diferentes vertentes. Ou seja, ficou demonstrado que existia em 2011 e continua a existir um problema para resolver em termos de minimização dos impactos dos sismos na vida das comunidades, apesar dos grandes avanços verificados nos últimos anos.

Na presente dissertação é apresentado um estudo acerca dos danos mais comuns, observados após eventos sísmicos reportados na bibliografia e são descritas e analisadas algumas soluções de mitigação. Adicionalmente, são apresentados resultados de análises computacionais de uma estrutura com um tipo de solução para mitigação de dano, comparando-se as perspetivas de análise tradicionais e de análise orientadas pelo controlo do comportamento em termos do desempenho pretendido.

Para além de orientações para a conceção de sistemas estruturais de edifícios de betão armado com mitigação de dano, baseadas na análise do comportamento, são comparadas ferramentas de análise representativas de alguma prática de projeto e ferramentas de natureza mais avançada, essencialmente focadas na resolução de problemas académicos.

Os resultados das análises efetuadas permitiram verificar que são viáveis soluções com mitigação de danos com estruturas flexíveis. A flexibilidade contribui para a redução das exigências sísmicas e permite soluções que satisfazem o critério de exigência baseado nos deslocamentos entre pisos. O dano é mitigado com flexibilização das ligações entre vigas e pilares, ligações descontínuas entre as paredes e as fundações, com a estabilidade garantida por cabos pré-esforçados. As orientações de conceção deste tipo de soluções

contrastam com as soluções típicas bastante mais rígidas. Esse facto tem implicações no tipo de análise recomendado e na metodologia de avaliação da capacidade sísmica.

Palavras-chave

Mitigação de danos; capacidade de deformação; capacidade sísmica; dissipação de energia.

Abstract

The seismic design of structures, in a conventional perspective, is based on the objective of defining a type of behavior that saves human lives, without a concern in mitigating damage. A concern for ductile behavior and maintenance of integrity does not incorporate issues of operability after events, with impacts on people's lives.

The Christchurch seismic event in New Zealand, which occurred in 2011, revealed a level of seismic damage with unfeasible economic repairs, despite having verified the behavior of structures with dissipative capacity in which lives are preserved. However, the level of damage observed had major economic impacts and on people's lives, demonstrating that there are still issues to be resolved in view of Engineering's mission to solve the problems of communities, in different aspects. In other words, it was demonstrated that there existed in 2011 and there is still a problem to solve in terms of minimizing the impacts of earthquakes on the lives of communities, despite the large certificates verified in recent years.

In the present dissertation, a study is presented about the most common damages, observed in the seismic events reported in the bibliography and some mitigation solutions are described and followed. In addition, results of computational analysis of a structure with a type of solution for mitigation of damage are presented, comparing the perspectives of traditional analysis and analysis oriented by behavior control in terms of planned performance.

In addition to guidelines for the design of integrated systems of reinforced concrete buildings with damage mitigation, motivated by behavior analysis, analysis tools are detected that are representative of some design practice and tools of a more advanced nature, essentially focused on problem solving. academics.

The developed analyzes made it possible to conclude about the feasibility of carrying out seismic projects with damage mitigation solutions in the available calculation programs and their limitations and enabled the elaboration of a base form for the execution of similar projects.

Keywords

Damage mitigation; deformation capacity; seismic capacity; energy dissipation.

Índice

Dedicatória.....	v
Agradecimentos	vi
Resumo	ix
Abstract.....	xii
Índice	xv
Lista de Figuras.....	xviii
Lista de Tabelas	xxiii
Capítulo 1 – Introdução	1
1.1. Enquadramento do problema	1
1.2. Estrutura da dissertação.....	2
Capítulo 2 – Danos sísmicos e soluções de mitigação	3
2.1- Danos em edifícios de betão armado	3
2.2. Técnicas e soluções de mitigação de danos.....	7
2.2.1. Sistemas de ligações pré-esforçadas (Tecnologia PRESSSS)	8
2.2.1.1. Tecnologia PRESSSS nas ligações entre vigas e pilares	8
2.2.1.2. Tecnologia PRESSSS nas ligações entre as paredes e a fundação	10
2.2.2- Sistema <i>PreWEC</i>	11
2.2.3- Sistema de viga entalhada.....	12
Capítulo 3 – Análise Estrutural	14
3.1- Descrição da análise efetuada	14
3.1.1- Descrição da análise efetuada no <i>Robot Structural Analysis</i>	15
3.1.2- Validação e análise crítica do processo de análise.....	17
3.1.3- Descrição da análise efetuada no <i>Opensees</i>	19
3.2- Análises paramétricas no <i>Robot Structural Analysis</i>	23
3.2.1- Influencia da força de pré-esforço nos cabos.....	23
3.2.2- Influencia da área dos cabos de pré-esforço	25
3.2.3- Influencia da rigidez da fundação da parede	26
3.2.4- Influencia da posição dos cabos de pré-esforço em relação ao eixo da parede	27
3.2.5- Influencia da ligação entre vigas e pilares na rigidez lateral.....	28
3.3- Análises paramétricas com o <i>Opensees</i>	30

3.3.1- Análise com os cabos com comportamento elástico linear	30
3.3.1.1- Influencia das forças de pré-esforço e da resistência à compressão do betão.....	30
3.3.1.2- Influencia da rigidez da base da parede.....	32
3.3.2- Análise com comportamento elástico-plástico dos cabos de pré-esforço.	34
3.3.2.1- Análise paramétrica em termos de curvas de capacidade	34
3.3.2.2- Avaliação da capacidade sísmica	40
3.3.2.3- Discussão geral de resultados.....	46
Capítulo 4 – Conclusões	49
Referência	51
Anexo A – Rotinas de análise estrutural em OpenSeesPy.....	54

Lista de Figuras

Figura 1: Danos em paredes resistentes com encurvadura das armaduras no limite inferior (adaptado de [2]).	4
Figura 2: Fratura e cedência de armaduras em paredes resistentes de betão armado (adaptado de [1]).	4
Figura 3: Alongamento do pórtico (adaptado de [3]).	5
Figura 4: Perda de apoio da laje (adaptado de [3]).	6
Figura 5: Esquema de forças gerado na ligação viga/pilar.	6
Figura 6: Exemplo de aplicação de uma solução de mitigação com uso de cabos de pré-esforços: a) Parede resistente pré-fabricado (adaptado de [5]); b) Conexão Viga-Pilar (adaptado de [6]).	8
Figura 7: Método de mitigação de danos com utilização de pré-esforço parcialmente aderente (adaptado de [8]).	9
Figura 8: Conexões com aberturas de tensão-compressão – <i>TCY Gap</i> (adaptado de [8]).	10
Figura 9: Sistema híbrido de paredes: a) Sistema híbrido convencional (adaptado de [5]); b) Sistema híbrido com dispositivos de dissipação energética externos (adaptado de [7]).	11
Figura 10: Sistema <i>PreWEC</i> (adaptado de [5]).	12
Figura 11: Método de sistema de viga entalhada (adaptado de [3]).	13
Figura 12: Modelo do pórtico com parede resistente.	15
Figura 13: Modelo numérico em barra do pórtico.	16
Figura 14: Pormenor 1 da Figura 13.	17
Figura 15: Curva de deslocamento.	18
Figura 16: Variação das reações da base da parede resistente.	18

Figura 17: Variação das reações de apoio na base da parede segundo o método de análise por controle de deslocamentos.	19
Figura 18: Modelo numérico obtida do <i>OpenSees</i>	20
Figura 19: Pormenores construtivos dos elementos estruturais: a) Modelo da seção dos pilares; b) Modelo da seção das vigas; c) Modelo da seção das paredes.	21
Figura 20: Modelo de comportamento do material "Steel01" do <i>OpenSees</i> (adaptado de [20]).	21
Figura 21: Modelo de comportamento do material "Concrete01" do <i>OpenSees</i> (adaptado de [21]).	22
Figura 22: Modelo de comportamento do material "Elastic" do <i>OpenSees</i> (adaptado de [23]).	22
Figura 23: Influencia dos esforços do pré-esforço com rigidez da junta de 100 000kN/m.	24
Figura 24: Influencia dos esforços do pré-esforço com rigidez da junta de 300 000kN/m.	24
Figura 25: Comparação da influência dos esforços de pré-esforço para diferente rigidez da junta.	25
Figura 26: Influencia da área da seção do pré-esforço deslocamento transversal do topo da parede.....	26
Figura 27: Influência da rigidez dos apoios na base da parede.	27
Figura 28: Influência da posição do pré-esforço da parede resistente.....	28
Figura 29: Influencia da altura do entalhe na rigidez do cabo de pré-esforço para uma gama de valores de deslocamentos menor: a) Influencia do cabo de pré-esforço sem entalhe; b) Influencia do cabo de pré-esforço com entalhe a 10cm; c) Influencia do cabo de pré-esforço com entalhe a 20cm; d) Comparação Influencia do cabo de pré-esforço com entalhe a 10cm e a 20cm.	29
Figura 30: Influência do esforço de pré-esforço na rigidez lateral da estrutura com a resistência do betão à compressão de 100MPa.	31

Figura 31: Influência do esforço de pré-esforço na rigidez lateral da estrutura com a resistência do betão à compressão de 30MPa.	31
Figura 32: Comparação da influência da resistência à compressão do betão.	32
Figura 33: Comparação da influência da rigidez da base da parede.	33
Figura 34: Influência do esforço de pré-esforço na rigidez lateral da estrutura com a resistência do betão à compressão de 30MPa e rigidez da base da parede igual a 600×10^6 kN/m.....	33
Figura 35: Curva de capacidade para uma parede de 4m e f_c de 100MPa.....	35
Figura 36: Curva de capacidade para uma parede de 5m e f_c de 100MPa.	35
Figura 37: Curva de capacidade para uma parede de 6m e f_c de 100MPa.....	36
Figura 38: Curva de capacidade para uma parede de 6m e f_c de 35MPa.	36
Figura 39: Comparação das curvas de capacidade para paredes de 4m, 5m e 6m com f_c de 100MPa.	37
Figura 40: Comparação das curvas de capacidade para paredes de 6m com diferente resistência à compressão do betão.....	37
Figura 41: Relação do deslocamento de nó de controlo e tensão nos cabos de pré-esforço.	38
Figura 42: Relação do fator de força horizontal e tensão no cabo de pré-esforço.	39
Figura 43: Esquema de abordagem de análise: a) Abordagem de análise em termos de capacidade de deformação; b) Abordagem de análise em termos de capacidade de carga.	39
Figura 44: Primeiro modo de vibração para parede de quatro metros e força no cabo de 1000 kN, com o período de vibração de 14.73 s.	40
Figura 45: Curva de capacidade para os estados limites último de uma parede de 3m e força de pré-esforço igual a 1000kN.....	41
Figura 46: Curva de capacidade para os estados limites último de uma parede de 3m e força de pré-esforço igual a 2000kN.	42

Figura 47: Curva de capacidade para os estados limites último de uma parede de 4m e força de pré-esforço igual a 1000kN.....	42
Figura 48: Curva de capacidade para os estados limites último de uma parede de 5m e força de pré-esforço igual a 2000kN.	43
Figura 49: Curva de capacidade para os estados limites último de uma parede de 5m e força de pré-esforço igual a 4000kN.	44
Figura 50: Curva de capacidade para os estados limites último de uma parede de 6m e força de pré-esforço igual a 1000kN.....	44
Figura 51: Comparação de curvas de capacidade com diferentes valores de força de pré-esforço nos cabos, correspondente a uma parede de 4m.	45
Figura 52: Comparação de curvas de capacidade para dimensões de paredes diferentes e forças de pré-esforço nos cabos constantes.....	46
Figura 53: Forma genérica do espectro de resposta elástico disposto no EC8 (adaptado de [25]).....	47
Figura 54: Planta estrutural com entalhe nas conexões vigas/pilares e paredes estruturais a afastadas 10m.....	48

Lista de Tabelas

Tabela 1: Parâmetros da análise “Pushover” para parede de 3m e força de pré-esforço igual a 1000kN.....	41
Tabela 2: Parâmetros da análise “Pushover” para parede de 3m e força de pré-esforço igual a 2000kN.	42
Tabela 3: Parâmetros da análise “Pushover” para parede de 3m e força de pré-esforço igual a 1000kN.....	43
Tabela 4: Parâmetros da análise “Pushover” para parede de 5m e força de pré-esforço igual a 2000kN.	43
Tabela 5: Parâmetros da análise “Pushover” para parede de 5m e força de pré-esforço igual a 4000kN.	44
Tabela 6: Parâmetros da análise “Pushover” para parede de 6m e força de pré-esforço igual a 1000kN.....	45
Tabela 7: Secções dos elementos estruturais.....	48

Capítulo 1 – Introdução

1.1. Enquadramento do problema

A abordagem convencional do projeto sísmico assenta no objetivo de garantir um comportamento dúctil e com capacidade de dissipação de energia, de que resulta um tipo de desempenho que salvaguarde as vidas humanas, ao garantir a segurança das mesmas. No entanto, esse tipo de conceção estrutural não evita a ocorrência de dano, especialmente nas zonas de ligação onde ocorre a dissipação de energia nos elementos dúcteis. Assim, após ocorrência de sismo não se evitam grandes perdas económicas relacionadas com os custos de reparação e com as perdas de operacionalidade dos edifícios após os eventos sísmicos.

O evento sísmico de Christchurch na Nova Zelândia, ocorrido em 22 de fevereiro 2011, possibilitou o levantamento de danos estruturais e não estruturais em edifícios de betão armado cuja reparação se constatou ser economicamente inviável. De acordo com [1], foram observados os seguintes danos:

- Danos críticos nas regiões das rótulas plásticas que incluem perda do recobrimento, encurvadura e rompimento das armaduras de reforço;
- Deformações inelásticas significativas em estruturas resistentes à flexão, incluindo o seu alongamento e formação das rótulas plásticas;
- Rotura nos pavimentos, que funcionam como diafragma, por forças de tração geradas na zona de ligação da viga e do pilar;
- Perda de apoio das lajes pré-fabricadas;
- Deslocamento lateral excessivo de edifícios e perda de apoio de escadas e rampas;
- Danos estruturais em elementos que não participam na resistência às ações laterais do sistema.

Os elevados níveis de dano observados levaram a que, essencialmente na Nova Zelândia e nos Estados Unidos da América, passasse a existir uma preocupação em se desenvolverem estratégias de mitigação de danos. O objetivo é que, para além da segurança e proteção de vidas, sejam garantidos desempenhos em termos de danos que impliquem reparações viáveis e que não seja posta em causa a operacionalidade após os eventos sísmicos. Essa operacionalidade é mais relevante em estruturas de apoio à proteção civil, como é o caso dos Hospitais.

Um dos motivos que influenciou a realização deste estudo deve-se ao facto de a aplicação dessas soluções não ocorrerem com grande significado em Portugal. Assim, a presente dissertação faz uma análise das principais estratégias de mitigação de danos de estruturas de betão armado, com a sua descrição e interpretação do comportamento mecânico. Adicionalmente, é feita a análise de um tipo de sistema, com avaliação do comportamento estrutural e análise paramétrica. O objetivo é a compreensão do comportamento estrutural e a definição de orientações de base para a conceção de projetos sísmicos com danos reduzidos.

1.2. Estrutura da dissertação

Para além do presente capítulo introdutório, a dissertação contém mais três capítulos.

No segundo capítulo estão descritos os principais danos estruturais observados em estruturas de betão armado e as suas possíveis causas. São apresentados e caracterizados os diferentes métodos de mitigação de danos sísmicos existentes, assim como as suas limitações e possíveis soluções.

No terceiro capítulo são descritas as análises estruturais efetuadas, com apresentação dos resultados e a sua discussão. Do conjunto de resultados obtidos resulta a definição de uma solução cujo comportamento é avaliado tendo pro base as disposições regulamentares. O conjunto de análises efetuadas parte de procedimentos e modelos de comportamento mais simples até a análise mais complexa da qual resulta a avaliação efetiva das soluções. Esse procedimento pretendeu dar uma noção de como são limitadas as abordagens tradicionais ao problema sísmico, que se mostram ineficazes para o tipo de soluções em análise.

No capítulo 4 são apresentadas as conclusões gerais obtidas e são propostas questões para desenvolvimentos futuros.

Capítulo 2 – Danos sísmicos e soluções de mitigação

2.1- Danos em edifícios de betão armado

A intensidade sísmica registada no evento de 22 de fevereiro de 2011 em Christchurch na Nova Zelândia, conduziu a um elevado comportamento inelástico das estruturas e, conseqüentemente, a excessivos danos nas regiões das rótulas plásticas [1].

A observação das construções em zonas urbanas após o sismo permitiu observar danos estruturais e não estruturais em inúmeros edifícios com custos de reparação que a tornavam inviável, tornando inevitável a demolição [1].

Note-se que a filosofia da metodologia convencional de projeto sísmico estrutural centra-se na prevenção do colapso e na proteção das vidas, sem foco especial na mitigação de danos. Os exemplos abaixo após consulta bibliográfica tipificam os danos mais observados.

A referência [2] descreve um conjunto de ocorrências de danos resultantes do evento de 2011, que podem ocorrer em Portugal, mesmo em edifícios já projetados com as disposições do Eurocódigo 8.

- **Perda do recobrimento e encurvadura das armaduras** de reforço nas zonas de rotulas plásticas, frequentemente junto da base das paredes de betão armado. A Figura 1 descreve esses danos associados a ineficiente confinamento ou dificuldades construtivas na colocação de elevadas quantidades de armadura [2];



Figura 1: Danos em paredes resistentes com encurvadura das armaduras no limite inferior (adaptado de [2]).

- **Fracturação das armaduras de reforço** em elementos com reduzido número de fissuras. Este tipo de dano ocorre devido a reduzida quantidade de reforço existente na parede estrutural e a excessiva capacidade resistente do betão [2]. Quando a capacidade resistente do betão utilizado na construção for superior à definida em projeto, as fissuras na zona de tração da rótula plástica são em pequeno número e com maior abertura. Esse facto induz tração excessiva na armadura existente, levando à sua fratura. A Figura 2 ilustra um exemplo de fracturação de armaduras de reforço observado em estruturas de parede localizados em edifícios altos na Nova Zelândia.



Figura 2: Fratura e cedência de armaduras em paredes resistentes de betão armado (adaptado de [1]).

- **Alongamento dos pórticos:**

Durante um evento sísmico uma das ocorrências mais relevantes é o alongamento dos pórticos [1, 2, 3] (Figura 3). Essa ocorrência tem diferentes efeitos em termos de danos na estrutura de betão armado, nomeadamente perda de apoio dos pavimentos (Figura 4), essencialmente em sistemas pré-fabricadas, danos nos pilares por binários gerados nas vigas (Figura 5), que simultaneamente geram forças de tração nos pavimentos, reduzindo ou eliminando o seu efeito diagrama com reparações difíceis de concretizarem.

Aos danos acima referidos, acrescenta-se o dano que ocorre na face inferior da viga por compressão excessiva que leva a perda de material. Este tipo de dano ocorre em simultâneo com a natural formação de rotulas plásticas nas vigas independentemente do alongamento dos pórticos.

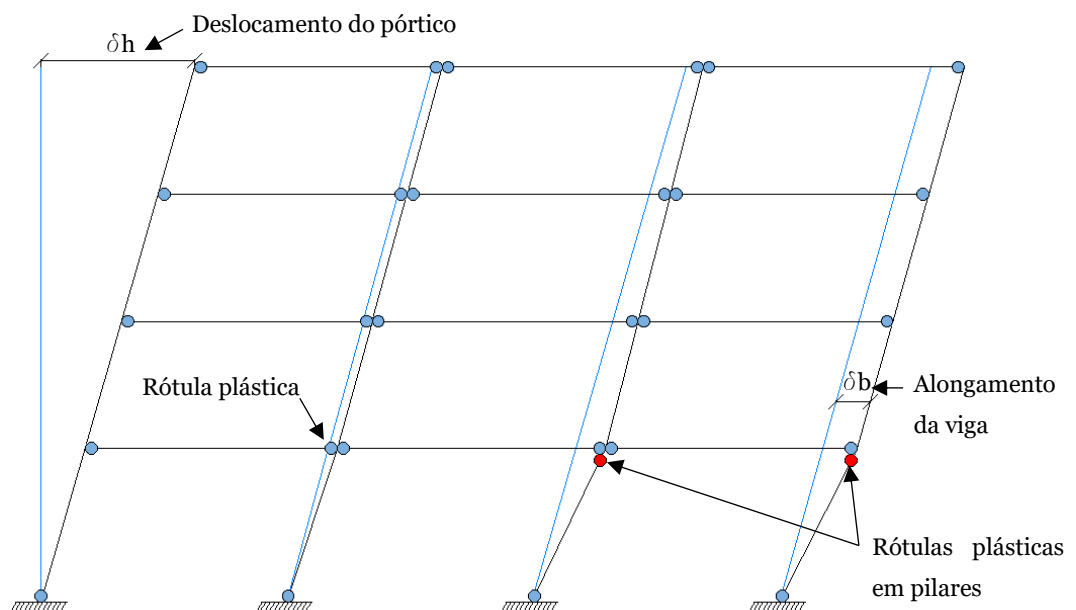


Figura 3: Alongamento do pórtico (adaptado de [3]).

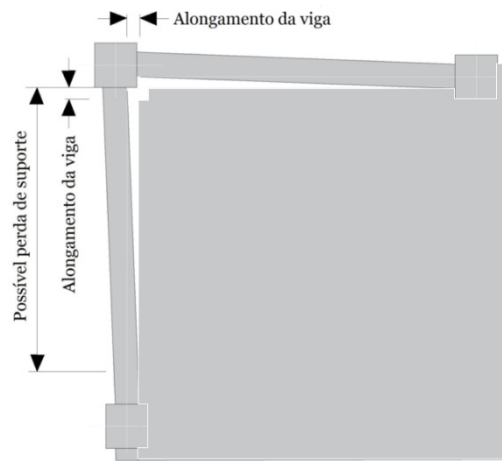


Figura 4: Perda de apoio da laje (adaptado de [3]).

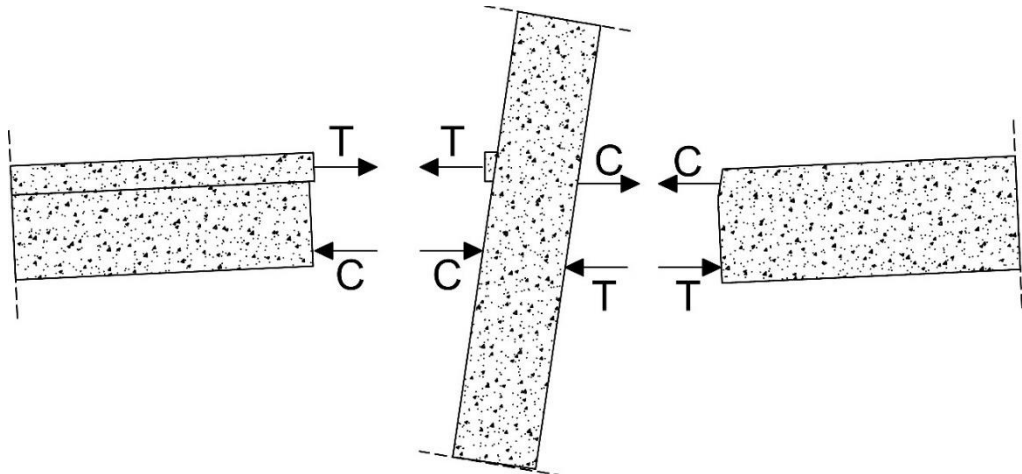


Figura 5: Esquema de forças gerado na ligação viga/pilar.

