



Rúben Filipe Brás Maneira

ANÁLISE COMPARATIVA DE DIMENSIONAMENTO DE UM EDIFÍCIO DE VÁRIOS PISOS COM BASE NO EC3 E EC3+EC8

COMPARATIVE DESIGN OF A MULTI-STOREY BUILDING BASED ON EC3 AND EC3+EC8

Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, na área de Especialização em Mecânica Estrutural,
orientada pelo Professor Doutor Luís Simões da Silva e pelo Professor Doutor Rui Simões

Coimbra, 6 de setembro de 2018



UNIVERSIDADE DE COIMBRA



FCTUC DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE DE COIMBRA

Rúben Filipe Brás Maneira

ANÁLISE COMPARATIVA DE DIMENSIONAMENTO DE UM EDIFÍCIO DE VÁRIOS PISOS COM BASE NO EC3 E EC3+EC8

COMPARATIVE DESIGN OF A MULTI-STOREY BUILDING BASED ON EC3 AND EC3+EC8

Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, na área de Especialização em Mecânica Estrutural,
orientada pelo Professor Doutor Luís Simões da Silva e pelo Professor Doutor Rui Simões

Esta Dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor.
O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC declina qualquer
responsabilidade, legal ou outra, em relação a erros ou omissões
que possa conter.

Coimbra, 6 de setembro de 2018

AGRADECIMENTOS

A realização desta dissertação, e de todo o meu percurso académico, não teria sido possível sem a ajuda, o apoio, o carinho e a amizade por parte de todas as pessoas que tenho na minha vida, às quais deixo o meu sincero agradecimento.

Em primeiro lugar, agradeço aos meus orientadores, Professor Rui Simões e Professor Luís Simões da Silva por toda a disponibilidade, orientação, e pelas sugestões oferecidas, que melhoraram esta dissertação.

À minha família, por todas as palavras de apoio e de incentivo, e de um modo especial, aos meus pais e ao meu irmão, por terem acompanhado todo o meu percurso académico, pela força e coragem que me deram ao longo destes cinco anos, e por todos os esforços realizados que permitiram a minha formação superior.

Aos meus amigos de infância, que estiveram sempre lá para mim quando precisei, por todas as vezes que me ouviram falar de temas relacionados com o curso, mesmo sem conseguirem entendê-los, pelo companheirismo e amizade ao longo de tantos anos.

Aos amigos e colegas de faculdade, pelos conhecimentos partilhados ao longo destes anos de estudo, por toda a ajuda, disponibilidade e pelo incansável apoio que me deram.

Por fim, deixo o meu profundo agradecimento à minha namorada, Catarina, por me ter acompanhado nestes últimos anos, por toda a compreensão, todas as vezes que ouviu a palavra “estrutura”, e que sempre me incentivou a dar o melhor de mim, em todas as avaliações e trabalhos realizados.

RESUMO

As estruturas encontram-se expostas a diversas ações durante o seu período de vida útil, das quais a ação sísmica pode assumir um papel condicionante. A importância desta ação é bem conhecida; no entanto, é impossível prever o instante em que ocorre e a sua intensidade. Torna-se por isso fundamental que a ação sísmica seja devidamente considerada aquando da realização dos projetos das estruturas situadas em zonas de média e elevada sismicidade; caso contrário, pode gerar graves consequências, como perda de vidas humanas, deformações permanentes ou até o colapso das estruturas, provocando assim elevadas perdas a nível económico.

Esta dissertação enquadra-se no tema referido acima, sendo que esta contempla um estudo paramétrico relativo ao dimensionamento de um edifício em estrutura metálica e mista, pertencente à classe de ductilidade alta (DCH), que tira partido de um sistema de pórticos para resistir às ações horizontais, com três diferentes configurações em termos de altura (três, seis e nove pisos) e sujeitas a diferentes níveis de intensidade sísmica (nula, média e elevada).

O dimensionamento foi realizado com base nas normas Europeias em vigor, o Eurocódigo 0, Eurocódigo 1, Eurocódigo 3 e o Eurocódigo 8. Para a análise das estruturas recorreu-se a uma análise modal por espectro de resposta, utilizando o software *Autodesk® ROBOT™ Structural Analysis Professional*. No que diz respeito à verificação da resistência das secções transversais dos elementos estruturais, foi utilizada a folha de cálculo *SemiComp Member Design*, e ao software *LTBeam* para os edifícios em que se considerou a ação sísmica nula. Relativamente aos edifícios dimensionados sujeitos à ação sísmica, foi criada uma folha de cálculo em excel para a verificação das secções transversais.

Com a realização desta dissertação pretende-se avaliar a quantidade de aço necessária associada a cada solução, permitindo assim a comparação direta do incremento de custo das estruturas metálicas e mistas com o aumento do número de pisos e de intensidade sísmica.

Palavras-chave: Eurocódigo 3, Eurocódigo 8, Sistema de pórticos simples, Dimensionamento sísmico, Estudo comparativo, Comparação de quantidades de aço, Ductilidade alta (DCH), Análise modal por espectro de resposta, Análise espacial.

ABSTRACT

Structures are exposed to the various actions during its useful life, of which seismic action plays a relevant role. The importance of this action is from general knowledge, however it is impossible to predict the instant that occurs and its intensity. Therefore, it is essential that this action be properly considered while the projects of the structures located in areas of medium and high seismicity are made, otherwise it can have serious consequences, such as loss of human life, collapse of structures and high economic losses.

This dissertation is based on the mentioned above, which is focused on a parametric study of the design of a building with metallic and composite structure, belonging to the high ductility class (DCH), considering three different structural configurations (three, six and nine floors), subjected to different levels of seismic intensity (null, medium and high). The structure takes advantage of a system of Moment Resisting Frames to resist horizontal actions.

The design was carried out on the basis of the current European standards, Eurocode 0, Eurocode 1, Eurocode 3 and Eurocode 8. Structural analysis by the response-spectrum method was performed using the *Autodesk® ROBOT™ Structural Analysis Professional* software. Regarding the cross sections strength verification of the structural elements, the *SemiComp Member Design* worksheet and the *LTBeam* software were used for the buildings in which seismic action was considered null. For the buildings dimensioned considering the seismic action, an Excel spreadsheet was created to verify the cross sections.

With this work it is intended to evaluate the amount of steel required for each solution, which allows a direct comparison of the cost increment of the metallic and mixed structures with the increase of floors number and seismic intensity.

Keywords: Eurocode 3, Eurocode 8, Moment Resisting Frames, Seismic design, Comparative study, Steel quantities comparison, High ductility (DCH), Modal response spectrum analysis, Spatial analysis.

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	ii
ABSTRACT	iii
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 Enquadramento	1
1.2 Objetivos	3
1.3 Estrutura da dissertação	3
2 ESTADO DA ARTE	5
2.1 Construção em estrutura metálica.....	5
2.2 Evolução das normas de dimensionamento sísmico.....	6
2.3 Dimensionamento pela capacidade real (Capacity design)	9
2.4 Os Eurocódigos.....	10
3 REGRAS PARA O DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS METÁLICAS.....	12
3.1 Dimensionamento segundo o Eurocódigo 3 (EC3)	12
3.1.1 Convenção para os eixos dos elementos.....	12
3.1.2 Imperfeições	13
3.1.3 Análise de segunda ordem	14
3.1.4 Classificação das secções transversais.....	15
3.1.5 Resistência das secções transversais (ULS)	15
3.1.6 Limitação das deformações (SLS).....	16
3.2 Dimensionamento segundo o Eurocódigo 8 (EC8)	17
3.2.1 Princípios de dimensionamento sísmico.....	17
3.2.2 Requisitos de desempenho e critérios de conformidade das estruturas.....	18
3.2.3 Ação sísmica	18
3.2.4 Características dos edifícios resistentes aos sismos.....	20
3.2.5 Análise estrutural	20
3.2.6 Cálculo e limitação do deslocamento entre pisos “drift”	23
3.2.7 Efeitos de segunda ordem.....	24

3.2.8 Condições de ductilidade global e local	24
3.2.9 Regras específicas para edifícios em aço com pórticos simples.....	25
4 ESTUDO PARAMÉTRICO	28
4.1 Descrição da estrutura.....	28
4.2 Materiais	30
4.3 Quantificação de ações	31
4.3.1 Ações verticais.....	31
4.3.2 Ação do vento	32
4.3.3 Ação sísmica.....	33
4.4 Combinações de ações	34
4.4.1 Combinações ULS	35
4.4.2 Combinações SLS.....	35
4.5 Exemplo de referência	36
4.6 Caso de estudo 1	37
4.7 Caso de estudo 2	44
4.7.1 Pré-dimensionamento	44
4.7.2 Análise modal por espectro de resposta	45
4.7.3 Momentos torsões acidentais.....	46
4.7.4 Imperfeições para análise global dos pórticos	47
4.7.5 Estabilidade e efeitos de segunda ordem	47
4.7.6 Dimensionamento e verificação das vigas.....	48
4.7.7 Dimensionamento de verificação das colunas	52
4.7.8 Verificação da ductilidade local	55
4.7.9 Limitação de dano.....	55
4.8 Caso de estudo 3	61
5 ANÁLISE COMPARATIVA DAS SOLUÇÕES OBTIDAS	69
6 CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS.....	73
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	74
CRÉDITOS DE IMAGEM.....	76

1 INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento

A ação sísmica é traduzida por acelerações no terreno, sendo estas transmitidas à estrutura, provocando esforços adicionais e deslocamentos horizontais que podem atingir valores consideráveis. Torna-se assim fundamental a realização de projetos de edifícios que apresentem um bom comportamento face a esta ação, principalmente em zonas em que a sua probabilidade de ocorrência seja média ou elevada, pois quando esta não é devidamente considerada pode gerar graves consequências, como perda de vidas humanas, danos permanentes na estrutura ou até mesmo o colapso da mesma.

O dimensionamento sísmico de estruturas é um campo da engenharia civil relativamente recente, quando comparado com os restantes tipos de dimensionamento. A introdução no mundo da engenharia, e o desenvolvimento deste dimensionamento específico deveu-se aos elevados custos económicos associados à reparação e ao colapso das estruturas provocado por sismos, de médias e elevadas magnitudes, que ocorreram ao longo dos anos. Apesar deste dimensionamento elevar o custo da estrutura, obrigando à utilização de elementos estruturais mais robustos, torna-se mais viável economicamente a prevenção e/ou a minimização dos danos comparativamente com a sua reparação.

Na Europa, o dimensionamento de estruturas resistentes ao sismo deve ser realizado com base no Eurocódigo 8, que tem como finalidade assegurar a proteção das vidas humanas, a limitação de danos e a resistência ao colapso das estruturas.

A Figura 1.1 ilustra o efeito catastrófico e devastador da ação sísmica, quando esta não é devidamente considerada.

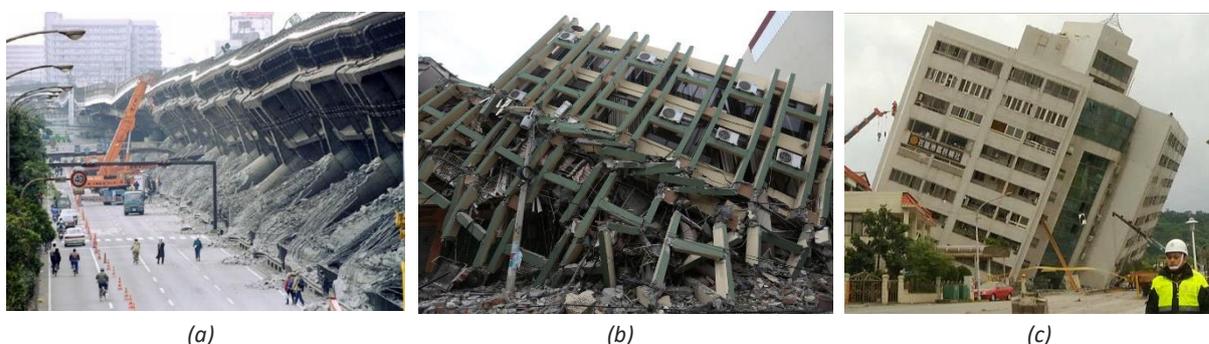


Figura 1.1- Estruturas que não apresentaram capacidade suficiente para resistir ao sismo
(a) - Viaduto da “Hanshin expressway”, Kobe, 1995. (b) - Equador, 2016. (c) - Taiwan, 2018.

A elevada frequência de ocorrência de sismos é um fato desconhecido pela maioria da população, apesar de estes ocorrerem praticamente todos os dias. Na Tabela 1.1 é apresentado o número de ocorrências a nível mundial, com magnitudes superiores a 5 na escala de Richter, ao longo dos últimos 10 anos e a respetiva estimativa do número de mortes, de acordo com a página oficial da United States Geological Survey (USGS, 2018).

Tabela 1.1 - Ocorrências sísmicas mundiais ao longo dos últimos 10 anos, com magnitudes superiores a 5 na escala de Richter, e respetivas estimativas de morte

Magnitude	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014	2015	2016	2017
> 8	4	0	1	1	1	2	2	1	1	0	1
7 - 7,9	14	12	16	23	19	12	17	11	18	16	6
6 - 6,9	178	168	144	150	185	108	123	143	127	130	104
5 - 5,9	2074	1768	1896	2209	2276	1401	1453	1574	1419	1220	1455
Estimativa do nº de mortos	708	88708	1790	226050	21942	689	1572	756	9624	N.D.	N.D.

(N.D. – Não disponível)

Em termos de energia libertada, os sismos podem atingir valores enormes. Quando comparados com outros fenómenos, ganha-se uma melhor noção da dimensão catastrófica que os sismos podem tomar, podendo ser, em termos de energia libertada, equivalentes a um relâmpago de grande intensidade ou até à bomba atómica explodida em Hiroshima em 1945 e à explosão de bombas nucleares entre 1949 e 1989 em Semipalatinsk. A Figura 1.2 ilustra essa comparação.

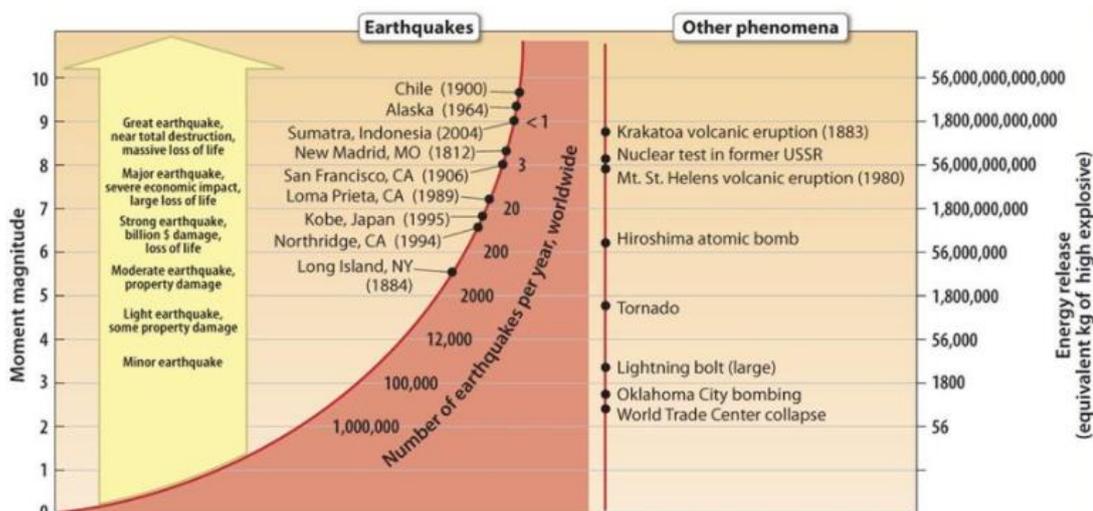


Figura 1.2- Comparação da energia libertada entre sismos e outros fenómenos

1.2 Objetivos

A presente dissertação tem como principal objetivo a elaboração de um estudo comparativo envolvendo o dimensionamento de uma estrutura metálica e mista, de alta ductilidade, constituída por um sistema de pórticos simples, de acordo com o Eurocódigo 3 considerando risco sísmico nulo, e o dimensionamento da mesma estrutura, verificando os requisitos de dimensionamento e as verificações exigidas pelo Eurocódigo 8, numa zona de média e noutra de alta sismicidade. Para tal, foram criados três casos de estudo: (i) Caso de estudo 1 - dimensionamento das estruturas com localização em Sagres, Algarve, desprezando a contribuição do sismo (sismicidade nula); (ii) Caso de estudo 2 - dimensionamento das estruturas com localização em Sagres, Algarve, contabilizando a contribuição do sismo (sismicidade média); (iii) Caso de estudo 3 - dimensionamento das estruturas com localização em Bucareste, Roménia, contabilizando a contribuição do sismo (sismicidade alta). Para cada caso de estudo fez-se variar o número de pisos, tendo sido considerados 3, 6 e 9 pisos. Não foram avaliadas estruturas com número de pisos superior a 9, pois para estes, um sistema estrutural constituído por pórticos simples deixa de ser competitivo. A avaliação dos esforços e deslocamentos devidos à ação sísmica foi realizada através de uma análise modal por espectro de resposta, recorrendo à utilização de modelos 3D.