2.2. Técnicas e soluções de mitigação de danos

Os elevados níveis de danos descritos anteriormente levaram a diferentes pesquisas centradas no desenvolvimento de soluções de projetos sísmicos para mitigar os danos causados pela ação sísmica. Essas soluções devem permitir a construção de edifícios que apresentam um desempenho sísmico caracterizado por danos limitados ou negligíveis, com custos de reparação razoáveis e tempo de inoperacionalidade dos edifícios reduzido, que não comprometam de forma significativa as necessidades associadas ao seu funcionamento [1].

O conceito de projeto orientado para a mitigação de danos estruturais sob ação sísmica consiste em desenvolver estruturas com capacidade de dissipação de energia, rigidez e capacidade resistente suficiente, enquanto é promovida a mitigação de dano nos elementos estruturais, nomeadamente nas zonas de ligação entre vigas e pilares e nas lajes, com possibilidades de reparação mais fácil e economicamente viável [6]. A metodologia consiste em criar ligações com capacidade de deformação sem dano permanente em elementos cuja reparação seria difícil. A capacidade dissipativa é atribuída a elementos que, por um lado sejam fáceis de reparar ou substituir, e por outro o seu dano não interfira negativamente em zonas adjacentes, minimizando deformações permanentes. Adicionalmente, o retorno à forma inicial pode ser garantido por elementos dimensionados para funcionarem sempre em regime elástico linear [2], nomeadamente cabos de pré-esforço colocados estrategicamente

Uma das primeiras soluções de mitigação de dano a ser desenvolvida corresponde à utilização de ligações descontínuas entre vigas e pilares e nas bases de paredes resistentes, em que a continuidade dos caminhos de força é garantida com recurso ao pré-esforço (Figura 6) [4]. Desse modo, existem danos controlados na junta com faces em contato, que impede a sua propagação à restante estrutura. Essas ligações incorporam armaduras passivas que funcionam como elementos dissipativos.

O desenvolvimento dessas soluções iniciais progrediu para sistemas melhorados como é o caso do sistema híbrido (Figura 9) descrito detalhadamente na secção seguinte. Para além da capacidade de recuperação de forma, esses sistemas incorporam elementos dissipativos, de fácil substituição após o evento[5].

Os estudos desenvolvidos pelos engenheiros da Nova Zelândia têm contribuído para o progresso das tecnologias de mitigação de danos nas estruturas de betão armado, assim

como para a sua implementação em casos reais, que demonstraram comportamento satisfatório durante uma ação sísmica de intensidade elevada [2][5][6][7].

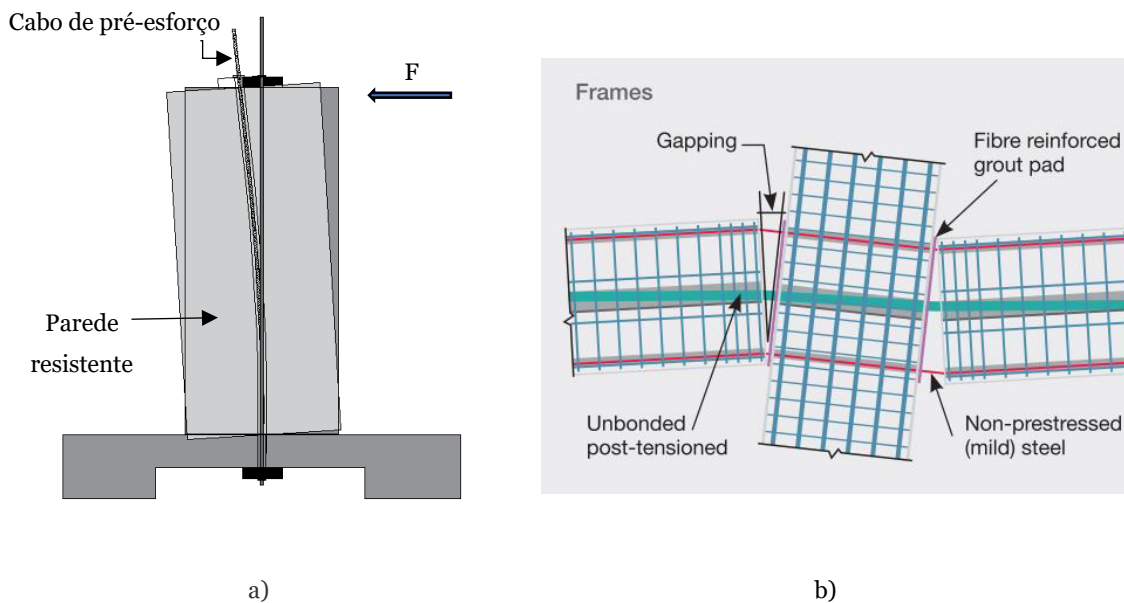


Figura 6: Exemplo de aplicação de uma solução de mitigação com uso de cabos de pré-esforços: a) Parede resistente pré-fabricado (adaptado de [5]); b) Conexão Viga-Pilar (adaptado de [6]).

2.2.1. Sistemas de ligações pré-esforçadas (Tecnologia PRESSS)

O programa PRESSS (*Precast Seismic Structural System*) [7] começou a ser desenvolvido no início dos anos 90 em instituições dos Estados Unidos e do Japão, com coordenação da Universidade da Califórnia. O objetivo do programa consistiu no desenvolvimento de sistemas estruturais para edifícios de betão armado que funcionassem de modo eficaz em caso de ação sísmica e com níveis de dano limitados [3]. Esses edifícios deveriam ter grande capacidade de deformação sem dano significativo nos elementos estruturais. As soluções foram desenvolvidas tanto para as ligações entre vigas e pilares como entre as paredes e as fundações.

2.2.1.1. Tecnologia PRESSS nas ligações entre vigas e pilares

A primeira proposta do conceito de mitigação de danos implementada no sistema PRESSS [3] consistia em ligações entre vigas e pilares com junta seca em que o contato e a transferência de forças é garantido por cabos de pré-esforço (Figura 7). A abertura das juntas secas implica o nível reduzido de dano na ligação e o efeito dos cabos de pré-

esforço (em regime elástico) permite a recuperação da forma. Uma das limitações deste sistema corresponde a uma limitada dissipação de energia [5], o que levou ao desenvolvimento de um sistema híbrido, em que para além dos elementos de pré-esforço, são incorporadas armaduras passivas com capacidade de dissipação de energia (Figura 8) [6,9]. Em caso de sismo essas barras de dissipação irão sofrer plastificação sendo eventualmente necessária à sua substituição. Esse procedimento fica mais fácil se o projeto as colocar em local estratégico para remoção e substituição dos elementos existentes [3].

A alteração da Figura 7 para a Figura 8 tem como vantagem tornar mais eficiente a transferência de cargas verticais das vigas para os pilares, conforme é explicado na Figura 8. No entanto, esta solução continua a não resolver o problema dos alongamentos da viga que provoca rotura e danos nas lajes, reduzindo ou eliminando o efeito diafragma.

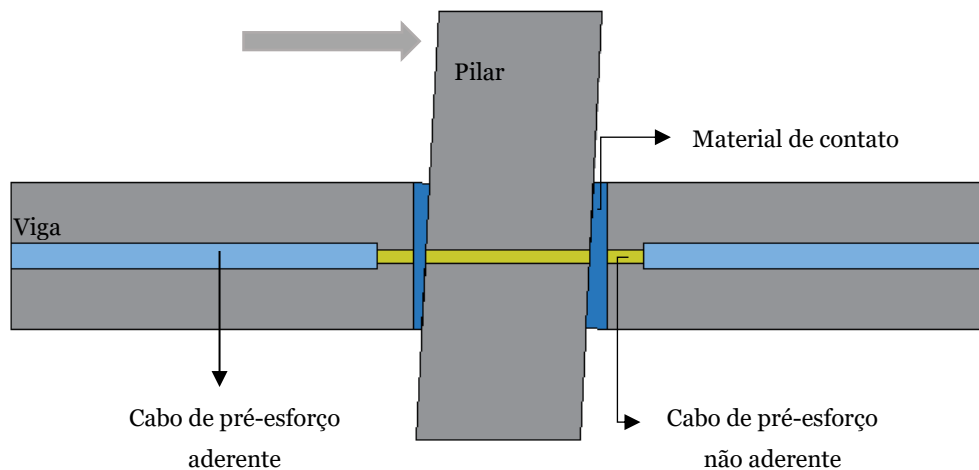


Figura 7: Método de mitigação de danos com utilização de pré-esforço parcialmente aderente (adaptado de [8]).

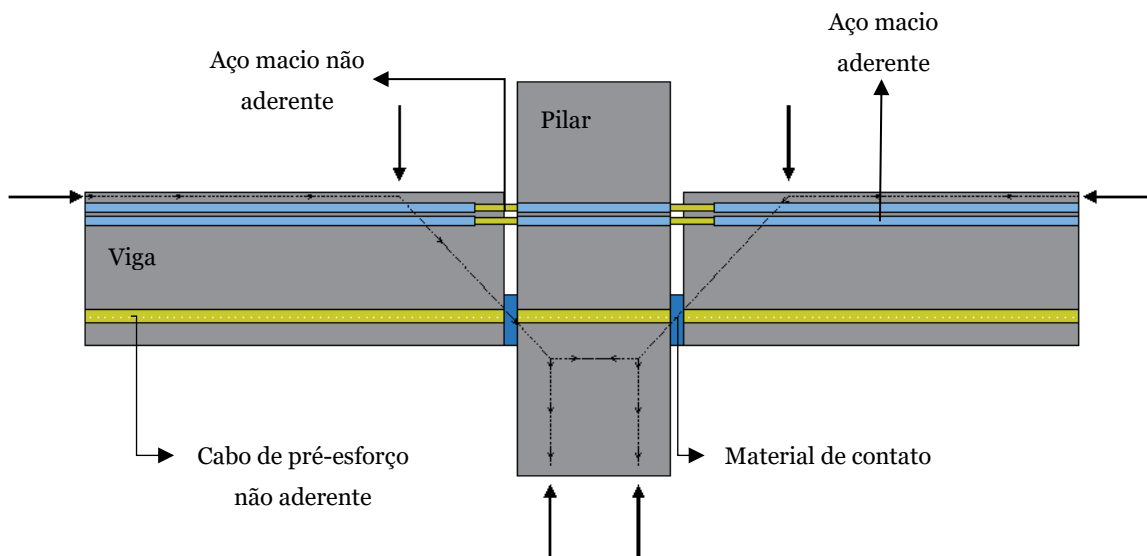


Figura 8: Conexões com aberturas de tensão-compressão – *TCY Gap* (adaptado de [8]).

2.2.1.2. Tecnologia PRESSS nas ligações entre as paredes e a fundação

Os elementos de parede funcionam como elemento principal na resistência as forças sísmicas, recebendo-as dos diafragmas e transferindo-as às fundações. Em termos de controlo de dano podem existir vantagens na adoção de juntas secas entre a parede e a fundação, com contato mantido através de cabos de pré-esforço [8]. Através dos cabos é possível ter recuperação de forma e o tipo de junta permite controlar o dano na base da parede (Figura 9) [6]. Tal como nas ligações entre vigas e pilares, o sistema pode adquirir capacidade de dissipação de energia através de barras de aço macio, com facilidade de reparação quando estrategicamente posicionados, dando origem ao sistema híbrido [9].

A capacidade da recuperação da forma após o evento sísmico é garantida pelo cabo de pré-esforço a funcionar em regime elástico-linear [9]. Assim, o dimensionamento dos cabos é feito com base nesse requisito, em função da ação sísmica e dos níveis possíveis de deformação lateral.

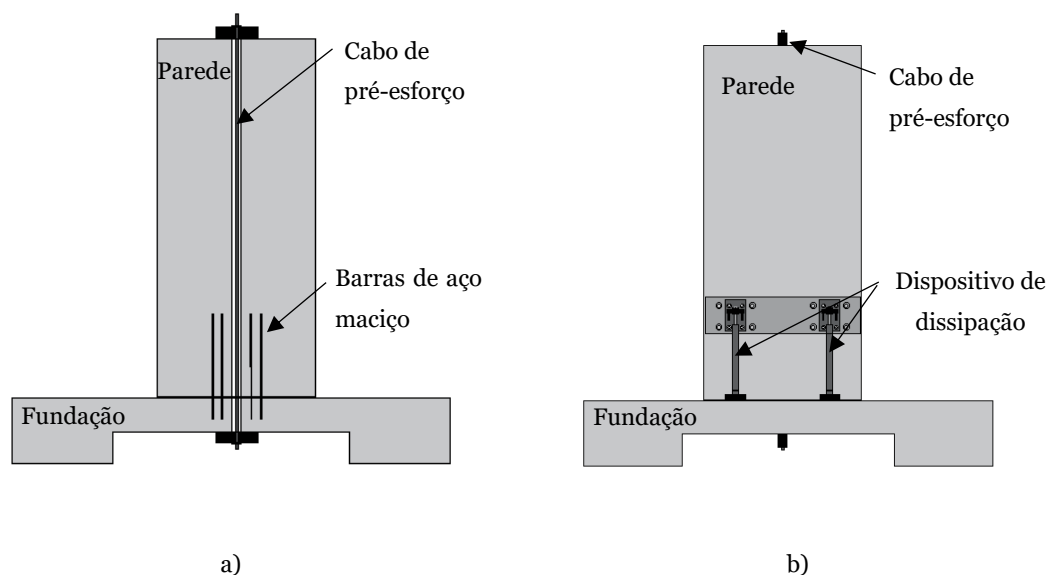


Figura 9: Sistema híbrido de paredes: a) Sistema híbrido convencional (adaptado de [5]); b) Sistema híbrido com dispositivos de dissipação energética externos (adaptado de [7]).

A avaliação experimental do desempenho sísmico dos sistemas descritos acima [5] [7] [10] [11], demonstra eficiência dos mesmos na mitigação de danos. Essa eficiência é particularmente evidente nos sistemas derivados do sistema PRESSSS original, em que passou a ser possível a dissipação de energia e em que foi melhorada a transferência de cargas verticais das vigas para os pilares.

2.2.2- Sistema *PreWEC*

O desenvolvimento do sistema *PreWEC* teve como objetivo resolver algumas limitações dos sistemas anteriores, concretamente a dificuldade de substituir os elementos de dissipação de energia, quando colocados na base da parede. Neste caso, a nova solução proposta consiste em incorporar elementos dissipadores metálicos na forma de “O”, colocados entre as extremidades da paredes e pilares laterais (Figura 10) [5]. Esses pilares têm como função garantir a mobilização dos elementos dissipadores quando ocorre deformação lateral da parede. Uma vez que os mesmos podem funcionar à tração, torna-se necessário aplicar-lhes pré-esforço. Conforme [5], esta solução mostrou ser a opção mais sustentável do sistema *PreWEC*, uma vez que permite aumentar a capacidade de transferência de ações laterais de modo similar a uma parede de betão armado convencional, conferindo ao sistema maior capacidade de deformação e dissipação de energia. O elemento “O” de dissipação de energia, para além de ser de fácil substituição

por estar posicionada na parte exterior da parede e dos pilares, constitui uma opção económico por serem extraídas de chapa fina de aço macio.

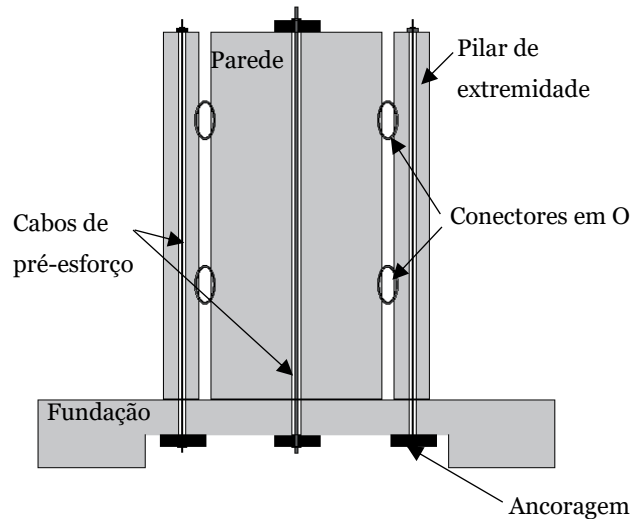


Figura 10: Sistema *PreWEC* (adaptado de [5]).

2.2.3- Sistema de viga entalhada

As soluções de mitigação de dano apresentadas anteriormente não resolvem o problema de dano nas lajes por formação de fissuras, que compromete o seu efeito diafragma [6]. Conforme referido na seção 2.1, um dos tipos de danos verificados nos edifícios na Nova Zelândia e reportados em [1], [2] e [5], corresponde a fissuração significativa das lajes, que reduz de forma significativa o seu efeito de diafragma e pode implicar necessidades de reparação exigentes. Os sistemas explicados nas secções anteriores não permitem mitigar esse tipo de dano, pelo facto de se manter um binário de forças que não evita forças de tração no banzo superior das vigas, que incorpora as lajes, conforme o esquema da Figura 5.

Os estudos de [2] [3] [5] [6] [12] mostram que o tipo de dano referido acima pode ser mitigado através da eliminação do contato entre a parte inferior das vigas e os pilares, o que se obtém através de um entalhe nessa zona (Figura 11). Este tipo de ligação é designado nas referências acima como “sistema de viga entalhada”, após tradução para português. A eliminação do contato na parte inferior das vigas transformam a ligação mais próxima do sistema articulada evitando um binário que produz as forças de tração

que danificam as lajes. A armadura longitudinal inferior tem ligação aos pilares, ou através dos pilares, o que confere maior capacidade resistente à flexão e dissipação de energia do sistema. Para evitar danos no betão associado a encurvadura das armaduras, é considerada uma zona não aderente entre a armadura e o betão. Nesta zona a armadura fica interior a um tubo de plástico ou outro material. A armadura diagonal da Figura 11 contribui para a transferências das forças verticais das vigas para os pilares, o que não invalida a adoção de elementos adicionais como cantoneiras metálicas ou outros.

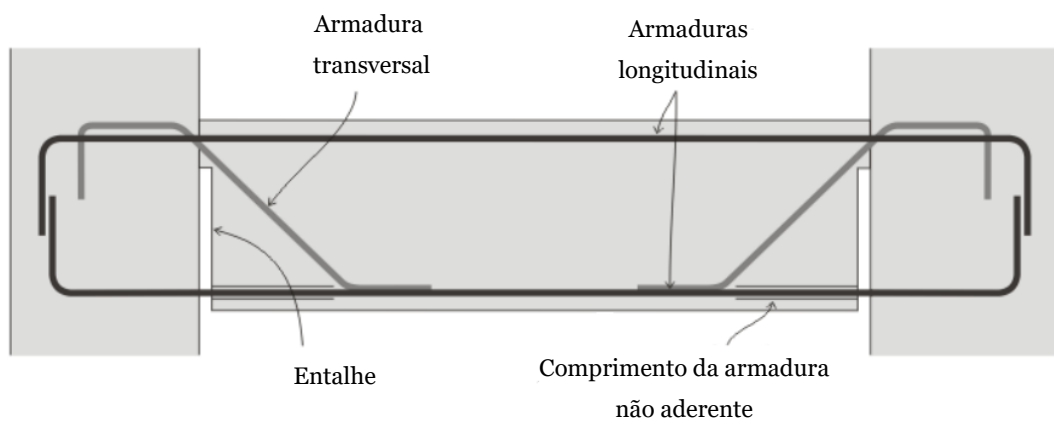


Figura 11: Método de sistema de viga entalhada (adaptado de [3]).

Capítulo 3 – Análise Estrutural

3.1- Descrição da análise efetuada

De entre as várias soluções de mitigação de danos, optou-se pela análise de um sistema com recuperação de forma através de uma parede desligada da fundação e com cabos de pré-esforço. Para além disso, as ligações entre vigas e pilares foram consideradas com um entalhe na parte inferior, de modo a mitigar danos nas lajes e nas próprias zonas de ligação, dada a reduzida rigidez à flexão associada.

Para o estudo desenvolvido considerou-se uma estrutura correspondente a 6 pisos (Figura 12), tendo-se considerado diferentes parâmetros de análise. O objetivo essencial é contribuir com conhecimento que sirva de base à conceção de soluções, enquanto se retiram conclusões sobre o comportamento do sistema analisado.

Para as análises estruturais foram utilizados o software comercial *Robot Structural Analysis* [13] e o software de utilização livre *OpenSees* [14]. No caso do *OpenSees*, foi utilizado a API (*Application Programming Interface*) *OpenSeesPy* [15], baseado em linguagem de programação Python. Os códigos utilizados constam no Anexo A.

A escolha desses programas de cálculo teve como objetivo, por um lado simular um programa comercial comum em diferentes gabinetes de engenharia, e por outro um programa de natureza mais académico, muito utilizado nesses tipos de problemas.

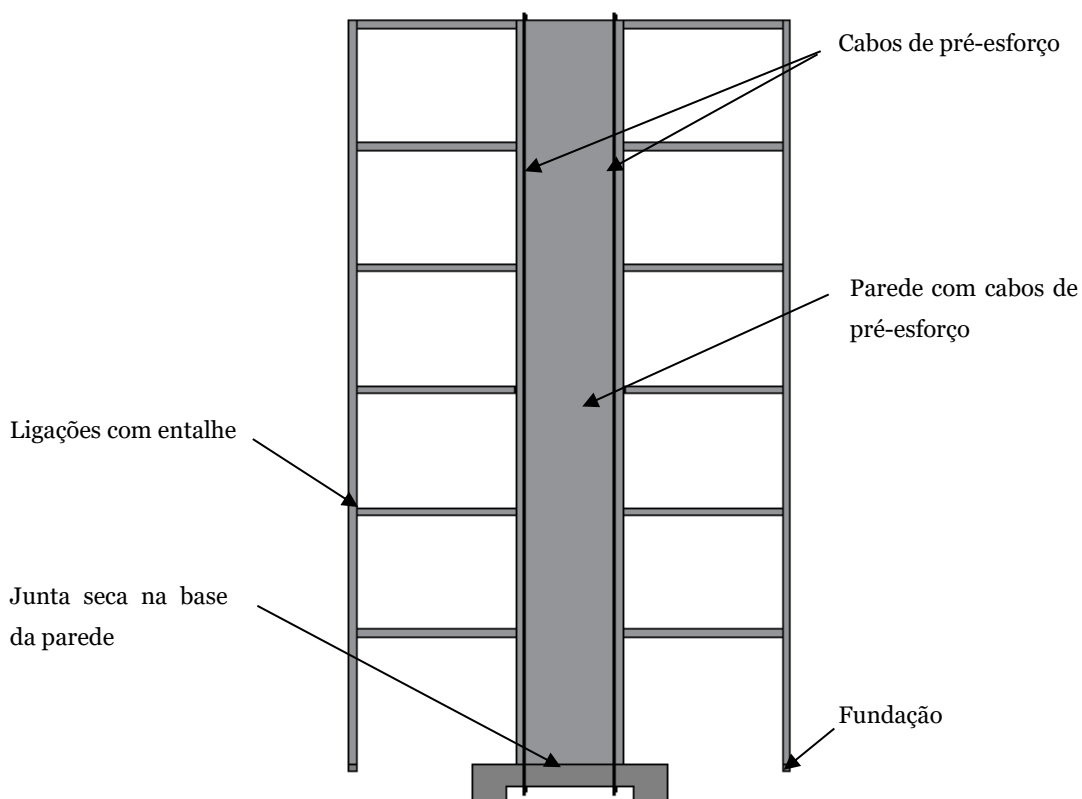


Figura 12: Modelo do pórtico com parede resistente.