Por fim foi realizada uma comparação ao nível das quantidades de aço correspondentes a cada uma das soluções obtidas, permitindo assim a realização de uma análise relativa aos custos associados à execução de estruturas metálicas com diferentes números de pisos e em zonas distintas, variando o nível de intensidade sísmica.

1.3 Estrutura da dissertação

A presente dissertação encontra-se dividida em seis capítulos, sendo o seu conteúdo resumido descrito de seguida.

No presente capítulo, **Capítulo 1 - Introdução**, é apresentado o enquadramento ao tema, mais concretamente sobre a importância da consideração da ação sísmica no projeto das estruturas e as consequências que podem advir do incorreto dimensionamento sísmico. São também apresentados os objetivos da dissertação e a forma de os atingir.

No **Capítulo 2 - Estado da Arte**, apresenta-se uma breve introdução relativa ao estado atual da construção metálica no mundo, assim como algumas vantagens e desvantagens relativas à utilização do aço como material estrutural. Para além do referido, foi realizada uma abordagem sintetizada à evolução histórica das normas referentes ao dimensionamento sísmico.

O **Capítulo 3 - Regras para o dimensionamento de estruturas metálicas** encontra-se dividido em duas secções. Na primeira secção são apresentadas as regras de dimensionamento e de verificação da estrutura e dos seus elementos, exigidas pelo Eurocódigo 3, em que não é considerada a ação sísmica; na segunda secção encontram-se apresentadas as regras de dimensionamento e de verificação da estrutura e dos seus elementos incluídas no Eurocódigo 8, em que é considerada a ação sísmica.

No **Capítulo 4 - Estudo paramétrico** é realizada uma apresentação dos casos de estudo considerados nesta dissertação, assim como a descrição e ilustração da planta-tipo referente a todas as estruturas dimensionadas. Neste capítulo são também apresentadas as ações atuantes nas estruturas e as combinações de ações utilizadas para a obtenção dos esforços e deslocamentos das estruturas. Por fim, encontram-se apresentados quadros de resumo que incluem os esforços e as verificações consideradas mais relevantes, para os diferentes casos de estudo, e também ilustradas as soluções finais relativas aos mesmos. De forma a exemplificar o processo de dimensionamento das estruturas face à ação sísmica, encontram-se apresentadas, na secção 4.7, tabelas relativas ao procedimento de cálculo e às verificações de segurança realizadas para o edifício de 3 pisos correspondente ao caso de estudo 2.

No **Capítulo 5 - Análise comparativa das soluções obtidas** podem ser observadas, através de tabelas e de gráficos, as quantidades de aço relativas a cada solução estrutural, expressas em kg. Com base nestas quantidades, foi realizada uma análise comparativa dos diferentes casos de estudo e diferentes configurações estruturais.

No **Capítulo 6 - Conclusões e trabalhos futuros** apresentam-se as conclusões obtidas através do estudo paramétrico realizado, assim como algumas sugestões relativas a trabalhos que podem ser desenvolvidos futuramente.

2 ESTADO DA ARTE

2.1 Construção em estrutura metálica

Ao longo das últimas décadas tem-se assistido ao crescimento progressivo da construção de edifícios em estrutura metálica e mista, nomeadamente edifícios industriais, comerciais, desportivos, edifícios de escritórios, pontes, entre outros. Comparativamente com as estruturas mais tradicionais, como estruturas em alvenaria e betão, as soluções metálicas e mistas apresentam várias vantagens, o que torna previsível que esta tendência se mantenha. Apesar dos custos do aço e da mão de obra especializada serem elevados, existem formas de tornar a execução da obra simples, abandonando assim a necessidade de mão de obra especializada e diminuindo o tempo de construção. Estes fatores podem tornar, no final, a obra consideravelmente menos dispendiosa quando comparada com as outras soluções referidas.

As estruturas metálicas apresentam elevada ductilidade e qualidade de construção, são relativamente fáceis de reparar e/ou expandir, e os seus elementos estruturais podem ser pré-fabricados, de forma a tornar a obra rápida. Relativamente à sustentabilidade inerente a estas estruturas importa referir determinados aspetos favoráveis, como por exemplo, o facto de o aço ser facilmente reutilizado ou reciclado, tornando assim interminável o seu ciclo de vida, e os resíduos gerados em obra são muito reduzidos, sendo esta uma vantagem da pré-fabricação. Ainda como característica vantajosa, o aço apresenta um excelente rácio resistência/peso, o que o torna uma solução atrativa para edifícios altos, com vãos grandes, fundados em solos moles, e para zonas de elevada sismicidade, em que as forças horizontais atuantes na estrutura são proporcionais à sua massa.

Relativamente às desvantagens, estas estruturas apresentam um fraco comportamento ao fogo, uma necessidade constante de manutenção devido à corrosão, e torna-se condicionante no dimensionamento a instabilidade das mesmas, uma vez que estas soluções normalmente apresentam elevada esbelteza (Simões, 2007). No entanto, existem formas de contornar estas desvantagens, como revestimentos que protegem os elementos estruturais do fogo e da corrosão, e travamentos que visem ajudar a atingir a estabilidade.

2.2 Evolução das normas de dimensionamento sísmico

A engenharia sísmica é um dos ramos mais recentes da engenharia civil, sendo que o primeiro critério de dimensionamento foi desenvolvido no início do século XX, e os conceitos mais importantes foram desenvolvidos ao longo dos últimos 50 anos (Gioncu e Mazzolani, 2002).

Ao longo dos anos, com a ocorrência dos sismos em todo o mundo, assistiu-se à danificação e ao colapso de um grande número de estruturas, mesmo tendo sido estas dimensionadas e construídas de acordo com as normas em vigor aquando da sua construção. As avaliações do comportamento e do dano nestes edifícios durante e após os sismos permitiram aos engenheiros aprender e melhorar as normas de dimensionamento, refinando a caracterização da ação sísmica e da resposta estrutural face à mesma, assim como técnicas de construção para edifícios localizados em regiões de elevada sismicidade (Grecea et al, 2003).

Por muitos anos os processos de dimensionamento sísmico foram bastante simplificados, sendo a ação sísmica traduzida, para efeitos de análise estrutural, por forças estáticas aplicadas com seu valor em função do número e do peso próprio dos pisos. Estes métodos estáticos continuam a ser utilizados hoje em dia; no entanto apenas são permitidos para estruturas simples e regulares.

Na Europa, a primeira norma sísmica foi desenvolvida por uma comissão italiana governamental após o sismo de 1908, Messina-Reggio, que causou cerca de 160000 mortes. Esta norma previa, pela primeira vez, um procedimento de cálculo estático como o referido acima, sendo que para o primeiro piso a força lateral a considerar seria cerca de 1/12 do peso total acima deste e para os restantes 1/8 (Landolfo et al, 2017).

No Japão, após o sismo de 1923 em Kanto, estes conceitos foram introduzidos nos códigos regulamentares, considerando que as estruturas, limitadas a uma altura de 33 metros, tinham que resistir a forças horizontais equivalentes a 10% do peso total do edifício, e nos Estados Unidos da América, após os sismos de 1925 em Santa Barbara e de 1933 em Long Beach, estes aspetos foram introduzidos obrigando a que as estruturas resistissem a 7,5% e a 10% do peso do edifício, em solos rígidos e em solos moles, respetivamente (Key, 1988).

Nos anos 60, com o aparecimento de procedimentos de análise assistidos por computador, começaram-se a desenvolver métodos de dimensionamento sísmico mais realistas. Foi introduzido o conceito de espectro de resposta, permitindo assim a avaliação das acelerações no solo e das deformações estruturais, realizando uma análise estrutural dinâmica sem a necessidade de efetuar análises mais complexas. Com estas novas metodologias, a comunidade

da engenharia sísmica rapidamente percebeu que a aplicação de forças estáticas de simulação da ação sísmica não era devidamente adequada e exata. Ao mesmo tempo, através da observação das respostas estruturais face aos sismos que ocorriam, começou-se a perceber que a falta de resistência nem sempre resultava na rotura dos elementos, ou mesmo em danos severos na estrutura (Paulay e Priestley, 1992).

Em 1968, conscientes da impossibilidade de evitar danos estruturais sob ações sísmicas fortes, a Associação de Engenheiros Estruturais da Califórnia (SEAOC) desenvolveu algumas recomendações relativas ao dimensionamento sísmico, segundo as quais as estruturas devem: (i) resistir a sismos de baixa intensidade sem qualquer dano, (ii) resistir a sismos de moderada intensidade sem danos estruturais, mas sujeitas a danos em elementos não estruturais, (iii) resistir a sismos de elevada intensidade, equivalentes ao maior sismo ocorrido ou previsto para a zona do edifício, sem que ocorra o colapso, mas possivelmente com algum dano estrutural e não estrutural (Fardis, 2009).

Com isto, no final dos anos 70, encontrava-se desenvolvida a segunda geração de códigos sísmicos, que começaram a ter em conta a amplificação dinâmica da ação e as propriedades de dissipação de energia inerentes à estrutura. No entanto, os procedimentos de cálculo ainda estavam muito longe do que seria o ótimo. Mais tarde, alguns terremotos, como o de 1994 em Northridge (USA), de 1995 em Kobe (Japão), de 1999 em Kocaeli (Turquia), e de 1999 em Chi-Chi (Taiwan), permitiram o melhor conhecimento das características da ação sísmica, assim como o comportamento das estruturas face a esta ação. Apesar de as perdas de vida humana não terem sido muito elevadas quando comparadas com outros sismos, foram causados severos danos económicos, o que levou ao desenvolvimento da terceira geração de códigos (Grecea et al, 2003). Na altura, os engenheiros civis tinham as estruturas metálicas em grande consideração, sendo admitidas como completamente seguras, uma vez que nunca tinham sofrido grandes danos em sismos anteriores. No entanto, com os sismos da década de 90, este mito foi desacreditado com o colapso de várias estruturas metálicas, apesar de estas terem sido dimensionadas de acordo com os códigos, mostrando assim que algo que não tinha sido previsto se sucedeu (Gioncu e Mazzolani, 2003).

Em resposta, surgiu o dimensionamento baseado no desempenho da estrutura face ao sismo “Performance-based Seismic design- PBSD”, no documento desenvolvido pela SEAOC, Vision 2000 Committee, em 1995. O dimensionamento baseado no desempenho estrutural foca-se, como o próprio nome indica, na capacidade que a estrutura terá de cumprir os objetivos requeridos e previstos para a mesma, tendo em conta as consequências que advêm caso não sejam cumpridos (Fardis, 2009). Nesta metodologia são consideradas as incertezas inerentes à caracterização da ação sísmica e à resposta estrutural real. De acordo com a SEAOC (1995), os

desempenhos requeridos à estrutura estão divididos por níveis, assim como a probabilidade de ocorrência de sismo, relacionada com a sua intensidade. Na Figura 2.1 mostra-se a matriz de objetivos proposta no mesmo documento.



Figura 2.1- Matriz de objetivos proposta em *Vision 2000: Performance-based design* (adaptado de Landolfo et al, 2017)

No entanto, esta metodologia de dimensionamento encontrava-se ainda longe de ser implementada, devido à sua complexidade e à falta de instruções de como a aplicar. Em 2006 iniciou-se o desenvolvimento da quarta geração de normas sísmicas com a publicação do plano *FEMA 445: Next-Generation Performance Based Seismic Design Guidelines*, sendo este um refinamento e extensão de dois planos já existentes na altura, o *FEMA 283: Performance-Based Seismic Design of Buildings* (PEER, 1996), desenvolvido pelo centro de investigação de engenharia sísmica da Universidade da Califórnia, Berkeley, e o *FEMA 349: Action Plan for Performance Based Seismic Design* (EERI, 2000), elaborado pelo instituto de investigação de engenharia sísmica, de Oakland, Califórnia. *FEMA 445* tinha como objetivos: (i) a revisão dos níveis de desempenho definidos nos procedimentos criados anteriormente, de modo a criar novas medidas de performance (por exemplo custos de reparo, vítimas e tempo de interrupção da utilização do edifício), tornando mais fácil o diálogo entre as partes interessadas e o projetista, (ii) criação de procedimentos para estimar os possíveis custos de reparação, mortes e tempo de interrupção da utilização de edifícios novos e já existentes, (iii) desenvolvimento de uma abordagem para uma avaliação de desempenho que toma devidamente em atenção, e o comunica adequadamente às partes interessadas, as limitações na capacidade de prever com precisão estrutural e a incerteza no nível de risco sísmico (ATC, 2006). O desenvolvimento do plano do FEMA 445 culminou em duas normas, publicadas em 2009, o *FEMA P-695: Quantification of Building Seismic Performance Factors* e o *FEMA P-750: Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures*, que são neste momento as normas sísmicas mais avançadas.

O Eurocódigo 8, desenvolvido pelo Comité Europeu de Normalização (CEN) surge entre a terceira e a quarta geração de regulamentos sísmicos, publicado em 2004. Na Europa, os níveis de desempenho estão relacionados com os Estados Limites, sendo que os que dizem respeito à segurança das pessoas ou das estruturas são designados de Estados Limites Últimos (ULS) e os que dizem respeito ao funcionamento, possibilidade de exploração das estruturas, conforto dos seus utentes e danos em elementos não estruturais são denominados de Estados Limites de Serviço (SLS). O Eurocódigo 8, Parte 1, apresenta dois níveis de desempenho, sendo estes: (i) ULS - proteção da vida humana aquando a ocorrência de um sismo com probabilidade rara através da prevenção do colapso de qualquer elemento estrutural, conservação da integridade da estrutura e capacidade residual de suportar cargas após o evento sísmico e (ii) SLS - limitação do dano estrutural e não estrutural face a um sismo de probabilidade frequente. Após o sismo, os elementos estruturais não devem permanecer deformados, mantendo a sua rigidez e resistência, sem necessidade de reparações. Os elementos não estruturais podem sofrer algum dano, sendo fácil e económica a sua reparação (Fardis, 2009).

2.3 Dimensionamento pela capacidade real (Capacity design)

O dimensionamento de estruturas pela capacidade real, sujeitas a sismos de elevadas magnitudes, começou por ser desenvolvido principalmente na Nova Zelândia, onde tem sido utilizado exaustivamente há cerca de 50 anos, e cujo desenvolvimento se tem dado até aos dias de hoje. Esta metodologia de dimensionamento de estruturas face à ação sísmica foi adotada por outros países, tendo sido realizadas as devidas modificações (Paulay e Priestley, 1992).

De forma a que as estruturas apresentem resistência às ações horizontais provenientes dos sismos, estas devem apresentar uma determinada capacidade de deformação e de dissipação de energia antes que se dê a rotura dos elementos e/ou da estrutura no seu todo, sendo esta capacidade denominada de ductilidade. No dimensionamento sísmico de estruturas, normalmente não é possível, ou económico, que todos os elementos apresentem um comportamento dúctil, portanto as estruturas são compostas por elementos dúcteis (dissipativos) e por elementos frágeis (não dissipativos). Com isto, de modo a que uma estrutura alcance um bom comportamento dissipativo, os elementos frágeis não podem, em caso algum, colapsar antes dos elementos dúcteis. Tal pode ser garantido fazendo com que os elementos frágeis tenham capacidade de resistir a esforços superiores aos quais atuam nos elementos dúcteis, obrigando a que antes que se dê a rotura dos elementos frágeis, ocorram plastificações (ao atingir a tensão de cedência do aço) em zonas previamente selecionadas pelo projetista, sendo designadas por zonas dissipativas. Em estruturas com sistema resistente de pórticos simples, estas zonas podem localizar-se nas extremidades das vigas, junto às zonas de ligação, ou nas ligações.

A metodologia descrita acima é designada por dimensionamento pela capacidade real, ou mais comumente intitulada por “Capacity design”. Ao contrário do que se sucede no dimensionamento de estruturas sujeitas a cargas praticamente estáticas, no dimensionamento sísmico de estruturas, para implementar esta metodologia o projetista deve, de acordo com Landolfo et al (2017), virar-se para duas abordagens diferentes:

- Comportamento elástico da estrutura e cálculo das forças internas (F_{Ed}) relevantes para o dimensionamento dos elementos dúcteis. Recorrendo a uma análise elástica, os elementos estruturais dissipativos devem obedecer à seguinte condição:

$$F_{dúctil,Rd} > F_{Ed} \quad (2.1)$$

Para além da resistência necessária, os elementos dúcteis devem apresentar uma ductilidade tal que corresponda com a classe de ductilidade considerada para a estrutura.

- Resposta não elástica da estrutura e dimensionamento dos elementos frágeis da mesma com base na resistência plástica dos elementos estruturais dissipativos a estes ligados. De modo a prevenir a rotura dos elementos frágeis, estes devem ser dimensionados de forma a terem uma sobrerresistência (definida pelo coeficiente Ω) relativamente à capacidade real dos elementos dissipativos a estes ligados, sendo:

$$F_{frágil,Rd} > \Omega F_{dúctil,Rd} \quad (2.2)$$

2.4 Os Eurocódigos

A elaboração dos Eurocódigos Estruturais, muito conhecidos no mundo da engenharia civil nos dias de hoje, iniciou-se na década de 70 ao encargo da Comissão Europeia, com o objetivo de ser criado um conjunto de regras técnicas harmonizadas para o projeto estrutural de edifícios, assim como de outras obras de engenharia civil, e de eliminar os entraves técnicos ao comércio dos produtos de construção (Pina & Pontífice, 2008). Mais tarde, em 1989, os trabalhos foram transferidos para o Comité Europeu de Normalização (CEN), com a finalidade de serem publicados como Normas Europeias (EN). O processo de criação destas normas foi concluído em maio de 2007 com a publicação do último Eurocódigo, no entanto, atualmente decorre a revisão e a melhoria dos Eurocódigos.

De modo a facilitar a utilização dos Eurocódigos, por parte de todos os projetistas da Europa, cada estado-membro ficou responsável pela transposição dos mesmos, realizando traduções fiéis e completas dos textos conforme os publicados pelo CEN, e criando anexos nacionais.

Uma vez que cada país tem os seus dados específicos, como por exemplo o clima ou a geografia, fazia todo o sentido a criação de anexos nacionais que contemplassem essas diferenças. Deste modo, alguns parâmetros apresentados nos Eurocódigos indicam apenas valores recomendados, precisamente para que cada estado-membro adote valores que considere indicados e seguros para o seu país, sendo estes designados por “Parâmetros Determinados a nível Nacional - NDP”. Para além destes parâmetros, os anexos nacionais contêm recomendações e regras sobre a aplicação dos anexos informativos, e informações complementares às normas.

Os estados-membros da União Europeia (EU) e da Associação Europeia de Livre Comércio (EFTA) consideram que os Eurocódigos servem de documentos de referência como: (i) meio de comprovar a conformidade das obras de engenharia civil com as exigências essenciais da Diretiva 89/106/CEE, principalmente a exigência nº 1 - Resistência mecânica e estabilidade; (ii) base para especificação de contratos de trabalhos de construção e de serviços de engenharia; (iii) base para criação de especificações técnicas harmonizadas para os produtos de construção (EN e ETA) (CEN, 2010a).

Na presente dissertação foram utilizadas as seguintes normas europeias:

- EN 1990 (Eurocódigo 0) - Bases para o projecto de estruturas;
- EN 1991 (Eurocódigo 1) - Ações em Estruturas:
 - Parte 1-1 - Ações Gerais;
 - Parte 1-3 - Ação da Neve;
 - Parte 1-4 - Ação do Vento;
- EN 1993 (Eurocódigo 3) - Projecto de estruturas de aço:
 - Parte 1-1 - Regras gerais e regras para edifícios;
- EN 1998 (Eurocódigo 8) - Projecto de estruturas para resistência aos sismos:
 - Parte 1 - Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios.

3 REGRAS PARA O DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS METÁLICAS

3.1 Dimensionamento segundo o Eurocódigo 3 (EC3)

Nesta dissertação foram utilizados os aspetos de dimensionamento e de verificação contemplados no Eurocódigo 3, parte 1-1, e o respetivo Anexo Nacional. O Eurocódigo 3 é aplicado às estruturas metálicas, sendo que a parte 1-1 é referente às regras gerais e regras para análise e dimensionamento dos elementos estruturais. A norma indicada destina-se a ser utilizada em conjunto com o *Eurocódigo 0 - Bases para projecto de estruturas*, *Eurocódigo 1- Acções em estruturas* e outros Eurocódigos complementares, como o Eurocódigo 7 e o Eurocódigo 8. O dimensionamento de estruturas segundo o Eurocódigo 3 pressupõe que o fabrico e montagem dos elementos pertencentes às estruturas seja realizado de acordo com a *EN 1090* (CEN, 2010b).

A norma apresentada acima encontra-se dividida em 7 capítulos: 1 - Generalidades; 2 - Bases para o projeto; 3 - Materiais; 4 - Durabilidade; 5 - Análise estrutural; 6 - Estados limites últimos; 7 - Estados limites de utilização.

3.1.1 Convenção para os eixos dos elementos

Antes de se proceder ao dimensionamento das estruturas e dos seus elementos, importa definir os eixos dos elementos. Estes encontram-se definidos no capítulo 1 do Eurocódigo 3, sendo apresentados na Figura 3.1.

x-x : eixo longitudinal do elemento;
y-y : eixo da secção transversal paralelo aos banzos;
z-z : eixo da secção transversal perpendicular aos banzos.

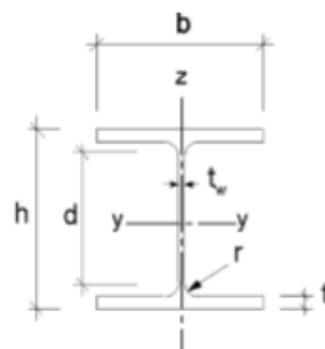


Figura 3.1- Representação dos eixos dos elementos

3.1.2 Imperfeições

As imperfeições das estruturas resultam de várias componentes que são difíceis de anular. Essas componentes podem ser provenientes de: (i) imperfeições geométricas dos elementos; (ii) imperfeições estruturais resultantes do fabrico e da montagem em obra; (iii) tensões residuais devidas ao processo de fabrico; (iv) variação da tensão de cedência; (v) excentricidades acidentais que possam existir nas ligações (CEN, 2010b).

O Eurocódigo 3 exige que as imperfeições sejam devidamente consideradas na análise estrutural. As mesmas devem ser incorporadas na análise global da estrutura como uma imperfeição equivalente, definida em 5.3.2 do EC3, que toma a forma de uma inclinação lateral inicial das colunas. Esta inclinação é determinada recorrendo à equação 5.5 do EC3, sendo:

$$\phi = \phi_0 \alpha_h \alpha_m \quad (3.1)$$

em que:

ϕ_0 - valor de base: $\phi_0 = 1/200$;

α_h - coeficiente de redução, determinado em função de h :

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}}, \text{ com } \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1,0 \quad (3.1.1)$$

h - altura da estrutura, em m;

α_m - coeficiente de redução associado ao número de colunas por piso:

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m}\right)} \quad (3.1.2)$$

m - número de colunas num piso submetidas a um esforço axial N_{Ed} superior ou igual a 50% do valor médio por coluna no plano vertical considerado.

De forma a possibilitar a introdução das imperfeições no modelo de cálculo, a inclinação, ϕ , pode ser transformada numa força horizontal equivalente, e posteriormente distribuídas pelas colunas dos pórticos considerados, sendo esta força determinada da seguinte forma:

$$H_i = \phi N_{Ed,i} \quad (3.2)$$

em que:

H_i - força horizontal equivalente a aplicar no piso i ;

ϕ - inclinação inicial que traduz as imperfeições;

$N_{Ed,i}$ - soma do esforço axial das colunas do piso i .

3.1.3 Análise de segunda ordem

De acordo com o Eurocódigo 3, os efeitos de segunda ordem (efeitos que decorrem após a deformação inicial da estrutura), devem ser considerados sempre que aumentem significativamente os efeitos das ações atuantes ou modifiquem o comportamento estrutural. Posto isto, a análise de segunda ordem pode ser excluída do dimensionamento caso as expressões 3.3 e 3.4 sejam verificadas, consoante o tipo de análise efetuada.

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10 \text{ para a análise elástica;} \quad (3.3)$$

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 15 \text{ para a análise plástica.} \quad (3.4)$$

em que:

α_{cr} - fator pelo qual as ações têm de ser multiplicadas para provocar a instabilidade elástica num modo global;

F_{Ed} - valor de cálculo do carregamento da estrutura;

F_{cr} - valor crítico do carregamento associado à instabilidade elástica num modo global;

O valor de α_{cr} , em estruturas porticadas, pode ser determinado de modo aproximado recorrendo à expressão 5.2 do EC3:

$$\alpha_{cr} = \left(\frac{H_{Ed}}{V_{Ed}} \right) \left(\frac{h}{\delta_{H,Ed}} \right) \quad (3.5)$$

em que:

H_{Ed} - valor de cálculo da força horizontal total num piso, incluindo as forças horizontais equivalentes provenientes das imperfeições;

V_{Ed} - valor de cálculo da carga vertical total transmitida pelo piso;

h - altura do piso, em metro;

$\delta_{H,Ed}$ - deslocamento horizontal relativo do piso, quando se considera um carregamento horizontal, incluindo cargas horizontais fictícias.

De forma a que sejam tidos em conta no modelo de cálculo, quando necessário, os efeitos de segunda ordem podem ser traduzidos por uma ampliação das cargas horizontais atuantes na estrutura, como por exemplo a ação do vento, as cargas equivalentes às imperfeições e os restantes efeitos de primeira ordem associados aos deslocamentos horizontais.

Esta amplificação pode ser realizada multiplicando as forças horizontais pelo fator determinado através da expressão 3.6, para $\alpha_{cr} > 3$.

$$\alpha = \frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}} \quad (3.6)$$

Caso $\alpha_{cr} < 3$, deve ser realizada uma análise de segunda ordem mais rigorosa.

3.1.4 Classificação das secções transversais

As secções transversais dos perfis metálicos, quer seja um perfil fechado ou aberto, enformado a frio ou laminado a quente, dividem-se em quatro classes. A classificação das secções tem como objetivo avaliar em que medida a resistência e capacidade de rotação das secções transversais são limitadas pela ocorrência de encurvadura local, quando sujeitas a esforços de flexão e de compressão. A classificação das secções transversais pode ser determinada de acordo com as tabelas apresentadas na secção 5.5 do Eurocódigo 3, sendo que as classes das secções transversais dos perfis metálicos são definidas da seguinte forma:

Classe 1 - Pode formar-se, nas secções transversais, uma rótula plástica com capacidade de rotação suficiente para uma análise plástica, sem redução da sua resistência;

Classe 2 - As secções podem atingir o momento plástico, no entanto a capacidade de rotação é limitada pela encurvadura local;

Classe 3 - Secções em que a tensão na fibra extrema comprimida, determinada com base numa distribuição de tensões elásticas, pode atingir a tensão de cedência, mas em que a encurvadura local pode impedir que seja atingido o momento plástico resistente;

Classe 4 - Ocorre encurvadura local antes de ser atingida a tensão de cedência numa ou mais secções transversais.

3.1.5 Resistência das secções transversais (ULS)

A verificação da resistência das secções transversais face a todos os tipos de esforços atuantes deve ser realizada de acordo com a secção 6.2 do Eurocódigo 3. Na Tabela 3.1 encontram-se indicadas sucintamente as verificações relevantes para os casos de estudo deste trabalho, para cada tipo de esforço atuante na secção.

Tabela 3.1- Expressões de verificação da resistência das secções transversais dos elementos metálicos face a diversos tipos de esforços, de acordo com o capítulo 6 do Eurocódigo 3

Tipo de esforço (cláusula EC3)	Verificação
Compressão (6.2.4)	$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 1,0$, com $N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$ (3.7)
Momento fletor (6.2.5)	$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1,0$, com $M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$ (3.8)
Esforço transversal (6.2.6)	$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 1,0$, com $V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$ (3.9)
Flexão com esforço transversal (6.2.8)	$\frac{M_{Ed}}{M_{y,V,Rd}} \leq 1,0$, com $M_{y,V,Rd} = \frac{[W_{pl,y} - \frac{\rho A_w^2}{4t_w}]}{\gamma_{M0}}$ (3.10)
Flexão composta e desviada (6.2.9)	$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,pl,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,pl,Rd}}\right)^{5N_{Ed}/N_{pl,Rd}} \leq 1$ (3.11)
Encurvadura por compressão (6.3.1)	$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$, com $N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}}$ (3.12)
Encurvadura por flexão (6.3.2)	$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$, com $M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_{pl,Rd} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$ (3.13)
Encurvadura por flexão composta por compressão (6.3.3)	$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{pl,Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,pl,Rd}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,pl,Rd}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$ (3.14)
	$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{pl,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,pl,Rd}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,pl,Rd}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$ (3.15)
em que: N_{Ed}, M_{Ed}, V_{Ed} - esforço de cálculo axial, momento fletor e transversal, respetivamente; $N_{pl,Rd}, M_{pl,Rd}, V_{pl,Rd}$ - esforço resistente axial, momento fletor e transversal, respetivamente; A, A_v, A_w, t_w, W_{pl} - propriedades da secção; $\chi_y, \chi_z, \chi_{LT}$ - coeficientes de redução devidos à encurvadura; $k_{yy}, k_{yz}, k_{zy}, k_{zz}$ - fatores de interação; $\Delta M_{y,Ed}, \Delta M_{z,Ed}$ - momentos devidos ao deslocamento do eixo neutro.	

3.1.6 Limitação das deformações (SLS)

As estruturas devem ser projetadas e construídas de modo a que sejam satisfeitos os critérios de utilização exigidos pelas normas. Estes critérios são, para estruturas metálicas, maioritariamente critérios de limitação de deformações, tanto horizontais como verticais. A limitação de deformações pode ser realizada recorrendo ao anexo nacional do EC3.

De forma a limitar as deformações verticais, de acordo com o quadro NA-I da referida norma, o valor máximo sugerido da flecha no estado final relativamente à linha reta que une dois apoios, para pavimentos no geral, é de $L/250$, em que L é a distância entre os dois apoios considerados.

Relativamente às deformações horizontais, estas encontram-se definidas em NA-7.2.2(1)B, sendo que para edifícios de vários pisos, o valor máximo do deslocamento relativo de cada piso é de $h/300$ e na estrutura globalmente, o valor máximo do deslocamento total é de $h_0/500$, em que h é a altura do piso considerado e h_0 a altura total da estrutura.

3.2 Dimensionamento segundo o Eurocódigo 8 (EC8)

A *NP EN 1998-1:2010*, versão portuguesa da *EN 1998-1:2004 + AC:2009* e revisão das *NP ENV 1998-1-1:2000*, *NP ENV 1998-1-2:2000* e *NP ENV 1998-1-3:2002*, também designada por Eurocódigo 8, é, neste caso uma norma complementar ao Eurocódigo 3. Esta norma aplica-se ao projeto de edifícios, assim como de outras obras da engenharia civil em zonas sísmicas, apresentando regras para a definição da ação sísmica e regras gerais de dimensionamento estrutural para diferentes materiais (betão, aço, misto aço-betão, madeira e alvenaria). O Eurocódigo 8 tem como finalidade assegurar, em caso de sismo, que as vidas humanas sejam protegidas, os danos provocados à estrutura sejam limitados e que as estruturas importantes para a proteção civil se mantenham operacionais (CEN, 2010a).