3.1.1- Descrição da análise efetuada no *Robot Structural Analysis*

Na análise estrutural efetuada consideraram-se as não-linearidades geométricas, com efeitos P-Delta. Adicionalmente, consideraram-se apoios com possibilidade de levantamento, que apenas transferem forças de compressão. O facto de o sistema implicar uma junta com possibilidade de abertura e a utilização de cabos de pré-esforço, torna inevitável uma análise não-linear, com as dificuldades inerentes, conforme se descreve no presente capítulo.

O programa *Robot Structural Analysis* tem limitações na análise não-linear de elementos de betão armado, o que o torna menos apto para o tipo de análise necessário, tendo como objetivo a avaliação do comportamento das soluções.

As limitações observadas num programa de análise estrutural comercial que pode ser encontrado em múltiplos gabinetes de engenharia de estruturas mostra que a análise de

soluções com mitigação de dano pode ainda não estar ao alcance da prática corrente mais comum.

O programa *Robot Structural Analysis* foi usado para análises paramétricas, considerando apenas a não-linearidade geométrica. A capacidade sísmica efetiva das soluções será avaliada com o OpenSees. O modelo de cálculo utilizado é um modelo de barras conforme descreve a Figura 13.

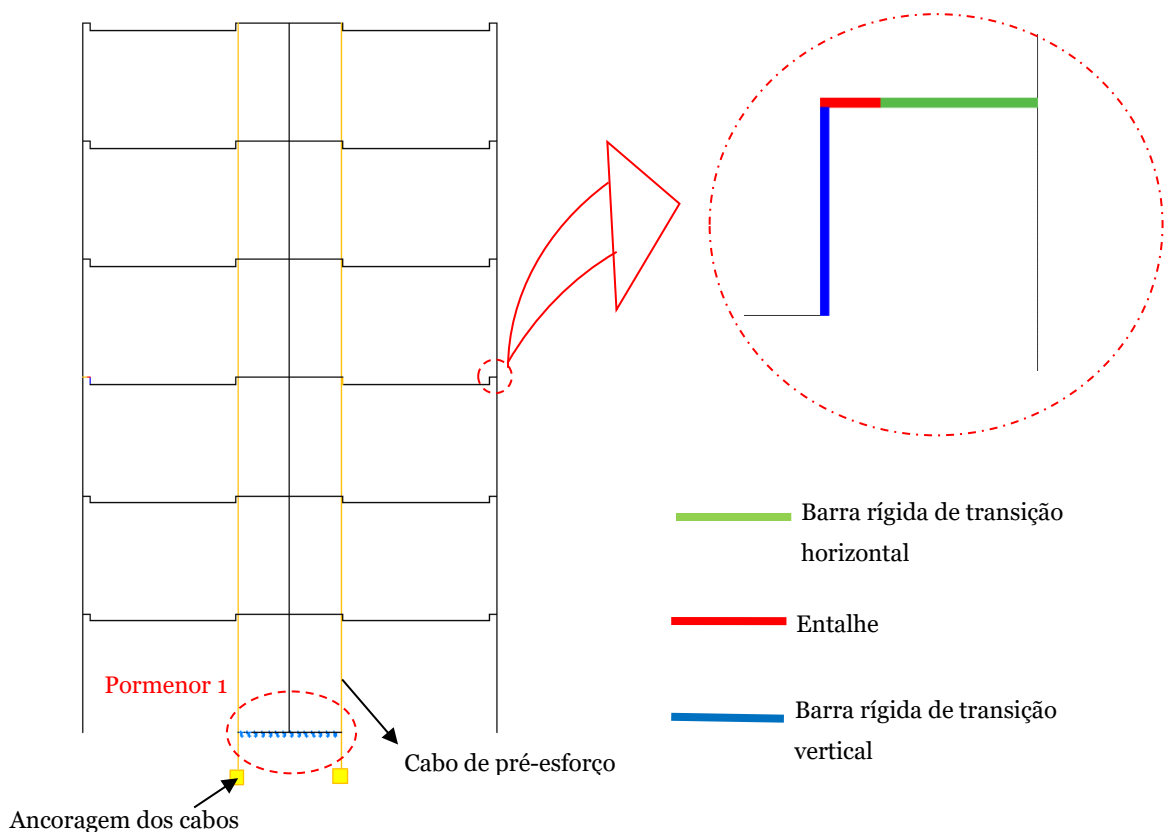


Figura 13: Modelo numérico em barra do pórtico.

No modelo simplificado de barras, as ligações entre vigas e pilares são representadas por entalhes e barras rígidas fictícias de transição vertical e horizontal. A parede é modelada de forma concentrada através de uma barra vertical, ligada às vigas através de uma barra rígida. Na fundação é também considerada uma barra rígida que distribui a rigidez da fundação, para que seja possível modelar a abertura da junta de base entre a parede e a fundação. Assim, torna-se necessário considerar apoios com flexibilidade na direção vertical, para evitar que a totalidade das reações verticais se concentre sobre o eixo da parede (Figura 14). A análise foi efetuada recorrendo ao método incremental-iterativo de Newton-Raphson. Os resultados obtidos na análise, conforme se explica na secção

seguinte, justificaram sua realização com as variantes de controlo por força e por deslocamentos.

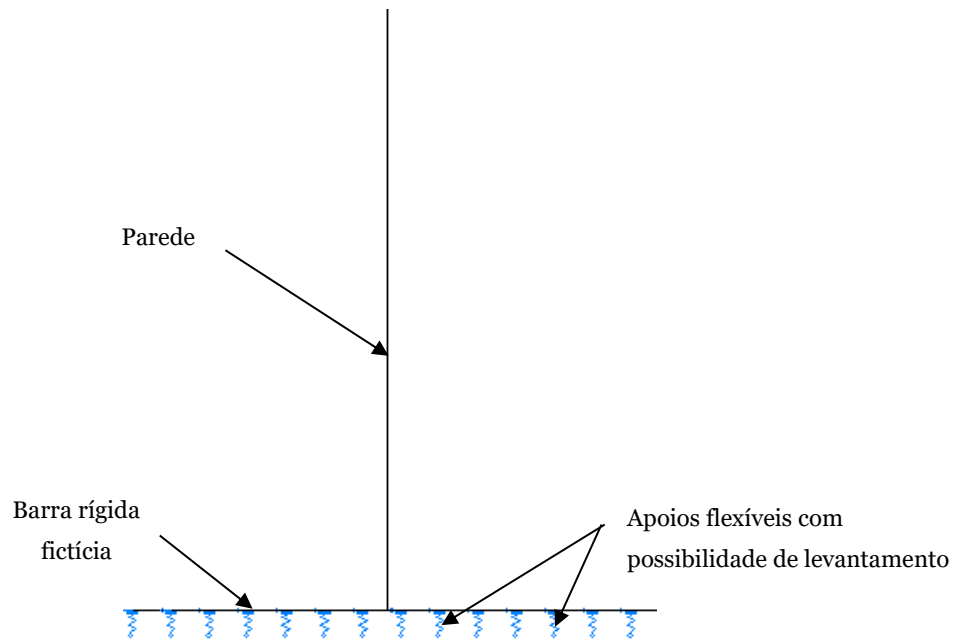


Figura 14: Pormenor 1 da Figura 13.

3.1.2- Validação e análise crítica do processo de análise

O gráfico da Figura 15 mostra a relação entre forças horizontais aplicadas em todos os pisos da estrutura (Figura 12) e os deslocamentos horizontais obtidos no topo. Os resultados foram obtidos com análise incremental-iterativa com controlo por força e por deslocamento. Uma das observações relevantes é o facto de se constatar um comportamento diferente para os dois métodos de análise, apesar de as propriedades geométricas e mecânicas serem as mesmas.

Os resultados mostram que a análise com controlo de forças implicam um patamar de deformações sem aumento de cargas e mostram o comportamento mais rígido do que o obtido na análise com controlo por deslocamentos. Este facto justificou uma tentativa de perceber as razões dessa disparidade.

A Figura 16 mostra a variação das reações verticais na base da parede, modelada com apoios com possibilidade de levantamento, o que implica valores nulos de reação quando é induzida a abertura da junta. No caso da análise com controlo por forças é possível constatar alteração de sinal da reação que só é zero no último incremento. Ou seja,

contrariamente ao pretendido com o tipo de apoio escolhido, os resultados mostram transferências de forças de tração através da junta. Por outro lado, no caso da análise com controlo por deslocamentos as reações anulam-se quando ocorre a abertura da junta, sem qualquer transferência de forças de tração através da mesma. Assim, parece ser possível considerar que, para o programa de cálculo automático utilizado, o tipo de análise que melhor descreve o comportamento do sistema em causa é com controlo por deslocamentos. A Figura 17 mostra a distribuição de reações na base da parede, sendo possível verificar a abertura das juntas e concentração na parte que continua comprimida.

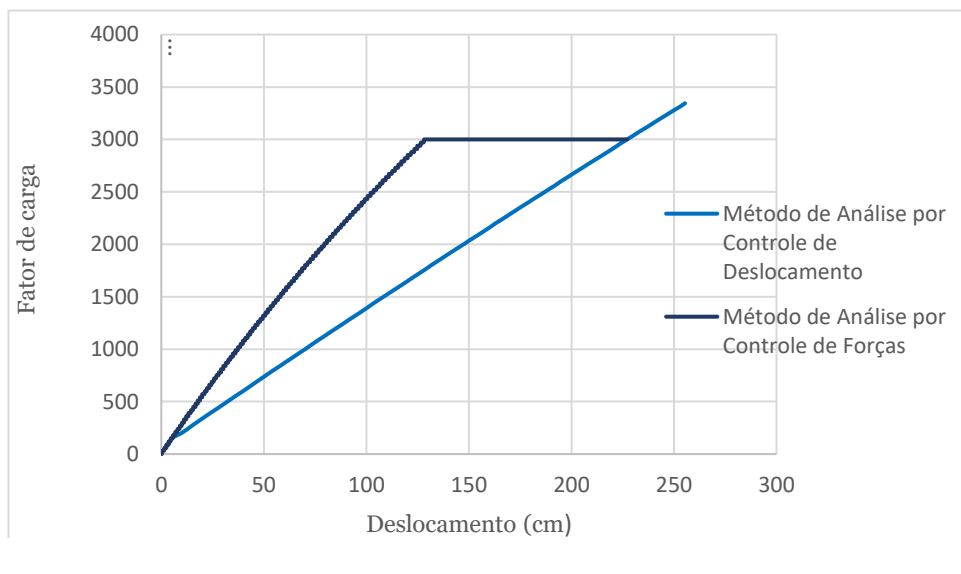


Figura 15: Curva de deslocamento.

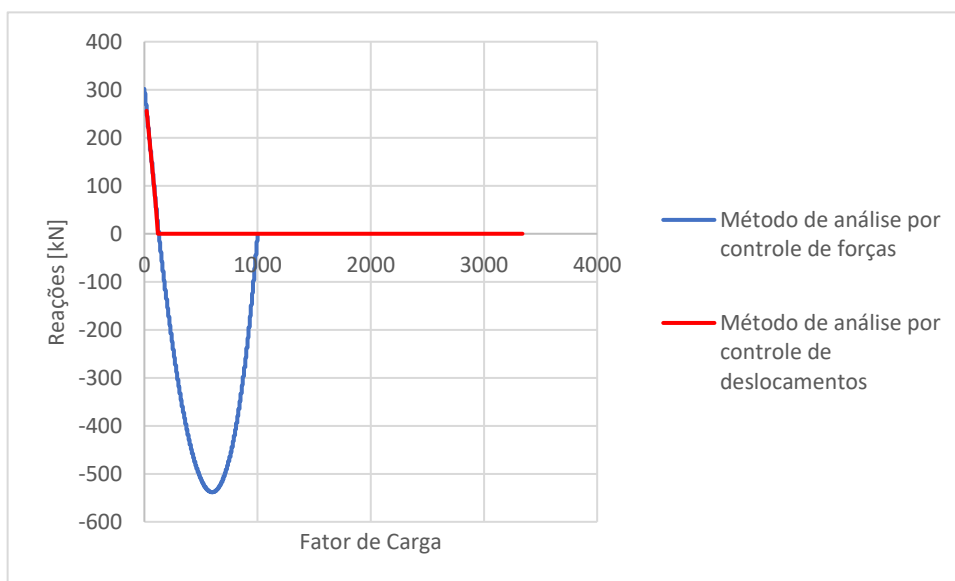


Figura 16: Variação das reações da base da parede resistente.

Cargas [kN]	Reações de apoio na base da parede resistente
200	
250	
500	
1000	

Figura 17: Variação das reações de apoio na base da parede segundo o método de análise por controle de deslocamentos.

3.1.3- Descrição da análise efetuada no *Opensees*

O programa de cálculo estrutural OpenSeesPy, uma API do *OpenSees* a partir da linguagem Python, foi utilizado para fazer a análise “Pushover” das soluções em que são consideradas as não-linearidades geométricas e materiais. A Figura 18 descreve o modelo utilizado com os modelos composto por elementos tipo barra. As vigas, pilares e paredes foram modelados com elementos do tipo “forceBeamColumn” [16]. As barras rígidas de transição foram modeladas com elementos do tipo viga-coluna elástica “elasticBeamColumn”[17]. Os cabos foram modelados com elementos do tipo “truss”[18], em que o pré-esforço foi incorporado através do modelo de material “InitStressMaterial”[19], que associa tensões de pré-esforço a um tipo de material, elástico ou não.

As secções das vigas, pilares e paredes foram modeladas com elementos de fibras para o aço e para o betão (Figura 19). Os comportamentos dos materiais foram contabilizados na análise através dos modelos do OpenSees “Steel01” [20] e “Concrete01” [21], como descrevem as Figura 20 e 21, respetivamente.

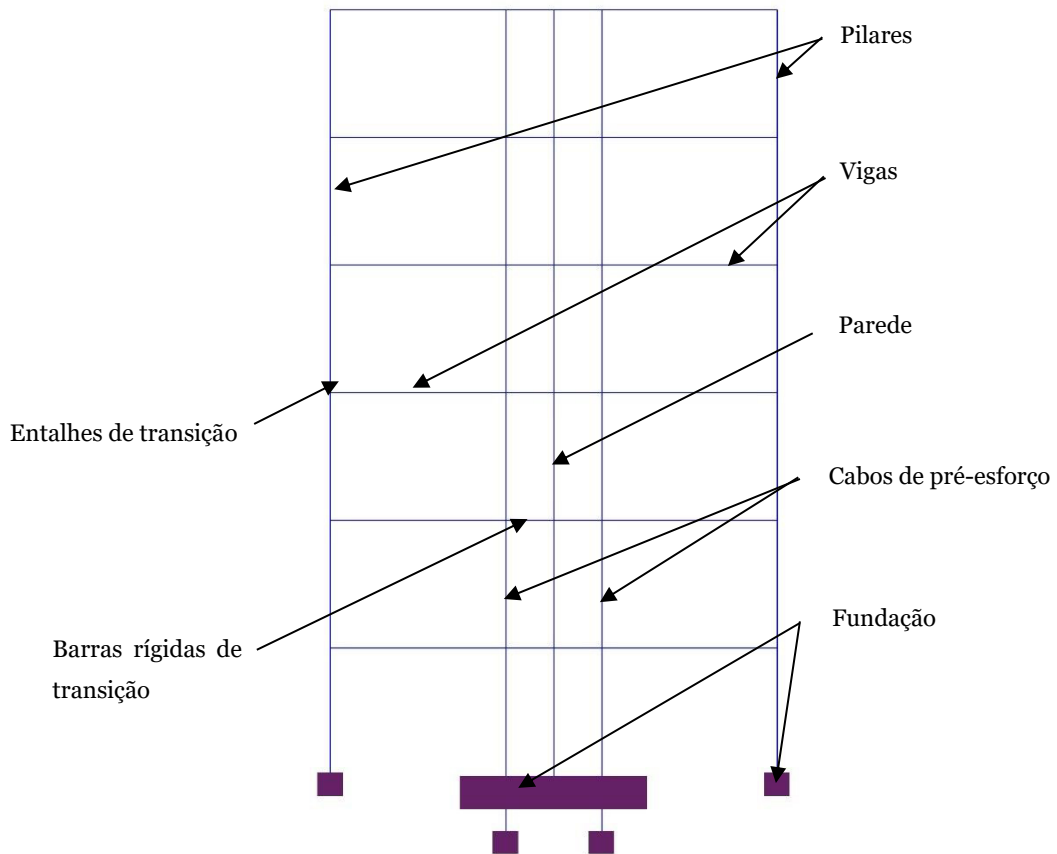
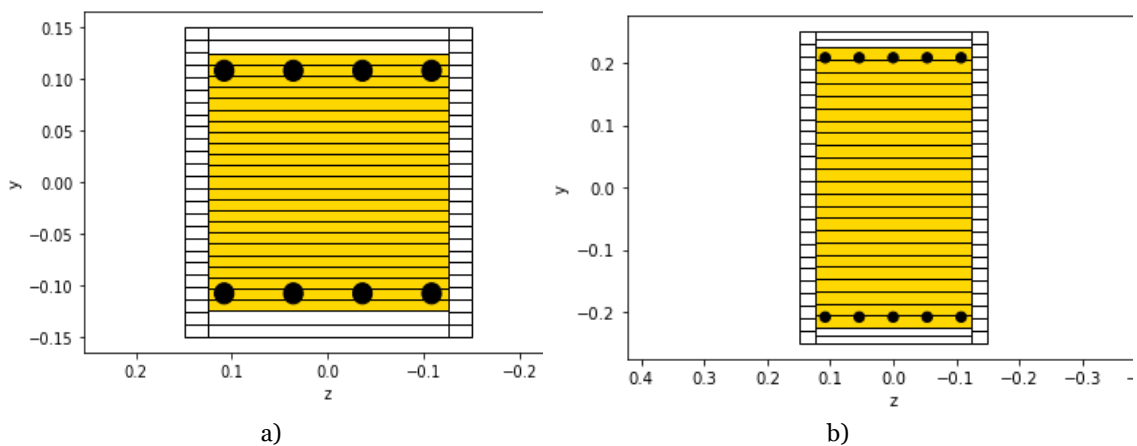


Figura 18: Modelo numérico obtida do *Opensees*.



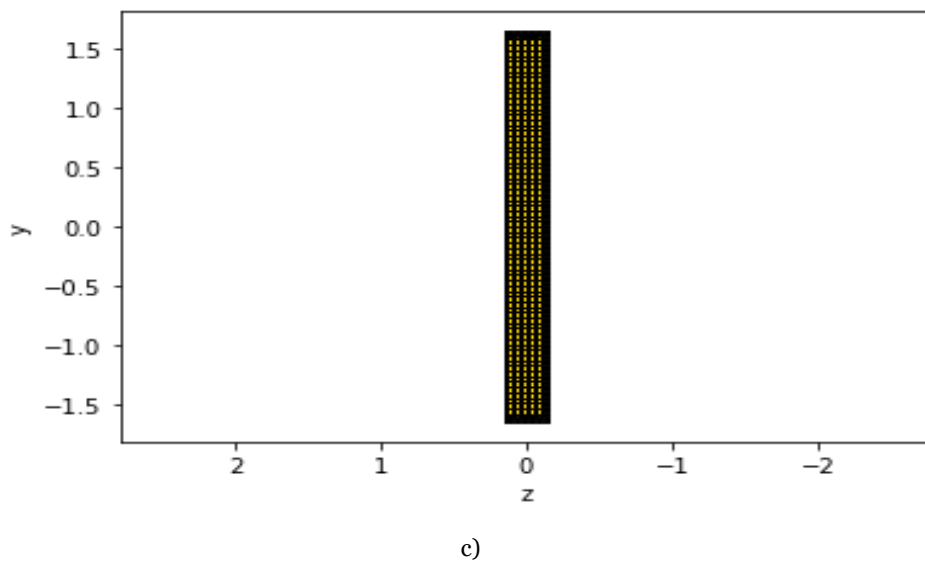


Figura 19: Pormenores construtivos dos elementos estruturais: a) Modelo da seção dos pilares; b) Modelo da seção das vigas; c) Modelo da seção das paredes.

No caso dos cabos foram consideradas as variantes de comportamento elástico-linear e de comportamento elástico-plástico, pelos modelos “Elastic” (Figura 22) [22] e “Steel01” [20], respetivamente, associados ao modelo de material acima referido, que contabiliza a força de pré-esforço.

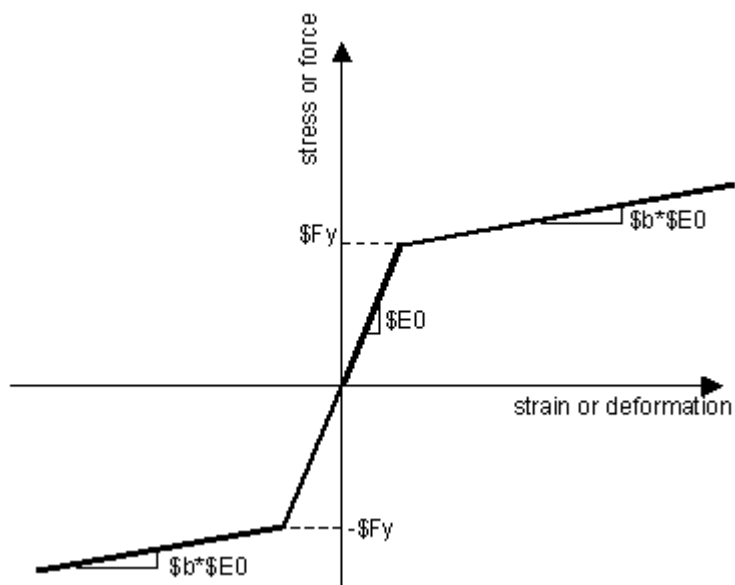


Figura 20: Modelo de comportamento do material "Steel01" do *OpenSees* (adaptado de [20]).

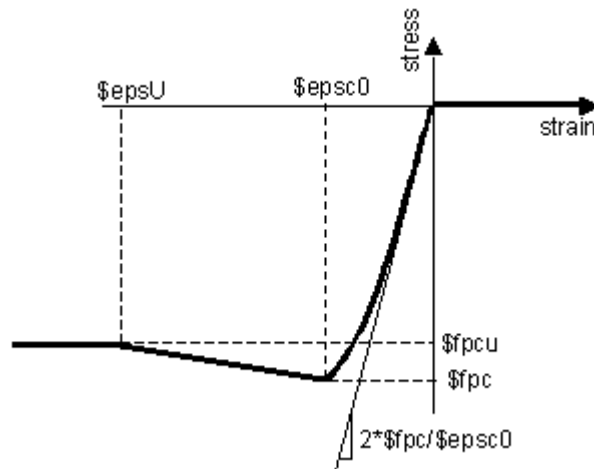


Figura 21: Modelo de comportamento do material “Concrete01” do *OpenSees* (adaptado de [21]).

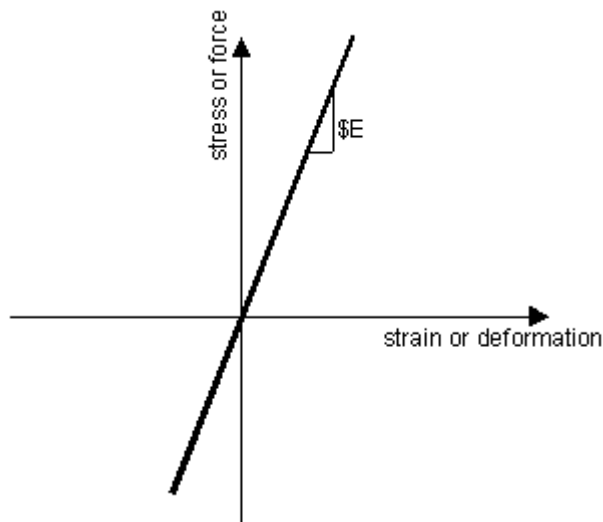


Figura 22: Modelo de comportamento do material "Elastic" do *OpenSees* (adaptado de [23]).

Na base da parede foi considerada a hipótese de junta seca, com possibilidade de levantamento. Para esse efeito foram modelados elementos de comprimento nulo (“zeroLength”) [24] considerados de forma distribuída numa barra rígida entre o eixo da parede e as suas extremidades. A possibilidade de levantamento da parede na base é considerada através de um modelo material com comportamento elástico e sem resistência à tração [25].

A modelação das secções por fibras incorpora a plasticidade dos materiais, considerada em pontos de integração associados ao método Gauss-Lobatto. Assim, é possível considerar na análise o comportamento plástico das secções modeladas com fibras, o que se distingue de procedimentos alternativos, a modelação concentrada de zonas de rótula plástica.

3.2- Análises paramétricas no *Robot Structural Analysis*

3.2.1- Influencia da força de pré-esforço nos cabos

O efeito dos cabos de pré-esforço, que garante o contacto entre a parede e a fundação e o retorno à posição inicial da estrutura, depende da rigidez material e da força de pré-esforço. A análise paramétrica será feita para o modelo simplificado de barras, analisando-se a rigidez horizontal do sistema.

A influencia dos cabos de pré-esforço foi analisada no modelo da Figura 13 em que foi mantida a área dos cabos de pré-esforço e fez-se variar as forças de tração iniciais. Adicionalmente consideraram-se duas variantes em termos da rigidez dos apoios, nomeadamente sistema de molas distribuídas com rigidez (k) igual a 100 000 kN/m e 300 000 kN/m. A análise foi feita com controle de deslocamentos e considerou-se terminada com a divergência do processo não-linear.

Os gráficos das Figura 23 e Figura 24 mostram que o aumento da força de pré-esforço, por si só, não apresenta grande influência na rigidez lateral da estrutura.

Na Figura 25 observa-se que a rigidez lateral da estrutura é bastante influenciada pela rigidez vertical da fundação. Portanto, não se justifica o aumento do pré-esforço sem aumento da rigidez da base.

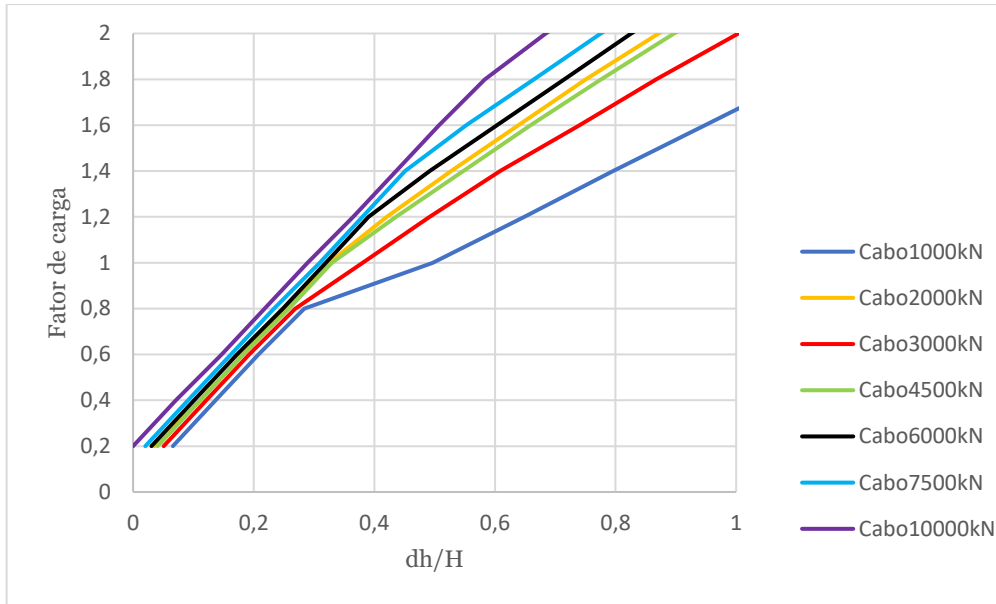


Figura 23: Influencia dos esforços do pré-esforço com rigidez da junta de 100 000kN/m.

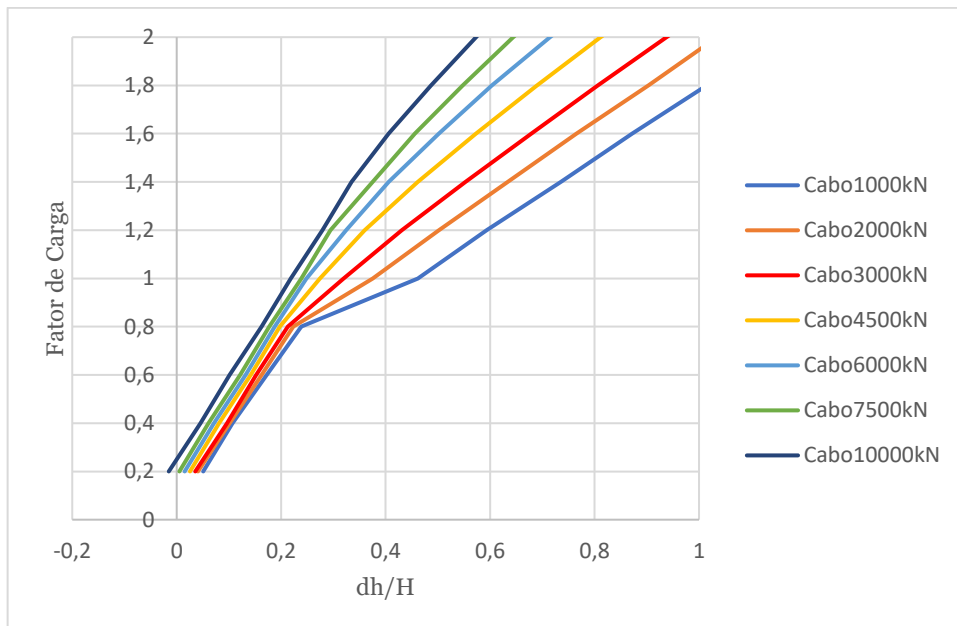


Figura 24: Influencia dos esforços do pré-esforço com rigidez da junta de 300 000kN/m.

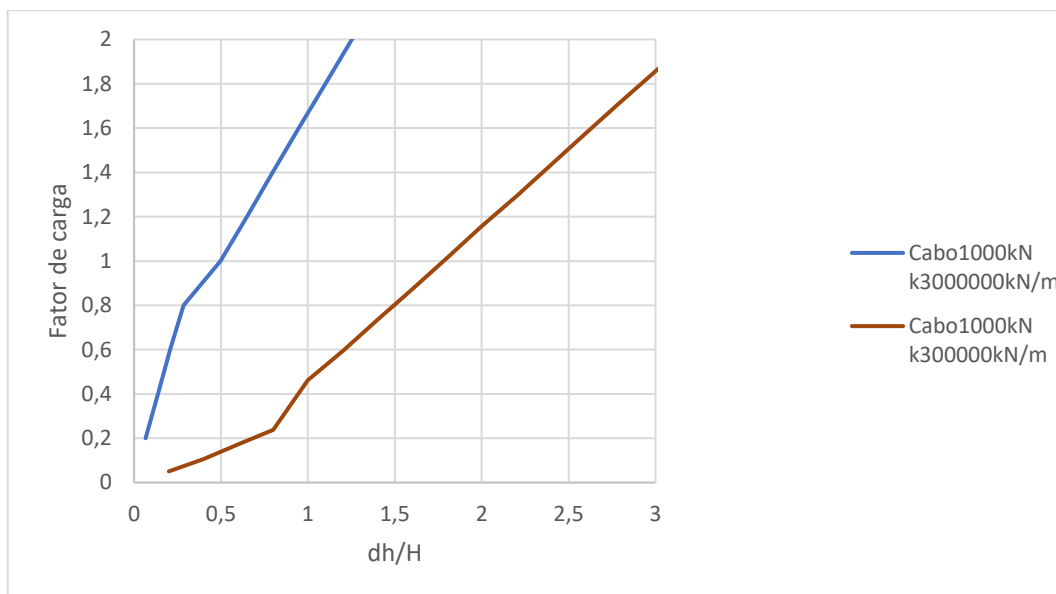


Figura 25: Comparação da influência dos esforços de pré-esforço para diferente rigidez da junta.

3.2.2- Influencia da área dos cabos de pré-esforço

A influencia da área dos cabos de pré-esforço foi feita com base no modelo da Figura 13 em que se fez variar a área dos cabos, mantendo a força de pré-esforço. As análises foram feitas para uma rigidez dos apoios na forma de molas distribuídas com rigidez no valor de 100 000 kN/m, com recurso ao método de análise por controle de deslocamentos, e considerou-se terminada com a divergência do processo não linear.

O gráfico da Figura 26 mostra que o aumento da quantidade cabos não tem grande efeito na rigidez lateral da estrutura. Esse efeito torna-se mais significativo a partir do momento em que ocorre a abertura das juntas, em que toda a transferência de forças de tração se faz pelos cabos de pré-esforço. Assim, o aumento da área de cabos de pré-esforço deve ser associado à possibilidade de abertura das juntas.

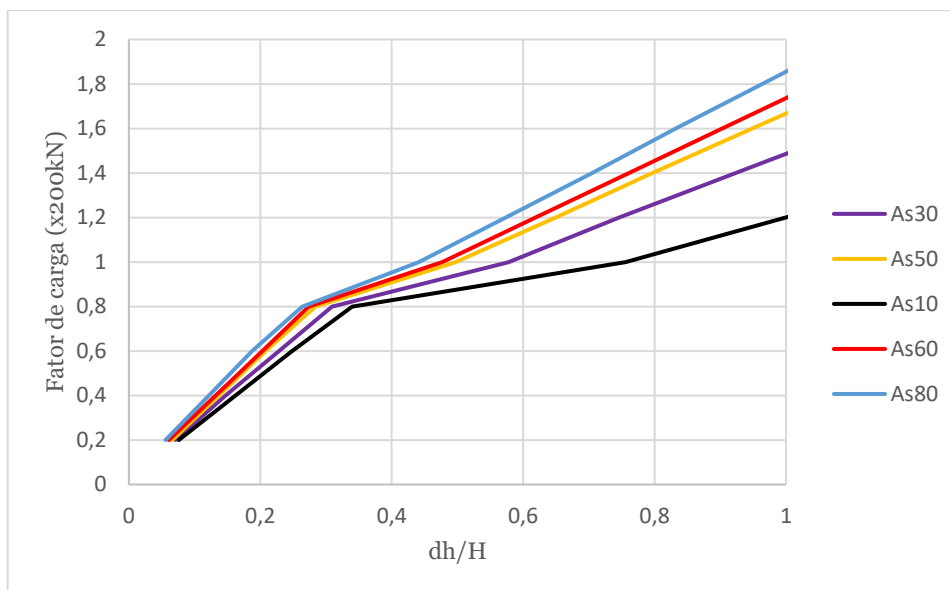


Figura 26: Influência da área da seção do pré-esforço deslocamento transversal do topo da parede.

3.2.3- Influência da rigidez da fundação da parede

A influência da rigidez da fundação da parede foi feita com base no modelo da Figura 13 em que se fez variar a rigidez das molas distribuídas da base da parede, mantendo constante a força do pré-esforço e a área da seção dos cabos. As análises foram feitas para uma área de seção dos cabos de cada lado da parede igual a 50 cm^2 e forças de pré-esforço de 1000 kN .

A Figura 27 mostra a variação da rigidez lateral da estrutura para diferentes valores de rigidez na base da parede. A rigidez da fundação apresenta maior influência na rigidez lateral inicial da estrutura, ou seja, antes da abertura da junta. Além disto, observa-se variação no deslocamento correspondente a abertura das juntas. Portanto, o aumento da rigidez da base da parede implica aumento da rigidez lateral da estrutura e reduz o momento de abertura da junta. No entanto o aumento da rigidez da estrutura é pouco significativo tendo em conta a variação da rigidez da fundação considerada. Assim, não se justifica a utilização de uma base muito rígida nestas soluções.

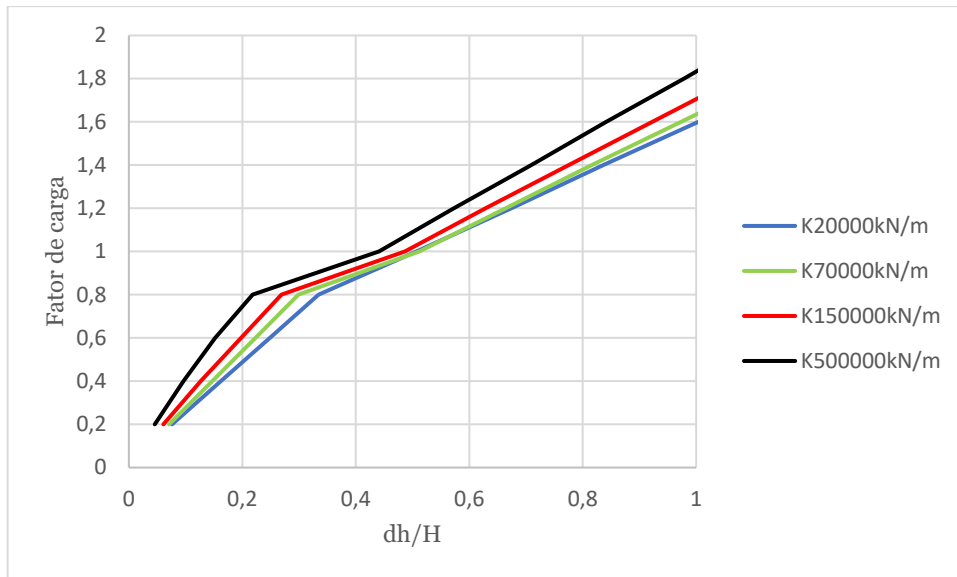


Figura 27: Influência da rigidez dos apoios na base da parede.

3.2.4- Influencia da posição dos cabos de pré-esforço em relação ao eixo da parede

A influencia da posição dos cabos de pré-esforço relativamente ao eixo da parede foi feita com base no modelo da Figura 13 em que se fez variar a posição dos cabos, mantendo constante a rigidez da parede, a força do pré-esforço e a área de seção dos cabos. As análises foram feitas para uma área de pré-esforço no valor de 50 cm², uma força de pré-esforço igual a 1000 kN e rigidez das molas distribuídas na base da parede no valor de 100 000 kN/m.

O gráfico da Figura 28 indica que a posição dos cabos de pré-esforço torna a solução mais rígida após a abertura das juntas, reduzindo o valor do deslocamento a partir do qual a mesma acontece. O posicionamento dos cabos o mais próximo a extremidade da parede implica, inicialmente, um pequeno aumento da rigidez lateral, com maior efeito após a abertura da junta.

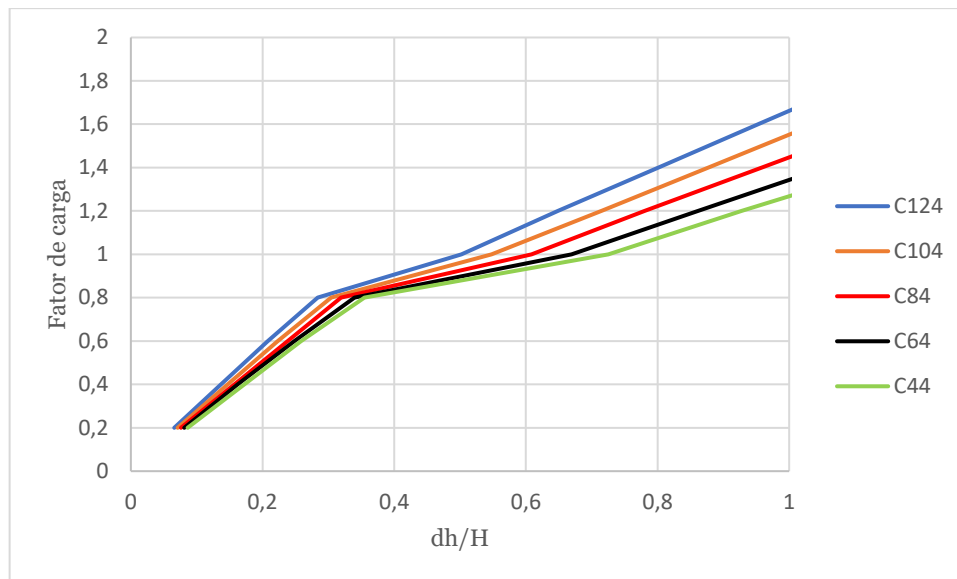


Figura 28: Influência da posição do pré-esforço da parede resistente.

3.2.5- Influência da ligação entre vigas e pilares na rigidez lateral

A rigidez da ligação entre vigas e pilares corresponde a uma zona curta com uma espessura menor que a altura das vigas, considerando-se como valor máximo a altura das vigas e como valor mínimo metade da espessura da laje. A análise foi feita com base no modelo da Figura 13 em que se fez variar a altura do entalhe e a área de pré-esforço (10 cm², 30 cm² e 50 cm²), mantendo constante a rigidez da parede e a força do pré-esforço. Foram consideradas forças de pré-esforço igual a 1000 kN e rigidez das molas distribuídas na base da parede no valor de 100 000 kN/m.

Os gráficos da Figura 29 mostram os resultados da relação entre o deslocamento lateral da estrutura e o fator de carga lateral, com uma carga de 200kN, para as diferentes seções de entalhe e áreas dos cabos de pré-esforço. Nota-se que a variação seção do entalhe influencia a rigidez global da estrutura (Figura 29 d). Assim, a adoção de maior dimensão do entalhe implica flexibilização da estrutura.

O efeito do pré-esforço não apresenta grande relação com a variação da seção dos entalhes. Aparentemente seria expectável que entalhes menos espessos (solução mais próxima da solução articulada) implicassem maior eficiência do aumento da área dos cabos de pré-esforço na rigidez lateral.

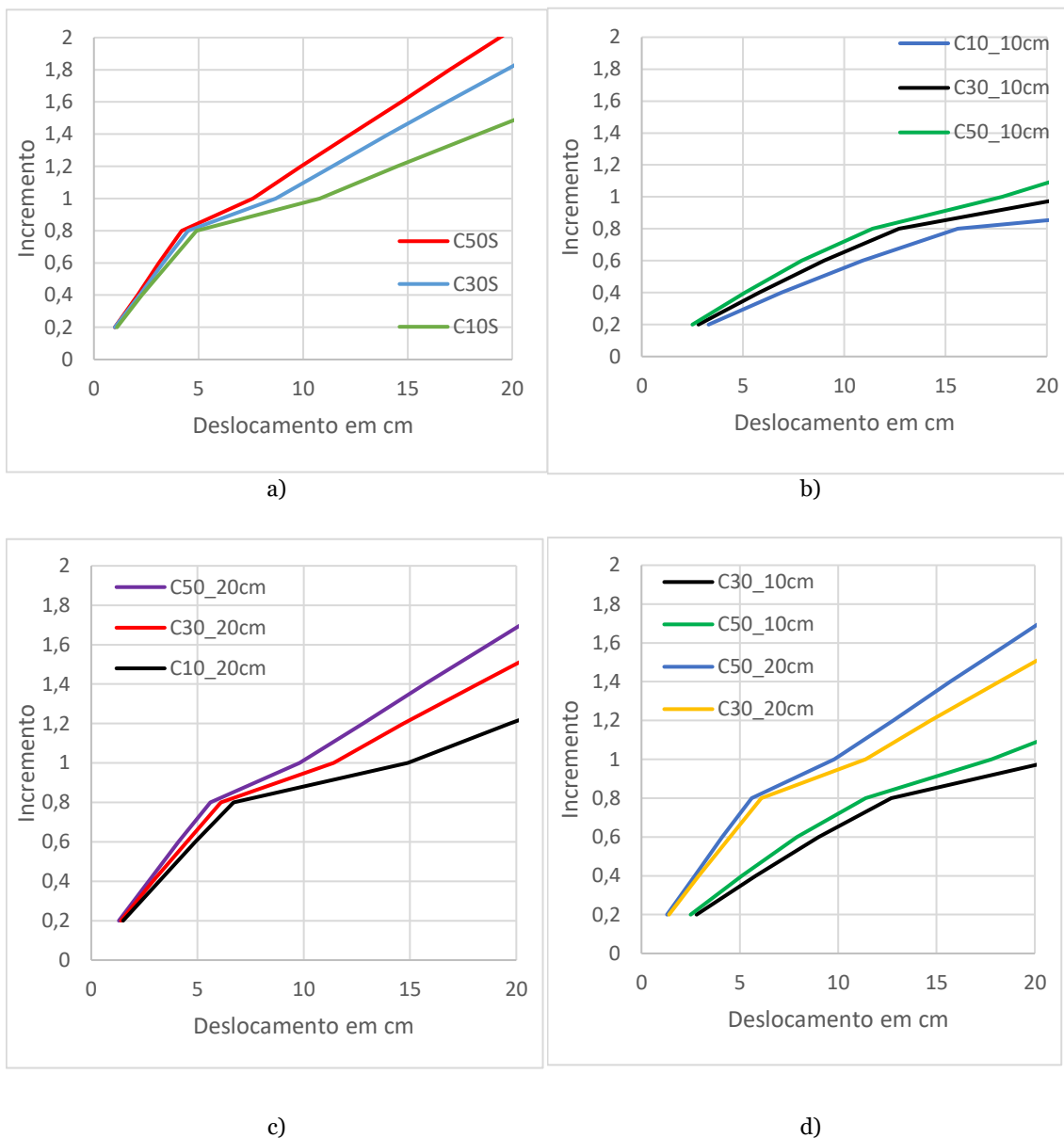


Figura 29: Influencia da altura do entalhe na rigidez do cabo de pré-esforço para uma gama de valores de deslocamentos menor: a) Influencia do cabo de pré-esforço sem entalhe; b) Influencia do cabo de pré-esforço com entalhe a 10cm; c) Influencia do cabo de pré-esforço com entalhe a 20cm; d) Comparação Influencia do cabo de pré-esforço com entalhe a 10cm e a 20cm.