O Eurocódigo 8, parte 1, encontra-se dividido em 10 capítulos e respetivos anexos, sendo estes: 1 - Generalidades; 2 - Requisitos de desempenho e critérios de conformidade; 3 - Condições do terreno e ação sísmica; 4 - Projeto de edifícios; 5 - Regras específicas para edifícios de betão; 6 - Regras específicas para edifícios de aço; 7 - Regras específicas para edifícios mistos aço-betão; 8 - Regras específicas para edifícios de madeira; 9 - Regras específicas para edifícios de alvenaria; 10 - Isolamento de base.

3.2.1 Princípios de dimensionamento sísmico

Os edifícios em aço resistentes ao sismo devem ser projetados segundo um dos seguintes princípios: (i) princípio a - comportamento estrutural de baixa dissipação; (ii) princípio b - comportamento estrutural dissipativo. Na presente dissertação foi adotado o princípio b, sendo que as estruturas projetadas de acordo com este devem pertencer à classe de ductilidade média (DCM) ou alta (DCH). Ao se atribuir uma destas classes à estrutura e cumprindo as exigências definidas no Eurocódigo para as respetivas classes, a estrutura passa a ter uma elevada capacidade de dissipação de energia por mecanismos plásticos. Note-se que uma estrutura de baixa dissipação de energia é adequada para edifícios em zonas de baixa sismicidade, enquanto que para resistir a sismos de elevadas intensidades, quanto maior for a capacidade de dissipação de energia, mais económica e eficaz a estrutura se torna. (Landolfo et al, 2017)

3.2.2 Requisitos de desempenho e critérios de conformidade das estruturas

No Eurocódigo 8 são definidos dois requisitos fundamentais no dimensionamento de estruturas situadas em zonas sísmicas, sendo estes: (i) a não ocorrência de colapso, impondo uma resistência tal à estrutura, que, face à ação sísmica de cálculo definida no capítulo 3 da norma, seja mantida a integridade estrutural, assim como uma capacidade resistente residual após o sismo; (ii) a limitação de danos, de forma a que a estrutura resista a uma ação sísmica de cálculo, afetada de um coeficiente de redução, sem que seja impedida a utilização da estrutura.

De forma a garantir os requisitos indicados acima, surgem os critérios de conformidade, que indicam que as estruturas devem ser verificadas através de: (i) estados limites últimos, associados ao colapso; (ii) estados de limitação de dano, associados às deformações.

Relativamente aos estados limites últimos, deve-se: (i) verificar a resistência e a capacidade de dissipação de energia. O equilíbrio destas é caracterizado pelo valor do coeficiente de comportamento, q (determinado mais à frente), e pelas classes de ductilidade a este associado; (ii) verificar se a estrutura resiste ao derrubamento e ao deslizamento; (iii) verificar se, tanto os elementos de fundação como o terreno são capazes de resistir aos esforços resultantes da resposta estrutural, (iv) verificar a necessidade de consideração dos efeitos de segunda ordem.

3.2.3 Ação sísmica

A ação sísmica, determinada de acordo com o capítulo 3 do EC8 e respetivo anexo nacional, encontra-se dividida em dois tipos, o tipo 1, tratando-se de um sismo com epicentro afastado da estrutura (zona oceânica) mas com elevada magnitude, e o tipo 2, sendo este um sismo com epicentro mais aproximado da estrutura (zona continental) e com magnitude menor. Esta ação, diferentemente das restantes, é representada recorrendo a espectros de resposta estrutural, sendo estes definidos em função do tipo de solo em que o edifício será fundado, da localização da implantação do mesmo e da sua classe de importância. As estruturas, como já foi referido anteriormente, apresentam uma determinada capacidade de resistência e de dissipação de energia face às ações sísmicas, devido ao comportamento dúctil dos seus elementos estruturais, permitindo assim que na análise estrutural sejam consideradas forças sísmicas inferiores às que corresponderiam a uma resposta elástica linear. Assim sendo, e visando evitar uma análise estrutural não elástica explícita, o Eurocódigo permite que seja efetuada uma análise elástica recorrendo a um espectro de resposta reduzido relativamente ao espectro de resposta elástica, designado por “espectro de cálculo”. Esta redução depende do valor do coeficiente de comportamento, q . Apresenta-se na Figura 3.2 a representação genérica de um espectro de resposta elástico.

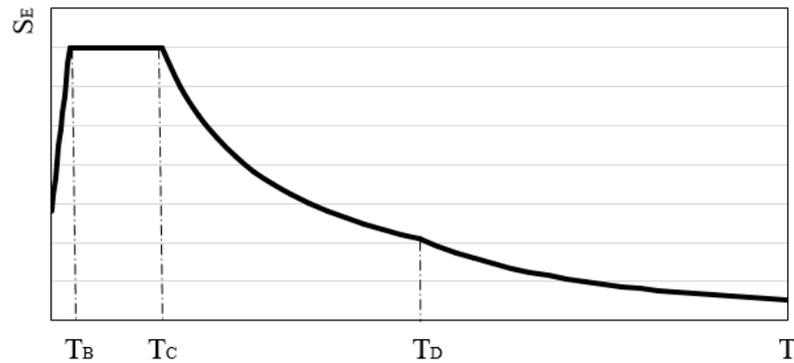


Figura 3.2- Forma genérica do espectro de resposta elástico

O espectro de cálculo, $S_d(T)$, é definido através das seguintes expressões, em que os parâmetros necessários ao cálculo se encontram definidos nos anexos nacionais:

$$0 \leq T \leq T_B : S_D(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3.16)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_D(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (3.17)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_D(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta a_g \end{cases} \quad (3.18)$$

$$T_D \leq T : S_D(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.19)$$

em que:

$S_d(T)$ - espectro de resposta de cálculo (ordenadas do espectro);

T - período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade (abscissas do espectro);

a_g - valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A ($a_g = \gamma_I a_{gR}$);

T_B - limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;

T_C - limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante;

T_D - valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante;

S - coeficiente de solo;

q - coeficiente de comportamento;

β - coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal;

Relativamente à componente vertical da ação sísmica, de acordo com a subsecção 4.3.3.5.2 do Eurocódigo 8, não é necessária a sua consideração no projeto, se a aceleração (a_{vg}) for inferior a $0,25g$ ($2,5 \text{ m/s}^2$). Caso a_{vg} seja superior a $0,25g$, esta componente deverá ser considerada nos seguintes casos: (i) elementos estruturais horizontais com vãos iguais ou superiores a 20 m; (ii) elementos estruturais horizontais em consola superior a 5 m de comprimento; (iii) elementos pré-esforçados horizontais; (iv) vigas que suportam pilares; (v) estruturas com isolamento de base. O espectro referente à componente vertical deve ser obtido através das expressões 3.16 a 3.19, substituindo a_g por a_{vg} e tomando o valor de S igual a 1,0. Os restantes parâmetros encontram-se definidos no anexo nacional do Eurocódigo 8.

3.2.4 Características dos edifícios resistentes aos sismos

Com o objetivo de cumprir os requisitos fundamentais referidos na subsecção 3.2.2 do presente documento, com custos aceitáveis, devem ser considerados, na fase da conceção estrutural, alguns princípios orientadores, sendo estes: (i) simplicidade estrutural; (ii) uniformidade, simetria e redundância da estrutura; (iii) resistência e rigidez nas duas direções principais da estrutura; (iv) resistência e rigidez à torção; (v) ação de diafragma rígido ao nível dos pisos; (vi) fundação adequada.

3.2.5 Análise estrutural

3.2.5.1 Modelação estrutural

No que diz respeito à modelação estrutural existem alguns aspetos a ter em conta, indicados no Eurocódigo 8, sendo: (i) o modelo deve representar a realidade, quer em termos de distribuição de rigidez, como de distribuição de massa, de modo a que as forças de inércia e os modos de deformação, para a ação sísmica considerada, sejam representados corretamente; (ii) em geral pode considerar-se que a estrutura é constituída por elementos que resistem a forças verticais e horizontais ligados por diafragmas horizontais ao nível dos pisos, e, conseqüentemente, pode admitir-se que as massas e os momentos de inércia de cada piso se encontram concentrados no centro de gravidade do piso; (iii) em edifícios mistos, deve-se ter em conta o efeito da fendilhação na rigidez dos elementos resistentes; (iv) a deformabilidade da fundação deve ser tida em conta sempre que possa ter efeitos desfavoráveis na resposta da estrutura.

3.2.5.2 Efeitos de torção

Apesar de no geral, como referido acima, ser possível considerar que as massas se encontram concentradas no centro de gravidade dos pisos, existe sempre alguma incerteza neste aspeto.

De forma a ter em consideração a incerteza da localização das massas e da variação espacial da ação sísmica, o centro de massa determinado de cada piso deve ser deslocado, a partir do centro de gravidade, de uma excentricidade accidental, e_{ai} , em cada direção relevante, sendo esta excentricidade determinada através da expressão 3.20.

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i \quad (3.20)$$

em que:

e_{ai} - excentricidade accidental;

L_i - dimensão do piso na direção perpendicular à direção da ação sísmica.

Quando se recorre a um modelo espacial para a análise da estrutura, os efeitos accidentais de torção devem ser considerados como indicado na subsecção 4.3.3.3.3 do EC8, podendo ser determinados como a envolvente dos efeitos que resultam da aplicação de um conjunto de momentos torsores, M_{ai} , no eixo vertical do centro geométrico de cada piso, sendo estes momentos torsores determinados de acordo com a expressão 3.21.

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i \quad (3.21)$$

em que:

M_{ai} - momento tissor de eixo vertical aplicado no piso i ;

F_i - força horizontal atuante no piso i .

A força F_i , utilizada para análise sísmica de modelos planos, permite determinar os esforços sísmicos de forma simplificada, aplicando ao nível de cada piso essa mesma força. O somatório das forças F_i atua, com sentido oposto a estas, ao nível da base do edifício, sendo este somatório denominado por força de corte basal, F_b . Apresenta-se de seguida a formulação para a determinação destas forças.

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j} \quad (3.22)$$

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (3.23)$$

em que:

F_i - força horizontal atuante no piso i ;

F_b - força de corte sísmica na base;

s_i, s_j - deslocamentos das massas m_i e m_j no modo de vibração fundamental;

m_i, m_j - massas dos pisos, determinadas através da combinação de forças gravíticas;

m - massa total do edifício, acima da fundação, determinada através da combinação de forças gravíticas, definida em 3.2.4 do EC8;

$S_d(T_1)$ - ordenada do espectro de cálculo correspondente ao período fundamental do edifício;
 λ - fator de correção, $\lambda = 0,85$ se $T_1 \leq 2T_C$ e o edifício tiver mais de dois pisos, ou $\lambda = 1,0$ para os restantes casos.

3.2.5.3 Métodos de análise

O Eurocódigo 8 permite que seja realizada uma análise elástica linear, ou, em alternativa, uma análise não linear. A análise elástica linear pode ser efetuada recorrendo ao método das forças laterais, em edifícios que satisfaçam os requisitos necessários à utilização do mesmo, ou a uma análise modal por espectro de resposta, sendo este o método de referência, aconselhado pelo EC8 e aplicável a todos os edifícios. Relativamente à análise não linear, são também sugeridos dois métodos, a análise estática não linear (pushover) e a análise (dinâmica) temporal não linear, desde que sejam garantidos os requisitos exigidos pela norma para a sua aplicação.

Na presente dissertação será realizada uma análise elástica linear recorrendo a uma análise modal por espectro de resposta. Para tal será utilizado um modelo espacial e, como indica o Eurocódigo 8, a ação sísmica de cálculo será aplicada segundo todas as direções horizontais relevantes, sendo que no caso de edifícios com elementos resistentes em duas direções perpendiculares, são estas duas direções que devem ser consideradas.

3.2.5.4 Análise modal por espectro de resposta

A análise modal por espectro de resposta é um método de análise probabilística (Key, 1988), que mede a contribuição de cada modo de vibração, correspondente a cada frequência natural da estrutura, de modo a indicar a resposta máxima (deslocamento e esforços) de uma estrutura essencialmente elástica ao sismo. Esta análise permite obter informações sobre o comportamento dinâmico da estrutura medindo acelerações, velocidades e deslocamentos pseudo-espetrais.

De acordo com o Eurocódigo 8, devem ser contabilizados, na análise da estrutura, todos os modos de vibração que contribuam de forma significativa para a resposta estrutural, em todas as direções horizontais relevantes, sendo que, se for verificada uma das seguintes condições, pode-se tomar como satisfeito este requisito: (i) A soma das massas modais efetivas dos modos considerados representa, pelo menos 90% da massa da estrutura; (ii) os modos com massas modais efetivas superiores a 5% da massa total são todos considerados.

A combinação das respostas modais pode ser realizada recorrendo à subsecção 4.3.3.3.2 do EC8, sendo que segundo esta, dois modos de vibração, i e j , podem ser considerados independentes entre si se os seus períodos, T_i e T_j satisfizerem a condição 3.24.

$$T_j \leq 0,9 \cdot T_i, \text{ com } T_j \leq T_i \quad (3.24)$$

Caso todos os modos de vibração sejam considerados como independentes entre si, é possível recorrer a uma combinação de respostas modais do tipo SRSS (Square Root of Sum of Squares) para determinar o valor do efeito da ação sísmica, E_E . A combinação do tipo SRSS é efetuada como mostra a expressão 3.25.

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2} \quad (3.25)$$

em que:

E_E - efeito considerado da ação sísmica (força, deslocamento ou aceleração);

E_{Ei} - valor do mesmo efeito da ação sísmica devido ao modo de vibração i .

Por outro lado, caso haja dependência entre os modos de vibração, deve-se recorrer a métodos mais rigorosos para a combinação das respostas modais, como por exemplo o método da Combinação Quadrática Completa (CQC).

3.2.6 Cálculo e limitação do deslocamento entre pisos “drift”

De acordo com a subsecção 4.3.4 do Eurocódigo 8, caso seja realizada uma análise elástica linear, os valores de cálculo dos deslocamentos provocados pela ação sísmica de cálculo devem ser determinados através da seguinte expressão:

$$d_r = q_d \cdot d_e \quad (3.26)$$

em que:

d_r - deslocamento de um ponto da estrutura devido à ação sísmica de cálculo;

q_d - coeficiente de comportamento;

d_e - deslocamento do mesmo ponto da estrutura determinado por uma análise linear baseada no espetro de resposta de cálculo.

A limitação do deslocamento entre pisos, sob uma ação sísmica com probabilidade de ocorrência superior à da ação sísmica de cálculo, é realizada da seguinte forma:

$$d_r \cdot v \leq 0,005 \cdot h \quad (3.27)$$

para edifícios com elementos não estruturais constituídos por materiais frágeis fixos à estrutura;

$$d_r \cdot v \leq 0,0075 \cdot h \quad (3.28)$$

para edifícios com elementos não estruturais dúcteis;

$$d_r \cdot v \leq 0,010 \cdot h \quad (3.29)$$

para edifícios com elementos não estruturais fixos de forma a que não interfiram com os deslocamentos estruturais ou sem elementos não estruturais.

em que:

d_r - valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos;

v - coeficiente de redução que tem em conta o período de retorno da ação sísmica;

h - altura entre pisos.

3.2.7 Efeitos de segunda ordem

De modo semelhante ao exigido pelo Eurocódigo 3, o Eurocódigo 8 também exige a verificação da necessidade de serem considerados os efeitos de segunda ordem. Tal verificação deve ser realizada através da determinação do coeficiente de sensibilidade ao deslocamento entre pisos, θ . Caso θ tome valores inferiores a 0,1, estes efeitos podem ser desprezados, se $0,1 < \theta \leq 0,2$, os efeitos de segunda ordem podem ser avaliados de modo aproximado e conservativo, multiplicando os esforços sísmicos por um fator igual a $1/(1 - \theta)$, e não deve tomar valores de superiores a 0,3. O valor de θ pode ser determinado recorrendo à expressão 3.30.