3.3- Análises paramétricas com o *Opensees*

3.3.1- Análise com os cabos com comportamento elástico linear

A avaliação do desempenho sísmico das soluções de mitigação de danos em estudo é feita através da análise “Pushover” considerando o comportamento elástico-linear dos cabos de pré-esforço.

O objetivo é avaliar o comportamento da estrutura em termos de influência da rigidez da base da parede e a resistência à compressão do betão na resistência lateral da estrutura, através da relação carga/deslocamento obtida análoga a uma curva de capacidade. Em seguida são apresentadas os processos de análise e as respetivas conclusões.

3.3.1.1- Influencia das forças de pré-esforço e da resistência à compressão do betão

A influencia da rigidez da base da parede foi avaliada com base no modelo da Figura 18. Para dois valores diferentes de rigidez, foram consideradas dois valores de resistência de compressão do betão e valores diferentes das forças de pré-esforço dos cabos. A análise foi feita por controlo de deslocamentos.

As Figura 30 a 32 descrevem o comportamento lateral da estrutura com uma rigidez da base da parede no valor de 600×10^4 kN/m. A comparação das figuras mostra que uma maior resistência à compressão do betão implica maior rigidez lateral. No entanto, a Figura 32 indica que a diferença de rigidez não é muito grande. Assim, sob o ponto de vista da rigidez não parece justificar-se a utilização de betão de alta resistência. Essa utilização pode justificar-se em termos de danos localizados na base, devido a eventual concentração de tensões de compressão. Neste caso, há que ter em conta o comportamento mais frágil dos betões mais resistentes, pelo que justificar-se-á a adoção de elementos locais de confinamento, que para além do aumento da resistência proporcionam um comportamento mais dúctil.

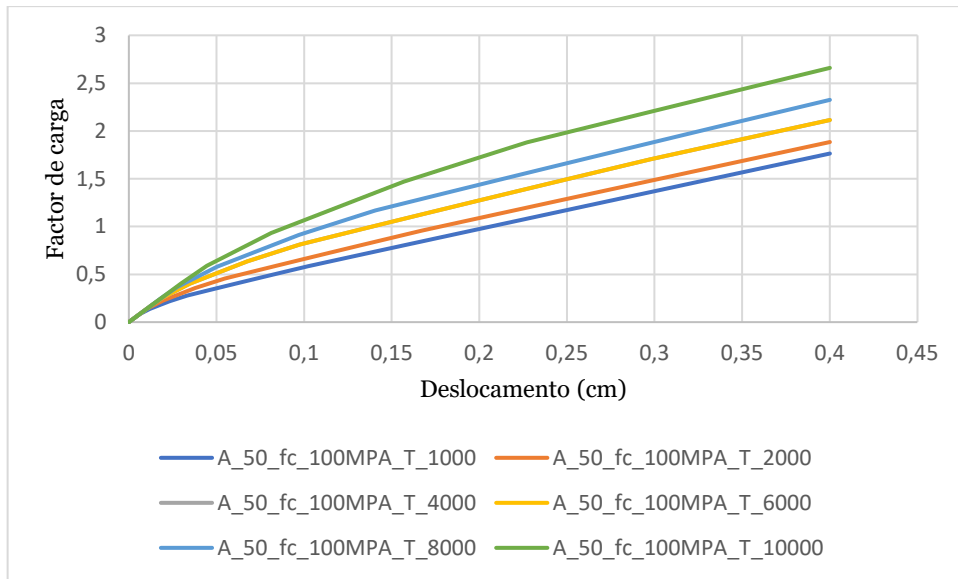


Figura 30: Influência do esforço de pré-esforço na rigidez lateral da estrutura com a resistência do betão à compressão de 100MPa.

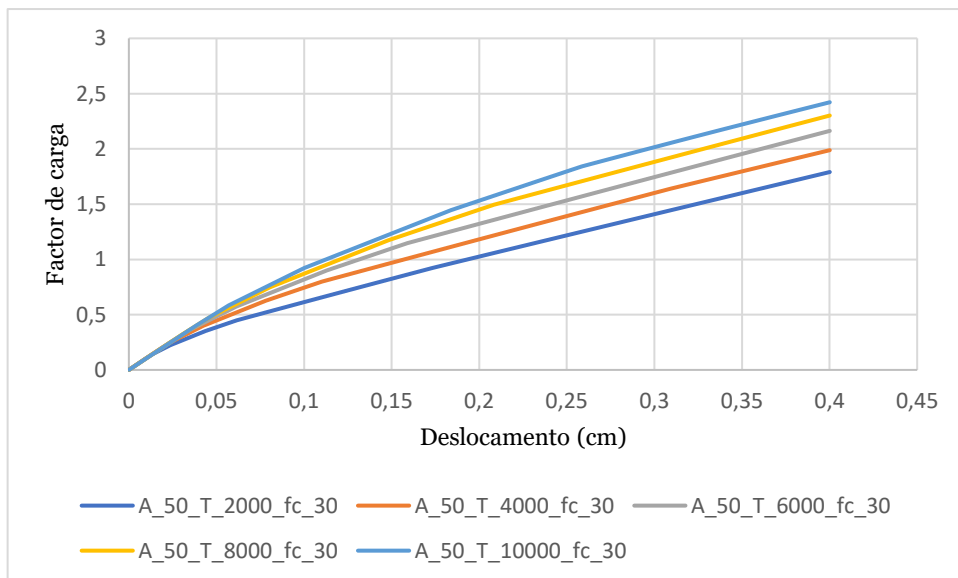


Figura 31: Influência do esforço de pré-esforço na rigidez lateral da estrutura com a resistência do betão à compressão de 30MPa.

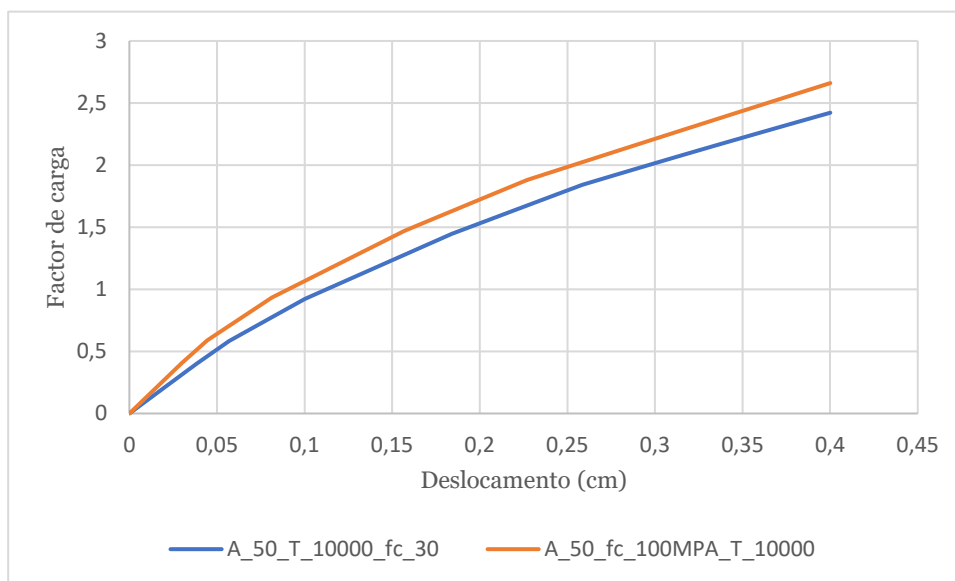


Figura 32: Comparação da influência da resistência à compressão do betão.

3.3.1.2- Influencia da rigidez da base da parede

De modo a avaliar a rigidez da base da parede repetiu-se a análise da secção anterior com um valor de rigidez igual 600×10^6 kN/m. O gráfico da Figura 33 que compara as curvas carga-deslocamento para dois valores de rigidez indica que o aumento da rigidez na base da parede implica um aumento do fator de carga em que a relação começa a ser não linear, ou seja, quando a parede começa a perder contacto com a base, com abertura da junta. Assim, em termos de capacidade de carga, não se justifica o aumento da rigidez da base da parede

A abertura da junta depende também da força de pré-esforço, uma vez que é essa força que mantém o contacto entre a parede e a base. O gráfico da Figura 34 mostra que o aumento da pré-esforço implica uma abertura da junta para fatores de carga maiores. No entanto esse efeito vai-se tornando menos significativo para valores mais elevados das forças de pré-esforço.

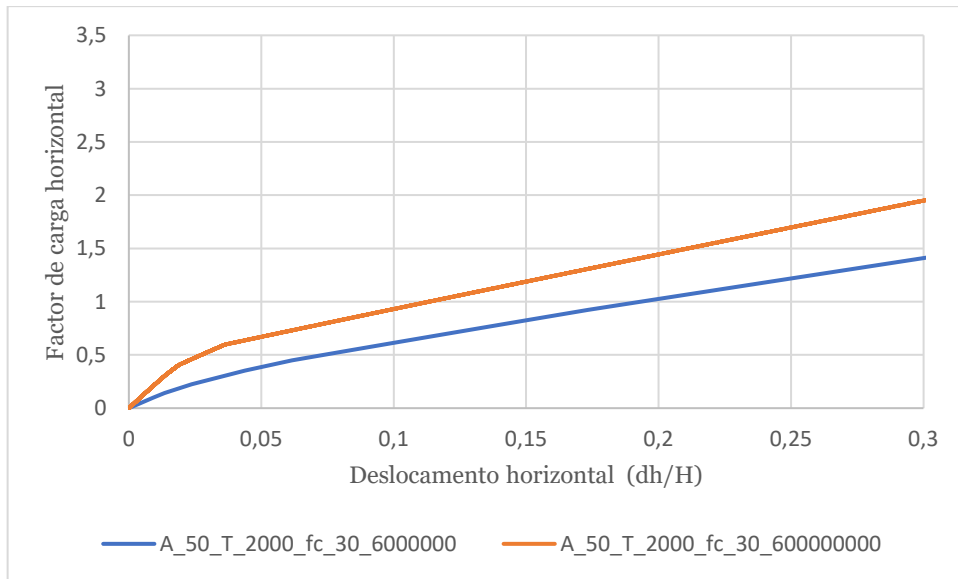


Figura 33: Comparação da influência da rigidez da base da parede.

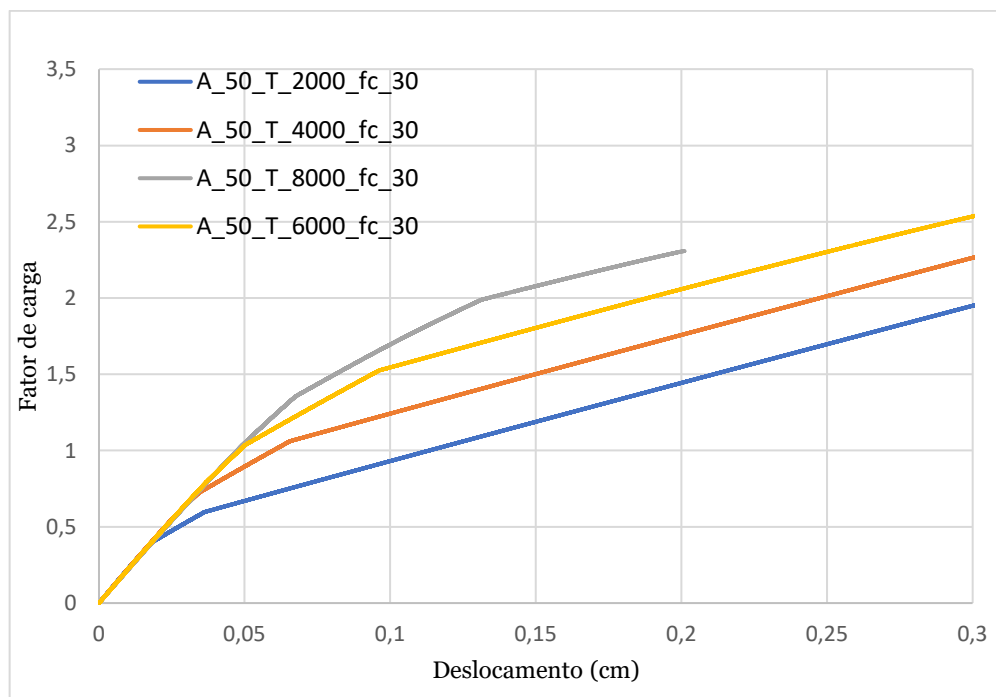


Figura 34: Influência do esforço de pré-esforço na rigidez lateral da estrutura com a resistência do betão à compressão de 30MPa e rigidez da base da parede igual a 600×10^6 kN/m.

3.3.2- Análise com comportamento elástico-plástico dos cabos de pré-esforço

A avaliação mais realista das soluções em estudo é obtida quando se considera um comportamento elástico-plástico dos cabos de pré-esforço, considerando a tensão limite de cedência. Em termos concretos, essa análise corresponde a uma análise “Pushover”, que permite perceber melhor o desempenho das soluções, nomeadamente, por consideração dos deslocamentos alvo associados à ação sísmica e aos estados limite definidos no Eurocódigo 8 [26].

Nas análises efetuadas não se considerou um comportamento não-linear das zonas de entalhe de ligação entre vigas e pilares, uma vez que a rigidez à flexão desses elementos é reduzida, com um contributo também reduzido para a rigidez global.

Neste subcapítulo pretende-se analisar o efeito do pré-esforço no desempenho da estrutura para danos controlados, tendo em conta a influência da dimensão da parede e da resistência à compressão do betão.

3.3.2.1- Análise paramétrica em termos de curvas de capacidade

Nesta seção é feita a análise comparativa das soluções tendo por base as curvas de capacidade resultantes de uma análise “Pushover”. Os aspetos de modelação são os que surgem descritos na seção 3.1.3. A análise comparativa foi feita para diferentes valores de largura das paredes, forças de pré-esforço e resistência à compressão do betão.

Os gráficos da Figura 35 à Figura 38 contêm as curvas de capacidade para diferentes valores de pré-esforço e diferentes larguras das paredes. Em todos os casos verifica-se que o aumento da força de pré-esforço reduz a capacidade de deformação das soluções. Este comportamento resulta do facto de o aumento da força de pré-esforço implicar uma margem menor de tensões no cabo até à cedência e que são inevitavelmente geradas durante o evento sísmico.

Os resultados para diferentes larguras das paredes mostram que o aumento da largura torna a solução mais rígidas, aumenta o valor máximo do fator de carga horizontal, mas também implicam uma redução da capacidade de deformação. Note-se que com o aumento da largura da parede verifica-se uma redução do valor de deslocamento máximo associada à carga lateral máxima. O esquema da Figura 43, mostra com o aumento da

dimensão da parede implica um maior alongamento nos cabos e plastificação mais fácil, para valores menores do deslocamento lateral do topo.

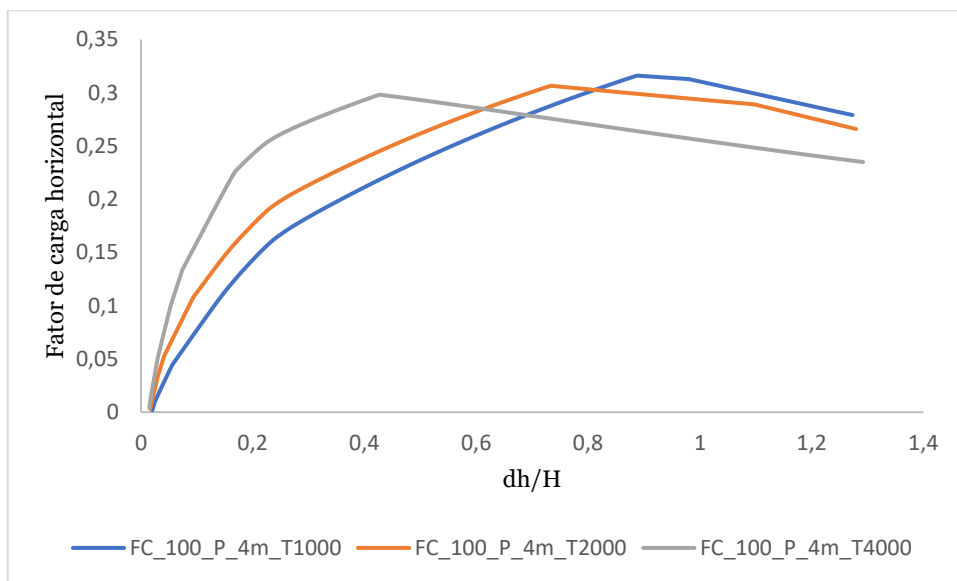


Figura 35: Curva de capacidade para uma parede de 4m e f_c de 100MPa.

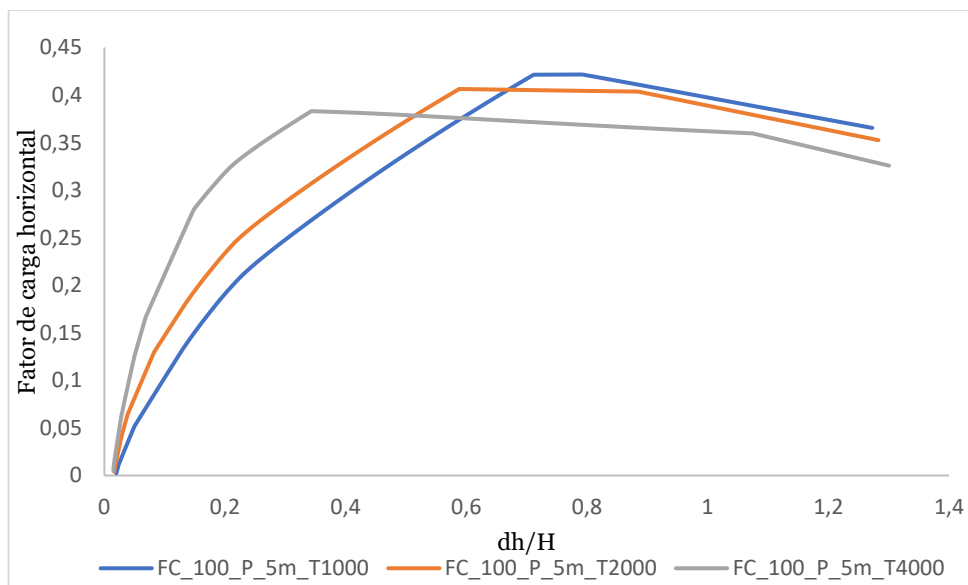


Figura 36: Curva de capacidade para uma parede de 5m e f_c de 100MPa.

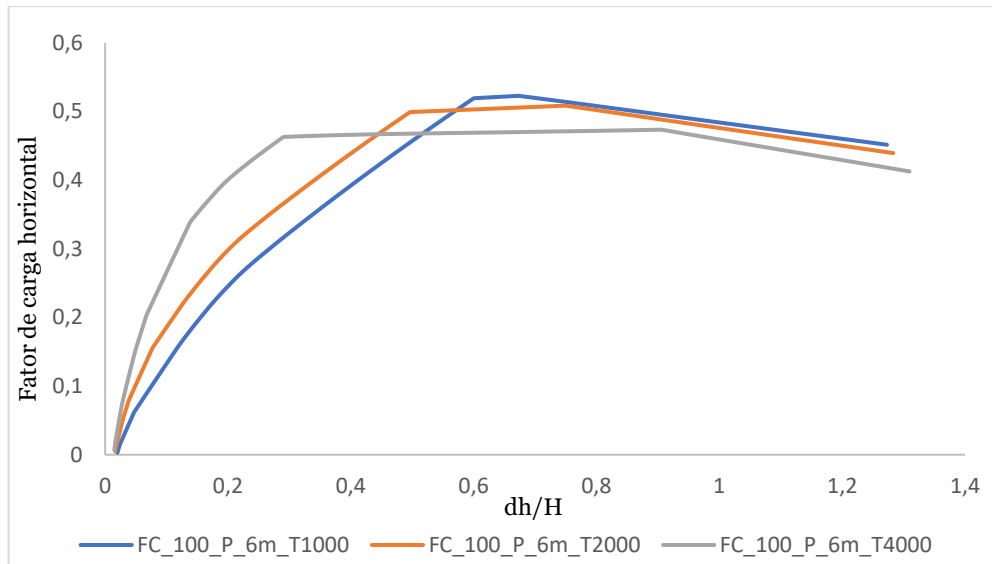


Figura 37: Curva de capacidade para uma parede de 6m e f_c de 100MPa.

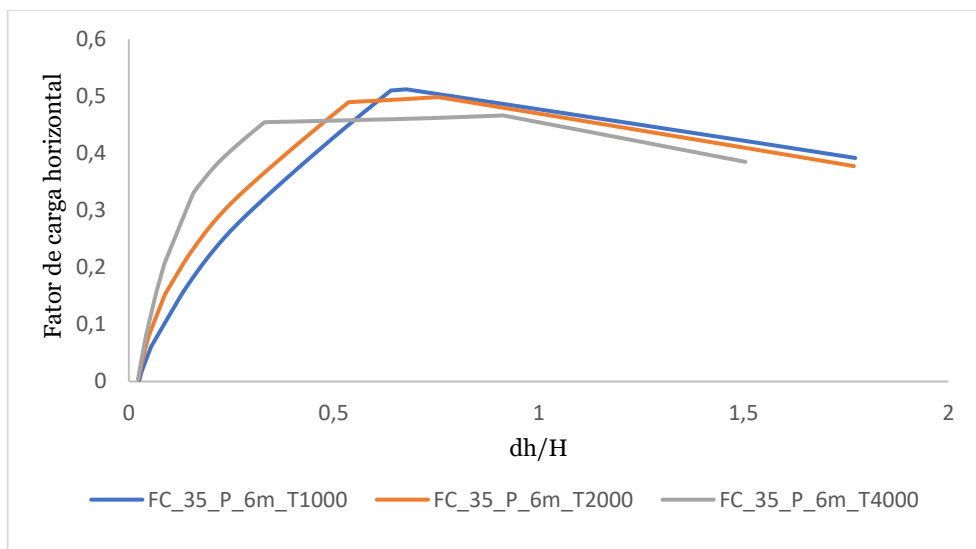


Figura 38: Curva de capacidade para uma parede de 6m e f_c de 35MPa.