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \quad (3.30)$$

em que:

P_{tot} - carga gravítica total devida a todos os pisos acima do considerado, incluindo este;

d_r - valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos;

V_{tot} - força de corte sísmica total no piso considerado;

h - altura entre pisos.

3.2.8 Condições de ductilidade global e local

De forma a que seja garantida a ductilidade adequada e expectável, tanto a nível dos elementos estruturais como da estrutura de um modo global, devem ser satisfeitos os requisitos específicos relativos a cada material, indicados nas secções 5 a 9 do Eurocódigo 8, parte 1. De acordo com

a subsecção 4.4.2.3 da norma referida, em edifícios de vários pisos deve evitar-se a formação de mecanismos plásticos de piso flexível, uma vez que tais mecanismos podem induzir, nos pilares do piso flexível, exigências de ductilidade local excessivas. Tal pode ser evitado garantindo que em todos os nós das vigas sísmicas com os pilares sísmicos primários, a seguinte condição, nos dois planos de flexão ortogonais:

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \cdot \sum M_{Rb} \quad (3.31)$$

em que:

$\sum M_{Rc}$ - soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares ligados ao nó considerado;

$\sum M_{Rb}$ - soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes das vigas ligadas ao nó considerado.

3.2.9 Regras específicas para edifícios em aço com pórticos simples

Neste capítulo encontram-se descritas sucintamente as regras de dimensionamento exigidas pelo Eurocódigo 8 no que diz respeito às estruturas metálicas. Este apresenta regras de dimensionamento para vários tipos de estruturas metálicas, como pórticos simples, pórticos com contraventamento excêntrico, pórticos com contraventamento centrado, estruturas em pêndulo invertido, entre outros. No entanto, como referido no início do presente documento, no estudo paramétrico realizado foram dimensionadas apenas estruturas com pórticos simples, e, como tal, de seguida são apenas apresentadas as regras de dimensionamento referentes a este tipo estrutural. Note-se que as regras de dimensionamento e de verificação da segurança contempladas no Eurocódigo 8 são um complemento às do Eurocódigo 3.

3.2.9.1 Coeficiente de comportamento (q)

Como referido anteriormente, o dimensionamento sísmico pode ser realizado utilizando esforços sísmicos reduzidos relativamente aos esforços que existiriam se a resposta da estrutura fosse completamente elástica. O coeficiente de comportamento, para além de traduzir a capacidade de dissipação de energia da estrutura (quanto maior q , maior a capacidade de dissipação de energia), é dado como a razão entre as forças sísmicas a que a estrutura estaria sujeita no caso de a sua resposta ser totalmente elástica, e as forças sísmicas que a norma permite considerar (esforços reduzidos), recorrendo a um modelo de análise elástica.

Considerou-se que os edifícios dimensionados neste trabalho pertencem à classe de ductilidade alta (DCH), sendo que, para tal foi necessário respeitar os requisitos relativos à DCH, impostos pelo Eurocódigo 8. De acordo com o Quadro 6.2 da mesma norma, o coeficiente de

comportamento, para pórticos simples pode ser determinado através de $q = 5 \cdot \alpha_u / \alpha_1$, em que α_u / α_1 toma o valor de 1,3 segundo a figura 6.1 da norma (para os casos estudados neste trabalho), em que:

α_1 - valor pelo qual a ação sísmica de cálculo é multiplicada para ser atingida a resistência plástica em qualquer elemento estrutural;

α_u - valor pelo qual a ação sísmica de cálculo é multiplicada para se formarem rótulas plásticas num número suficiente de secções para que ocorra a instabilidade global da estrutura.

3.2.9.2 Critérios de projeto para as estruturas dissipativas

O Eurocódigo 8 define alguns critérios gerais relacionados com o projeto de edifícios em aço, de qualquer tipo de sistema resistente, e em função do princípio do comportamento estrutural dissipativo adotado. Esses critérios são: (i) as estruturas que contêm zonas dissipativas devem ser dimensionadas e projetadas de forma a que a plastificação, encurvadura local e outros fenómenos não afetem a estabilidade global da estrutura; (ii) as zonas dissipativas, que podem ser localizadas nos elementos estruturais ou nas ligações, devem apresentar a devida ductilidade e resistência, sendo que a resistência deve ser verificada recorrendo à norma EN 1993; (iii) caso as zonas dissipativas se situem nos elementos estruturais, as partes não dissipativas e as ligações das partes dissipativas ao resto da estrutura devem ter uma determinada sobrerresistência para permitir a plastificação repetitiva das partes dissipativas; (iv) caso as zonas dissipativas se situem nas ligações, os elementos nestas ligados devem ter uma determinada sobrerresistência para permitir a plastificação repetitiva das ligações.

3.2.9.3 Regras de cálculo para vigas e colunas

Os critérios expostos no ponto anterior podem considerar-se satisfeitos desde que sejam cumpridas as regras a seguir indicadas.

A ductilidade local necessária aos elementos que dissipam energia em flexão ou compressão deve ser garantida limitando a relação largura-espessura da secção, ou seja, limitando a classe da secção transversal, sendo que esta limitação depende da classe de ductilidade e do coeficiente de comportamento adotados pelo projetista. Apresentam-se na Tabela 3.2 as limitações relativas às classes das secções transversais, definidas no Eurocódigo 8. Note-se que, para estruturas pertencentes à classe de ductilidade alta (DCH), é requerido que todos os elementos dissipativos pertençam à classe 1.

Relativamente às verificações de resistência exigidas pelo Eurocódigo 8, para vigas e colunas, estas encontram-se apresentadas sumariamente na Tabela 3.3.

Tabela 3.2- Limitação da classe da secção transversal dos elementos dissipativos em função da classe de ductilidade e coeficiente de comportamento

Classe de ductilidade	Coeficiente de comportamento (q)	Classe de secção transversal necessária
DCM	$1,5 < q \leq 2$	classe 1, 2 ou 3
	$2 < q \leq 4$	classe 1 ou 2
DCH	$q > 4$	classe 1

Tabela 3.3- Verificações relativas às vigas e às colunas, exigidas pelo Eurocódigo 8

Colunas	Vigas
$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1,0, M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov}\Omega M_{Ed,E}$ (3.32)	$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1,0$ (3.37)
$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 1,0, N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov}\Omega N_{Ed,E}$ (3.33)	$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0,15$ (3.38)
$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5, V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov}\Omega V_{Ed,E}$ (3.34)	$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5, V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M}$ (3.39)
$\frac{V_{wp,Ed}}{V_{wp,Rd}} \leq 1,0$ (3.35)	$V_{Ed,M} = \frac{M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B}}{L}$ (3.40)
$\frac{V_{wp,Ed}}{V_{wb,Rd}} \leq 1,0$ (3.36)	
em que:	
<p>$M_{Ed,G}, N_{Ed,G}, V_{Ed,G}$ - momento fletor, esforço axial e esforço transversal, respetivamente, na coluna devido às ações gravíticas;</p> <p>$M_{Ed,E}, N_{Ed,E}, V_{Ed,E}$ - momento fletor, esforço axial e esforço transversal, respetivamente, na coluna devido à ação sísmica de cálculo;</p> <p>γ_{ov} - coeficiente de sobrerresistência (= 1,25)</p> <p>Ω - valor mínimo de $\Omega_i = M_{pl,Rd,i}/M_{Ed,i}$ de todas as vigas que contêm zonas dissipativas:</p> <p style="padding-left: 40px;">$M_{pl,Rd,i}$ - momento plástico da viga i;</p> <p style="padding-left: 40px;">$M_{Ed,i}$ - momento fletor na viga i na situação de projeto sísmica;</p> <p>$V_{wp,Ed}$ - valor de cálculo do esforço transversal no painel de alma, considerando a resistência plástica das zonas dissipativas adjacentes nas vigas ou nas ligações;</p> <p>$V_{wp,Rd}$ - resistência do painel de alma ao esforço transversal, de acordo com a EN 1993-1-8:2005, 6.2.6.1;</p> <p>$V_{wb,Rd}$ - resistência à encurvadura por esforço transversal do painel de alma.</p>	<p>M_{Ed} - valor de cálculo do momento fletor;</p> <p>N_{Ed} - valor de cálculo do esforço normal;</p> <p>V_{Ed} - valor de cálculo do esforço transversal;</p> <p>$M_{pl,Rd}, N_{pl,Rd}, V_{pl,Rd}$ - resistências de cálculo de acordo com o Eurocódigo 3;</p> <p>$V_{Ed,G}$ - valor de cálculo do esforço transversal devido às ações gravíticas;</p> <p>$V_{Ed,M}$ - valor de cálculo do esforço transversal provocados pelos momentos plásticos $M_{pl,Rd,A}$ e $M_{pl,Rd,B}$ com sinais opostos nas extremidades da viga.</p>

4 ESTUDO PARAMÉTRICO

O estudo paramétrico foi realizado considerando três casos de estudo e três configurações estruturais diferentes (3, 6 e 9 pisos), para cada caso de estudo. No caso de estudo 1, as estruturas foram dimensionadas considerando a sua localização em Sagres, Algarve, e desprezando a ação sísmica. O dimensionamento relativo ao caso de estudo 2 foi realizado considerando também a localização das estruturas em Sagres, no entanto, neste foi contabilizada a ação sísmica. Relativamente ao caso de estudo 3, as estruturas foram dimensionadas considerando a sua localização em Bucareste, Roménia, contabilizando também a ação sísmica. O dimensionamento das estruturas foi realizado respeitando os requisitos impostos nas normas europeias, e os respetivos anexos nacionais.

A ação do vento foi determinada para Sagres e mantiveram-se os mesmos valores da ação para os restantes casos de estudo, sendo que esta ação foi apenas condicionante no caso de estudo 1, como expectável.

Nas seguintes secções do presente capítulo será apresentada a descrição das estruturas, a quantificação de ações, assim como as suas combinações, e por fim serão apresentados os esforços, algumas verificações e todas as soluções obtidas. Será ainda apresentada a análise da estrutura de 3 pisos correspondente ao caso de estudo 2, assim como as verificações mais relevantes efetuadas para a mesma.

4.1 Descrição da estrutura

Para o desenvolvimento do estudo paramétrico tomou-se como referência a estrutura dimensionada por Landolfo et al (Landolfo, 2017), no capítulo 6, sendo este um edifício de escritórios localizado em Itália, com uma aceleração máxima à superfície do terreno de 0,25g.

Em todos os edifícios estudados, os pisos apresentam uma altura (entre eixos de laje) de 3,5m, à exceção do primeiro piso, que tem 4,0m. Estes apresentam uma área em planta de 31,0m x 24,0m. Para as lajes dos edifícios adotaram-se lajes mistas com chapa colaborante, que foram dimensionadas de forma a resistirem às ações verticais atuantes, e também para se comportarem como um diafragma rígido, de acordo com a cláusula 9.2.1.2(P) da EN1994-1-1, sendo assim capazes de transmitir devidamente as ações sísmicas aos elementos rígidos (pórticos), posicionados em ambas as direções horizontais principais da estrutura. As lajes são suportadas por vigas de aço S355 laminadas a quente, com secção em I para todos os edifícios à exceção

do edifício de 9 pisos correspondente ao caso de estudo 3, em que foi necessário utilizar perfis com secção em H, de modo a garantir a limitação do deslocamento relativo entre pisos exigida pelo Eurocódigo 8. Relativamente às colunas, foram sempre utilizados perfis H.

Nas estruturas estudadas, podem ser distinguidos dois tipos de vigas: (i) pertencentes aos pórticos rígidos; (ii) não pertencentes aos pórticos rígidos. Assim, os dois tipos de vigas foram dimensionados de forma diferente, pois para (i) as vigas foram dimensionadas para resistir às ações horizontais e verticais, enquanto que para (ii), as vigas foram dimensionadas para resistir apenas às ações verticais.

Em muitos casos, as vigas são dimensionadas contabilizando a sua ação conjunta com a laje, no entanto, este comportamento pode gerar uma má performance estrutural face às ações sísmicas, caso não seja devidamente considerado. Pois, desta forma, a viga terá muito mais resistência e pode condicionar a verificação da condição 3.31 ($\sum M_{Rc} \geq 1,3 \cdot \sum M_{Rb}$). A conexão entre as lajes e as vigas é realizada soldando conectores diretamente no banzo da viga, atravessando a chapa colaborante. No entanto, de forma a evitar o comportamento conjunto das vigas e lajes nas zonas de ligação, aplicaram-se conectores ao longo de todas as vigas, exceto nas extremidades das vigas pertencentes aos pórticos rígidos, onde se pretende que se formem as rótulas plásticas. De acordo com a cláusula 7.7.5(1)P do Eurocódigo 8, parte 1, o comportamento misto, nas zonas dissipativas, pode ser evitado se a laje estiver desligada das vigas a uma distância mínima de $2b_{eff}$ da coluna, sendo b_{eff} a maior das larguras efetivas das vigas ligadas a essa mesma coluna. Desta forma, e se b_{eff} for inferior ao valor de $L_{estável}$, determinado através da subsecção 6.3.5.3 do Eurocódigo 3, parte 1, pode ser considerado que a viga se encontra restringida lateralmente, verificando assim a resistência à encurvadura lateral.

A Figura 4.1 ilustra a planta de piso genérica, as respetivas dimensões entre eixos de pilares e o comprimento e largura da estrutura. Na mesma figura os pórticos rígidos encontram-se delineados a negrito, sendo que estes foram colocados apenas em alguns vãos como se pode verificar. Na Figura 4.2 é mostrada a configuração vertical dos pórticos em ambas as direções principais da estrutura, para o caso de 3 pisos, no alinhamento J (direção x) e no alinhamento A (direção y), respetivamente.

As ligações viga-viga e viga-coluna dos pórticos rígidos foram introduzidas no modelo de cálculo como rígidas, enquanto que as restantes ligações foram consideradas rotuladas. Desta forma, é possível obter uma estrutura otimizada, uma vez que as ligações rígidas são mais caras de conceber do que as rotuladas.

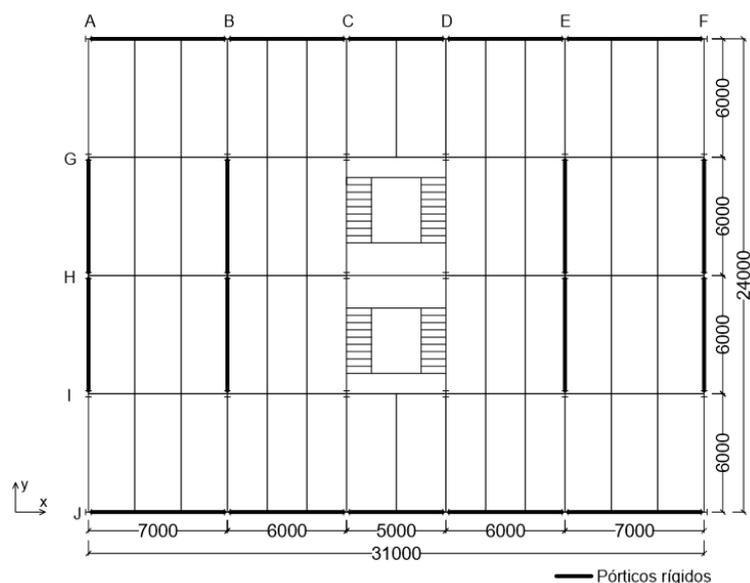


Figura 4.1- Planta de piso genérica

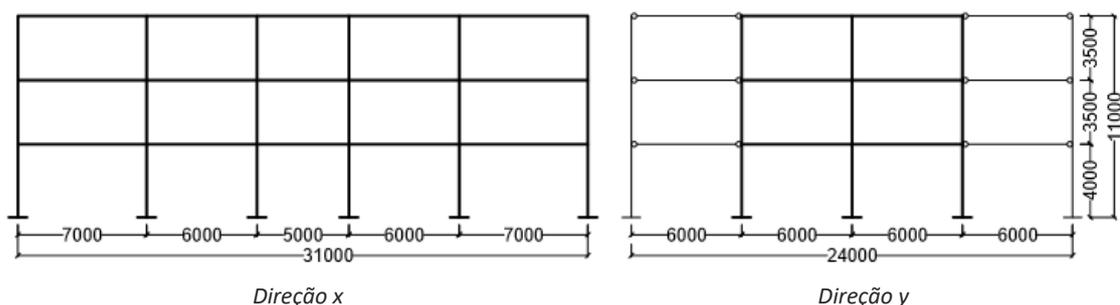


Figura 4.2- Configuração vertical dos pórticos rígidos correspondentes a um edifício de 3 pisos

4.2 Materiais

De acordo com a secção 6.2 da parte 1 do Eurocódigo 8, a distribuição da tensão de cedência do material deve ser tal que a formação das rótulas plásticas ocorra nas zonas previstas no projeto, sendo, neste caso, nas extremidades das vigas pertencentes aos pórticos rígidos. Tal pode ser satisfeito garantindo uma das três condições indicadas na cláusula 6.2(3) da referida norma. Uma vez que não é conhecida, à priori, a tensão de cedência real do material nas zonas dissipativas, é aconselhável optar-se pela primeira condição (6.2(3)a), sendo que o limite superior da tensão de cedência $f_{y,max}$ do aço nas zonas dissipativas deve verificar a seguinte condição:

$$f_{y,max} \leq 1,1 \gamma_{ov} f_y \quad (4.1)$$

em que:

γ_{ov} - coeficiente de sobrerresistência utilizado no projeto;

f_y - valor nominal da tensão de cedência especificada para a classe de aço utilizada.

Foi utilizado um aço da classe S355 para todos os elementos estruturais, tanto dissipativos como não dissipativos. Na Tabela 4.1 encontram-se apresentadas as propriedades relevantes do material utilizado, assim como os respetivos coeficientes parciais de segurança.

Tabela 4.1- Propriedades do aço utilizado e respetivos coeficientes parciais de segurança

f_y (MPa)	f_u (MPa)	γ_{Mi}	γ_{ov}	$f_{y,max}$ (MPa)	E (MPa)
355	470	$\gamma_{M0} = 1,00$ $\gamma_{M1} = 1,00$ $\gamma_{M2} = 1,25$	1,25	488	210000

4.3 Quantificação de ações

4.3.1 Ações verticais

Os valores característicos das ações verticais, tanto permanentes (G_k), como variáveis (Q_k), atribuídas considerando a categoria de utilização B (correspondente a edifícios de escritórios, de acordo com a EN1991-1-1), encontram-se indicados na Tabela 4.2.

De forma a ser realizada uma análise comparativa rigorosa entre o exemplo de referência utilizado e os edifícios dimensionados na presente dissertação, não se alteraram os valores das cargas verticais utilizados no exemplo de referência (Landolfo et al, 2017), exceto o valor característico da ação da neve, que foi determinado em função da localização do caso de estudo 1.

Tabela 4.2- Ações verticais permanentes (G_k) e variáveis (Q_k)

	G_k (kN/m ²)	Q_k (kN/m ²)
Laje de piso	4.20	2.00
Laje de cobertura	3.60	0.40
		0,08 (neve)
Escadas	1.68	4.00
Revestimentos	2.00	-

Note-se que o peso da laje inclui a chapa colaborante, o betão, os acabamentos, e as paredes divisórias. De forma semelhante, o peso das escadas inclui o peso de todos os seus constituintes.

4.3.2 Ação do vento

Como já foi referido anteriormente, a ação do vento foi determinada apenas para Sagres, Algarve, uma vez que se espera que esta ação seja apenas condicionante para o caso de estudo 1. Esta ação foi determinada de acordo com a parte 1-4 do Eurocódigo 1 e respetivo anexo nacional, sendo que a divisão da estrutura, por zonas, foi efetuada de acordo com a Figura 7.5 (alçados) e com a Figura 7.6 (cobertura) da mesma parte da norma.

O valor da pressão dinâmica de pico, q_p , varia em função da altura do edifício, como pode facilmente ser concluído observando as expressões que permitem a determinação da ação do vento, definidas na norma indicada no parágrafo anterior. Como tal, e visando a realização de uma análise representativa da realidade, determinou-se a ação do vento para 3, 6 e 9 pisos. Na Tabela 4.3 encontram-se os valores da pressão dinâmica de pico determinados para cada configuração estrutural indicada.

Tabela 4.3- Pressão dinâmica de pico para cada configuração estrutural

Nº de pisos	q_p (kN/m ²)
3	1,66
6	1,89
9	2,03

Uma vez que a estrutura é simétrica em ambos os seus planos verticais, determinou-se a ação do vento atuando numa das faces segundo x e atuando numa das faces segundo y. Na Tabela 4.4 apresentam-se, para cada edifício, os valores de pressão interna, externa e total relativos à atuação do vento na face segundo x, e na Tabela 4.5, segundo y.

Tabela 4.4- Ação do vento atuante na face segundo x

Zona	3 pisos			6 pisos			9 pisos		
	W_{ext} (kN/m ²)	W_{int} (kN/m ²)	W_{Total} (kN/m ²)	W_{ext} (kN/m ²)	W_{int} (kN/m ²)	W_{Total} (kN/m ²)	W_{ext} (kN/m ²)	W_{int} (kN/m ²)	W_{Total} (kN/m ²)
Alçados									
A	-2,00	0,33	-2,33	-2,27	0,38	-2,65	-2,44	0,41	-2,85
B	-1,33	0,33	-1,66	-1,51	0,38	-1,89	-1,63	0,41	-2,03
C	-0,83	0,33	-1,16	-	-	-	-	-	-
D	1,20	-0,50	1,70	1,48	-0,57	2,04	1,63	-0,61	2,24
E	-0,57	0,33	-0,90	-0,85	0,38	-1,23	-1,16	0,41	-1,57
Cobertura									
F	-2,99	0,33	-3,33	-3,40	0,38	-3,78	-3,66	0,41	-4,06
G	-2,00	0,33	-2,33	-2,27	0,38	-2,65	-2,44	0,41	-2,85
H	-1,16	0,33	-1,50	-1,32	0,38	-1,70	-1,42	0,41	-1,83
I	0,33	-0,50	0,83	0,38	-0,57	0,95	0,41	-0,61	1,02
	-0,33	0,33	-0,67	-0,38	0,38	-0,76	-0,41	0,41	-0,81

Tabela 4.5- Ação do vento atuante na face segundo y

Zona	3 pisos			6 pisos			9 pisos		
	W_{ext} (kN/m ²)	W_{int} (kN/m ²)	W_{Total} (kN/m ²)	W_{ext} (kN/m ²)	W_{int} (kN/m ²)	W_{Total} (kN/m ²)	W_{ext} (kN/m ²)	W_{int} (kN/m ²)	W_{Total} (kN/m ²)
Alçados									
A	-2,00	0,33	-2,33	-2,27	0,38	-2,65	-2,44	0,41	-2,85
B	-1,33	0,33	-1,66	-1,51	0,38	-1,89	-1,63	0,41	-2,03
C	-0,83	0,33	-1,16	-0,95	0,38	-1,32	-1,02	0,41	-1,42
D	1,18	-0,50	1,68	1,44	-0,57	2,00	1,63	-0,61	2,24
E	-0,53	0,33	-0,87	-0,74	0,38	-1,12	-1,02	0,41	-1,42
Cobertura									
F	-2,99	0,33	-3,33	-3,40	0,38	-3,78	-3,66	0,41	-4,06
G	-2,00	0,33	-2,33	-2,27	0,38	-2,65	-2,44	0,41	-2,85
H	-1,16	0,33	-1,50	-1,32	0,38	-1,70	-1,42	0,41	-1,83
I	0,33	-0,50	0,83	0,38	-0,57	0,95	0,41	-0,61	1,02
	-0,33	0,33	-0,67	-0,38	0,38	-0,76	-0,41	0,41	-0,81

Nota: Os valores negativos correspondentes à pressão do vento representam sucção, enquanto que a pressão positiva representa a pressão exercida contra a superfície considerada.

4.3.3 Ação sísmica

A ação sísmica, tanto para o caso de estudo 2, como para o caso 3, foi definida de acordo com o Eurocódigo 8 e os respetivos anexos nacionais, português e romeno. Os parâmetros que definem os espetros para o caso de estudo 2 e 3 encontram-se apresentados na Tabela 4.6. Para ambos os casos foi considerado o tipo de solo C, o espetro de cálculo do tipo 1 e um coeficiente de importância de $\gamma_I = 1.0$, uma vez que os edifícios dimensionados se enquadram na classe de importância II. Considerou-se ainda um valor de $\beta = 0.2$, sendo este o valor recomendado na subsecção 3.2.2.5 do Eurocódigo 8, parte 1, e um coeficiente de amortecimento, ζ , de 5%.

Tabela 4.6- Parâmetros que definem os espetros de resposta das estruturas

Caso de estudo	a_{gr} (m/s ²)	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)	S
2	0,25g	0,10	0,60	2,00	1,3
3	0,32g	0,32	1,60	2,00	1,0

O valor do coeficiente de comportamento, q , foi definido como indicado em 3.2.9.1 do presente documento, resultando em $q = 6.5$.

Na Figura 4.3 encontram-se ilustrados os espetros de cálculo relativos aos casos de estudo considerados, determinados de acordo com as expressões 3.16 a 3.19.

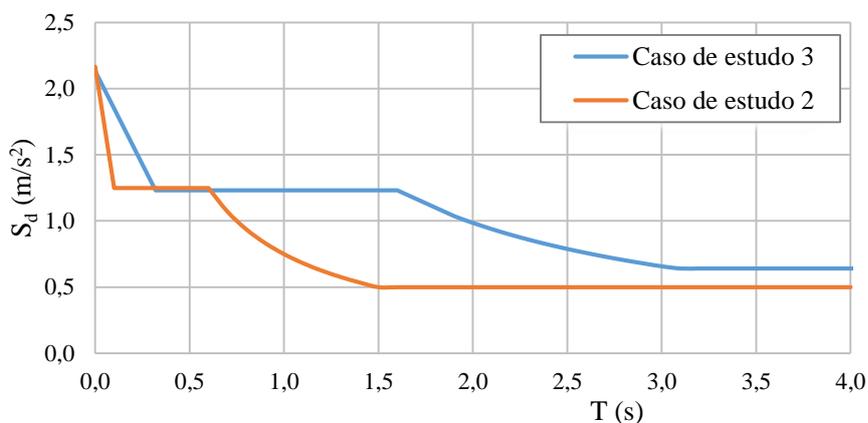


Figura 4.3- Espectros de cálculo relativos aos casos de estudo considerados

Efeitos de inércia da ação sísmica (combinação de ações gravíticas)

De acordo com a cláusula 3.2.4(2)P do Eurocódigo 8, parte 1, os efeitos de inércia da ação sísmica de cálculo devem ser avaliados tendo em conta a presença das massas associadas a todas as forças gravíticas que surgem da seguinte combinação de ações:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.2)$$

em que $\psi_{E,i}$ é o coeficiente de combinação para a ação variável, definido por:

$$\psi_{E,i} = \phi \psi_{2,i} \quad (4.3)$$

sendo que os valores de ϕ se encontram estabelecidos no quadro 4.2 do EC8-1 e $\psi_{2,i}$ são os coeficientes de simultaneidade, apresentados na Tabela 4.7.

4.4 Combinações de ações

Os valores dos coeficientes de simultaneidade das ações, ψ , foram obtidos diretamente a partir do quadro A1.1 do Eurocódigo 0, tomando os valores indicados na Tabela 4.7.

Tabela 4.7- Coeficientes de simultaneidade

Ação	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecarga Categoria B	0,7	0,5	0,3
Sobrecarga Categoria H	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve	0,5	0,2	0,0

4.4.1 Combinações ULS

Os estados limites últimos (ULS) estão relacionados com o colapso, ou qualquer outra forma de rotura estrutural que provoque a impossibilidade de utilização da estrutura e com a segurança das pessoas. A sua verificação deve ser efetuada segundo o método dos coeficientes parciais, que indica que se deve verificar que o esforço resistente de uma secção é superior ao esforço de cálculo atuante, sendo este esforço a multiplicação do esforço característico atuante com um determinado coeficiente de segurança.

Na secção 6.4 do Eurocódigo 0 são definidas as combinações que devem ser tidas em conta para os estados limites últimos. Neste trabalho foram utilizadas as combinações fundamentais e sísmicas, respetivamente apresentadas abaixo.

Combinação fundamental:

$$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (4.4)$$

Combinação sísmica:

$$\sum G_{k,j} + A_{Ed} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4.5)$$

Nas expressões anteriores, $G_{k,j}$ é o valor característico da ação permanente j , $Q_{k,i}$ é o valor característico da ação variável i , A_{Ed} é o valor da ação sísmica, ψ são coeficientes de simultaneidade apresentados na Tabela 4.4 e γ representa os coeficientes de majoração das ações.

4.4.2 Combinações SLS

As combinações de verificação aos Estados Limites de Serviço (SLS) têm como objetivo garantir o bom funcionamento da estrutura e dos seus elementos estruturais em condições normais de utilização, assegurar o conforto das pessoas e o aspeto da construção. As verificações aos SLS podem ser também realizadas recorrendo ao método dos coeficientes parciais.

As combinações de ações para estados limites de serviço, SLS, foram definidas de acordo com a secção 6.5 do Eurocódigo 0. Para efeitos de verificação das estruturas foram utilizadas a combinação característica e a combinação quase-permanente, respetivamente expostas abaixo.

Combinação característica:

$$\sum G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (4.6)$$

Combinação quase permanente:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4.7)$$

Nestas expressões, $G_{k,j}$ é o valor característico da ação permanente j , $Q_{k,i}$ é o valor característico da ação variável i , e ψ são coeficientes de simultaneidade apresentados na Tabela 4.7.

4.5 Exemplo de referência

Como já foi referido anteriormente, as estruturas dimensionadas neste trabalho tiveram como referência um edifício já dimensionado. A solução final deste edifício apresenta-se na Figura 4.4 e na Figura 4.5. Para além do estudo comparativo efetuado para os três diferentes casos de estudo, este edifício foi também alvo de comparação, como poderá ser observado no capítulo 5 do presente documento.

A regularidade do edifício, quer em planta quer em altura, encontra-se verificada em Landolfo et al (Landolfo, 2017). Uma vez que todos os edifícios dimensionados neste trabalho apresentam a mesma planta estrutural que o exemplo de referência, considerou-se que estes também verificam a regularidade estrutural.

		IPE550		IPE550		IPE550		IPE550		IPE550
HEM600	HEM700	IPE550	HEM700	IPE550	HEM700	IPE550	HEM700	IPE550	HEM700	HEM600
HEM600	HEM700	IPE600	HEM700	IPE600	HEM700	IPE600	HEM700	IPE600	HEM700	HEM600
HEM600	HEM700	IPE600	HEM700	IPE600	HEM700	IPE600	HEM700	IPE600	HEM700	HEM600
HEM600	HEM700	IPE750x196	HEM700	IPE750x196	HEM700	IPE750x196	HEM700	IPE750x196	HEM700	HEM600
HEM600	HEM700	IPE750x196	HEM700	IPE750x196	HEM700	IPE750x196	HEM700	IPE750x196	HEM700	HEM600
HEM600	HEM700		HEM700		HEM700		HEM700		HEM700	HEM600

Figura 4.4- Solução final do pórtico na direção x do exemplo de referência

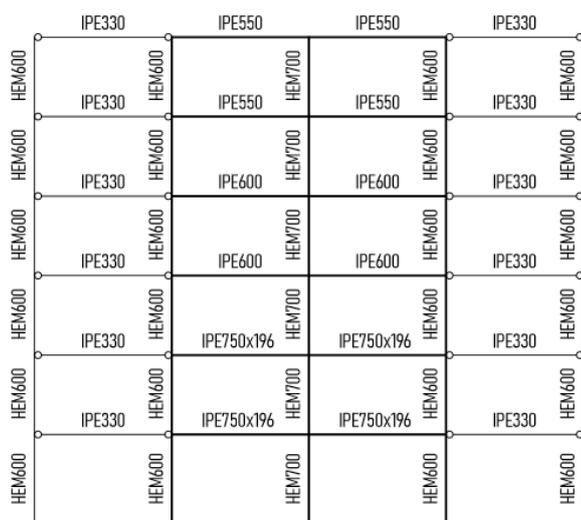


Figura 4.5- Solução final do pórtico na direção y do exemplo de referência

4.6 Caso de estudo 1

Para o dimensionamento dos edifícios relativos ao caso de estudo 1, após inseridas todas as ações nos modelos de cálculo, começou-se pela determinação e aplicação das imperfeições. De seguida averiguou-se a necessidade de se considerarem os efeitos de segunda ordem, concluindo-se que não seria necessário, estando assim verificada a estabilidade das estruturas.