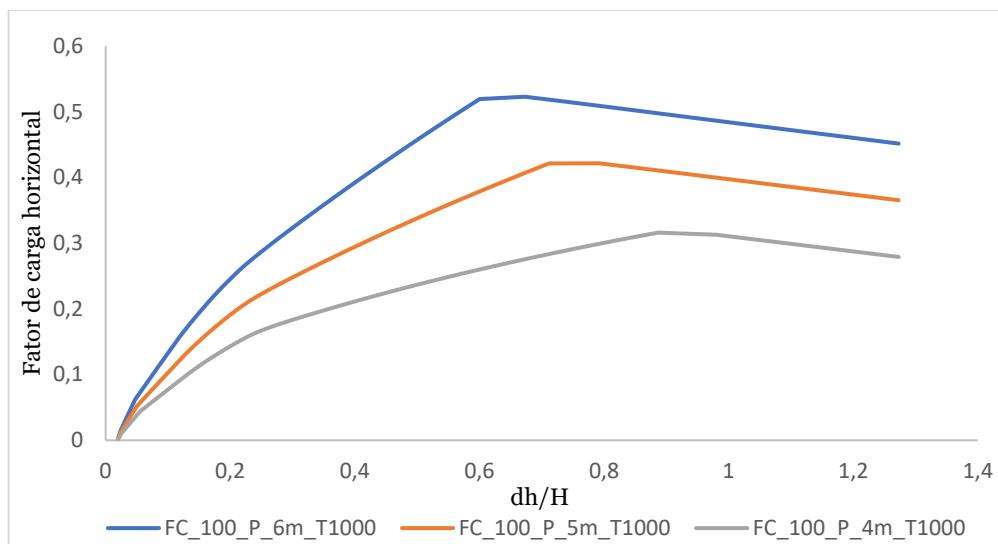


Figura 39: Comparação das curvas de capacidade para paredes de 4m, 5m e 6m com f_c de 100MPa.

A Figura 40 mostra que o aumento da resistência à compressão do betão não detém grande influência na resistência lateral do sistema.

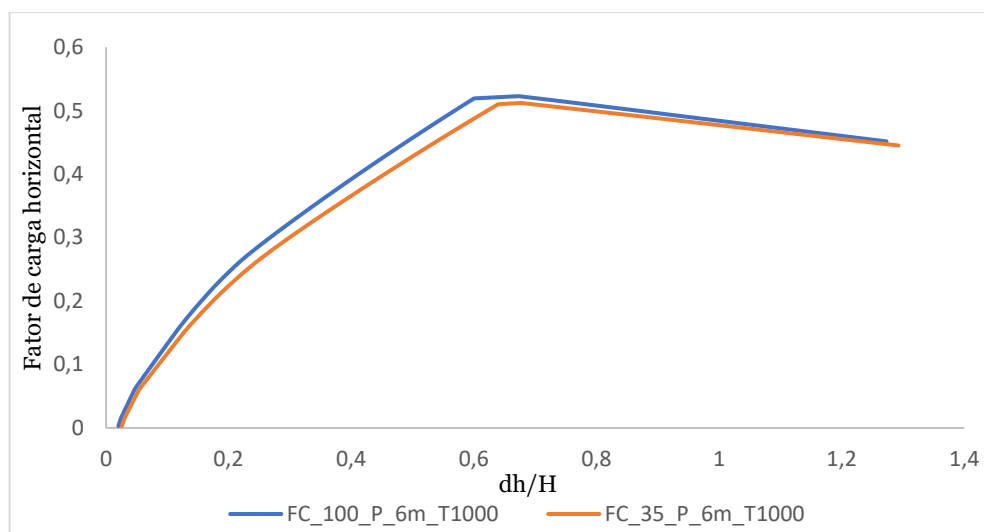


Figura 40: Comparação das curvas de capacidade para paredes de 6m com diferente resistência à compressão do betão.

O gráfico da Figura 42 mostra a relação entre o fator de carga horizontal e a tensão axial no cabo, para diferentes dimensões da parede. Como expectável, verifica-se que o aumento da dimensão da parede torna a solução mais rígida sendo menor a tensão no cabo para o mesmo fator de carga. No caso de se avaliar a solução em termos de capacidade de deformação (alínea a) da Figura 43, verifica-se uma situação inversa em

que a plastificação destes ocorre para menores valores de deslocamento do nó de controlo. Portanto, para uma análise da capacidade sísmica de um edifício que corresponde à avaliação do seu desempenho e tem como referência deslocamentos horizontais, não se justifica o aumento da largura da parede. A este facto acresce a necessidade de os cabos permanecerem em regime elástico-linear de modo que se mantenha a capacidade de recuperação de forma, minimizando deformações permanentes.

Em termos de efeitos relacionados com os cabos de pré-esforço importa comparar uma abordagem baseada em termos de forças e de deslocamento máximos. Os gráficos das Figura 41 e da Figura 42 mostram a relação entre a tensão axial dos cabos e os deslocamentos horizontais no topo e forças transversais, respetivamente. É possível observar que na relação entre deslocamentos e tensões, o aumento da largura da parede implica um valor menor de deslocamento horizontal associado à plastificação nos cabos. No caso de a análise ser feita em termos de forças laterais (alínea b) da Figura 43 a situação é inversa, ou seja, é necessária uma força transversal maior para provocar a plastificação dos cabos, o que é compreensível tendo em conta as forças axiais menores que neles resultam para gerar o mesmo binário. A comparação acima demonstra a importância da perspetiva com que se aborda o problema, que no caso sísmico deve ser baseada na capacidade de deformação.

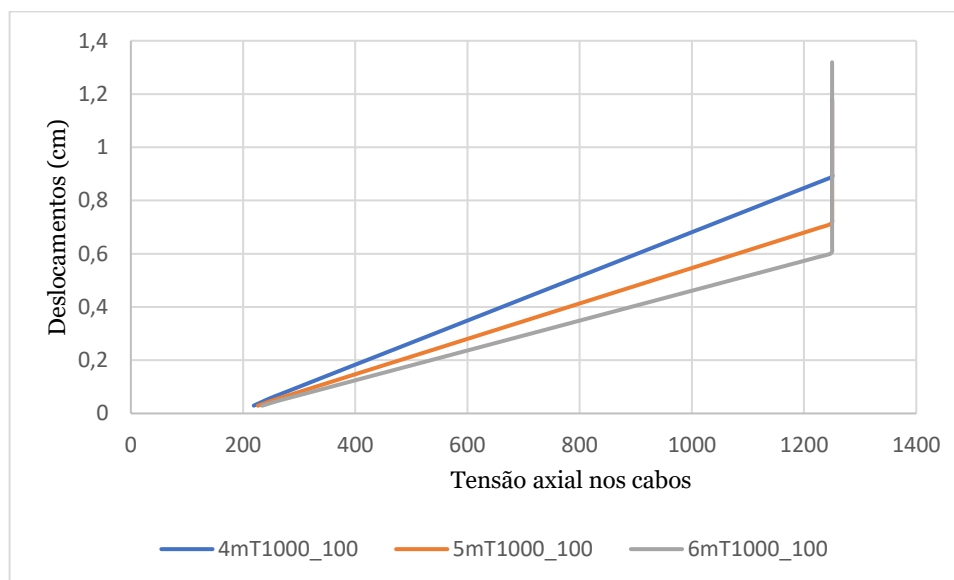


Figura 41: Relação do deslocamento de nó de controlo e tensão nos cabos de pré-esforço.

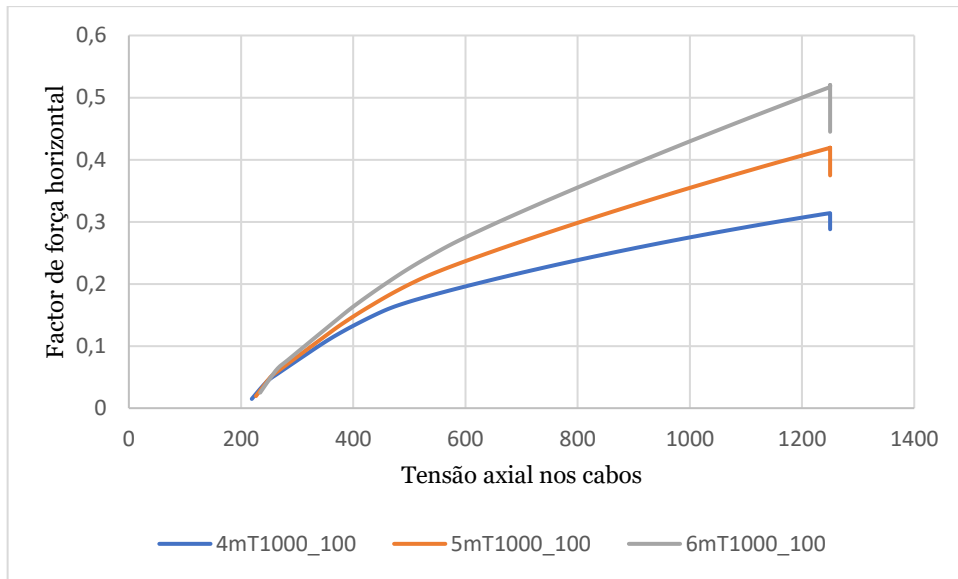


Figura 42: Relação do fator de força horizontal e tensão no cabo de pré-esforço.

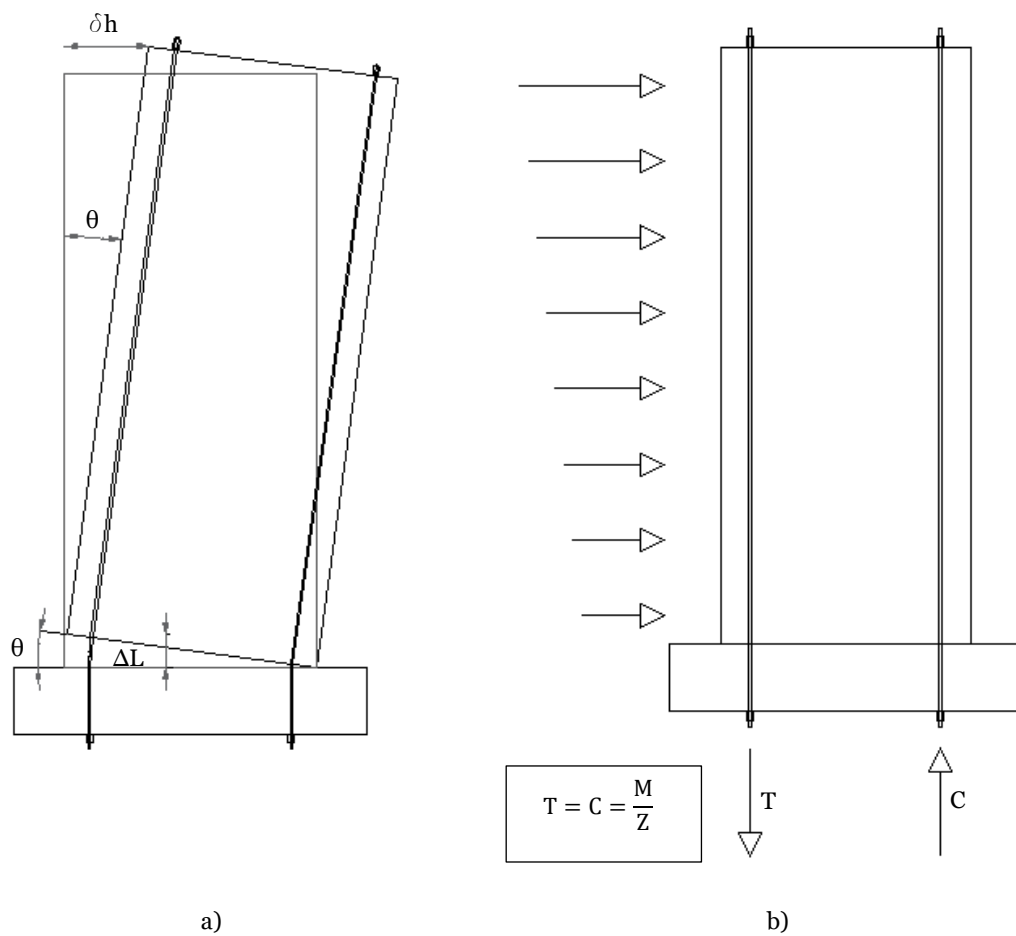


Figura 43: Esquema de abordagem de análise: a) Abordagem de análise em termos de capacidade de deformação; b) Abordagem de análise em termos de capacidade de carga.

3.3.2.2- Avaliação da capacidade sísmica

A avaliação sísmica das soluções foi feita tendo por base as disposições do Eurocódigo 8 EN 1998-1, e os resultados da análise “Pushover”, conforme o Anexo B do mesmo regulamento. Para os efeitos pretendidos foi necessário considerar os parâmetros que definem a ação sísmica, nomeadamente a aceleração ao nível do solo e o tipo de solo. A avaliação da capacidade sísmica foi feita para os estados limite últimos de danos significativos (E.L.D.S) e limite de dano (E.L.L.D), conforme o Eurocódigo 8 EN 1998-1. Para efeitos de avaliação das soluções foi considerado o deslocamento relativo entre pisos conforme a seção 4.4.3.2 do Eurocódigo 8 EN 1998-1.

Para o valor da aceleração sísmica (a_g) foi considerado um cenário bastante exigente, correspondente a uma aceleração de $2,3 \text{ m/s}^2$, para o estado limite último de dano significativo e de $1,8 \text{ m/s}^2$ para o estado limite de dano, conforme a seção 2.1 do Eurocódigo 8. O tipo de solo adotado foi o tipo A.

Nos parágrafos seguintes constam os resultados da avaliação após análise “Pushover” em que se fez variar a largura da parede e o valor da força de pré-esforço. Para cada um dos casos apresenta-se o resumo dos resultados em termos de valores de deslocamento alvo para os estados limites considerados, características dinâmicas da estrutura e deslocamento entre pisos. A Figura 44 mostra a configuração do primeiro modo de vibração para um dos casos e que é representativo dos restantes.

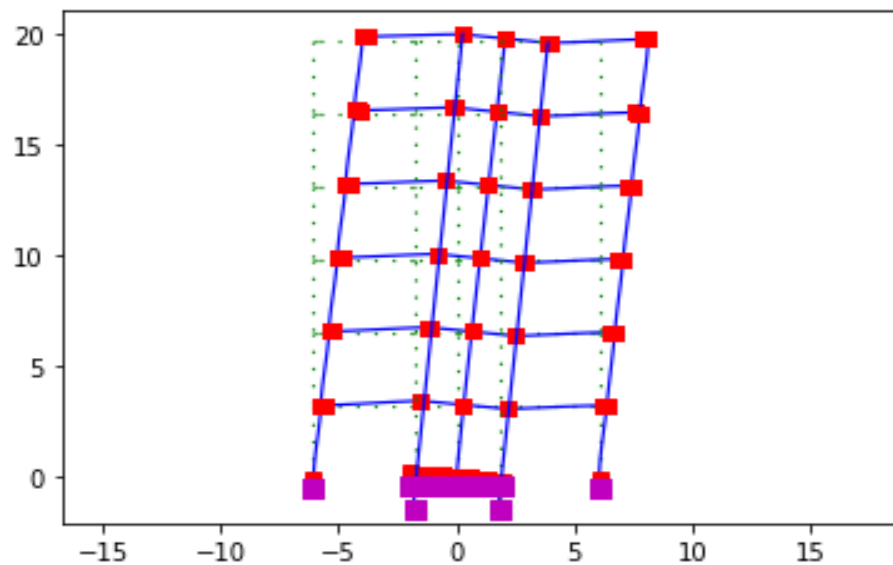


Figura 44: Primeiro modo de vibração para parede de quatro metros e força no cabo de 1000 kN, com o período de vibração de 14.73 s.

Os gráficos das Figura 45 a Figura 50 mostram as curvas carga-deslocamento na direção horizontal para valores diferentes de força de pré-esforço e de dimensão da parede, que, nos exemplos em análise, implica simultaneamente maior distância entre os cabos de pré-esforço. A cada gráfico estão associadas as Tabela 1 a 6 com os valores dos períodos de vibração original (T) e o equivalente a um grau de liberdade (T^*) e os respectivos fatores de transformação ($Trans_f$), que relaciona o sistema original de múltiplos graus de liberdade e o sistema equivalente com um grau de liberdade.

A comparação dos valores de deslocamento alvo para as diferentes variantes e para os estados limite referidos acima, mostram que o aumento das forças de pré-esforço e da largura das paredes/afastamento dos cabos não tem um efeito favorável. Para além da diminuição da capacidade de deformação, verifica-se um aumento da ação sísmica associado ao aumento de rigidez da estrutura, provocado quer pelo aumento das forças de pré-esforço quer pelo aumento da largura das paredes.

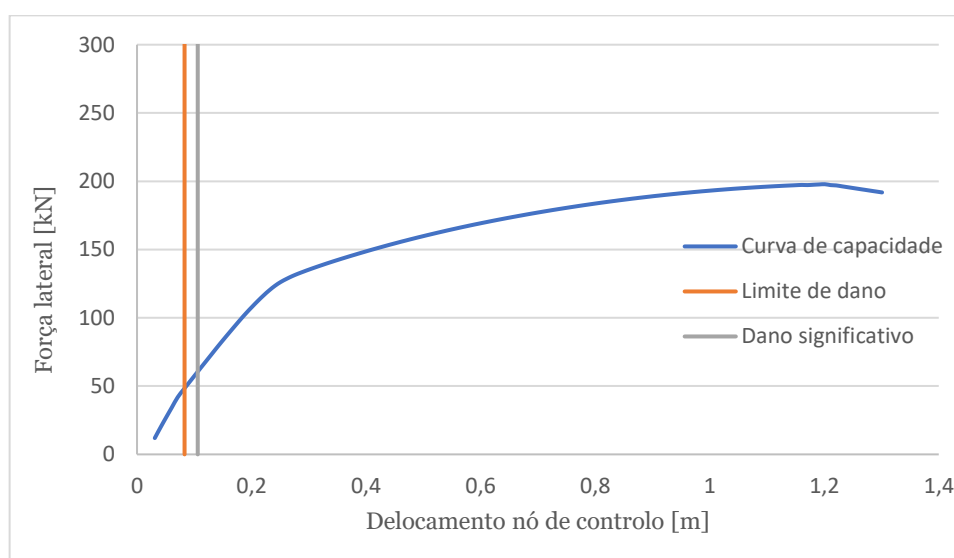


Figura 45: Curva de capacidade para os estados limites último de uma parede de 3m e força de pré-esforço igual a 1000kN.

Tabela 1: Parâmetros da análise “Pushover” para parede de 3m e força de pré-esforço igual a 1000kN.

T (s)	16,37
T^* (s)	8,60
$Trans_f$	1,68
Deslocamento alvo do limite de dano (m)	0,08
Deslocamento alvo do dano significativo (m)	0,11

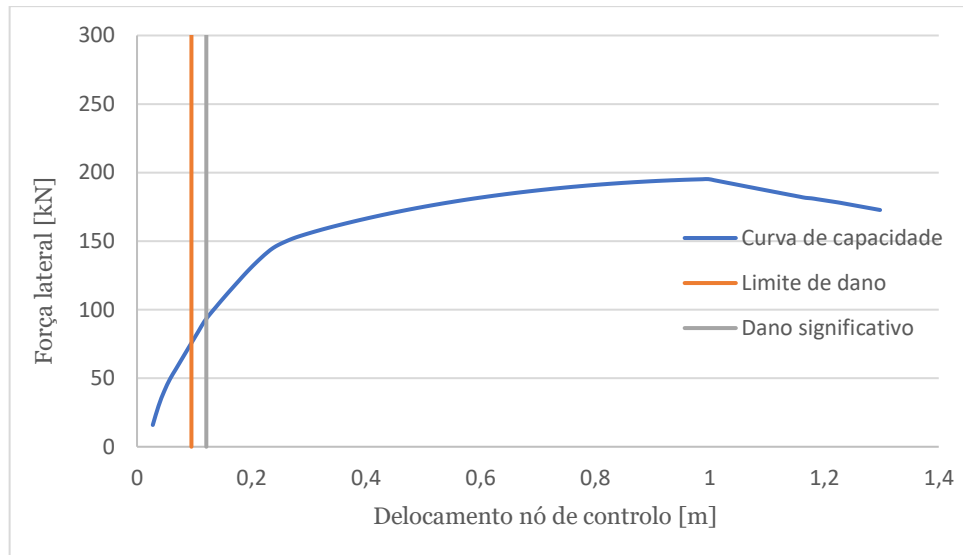


Figura 46: Curva de capacidade para os estados limites último de uma parede de 3m e força de pré-esforço igual a 2000kN.

Tabela 2: Parâmetros da análise “Pushover” para parede de 3m e força de pré-esforço igual a 2000kN.

T (s)	14,20
T* (s)	7,81
Trans_f	1,68
Deslocamento alvo do limite de dano	0,10
Deslocamento alvo do dano significativo	0,12

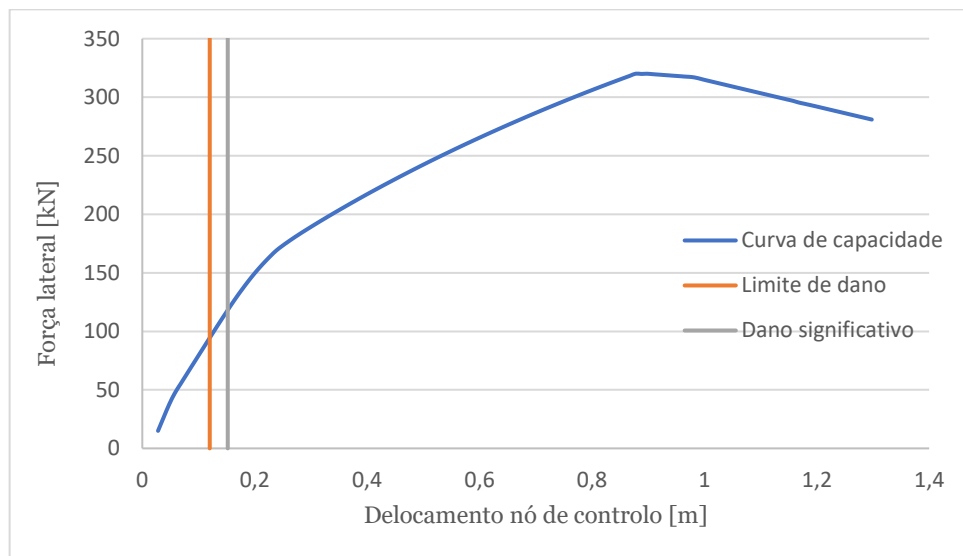


Figura 47: Curva de capacidade para os estados limites último de uma parede de 4m e força de pré-esforço igual a 1000kN.

Tabela 3: Parâmetros da análise “Pushover” para parede de 3m e força de pré-esforço igual a 1000kN.