Relativamente aos estados limites últimos (ULS), a resistência das secções transversais e a resistência dos elementos à encurvadura foram verificadas recorrendo à folha de cálculo *SemiComp Member Design*, sendo apresentados os esforços e as verificações mais relevantes na Tabela 4.8 para as vigas, e na Tabela 4.9 para as colunas do edifício de 3 pisos.

Por fim procedeu-se à verificação dos estados limites de serviço (SLS). Para tal, foi realizada a verificação relativa ao deslocamento vertical das vigas e também a verificação relativa ao deslocamento horizontal das colunas, sendo esta última a condicionante no dimensionamento das estruturas pertencentes ao caso de estudo 1. Apesar de ser recomendado, no anexo nacional da parte 1 do Eurocódigo 3, um limite de deslocamento horizontal total da estrutura de $h_0/500$ optou-se por se limitar este a $h_0/400$, no entanto, manteve-se o limite sugerido pelo mesmo anexo relativo ao deslocamento entre pisos ($h/300$). Na Tabela 4.10 encontra-se apresentada a verificação relativa aos deslocamentos horizontais da estrutura de 3 pisos.

Para a verificação das vigas selecionaram-se as que correspondem aos vãos A-B, B-C e C-D para a direção x, e as que correspondem aos vãos do pórtico com alinhamento em B para a direção y (ver Figura 4.1). Devido à simetria da estrutura, considera-se suficiente a verificação

de apenas uma parte do pórtico da direção x, pois os esforços obtidos para os vãos D-E e E-F tomam valores semelhantes aos dos esforços relativos aos vãos B-C e A-B, respetivamente.

Tabela 4.8- Esforços máximos e verificações relevantes para as vigas do edifício de 3 pisos do caso de estudo 1

Vigas pertencentes ao pórtico da direção x							Vigas pertencentes ao pórtico da direção y						
Vão	Piso	Perfil	M _{Ed} (kN.m)	Eq. 3.8	V _{Ed} (kN)	Eq. 3.9	Vão	Piso	Perfil	M _{Ed} (kN.m)	Eq. 3.8	V _{Ed} (kN)	Eq. 3.9
A-B	3	IPE330	137,1	0,48	82,8	0,13	G-H	3	IPE330	78,6	0,28	72,9	0,12
	2	IPE360	234,5	0,65	131,9	0,18		2	IPE360	116,3	0,32	107,6	0,15
	1	IPE360	272,1	0,75	144,3	0,20		1	IPE360	122,9	0,34	110,2	0,15
B-C	3	IPE330	106,2	0,37	73,7	0,12	H-I	3	IPE330	69,7	0,24	69,8	0,11
	2	IPE360	185,1	0,51	115,6	0,16		2	IPE360	103,3	0,29	103,1	0,14
	1	IPE360	212,4	0,59	124,8	0,17		1	IPE360	105,0	0,29	103,8	0,14
C-D	3	IPE330	88,3	0,31	56,7	0,09							
	2	IPE360	153,7	0,42	90,3	0,13							
	1	IPE360	191,2	0,53	104,9	0,15							

Foram ainda seleccionadas duas colunas, uma pertencente ao pórtico da direção x e outra pertencente ao pórtico da direção y, cujas vigas foram verificadas na subsecção anterior. Estas colunas encontram-se identificadas com círculos na Figura 4.6.

Na Figura 4.7 e na Figura 4.8 encontra-se ilustrada a solução final relativa à estrutura de 3 pisos relativa ao caso de estudo 1.

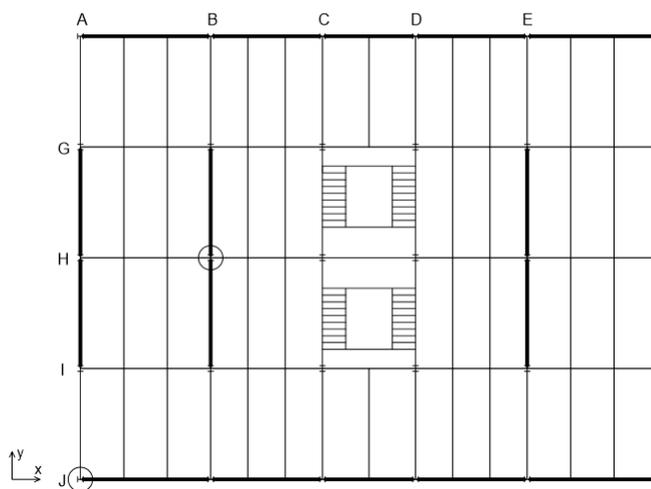


Figura 4.6 - Identificação das colunas verificadas

Tabela 4.9- Esforços máximos e verificações relevantes para as colunas do edifício de 3 pisos do caso de estudo 1

	Piso	Colunas pertencentes ao pórtico da direção x						Colunas pertencentes ao pórtico da direção y							
		Perfil	M _{y,Ed} (kNm)	M _{z,Ed} (kNm)	N _{Ed} (kN)	Eq. 3.11	Eq. 3.14	Eq. 3.15	Perfil	M _{y,Ed} (kNm)	M _{z,Ed} (kNm)	N _{Ed} (kN)	Eq. 3.11	Eq. 3.14	Eq. 3.15
Topo	3	HEA300	121,0	0,0	129,5	0,15	0,31	0,20	HEA340	81,5	0,0	450,4	0,02	0,23	0,20
	2		102,3	5,4	425,9	0,18	0,37	0,31		145,7	0,9	1072,6	0,05	0,48	0,44
	1		85,4	5,3	723,4	0,06	0,42	0,40		153,5	1,6	1697,8	0,05	0,65	0,66
Base	3		91,7	5,4	244,2	0,35	0,28	0,22		48,6	0,9	455,3	0,07	0,18	0,17
	2		109,6	5,3	540,5	0,13	0,42	0,35		115,3	1,6	1077,4	0,03	0,43	0,41
	1		86,5	0,0	854,4	0,03	0,45	0,43		260,0	7,0	1703,3	0,16	0,84	0,79

Tabela 4.10- Verificação do limite do deslocamento horizontal correspondente ao edifício de 3 pisos, caso de estudo 1

Piso	h (mm)	d _{r,máx} (mm)	d _{r,x} (mm)	d _{r,y} (mm)
3	3500	11,7	4,8	5,7
2	3500	11,7	9,2	10,4
1	4000	13,3	10,6	10,9
Global	11000	27,5	24,6	27

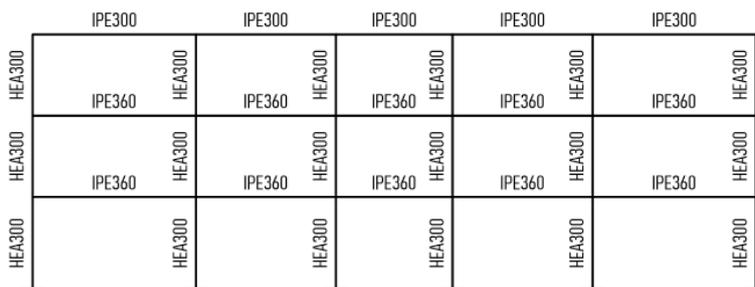


Figura 4.7- Solução final do pórtico na direção x do edifício de 3 pisos, caso de estudo 1

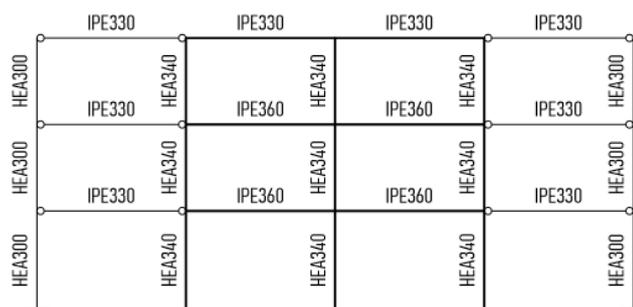


Figura 4.8- Solução final do pórtico na direção y do edifício de 3 pisos, caso de estudo 1

O edifício de 6 pisos correspondente ao caso de estudo 1 foi dimensionado de acordo com o mesmo procedimento que o edifício apresentado acima. Nas Tabelas 4.11 e 4.12 encontram-se apresentados os esforços e as verificações consideradas relevantes, relativas às vigas e às colunas, respetivamente. A verificação da estrutura de 6 pisos aos deslocamentos horizontais encontra-se apresentada na Tabela 4.13.

Tabela 4.11- Esforços máximos e verificações relevantes para as vigas do edifício de 6 pisos do caso de estudo 1

Vigas pertencentes ao pórtico da direção x							Vigas pertencentes ao pórtico da direção y						
Vão	Piso	Perfil	M _{Ed} (kN.m)	Eq. 3.8	V _{Ed} (kN)	Eq. 3.9	Vão	Piso	Perfil	M _{Ed} (kN.m)	Eq. 3.8	V _{Ed} (kN)	Eq. 3.9
A-B	6	IPE360	77,7	0,21	44,5	0,06	G-H	6	IPE360	97,8	0,27	60,9	0,08
	5	IPE360	174,8	0,48	94,7	0,13		5	IPE360	162,4	0,45	101,2	0,14
	4	IPE450	259,0	0,43	122,0	0,12		4	IPE500	343,9	0,44	159,6	0,13
	3	IPE450	318,0	0,53	138,0	0,13		3	IPE500	435,0	0,56	190,9	0,16
	2	IPE500	413,2	0,53	166,5	0,14		2	IPE550	589,0	0,60	241,4	0,16
	1	IPE500	442,7	0,57	176,7	0,14		1	IPE550	580,0	0,59	237,6	0,16
B-C	6	IPE360	78,8	0,22	46,1	0,06	H-I	6	IPE360	94,2	0,26	55,9	0,08
	5	IPE360	156,0	0,43	89,7	0,12		5	IPE360	166,2	0,46	102,7	0,14
	4	IPE450	242,4	0,40	119,4	0,11		4	IPE500	335,7	0,43	164,2	0,13
	3	IPE450	312,2	0,52	142,8	0,14		3	IPE500	428,6	0,55	193,6	0,16
	2	IPE500	414,5	0,53	177,5	0,14		2	IPE550	574,3	0,58	243,6	0,16
	1	IPE500	422,5	0,54	180,3	0,15		1	IPE550	565,1	0,57	242,1	0,16
C-D	6	IPE360	69,1	0,19	40,9	0,06							
	5	IPE360	129,6	0,36	72,4	0,10							
	4	IPE450	227,2	0,38	111,3	0,11							
	3	IPE450	308,8	0,51	144,3	0,14							
	2	IPE500	426,4	0,55	191,5	0,16							
	1	IPE500	444,7	0,57	198,6	0,16							

Tabela 4.12- Esforços máximos e verificações relevantes para as colunas do edifício de 6 pisos do caso de estudo 1

	Piso	Colunas pertencentes ao pórtico da direção x							Colunas pertencentes ao pórtico da direção y						
		Perfil	M _{y,Ed} (kNm)	M _{z,Ed} (kNm)	N _{Ed} (kN)	Eq. 3.11	Eq. 3.14	Eq. 3.15	Perfil	M _{y,Ed} (kNm)	M _{z,Ed} (kNm)	N _{Ed} (kN)	Eq. 3.11	Eq. 3.14	Eq. 3.15
Topo	6	HEA 360	97,1	0,0	81,8	0,27	0,16	0,11	HEA 450	112,6	0,0	223,6	0,09	0,25	0,18
	5		106,9	9,1	218,2	0,50	0,23	0,19		164,4	0,2	657,1	0,06	0,38	0,32
	4		139,5	7,2	375,2	0,29	0,30	0,25		324,0	1,6	1096,5	0,19	0,72	0,58
	3	HEA 450	158,1	7,3	543,1	0,21	0,26	0,22	HEA 600	459,7	0,4	1534,0	0,16	0,69	0,56
	2		180,6	7,4	730,6	0,13	0,31	0,27		541,1	1,3	1973,8	0,22	0,85	0,71
	1		150,7	8,4	917,0	0,09	0,32	0,31		403,5	1,2	2416,1	0,12	0,81	0,75
Base	6	HEA 360	62,9	9,3	87,0	0,75	0,12	0,10	HEA 450	24,4	0,2	230,0	0,19	0,09	0,09
	5		101,2	7,5	223,4	0,47	0,22	0,18		195,3	1,6	663,6	0,10	0,43	0,35
	4		121,5	7,7	380,4	0,28	0,28	0,24		249,0	0,4	1103,0	0,11	0,60	0,51
	3	HEA 450	164,2	7,4	549,6	0,21	0,27	0,23	HEA 600	329,0	1,3	1542,2	0,08	0,57	0,49
	2		190,5	8,4	737,1	0,14	0,32	0,28		443,4	1,2	1982,1	0,15	0,76	0,65
	1		333,5	3,7	924,4	0,12	0,51	0,41		570,4	5,2	2425,5	0,25	0,99	0,87

Tabela 4.13- Verificação do limite do deslocamento horizontal correspondente ao edifício de 6 pisos, caso de estudo 1

Piso	h (mm)	d _{r,máx} (mm)	d _{r,x} (mm)	d _{r,y} (mm)	Piso	h (mm)	d _{r,máx} (mm)	d _{r,x} (mm)	d _{r,y} (mm)
6	3500	11,7	4,3	6,2	3	3500	11,7	10,6	10,5
5	3500	11,7	7,3	8,4	2	3500	11,7	11,7	10,7
4	3500	11,7	9,9	10,1	1	4000	13,3	9,6	7,7
Global	21500	53,75	53,4	53,6					

Após realizadas as verificações de segurança necessárias, obteve-se, para o edifício de 6 pisos correspondente ao caso de estudo 1, a solução final apresentada nas Figuras 4.9 e 4.10.

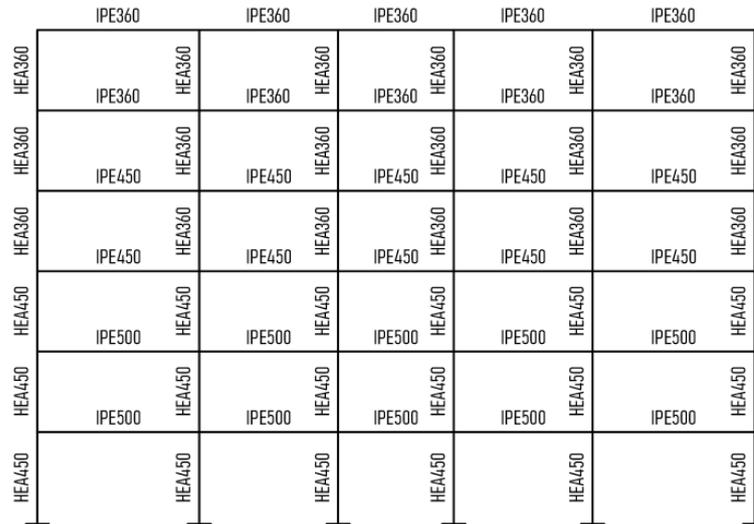


Figura 4.9- Solução final do pórtico na direção x do edifício de 6 pisos, caso de estudo 1

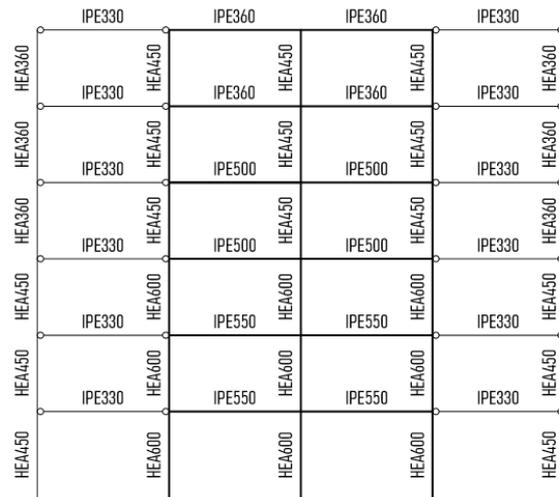


Figura 4.10- Solução final do pórtico na direção y do edifício de 6 pisos, caso de estudo 1

Para finalizar o estudo relativo ao caso em que se considerou sismicidade nula, realizou-se o dimensionamento do edifício de 9 pisos. Na Tabela 4.14 e na Tabela 4.15 encontram-se apresentados os esforços máximos e algumas verificações de resistência das vigas e das colunas, respetivamente. A Tabela 4.16 apresenta os deslocamentos obtidos, assim como os respetivos limites, impostos pelo Eurocódigo considerado. A solução final obtida encontra-se ilustrada nas Figuras 4.11 e 4.12.