T (s)	
T* (s)	
Trans_f	
Deslocamento alvo do limite de dano	0,12
Deslocamento alvo do dano significativo	0,15

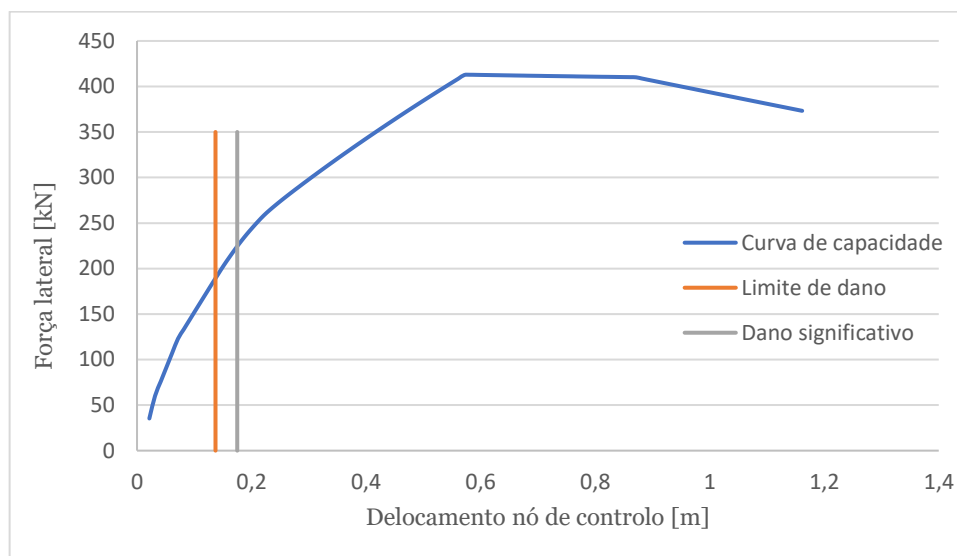


Figura 48: Curva de capacidade para os estados limites último de uma parede de 5m e força de pré-esforço igual a 2000kN.

Tabela 4: Parâmetros da análise “Pushover” para parede de 5m e força de pré-esforço igual a 2000kN.

T (s)	11,94
T* (s)	5,09
Trans_f	1,68
Deslocamento alvo do limite de dano	0,14
Deslocamento alvo do dano significativo	0,18

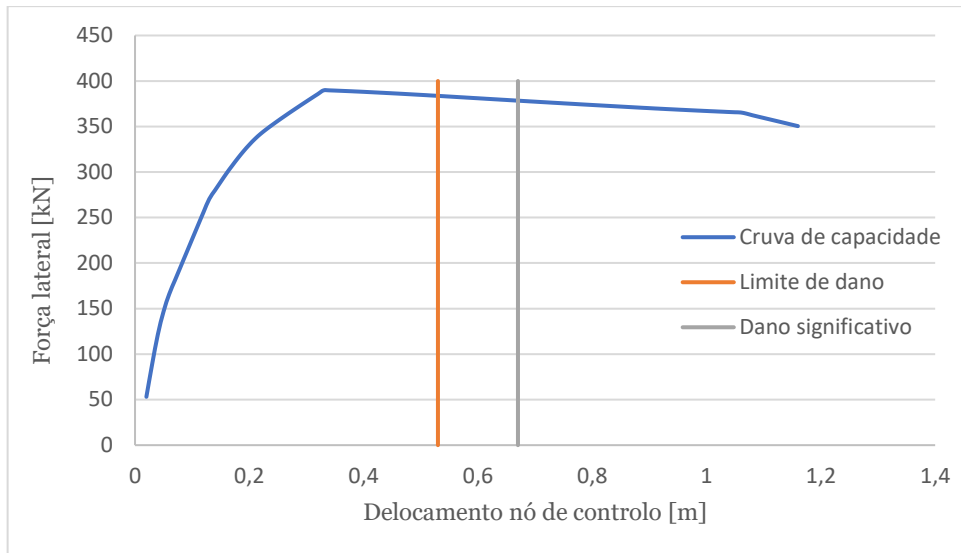


Figura 49: Curva de capacidade para os estados limites último de uma parede de 5m e força de pré-esforço igual a 4000kN.

Tabela 5: Parâmetros da análise “Pushover” para parede de 5m e força de pré-esforço igual a 4000kN.

T (s)	7,38
T* (s)	3,40
Trans_f	1,68
Deslocamento alvo do limite de dano	0,53
Deslocamento alvo do dano significativo	0,67

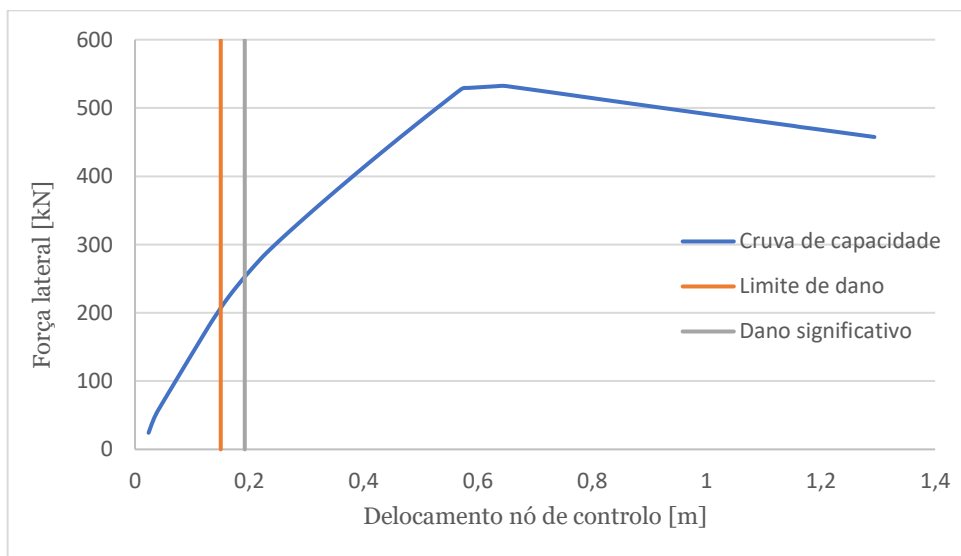


Figura 50: Curva de capacidade para os estados limites último de uma parede de 6m e força de pré-esforço igual a 1000kN.

Tabela 6: Parâmetros da análise “Pushover” para parede de 6m e força de pré-esforço igual a 1000kN.

T (s)	10,15
T* (s)	4,20
Trans_f	1,68
Deslocamento alvo do limite de dano	0,15
Deslocamento alvo do dano significativo	0,19

As Figura 51 e a Figura 52 mostram que um aumento da rigidez lateral da solução e da capacidade carga quando são consideradas maiores forças de pré-esforço e de largura da parede, para a mesma área de cabos de pré-esforço. Portanto, numa abordagem tradicional baseada em forças, seria justificável o aumento da dimensão da parede e da tensão nos cabos de pré-esforço.

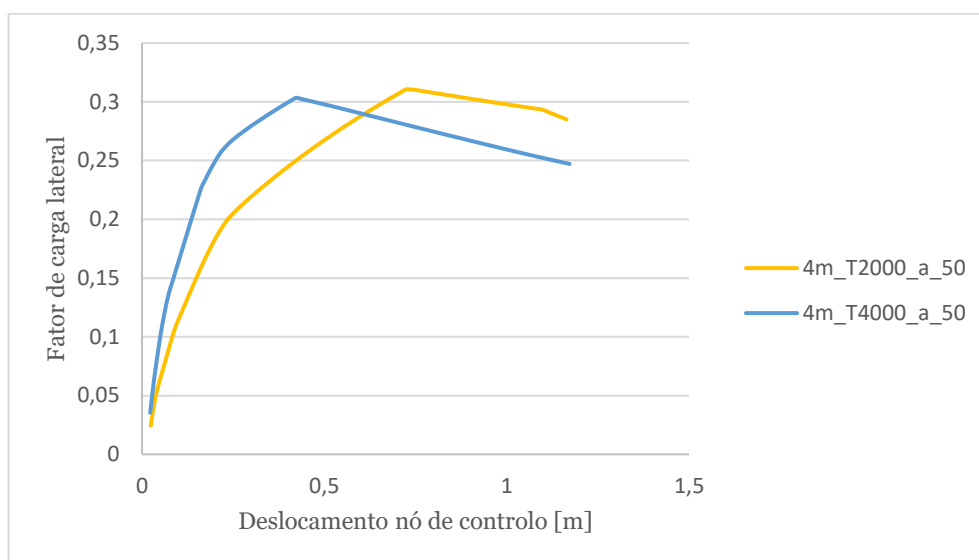


Figura 51: Comparação de curvas de capacidade com diferentes valores de força de pré-esforço nos cabos, correspondente a uma parede de 4m.

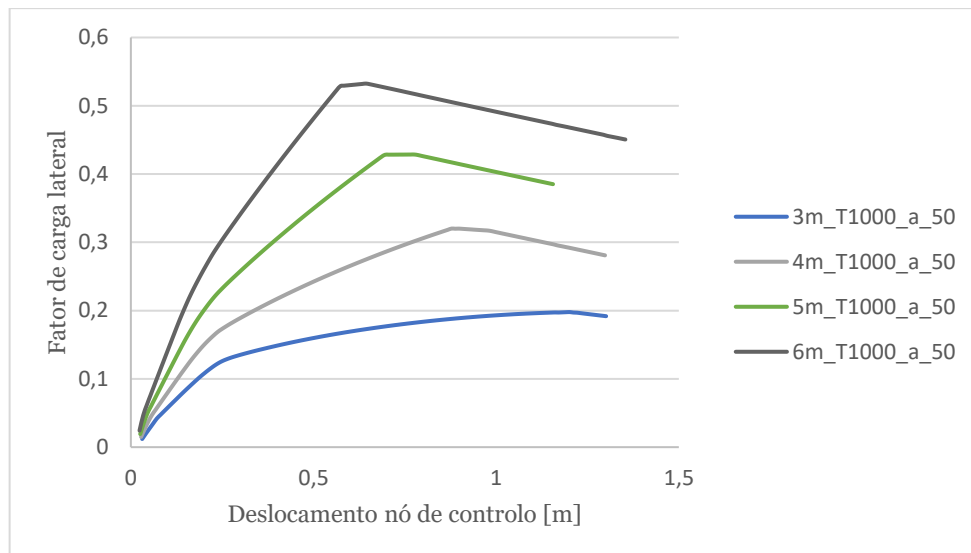


Figura 52: Comparação de curvas de capacidade para dimensões de paredes diferentes e forças de pré-esforço nos cabos constantes.

3.3.2.3- Discussão geral de resultados

Na solução em causa, a estabilidade lateral é garantida pelos cabos de pré-esforço. Os resultados mostram que todos os aspetos que contribuem para a plastificação dos cabos reduzem a capacidade de deformação da estrutura. Entre estes aspetos, refere-se a força de pré-esforço e o aumento das dimensões da parede, que contribuem para a rigidez lateral e reduzem a margem de deformação até a cedência dos cabos durante o evento sísmico. Este comportamento pode ser parcialmente colmatado com adição de armaduras passivas na base da parede que, no entanto, estarão associados a maior dano. No entanto, essas barras contribuem para a capacidade de dissipação de energia e a sua reparação é facilitada se colocadas estrategicamente - Sistema Híbrido.

No presente trabalho, tendo em conta a quantidade de armaduras de pré-esforço a utilizar e o efeito na reparação da forma, consideraram-se apenas armaduras de pré-esforço durante a análise.

O tipo de soluções analisado corresponde a uma gama de períodos de vibrações correspondente a estruturas flexíveis. Assim, o aumento da rigidez através do pré-esforço nos cabos, que mantém a junta na base da parede fechada, e o aumento das dimensões da parede implicam um aumento da ação sísmica (Figura 53) que se traduz nas exigências em termos de deslocamentos laterais e, conseqüentemente, em maiores

deslocamentos entre pisos, a que se pode associar dano nos elementos não estruturais. O aumento da rigidez não compensa o aumento da ação sísmica, pelo que na conceção deste tipo de soluções deve ser privilegiada a flexibilização e a avaliação do comportamento estrutural baseada no desempenho em termos de deformações. Por outro lado, a perspectiva de conceção e projeto baseada em forças sísmica não parece ser adequada para o problema sísmico.

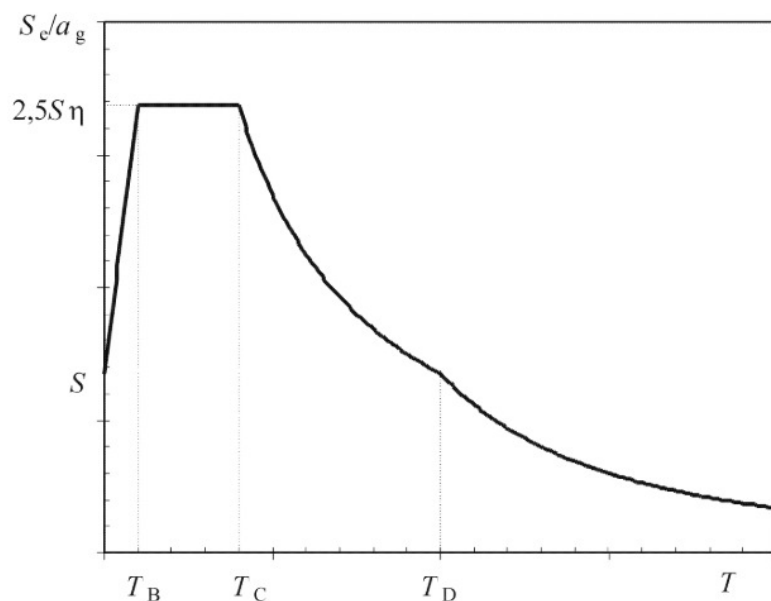


Figura 53: Forma genérica do espectro de resposta elástico disposto no EC8 (adaptado de [26]).

Do ponto de vista de um exemplo tipo, a análise “Pushover” e a verificação da capacidade sísmica da secção 3.3.2.2, mostra como viável uma estrutura em betão armado como a que descreve a Figura 54, com paredes de quatro metros de largura e lajes de 5 m de vão. As ligações das vigas aos pilares seriam construídas com um entalhe que as torna mais flexíveis e evita o dano nos pavimentos conforme foi descrito na secção 2.2.3. Embora não tenha sido avaliada, é expectável que a transferência de cargas verticais entre vigas e pilares torne necessária a conceção e dimensionamento de elementos de apoio auxiliares, por exemplo, elementos metálicos que, participando na transferência de forças verticais não influenciam o comportamento da ligação em termos de flexibilidade e contribuição para o dano.

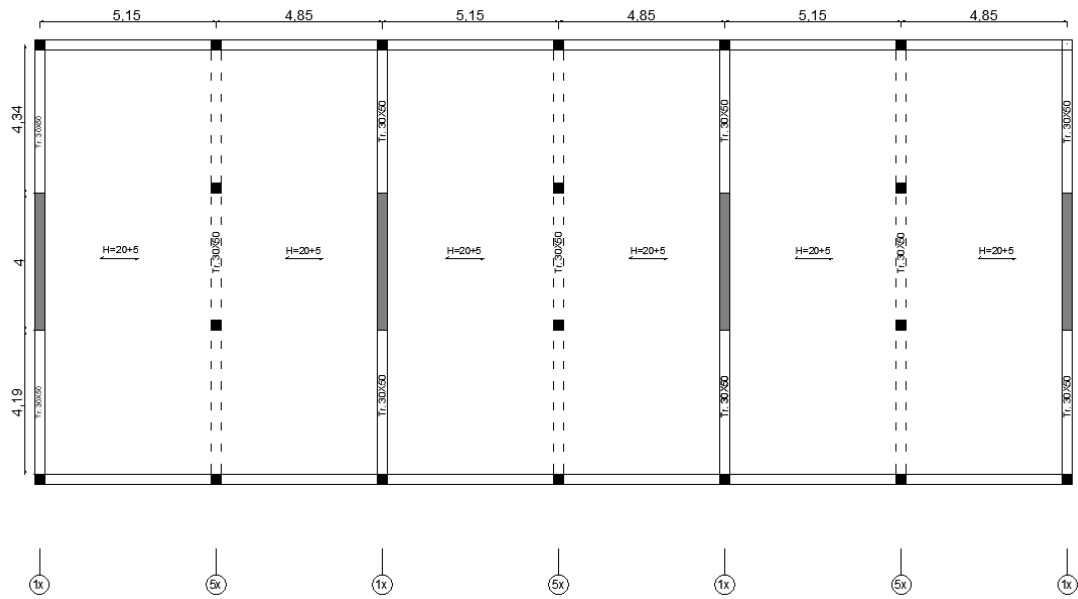


Figura 54: Planta estrutural com entalhe nas conexões vigas/pilares e paredes estruturais a afastadas 10m.

Tabela 7: Secções dos elementos estruturais.

	b (m)	h (m)
Paredes	0.30	3.20
Vigas da extremidade	0.30	0.50
Pilares	0.30	0.3

Capítulo 4 – Conclusões

A presente dissertação encontra-se dividido em duas vertentes. A primeira vertente é destinada à descrição dos principais danos estruturais em edifícios de betão armado verificados de eventos sísmicos em países como a Nova Zelândia, e as soluções de mitigação de danos sob ação sísmica a estes associados. Sendo Portugal um país com suscetibilidade sísmica, o conceito de mitigação de danos sísmicoa ainda é pertinente. A segunda vertente de trabalho corresponde a descrição das análises e dos resultados do estudo numérico de uma solução.

Tendo em vista um contributo em termos de conceção de soluções com mitigação de dano, foi feita uma análise paramétrica de uma solução com mitigação de dano na ligação entre vigas e pilares e recuperação da forma através de cabos de pré-esforços e paredes com juntas secas na base. Desta análise resultam as seguintes conclusões:

- Os cabos de pré-esforço são determinantes para a capacidade de deformação da estrutura.
- Os parâmetros que determinam a rigidez da estrutura, nomeadamente a dimensão da parede e o afastamento dos cabos, reduzem a capacidade de deformação, uma vez contribuem para a plastificação mais precoce dos cabos, numa avaliação em termos de deslocamentos laterais. Adicionalmente, esses parâmetros contribuem para um aumento da ação sísmica, em virtude da maior rigidez, o que implica maiores exigências em termos de deformações.
- A solução em estudo atribui à estrutura um comportamento flexível, pelo que a avaliação do desempenho deve ser avaliada em termos de deformações, nomeadamente os deslocamentos relativos entre pisos. Os resultados mostram que nesses aspetos a solução em causa é viável.
- A fim de se perceber o comportamento deste tipo de estruturas, torna-se necessário ter uma abordagem baseada no desempenho e na capacidade de deformação, que se avalia através de uma análise “Pushover, e não numa abordagem tradicional baseada em forças.
- As análises foram elaboradas com recurso a dois programas de cálculo, um com perspetiva de projeto ou caracter comercial e o outro com perspetiva académico. O programa comercial utilizado parece mostrar algumas limitações na resolução destes problemas, o que implica uma reavaliação das ferramentas de análise sísmica disponíveis no mercado por parte dos profissionais e dos fornecedores de software, no que diz respeito ao projeto com mitigação de dano. Quanto ao

software de caráter acadêmico, apresentou melhores resultados. No entanto, o tipo de interface e as ferramentas disponibilizadas para o projeto tornam-no menos competitivo para a prática corrente e engenharia de estruturas.

O objeto de estudo considerado corresponde a um edifício em betão armado de seis pisos, destinada a habitação, com paredes pré-esforçada contra a fundação e juntas secas na base. As ligações entre vigas e pilares são entalhadas, o que lhes confere reduzida rigidez. As análises efetuadas comprovaram a viabilidade de execução desta solução, tendo por base os limites de deslocamentos entre piso definidos no Eurocódigo 8, o que evita danos nos elementos não estruturais. A ligação flexível entre vigas e pilares garante danos reduzidos nestas zonas e na laje adjacente. Adicionalmente, poderá ser necessário um reforço local na base da parede por adoção de sistema de confinamento do betão, por exemplo com peças metálicas, utilizadas também para o contacto entre as faces da junta. Desse modo, pode ser possível reduzir danos na parede

O estudo efetuado tem como objetivo atribuir indicações para a conceção de projetos soluções de mitigação de danos, tornando-se necessário um trabalho posterior para a análise de questões particulares, nomeadamente o desenvolvimento de sistemas de transferências de cargas das vigas para os pilares, como por exemplo utilização de apoios adicionais em sistema metálico que não comprometam a flexibilidade das ligações. Adicionalmente justifica-se o estudo de soluções com adição de elementos dissipativos, com baixa tecnologia e facilidade de reparação/substituição.

Referência

- [1] A. H. Buchanan, D. Bull, R. Dhakal, G. Macrae, A. Palermo, and S. Pampanin, “Base Isolation and Damage-Resistant Technologies for Improved Seismic Performance of Buildings A report written for the Royal Commission of Inquiry into Building Failure Caused by the Canterbury Earthquakes,” 2011.
- [2] S. Pampanin, “REALITY-CHECK AND RENEWED CHALLENGES IN EARTHQUAKE ENGINEERING: IMPLEMENTING LOW-DAMAGE STRUCTURAL SYSTEMS-FROM THEORY TO PRACTICE,” 2012.
- [3] E. V. Au, D. Bull, A. S. Pampanin, and N. R. Engineering, “Non-Tearing Floor Connection Using Slotted Reinforced Concrete Beams,” 2010.
- [4] J. Watkins, S. Sritharan, T. Nagae, and R. S. Henry, “Computational modelling of a four storey post-tensioned concrete building subjected to shake table testing,” *Bull. New Zeal. Soc. Earthq. Eng.*, vol. 50, no. 4, pp. 595–607, 2017, doi: 10.5459/bnzsee.50.4.595-607.
- [5] R. S. Henry, S. Aaleti, and S. Sritharan, “Seismic Analysis Of A Low-Damage Precast Wall With End Columns (PREWEC) Including Interaction With Floor Diaphragms,” 2012. [Online]. Available: http://lib.dr.iastate.edu/ccee_pubs/35
- [6] New Zealand. Canterbury Earthquakes Royal Commission., *Final report*. Canterbury Earthquakes Royal Commission, 2012.
- [7] D. Marriott, S. Pampanin, D. Bull, and A. Palermo, “Dynamic testing of precast, post-tensioned rocking wall systems with alternative dissipating solutions,” New Zealand Society for Earthquake Engineering, 2008. doi: 10.5459/bnzsee.41.2.90-103.
- [8] Cladrk Pacific, “(146) PRESSS_ Precast Hybrid Moment Frame Testing - YouTube.” file:///C:/Users/Cladmara/OneDrive - Universidade da Beira Interior/Ambiente de Trabalho/TESE_TIMAS/Bibliografias/Biblio Cap2/(146) PRESSS_ Precast Hybrid Moment Frame Testing - YouTube.html (accessed Dec. 05, 2022).
- [9] J. Wallace and A. Wada, “Hybrid wall systems: US-Japan research,” *Proc. 12th World Conf. Earthq. Eng.*, pp. 1–8, 2000, [Online]. Available: <http://www.eerc.berkeley.edu/>

- [10] M. J. N. Priestley and G. A. MacRae, "Seismic tests of precast beam-to-column joint subassemblages with unbonded tendons," 1996. doi: 10.15554/pcij.01011996.64.81.
- [11] J. I. Restrepo and A. Rahman, "Seismic Performance of Self-Centering Structural Walls Incorporating Energy Dissipators," 2007. doi: 10.1061/(asce)0733-9445(2007)133:11(1560).
- [12] R. Fleischman and P. Kim Seeber, "New construction for resilient cities: The argument for sustainable low damage precast/prestressed concrete building structures in the 21st century," 2016. [Online]. Available: www.scientiairanica.com
- [13] Autodesk, "Robot Structural Analysis Professional | Autodesk Knowledge Network," 2022. <https://knowledge.autodesk.com/es/support/robot-structural-analysis-professional?sort=score> (accessed Dec. 01, 2022).
- [14] Anaconda, "Anaconda | Anaconda Distribution," 2022. <https://www.anaconda.com/products/distribution> (accessed Dec. 07, 2022).
- [15] M. Zhu, "The OpenSeesPy Library," 2019. <https://openseespydoc.readthedocs.io/en/latest/#> (accessed Jan. 19, 2023).
- [16] OpenSeeswiki, "Force-Based Beam-Column Element - OpenSeesWiki." https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Force-Based_Beam-Column_Element (accessed Jan. 19, 2023).
- [17] F. Openseeswiki, "Elastic Beam Column Element," 2017. https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Elastic_Beam_Column_Element (accessed Jan. 19, 2023).
- [18] OpenSeesWiki, "Truss Element - OpenSeesWiki." https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Truss_Element (accessed Jan. 19, 2023).
- [19] OpenSeenWiki, "Initial Stress Material - OpenSeesWiki." https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Initial_Stress_Material (accessed Jan. 19, 2023).
- [20] F. Filippou, "Steel01 Material - OpenSeesWiki." http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Steel01_Material (accessed Dec.

09, 2022).

- [21] OPENSEES, “<Concrete01 Material -- Zero Tensile Strength - OpenSeesWiki.pdf>.”
https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Concrete01_Material_--_Zero_Tensile_Strength (accessed Dec. 09, 2022).
- [22] UC Berkeley, “Elastic-Perfectly Plastic Material - OpenSeesWiki,” 2012.
http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Elastic-Perfectly_Plastic_Material (accessed Dec. 20, 2022).
- [23] OpenSeeswiki, “File_Elastic.” [file:///C:/Users/Cladmara/OneDrive - Universidade da Beira Interior/Ambiente de Trabalho/TESE_TIMAS/Bibliografias/File_Elastic.gif](file:///C:/Users/Cladmara/OneDrive%20Universidade%20da%20Beira%20Interior/Ambiente%20de%20Trabalho/TESE_TIMAS/Bibliografias/File_Elastic.gif) - OpenSeesWiki.html (accessed Jan. 19, 2023).
- [24] OpenSeesWiki, “ZeroLength Element - OpenSeesWiki.”
http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/ZeroLength_Element (accessed Jan. 19, 2023).
- [25] UC Berkeley, “Elastic-No Tension Material - OpenSeesWiki,” 2010.
http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Elastic-No_Tension_Material (accessed Jan. 20, 2023).
- [26] IPQ, *NP EN 1998-1: Eurocódigo 8 - Projecto de Estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios*. 2010.

Anexo A – Rotinas de análise estrutural em OpenSeesPy

Os códigos abaixo foram os utilizados para a análise estrutural das soluções em estudo. A modelação estrutural e a análise de resultados tiveram por base a interação com folhas de cálculo do Microsoft Excel®, o que facilitou a diferentes tarefas realizadas. A análise estrutural efetuada teve por base três rotinas principais: i) Análise sob efeito das cargas verticais; ii) Análise sob efeito de cargas laterais (Pushover); iii) Análise modal e de Estados limite últimos.

i) Análise sob efeito das cargas verticais

```
import matplotlib.pyplot as plt
import opsvis as opsv
import xlrd
import numpy as na
from openseespy.opensees import *
#https://portwooddigital.com/2021/11/29/two-dimensional-meshing/
wipe()
loc = "C:/Users/Utilizador/Documents/DOCS_22032021/progr_octave/PRG_WORK/Modelo_parede_5.xls"
wb = xlrd.open_workbook(loc)
sheet = wb.sheet_by_index(0)
sheet1 = wb.sheet_by_index(1)
sheet2=wb.sheet_by_index(2)
sheet3=wb.sheet_by_index(3)
sheet4=wb.sheet_by_index(4)
sheet5=wb.sheet_by_index(5)
model('basic', '-ndm', 2, '-ndf', 3)
a=0
Nsteps=2000
for i in range(0,88):
    num_node=int(sheet.cell_value(a, 0))
```

```

x_node=(sheet.cell_value(a,1))
y_node=(sheet.cell_value(a,2))
#print(num_node)
node(num_node,x_node,y_node)
a=a+1
fix(28,1,1,1)
fix(29,1,1,1)
fix(90,1,1,1)
fix(91,1,1,1)
fix(92,1,1,1)
fix(93,1,1,1)
fix(94,1,1,1)
fix(95,1,1,1)
fix(96,1,1,1)
fix(97,1,1,1)
fix(98,1,1,1)
fix(89,1,1,1)
fix(99,1,1,1)
equalDOF(90,1,1)
equalDOF(91,2,1)
equalDOF(92,3,1)
equalDOF(93,4,1)
equalDOF(94,5,1)
equalDOF(95,6,1)
equalDOF(96,7,1)
equalDOF(97,8,1)
equalDOF(98,9,1)
a = 2
for i in range(0, 2):
    desig_bet = str(sheet2.cell_value(a, 0))
    tag_bet = int(sheet2.cell_value(a, 1))
    fc_bet = sheet2.cell_value(a, 2)

```

```

eco_bet = sheet2.cell_value(a, 3)
fcu_bet = sheet2.cell_value(a, 4)
ecu_bet = sheet2.cell_value(a, 5)
uniaxialMaterial(desig_bet, tag_bet, fc_bet, eco_bet, fcu_bet, ecu_bet)
a = a+1
a = 2
for i in range(0, 1):
    desig_aco = str(sheet2.cell_value(a, 7))
    tag_aco = int(sheet2.cell_value(a, 8))
    fy_aco = (sheet2.cell_value(a, 9))
    e_aco = (sheet2.cell_value(a, 10))
    b_aco = (sheet2.cell_value(a, 11))
    uniaxialMaterial(desig_aco, tag_aco, fy_aco, e_aco, b_aco)
    a = a+1
uniaxialMaterial('Elastic',2,210000000)
uniaxialMaterial('Steel01',20,1250000,160000000,0)
pref=sheet1.cell_value(27,16)
print(pref)
uniaxialMaterial('InitStressMaterial', 60, 20,pref)
a = 2
c = 1
np = 5
b = 2
num_sec_fiber=3
for i in range(0, num_sec_fiber):
    sec_tag = int(sheet3.cell_value(a, 0))
    Bcol = sheet3.cell_value(a, 3)
    Hcol = sheet3.cell_value(a, 2)
    cover = sheet3.cell_value(a, 4)
    n_c_armadura = int(sheet3.cell_value(a, 11))
    y1col = Hcol/2.0
    z1col = Bcol/2.0

```

```

y2col = 0.5*(Hcol-2*cover)/3.0
nFibZ = int(sheet3.cell_value(a, 6))
nFib = int(sheet3.cell_value(a, 5))
nFibCover = int(sheet3.cell_value(a, 8))
nFibCore = int(sheet3.cell_value(a, 7))
mat_tag_cor = int(sheet3.cell_value(a, 9))
mat_tag_cover = int(sheet3.cell_value(a, 10))
transf_tag = int(sheet3.cell_value(a, 12))
int_tag = int(sheet3.cell_value(a, 13))
np_int = int(sheet3.cell_value(a, 14))
ff=section('Fiber', sec_tag)
patch('rect', mat_tag_cor, nFibCore, nFibZ, cover -
    y1col, cover-z1col, y1col-cover, z1col-cover)
patch('rect', mat_tag_cover, nFib, nFibZ, -
    y1col, -z1col, y1col, -z1col+cover)
patch('rect', mat_tag_cover, nFibCover, nFibZ, -
    y1col, cover-z1col, cover-y1col, z1col-cover),
patch('rect', mat_tag_cover, nFibCover, nFibZ,
    y1col-cover, cover-z1col, y1col, z1col-cover)
patch('rect', mat_tag_cover, nFibCover, nFibZ,
    -y1col, z1col-cover, y1col, z1col)
for j in range(0, n_c_armadura):
    mat_tag_s = int(sheet4.cell_value(b, 4))
    n_var_camada_1 = int(sheet4.cell_value(b, 1))
    As_var = sheet4.cell_value(b, 2)
    y_esq = sheet4.cell_value(b, 5)
    z_esq = sheet4.cell_value(b, 6)
    y_dir = sheet4.cell_value(b, 7)
    z_dir = sheet4.cell_value(b, 8)
    layer('straight', mat_tag_s, n_var_camada_1,
        As_var, y_esq, z_esq, y_dir, z_dir)
    b = b+1

```

```

a = a+1
fib_sec_2 = [['section', 'Fiber', 30, '-GJ', 1.0e6],
             ['patch', 'rect', mat_tag_cor, nFibCore, nFibZ, cover -y1col, cover-z1col, y1col-cover, z1col-cover],
             ['patch', 'rect', mat_tag_cover, nFib, nFibZ,-y1col, -z1col, y1col, -z1col+cover],
             ['patch', 'rect',mat_tag_cover, nFibCover, nFibZ,-y1col, cover-z1col, cover-y1col, z1col-cover],
             ['patch', 'rect',mat_tag_cover, nFibCover, nFibZ,y1col-cover, cover-z1col, y1col, z1col-cover],
             ['patch', 'rect',mat_tag_cover, nFib, nFibZ,-y1col, z1col-cover, y1col, z1col],
             ['layer','straight',mat_tag_s, n_var_camada_1, As_var, y_esq, z_esq, y_dir, z_dir],
             ['layer','straight',mat_tag_s, n_var_camada_1, As_var, -y_esq, z_esq, -y_dir, z_dir]]
matcolora = ['r', 'lightgrey', 'gold', 'w', 'w', 'w']
opsv.plot_fiber_section(fib_sec_2 , matcolor=matcolora)
plt.axis('equal')
a=1
for j in range(0,20):
    num_bar=int(sheet1.cell_value(a,0))
    no_i=int(sheet1.cell_value(a,1))
    no_j=int(sheet1.cell_value(a,2))
    aa=sheet1.cell_value(a,10)
    ee=sheet1.cell_value(a,11)
    ii=sheet1.cell_value(a,12)
    geotrans_code=int(sheet1.cell_value(a,8))
    geomTransf('PDelta', geotrans_code)
    element('elasticBeamColumn',num_bar,no_i,no_j,aa,ee,ii,geotrans_code)
    a=a+1
a=21
for j in range(20,26):
    num_bar=int(sheet1.cell_value(a,0))
    no_i=int(sheet1.cell_value(a,1))
    no_j=int(sheet1.cell_value(a,2))

```

```

aa=sheet1.cell_value(a,10)
ee=sheet1.cell_value(a,11)
ii=sheet1.cell_value(a,12)
geotrans_code=int(sheet1.cell_value(a,8))
massa=sheet1.cell_value(a,14)
geomTransf('PDelta', geotrans_code)
int_tag = int(sheet1.cell_value(a, 13))
np_tag = 5#int(sheet1.cell_value(d, 16))
sec_tag = int(sheet1.cell_value(a, 7))
beamIntegration('Lobatto', int_tag, sec_tag, np_tag)
element('forceBeamColumn', num_bar, no_i, no_j, geotrans_code, int_tag, massa)
a=a+1
a=27
for j in range(27,39):
    num_bar=int(sheet1.cell_value(a,0))
    no_i=int(sheet1.cell_value(a,1))
    no_j=int(sheet1.cell_value(a,2))
    aa=sheet1.cell_value(a,10)
    geotrans_code=int(sheet1.cell_value(a,8))
    a=a+1
a=39
aa=sheet1.cell_value(28,16)
element('Truss',108,25,28,aa,60)
element('Truss',109,29,27,aa,60)
for j in range(40,49):
    num_bar=int(sheet1.cell_value(a,0))
    no_i=int(sheet1.cell_value(a,1))
    no_j=int(sheet1.cell_value(a,2))
    mat_tag=int(sheet1.cell_value(a,9))
    weigth=sheet1.cell_value(a,14)
    val_stiff=13200000*0.45
    stiff=val_stiff*weigth

```

```

uniaxialMaterial('ENT',mat_tag,stiff)
#uniaxialMaterial('Elastic',mat_tag,210000000)
element('zeroLength',num_bar,no_i,no_j,'-mat',mat_tag,'-dir',2)
#print(num_bar)
a=a+1
a=48
for j in range(49,85):
    num_bar=int(sheet1.cell_value(a,0))
    no_i=int(sheet1.cell_value(a,1))
    no_j=int(sheet1.cell_value(a,2))
    aa=sheet1.cell_value(a,10)
    ee=sheet1.cell_value(a,11)
    ii=sheet1.cell_value(a,12)
    geotrans_code=int(sheet1.cell_value(a,8))
    geomTransf('Linear', geotrans_code)
    element('elasticBeamColumn',num_bar,no_i,no_j,aa,ee,ii,geotrans_code)
    a=a+1
a=84
for j in range(85,109):
    num_bar=int(sheet1.cell_value(a,0))
    no_i=int(sheet1.cell_value(a,1))
    no_j=int(sheet1.cell_value(a,2))
    aa=sheet1.cell_value(a,10)
    ee=sheet1.cell_value(a,11)
    ii=sheet1.cell_value(a,12)
    massa=sheet1.cell_value(a,14)
    geotrans_code=int(sheet1.cell_value(a,8))
    geomTransf('PDelta', geotrans_code)
    int_tag = int(sheet1.cell_value(a, 13))
    np_tag = 5#int(sheet1.cell_value(d, 16))
    sec_tag = int(sheet1.cell_value(a, 7))
    beamIntegration('Lobatto', int_tag, sec_tag, np_tag)

```

```

element('forceBeamColumn', num_bar, no_i, no_j, geotrans_code, int_tag, massa)
a=a+1
timeSeries('Linear',1)
pattern('Plain',1,1)
Q =-150;
H=0
q_linear=-50
# nd FX, FY, MZ
load(11, H, Q, 0)
load(14, H, Q, 0)
load(17, H, Q, 0)
load(20, H, Q, 0)
load(23, H, Q, 0)
load(26, H, Q, 0)
mass(11,13500,0,0)
mass(14,13500,0,0)
mass(17,13500,0,0)
mass(20,13500,0,0)
mass(23,13500,0,0)
mass(26,13500,0,0)
#Número de vigas carregadas
num_vig_carr=32
a=1
for i in range(0,num_vig_carr):
    ele_load=int(sheet5.cell_value(a,0))
    q_load_y=sheet5.cell_value(a,2)*1
    q_load_x=sheet5.cell_value(a,1)
    g_load_y=sheet5.cell_value(a,4)*1
    g_load_x=sheet5.cell_value(a,3)
    eleLoad('-ele', ele_load, '-type', '-beamUniform', g_load_x, g_load_y)
    eleLoad('-ele', ele_load, '-type', '-beamUniform', q_load_x, q_load_y)
a=a+1

```

```

system('BandGeneral')
# Create the constraint handler, the transformation method
constraints('Transformation')
# Create the DOF numberer, the reverse Cuthill-McKee algorithm
numberer('RCM')
# Create the convergence test, the norm of the residual with a tolerance of
# 1e-12 and a max number of iterations of 10
test('NormDispIncr', 1.0e-12, 100, 1)
# Create the solution algorithm, a Newton-Raphson algorithm
algorithm('Linear')
# Create the integration scheme, the LoadControl scheme using steps of 0.1
integrator('LoadControl', 1/Nsteps)
# Create the analysis object
analysis('Static')
# -----
ddd=na.zeros((2,2))
dataa = na.zeros((Nsteps+1,2))
for j in range(0,Nsteps):
    analyze(1)
    u3 = nodeDisp(26, 1)
plt.show()
opsv.plot_model()

```

ii) Análise sob efeito das laterais

```
import numpy as np
import matplotlib.pyplot as plt
import opsvis as opsv
import xlrd
from openseespy.opensees import *
import Carga_permanente_weight_fiber_mass_long_cable
import xlswriter
workbook = xlswriter.Workbook('4m1000100_drift_2_cabo_a65.xls')
worksheet = workbook.add_worksheet("Folha_1")
Nsteps=150000
loadConst('-time', 0.0)
pattern('Plain',2,1)
Q = 0;
H=1000
load(11, H, Q, 0)
load(14, H, Q, 0)
load(17, H, Q, 0)
load(20, H, Q, 0)
load(23, H, Q, 0)
load(26, H, Q, 0)
dU = 0.01
integrator('DisplacementControl', 26, 1, dU, 5000, dU, dU)
maxU = 2 # Max displacement
currentDisp = 0.0
ok = 0
test('EnergyIncr', 1e-6, 50000)
```

```

algorithm('Newton')
a=1
worksheet.write(0, 0, "Disp26")
worksheet.write(0, 1, "Disp23")
worksheet.write(0, 2, "Disp20")
worksheet.write(0, 3, "Disp17")
worksheet.write(0, 4, "Disp14")
worksheet.write(0, 5, "Disp12")
worksheet.write(0, 6, "Load_Factor")
worksheet.write(0, 7, "F_cabo_esquerdo")
worksheet.write(0, 8, "F_cabo_direito")
dataa = np.zeros((Nsteps,2))
datab = np.zeros((Nsteps,2))
while ok == 0 and currentDisp < maxU:
    ok = analyze(1)
    if ok != 0:
        print("modified newton failed")
        break
    currentDisp26 = nodeDisp(26, 1)
    currentDisp23 = nodeDisp(23, 1)
    currentDisp20 = nodeDisp(20, 1)
    currentDisp17 = nodeDisp(17, 1)
    currentDisp14 = nodeDisp(14, 1)
    currentDisp11 = nodeDisp(11, 1)
    currentForce=getLoadFactor(2)
    reactions()
    currentReaction28=nodeReaction(28,2)
    currentReaction29=nodeReaction(29,2)
    dataa[a,0]=currentReaction28
    dataa[a,1]=currentForce
    datab[a,0]=currentDisp
    datab[a,1]=currentForce

```

```

worksheet.write(a, 0, currentDisp26)
worksheet.write(a, 1, currentDisp23)
worksheet.write(a, 2, currentDisp20)
worksheet.write(a, 3, currentDisp17)
worksheet.write(a, 4, currentDisp14)
worksheet.write(a, 5, currentDisp11)
worksheet.write(a, 6, currentForce)
worksheet.write(a, 7, currentReaction28)
worksheet.write(a, 8, currentReaction28)
a=a+1
plt.plot(datab[:,0], datab[:,1])
plt.xlabel('Horizontal Displacement')
plt.ylabel('Horizontal Load')
plt.show()
workbook.close()
plt.plot(datab[:,0], datab[:,1])
plt.xlabel('Horizontal Displacement')
plt.ylabel('Horizontal Load')
plt.show()
opsv.plot_model()
plt.title('plot_model after defining elements')
opsv.plot_loads_2d()
opsv.plot_defo()
matcolor = ['r', 'lightgrey', 'gold', 'w', 'w', 'w']
sfacN, sfacV, sfacM = 5.e-5, 5.e-5, 1.e-3
opsv.section_force_diagram_2d('N', sfacN)
plt.title('Bending moment distribution')
plt.show()

```

iii) Análise modal e de Estados limite últimos

```
import numpy as np
import matplotlib.pyplot as plt
import opsv as opsv
import xlrd
from openseespy.opensees import *
import Carga_permanente_weight_fiber_mass_long_cable
import xlswriter
#https://www.researchgate.net/project/Solid-mechanics-computations-using-FEniCS
#https://solidspy.readthedocs.io/en/latest/tutorials/brazilian\_test.html
loca =
("C:/Users/Utilizador/Documents/DOCS_22032021/progr_octave/PRG_WORK/cac.
xls")
wb = xlrd.open_workbook(loca)
sheet = wb.sheet_by_index(0)
massa=143800
eigVals =eigen(1)
print(eigVals)
T=eigVals[0]
T=np.sqrt(T)
T=2*np.pi/T
modeNo = 1
plt.show()
opsv.plot_mode_shape(1)
omega =eigVals
node_26=nodeEigenvector(26,1,1)
node_11=nodeEigenvector(11,1,1)/node_26
node_14=nodeEigenvector(14,1,1)/node_26
```

```

node_17=nodeEigenvector(17,1,1)/node_26
node_20=nodeEigenvector(20,1,1)/node_26
node_23=nodeEigenvector(23,1,1)/node_26
node_26=1
massa=massa/1000
massa_norm=massa*(node_26+node_23+node_20+node_17+node_14+node_11)
massa_norm_2=massa*((node_26)*node_26+(node_23)*node_23+(node_17)*node_
17+(node_14)*node_14+(node_11)*node_11)
trans_f=massa_norm/massa_norm_2
H=1000
aux=sheet.cell_value(0,1)*H/trans_f
valF=sheet.cell_value(1,1)*H/trans_f
intt=0
acc=1
aux_i=0
for i in range(0,1167):
    if valF>=aux:
        aux=valF
        F_md=aux
        d_md=sheet.cell_value(i,0)/trans_f
        aux_i=((sheet.cell_value(acc,1)/trans_f*H+sheet.cell_value(acc-
1,1)/trans_f*H)/2*(sheet.cell_value(acc,0)/trans_f-sheet.cell_value(acc-1,0)/trans_f))
        intt=intt+aux_i
        valF=sheet.cell_value(i, 1)*H/trans_f
        acc=acc+1
dy_sdof=2*(d_md-intt/valF)
T_sdof=2*np.pi*np.sqrt(massa_norm/1*dy_sdof/valF)
S=1
TB=0.15
TC=0.4
TD=2
ag=2.34
TE=4

```

```

TF=10
eta=np.sqrt(10/(5+1))
if T_sdof <TB:
    sse=ag*S*(1+T_sdof/TB*(2.5-1))
if T_sdof>TB:
    if T_sdof<TC:
        sse=ag*S*2.5
    if T_sdof>TC:
        if T_sdof<TD:
            sse=ag*S*2.5*(TC/T_sdof)
        if T_sdof>TD:
            if T_sdof<=4:
                sse=ag*S*2.5*(TC*TD/T_sdof)
            if T_sdof>4:
                if T_sdof>TE:
                    if T_sdof<=TF:
                        SDE=0.025*ag*S*TC*TD*(2.5+(T_sdof-TE)/(TF-TE)*(1-2.5))
                        sse=SDE/((T_sdof/(2*np.pi))*(T_sdof/(2*np.pi)))
                    if T_sdof>TF:
                        SDE=0.025*ag*S*TC*TD
                        sse=SDE/((T_sdof/(2*np.pi))*(T_sdof/(2*np.pi)))
de=sse*(T_sdof/(2*np.pi))*(T_sdof/(2*np.pi))*trans_f
print(T)
print(trans_f)
print(intt)
print(T_sdof)
print(de)

```