Tabela 4.14- Esforços máximos e verificações relevantes para as vigas do edifício de 9 pisos do caso de estudo 1

Vigas pertencentes ao pórtico da direção x							Vigas pertencentes ao pórtico da direção y						
Vão	Piso	Perfil	M _{Ed} (kN.m)	Eq. 3.8	V _{Ed} (kN)	Eq. 3.9	Vão	Piso	Perfil	M _{Ed} (kN.m)	Eq. 3.8	V _{Ed} (kN)	Eq. 3.9
A-B	9	IPE450	68,5	0,11	44,0	0,04	G-H	9	IPE450	101,8	0,17	58,6	0,06
	8	IPE450	187,5	0,31	101,5	0,10		8	IPE450	215,0	0,36	120,8	0,12
	7	IPE450	252,4	0,42	121,5	0,12		7	IPE450	292,0	0,48	147,6	0,14
	6	IPE550	361,6	0,37	154,2	0,10		6	IPE600	566,1	0,45	243,0	0,14
	5	IPE550	430,1	0,43	171,7	0,12		5	IPE600	661,7	0,53	272,4	0,16
	4	IPE550	500,2	0,51	192,7	0,13		4	IPE600	725,6	0,58	294,4	0,17
	3	IPE600	644,4	0,52	236,0	0,14		3	IPE750x137	1049,7	0,64	408,0	0,21
	2	IPE600	709,3	0,57	253,4	0,15		2	IPE750x137	1102,2	0,67	423,5	0,22
	1	IPE600	719,2	0,58	258,0	0,15		1	IPE750x137	1027,6	0,62	401,2	0,20
B-C	9	IPE450	86,4	0,14	48,6	0,05	H-I	9	IPE450	104,9	0,17	62,9	0,06
	8	IPE450	183,3	0,30	99,8	0,10		8	IPE450	213,0	0,35	117,9	0,11
	7	IPE450	243,3	0,40	119,9	0,11		7	IPE450	294,1	0,49	144,0	0,14
	6	IPE550	399,1	0,40	173,1	0,12		6	IPE600	588,3	0,47	240,4	0,14
	5	IPE550	488,7	0,49	202,9	0,14		5	IPE600	676,9	0,54	271,7	0,16
	4	IPE550	551,1	0,56	223,8	0,15		4	IPE600	742,9	0,60	293,2	0,17
	3	IPE600	709,5	0,57	277,5	0,16		3	IPE750x137	1095,9	0,66	406,3	0,21
	2	IPE600	775,0	0,62	299,3	0,17		2	IPE750x137	1137,6	0,69	422,1	0,22
	1	IPE600	744,7	0,60	289,4	0,17		1	IPE750x137	1065,8	0,65	396,5	0,20
C-D	9	IPE450	63,2	0,10	37,8	0,04							
	8	IPE450	146,1	0,24	78,4	0,08							
	7	IPE450	217,5	0,36	106,9	0,10							
	6	IPE550	367,9	0,37	167,8	0,11							
	5	IPE550	471,3	0,48	210,0	0,14							
	4	IPE550	552,2	0,56	242,2	0,16							
	3	IPE600	729,9	0,59	313,6	0,18							
	2	IPE600	820,2	0,66	350,0	0,20							
	1	IPE600	804,0	0,64	343,5	0,20							

Tabela 4.15- Esforços máximos e verificações relevantes para as colunas do edifício de 9 pisos do caso de estudo 1

	Piso	Colunas pertencentes ao pórtico da direção x							Colunas pertencentes ao pórtico da direção y						
		Perfil	M _{y,Ed} (kNm)	M _{z,Ed} (kNm)	N _{Ed} (kN)	Eq. 3.11	Eq. 3.14	Eq. 3.15	Perfil	M _{y,Ed} (kNm)	M _{z,Ed} (kNm)	N _{Ed} (kN)	Eq. 3.11	Eq. 3.14	Eq. 3.15
Topo	9	HEB 300	93,6	0,0	82,3	0,28	0,16	0,11	HEB 400	127,5	0,0	218,9	0,07	0,23	0,17
	8		124,6	10,1	228,3	0,51	0,26	0,21		228,3	0,5	658,2	0,14	0,49	0,37
	7		138,4	7,8	388,3	0,30	0,32	0,26		274,4	1,7	1098,3	0,18	0,68	0,54
	6	HEB 500	211,5	6,8	580,5	0,25	0,20	0,17	HEB 700	672,3	1,1	1540,9	0,16	0,56	0,45
	5		227,7	8,7	788,1	0,18	0,24	0,21		670,2	2,0	1985,6	0,16	0,63	0,52
	4		230,3	7,5	1003,8	0,11	0,26	0,24		714,5	1,4	2430,8	0,17	0,69	0,59
	3	HEB 600	260,4	7,5	1244,0	0,08	0,26	0,25	HEB 800	1057,2	0,1	2877,7	0,21	0,76	0,65
	2		271,8	8,0	1488,4	0,05	0,28	0,28		1041,9	1,5	3325,2	0,21	0,79	0,69
	1		184,4	8,3	1723,8	0,03	0,26	0,29		689,3	0,2	3776,1	0,09	0,65	0,67

Piso	Colunas pertencentes ao pórtico da direção x							Colunas pertencentes ao pórtico da direção y							
	Perfil	M _{y,Ed} (kNm)	M _{z,Ed} (kNm)	N _{Ed} (kN)	Eq. 3.11	Eq. 3.14	Eq. 3.15	Perfil	M _{y,Ed} (kNm)	M _{z,Ed} (kNm)	N _{Ed} (kN)	Eq. 3.11	Eq. 3.14	Eq. 3.15	
Base	9	HEB 300	72,5	10,4	87,7	0,77	0,14	0,11	HEB 400	54,2	0,5	226,0	0,26	0,13	0,10
	8		109,6	8,0	233,7	0,47	0,24	0,19		160,7	1,7	665,4	0,10	0,39	0,32
	7		150,6	7,3	393,7	0,30	0,34	0,27		310,7	1,1	1105,5	0,22	0,74	0,58
	6	HEB 500	176,7	9,2	589,2	0,27	0,18	0,16	HEB 700	507,3	2,0	1552,1	0,09	0,47	0,40
	5		203,6	8,0	796,8	0,16	0,22	0,20		589,8	1,4	1996,8	0,12	0,58	0,50
	4		260,1	8,2	1012,5	0,11	0,28	0,25		893,7	0,1	2442,0	0,27	0,80	0,66
	3	HEB 600	258,4	8,0	1253,9	0,08	0,26	0,25	HEB 800	1014,2	1,5	2889,8	0,20	0,75	0,64
	2		315,0	8,3	1498,2	0,06	0,30	0,29		1210,4	0,2	3337,4	0,28	0,86	0,74
	1		615,1	2,5	1735,0	0,08	0,41	0,38		1560,9	11,2	3790,0	0,47	0,99	0,89

Tabela 4.15 (continuação)

Tabela 4.16- Verificação do limite do deslocamento horizontal correspondente ao edifício de 9 pisos, caso de estudo 1

Piso	h (mm)	d _{r,máx} (mm)	d _{r,x} (mm)	d _{r,y} (mm)	Piso	h (mm)	d _{r,máx} (mm)	d _{r,x} (mm)	d _{r,y} (mm)
9	3500	11,7	3,5	5,4	4	3500	11,7	11,4	10,2
8	3500	11,7	7,6	9,2	3	3500	11,7	10	9,4
7	3500	11,7	10,1	10,8	2	3500	11,7	11,2	9,3
6	3500	11,7	8,1	9,1	1	4000	13,3	8,1	6
5	3500	11,7	9,6	10	Global	32000	80,0	79,6	79,4

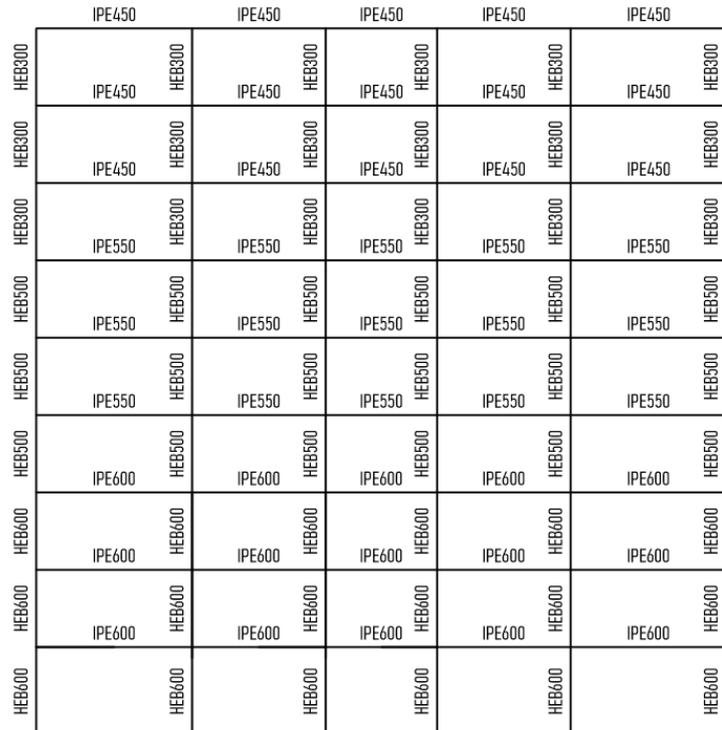


Figura 4.11- Solução final do pórtico na direção x do edifício de 9 pisos, caso de estudo 1

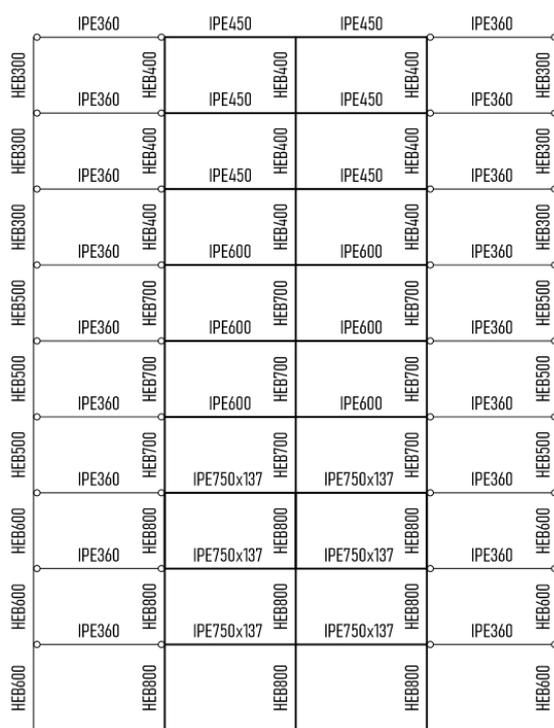


Figura 4.12- Solução final do pórtico na direção y do edifício de 9 pisos, caso de estudo 1

4.7 Caso de estudo 2

No que diz respeito ao caso de estudo 2, o procedimento de análise, de dimensionamento e de verificação das estruturas encontra-se exemplificado de seguida, correspondente ao edifício de 3 pisos. Note-se que se apresentam apenas as verificações consideradas mais relevantes.

4.7.1 Pré-dimensionamento

Após algum estudo relativo ao comportamento das estruturas com pórticos simples face ao sismo, rapidamente se concluiu que, usualmente, existem duas verificações condicionantes no dimensionamento destas estruturas, sendo estas a limitação do deslocamento entre pisos (drift) e o coeficiente de sensibilidade relativo ao deslocamento entre pisos, θ . Apesar destas duas verificações se encontrarem uns pontos mais à frente, o pré-dimensionamento das estruturas pertencentes ao caso de estudo 2 e 3 foi realizado em função das mesmas.

Na Figura 4.13 e na Figura 4.14 apresenta-se o pré-dimensionamento do edifício de 3 pisos correspondente ao caso de estudo 2.

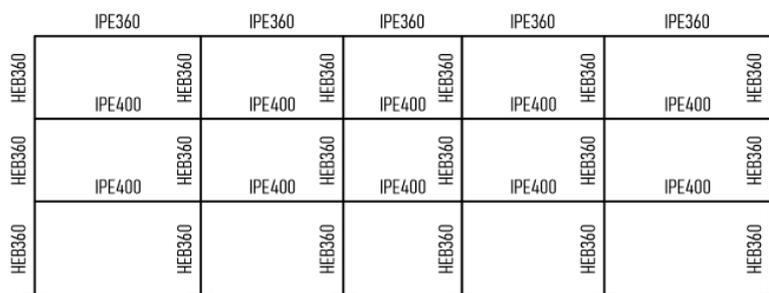


Figura 4.13- Pré-dimensionamento do pórtico na direção x do edifício de 3 pisos, caso de estudo 2

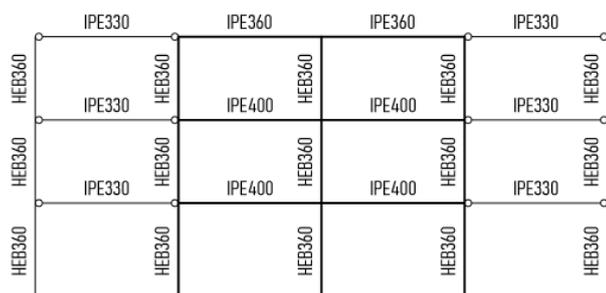


Figura 4.14- Pré-dimensionamento do pórtico na direção y do edifício de 3 pisos, caso de estudo 2

4.7.2 Análise modal por espectro de resposta

Como supramencionado, os esforços e os deslocamentos sísmicos foram obtidos através de uma análise modal por espectro de resposta. Para tal, a massa global da estrutura foi determinada de acordo com a subsecção 4.3.3 do presente documento e devidamente introduzida no modelo de cálculo.

Como referido em 3.2.5.4, devem ser considerados todos os modos de vibração que satisfaçam uma das seguintes condições: (i) A soma das massas modais efetivas dos modos considerados representa, pelo menos 90% da massa da estrutura, e (ii) os modos com massas modais efetivas superiores a 5% da massa total são todos considerados. No presente exemplo foi utilizado o primeiro critério, tendo sido obtidos 4 modos de vibração, sendo os dois primeiros, correspondentes aos períodos fundamentais da estrutura segundo x e segundo y, apresentados na Figura 4.15. Na Tabela 4.17 encontram-se apresentados os períodos correspondentes a cada modo de vibração, T_i , assim como as respetivas percentagens de participação da massa total, M_i .

Note-se que se desprezou a contribuição dos modos de vibração verticais, pois de acordo com a cláusula 4.3.3.5.2(1) da parte 1 do Eurocódigo 8, tal é permitido.

Tabela 4.17- Períodos e participação de cada modo de vibração considerado

Modo	T_i (s)	$M_{i,x}$ (%)	$M_{i,y}$ (%)	$\sum M_{i,x}$ (%)	$\sum M_{i,y}$ (%)
1	0,97	0,00	86,82	0,00	86,82
2	0,95	87,1	0,00	87,10	86,82
4	0,29	10,26	0,00	97,36	86,82
5	0,28	0,00	10,63	97,36	97,45

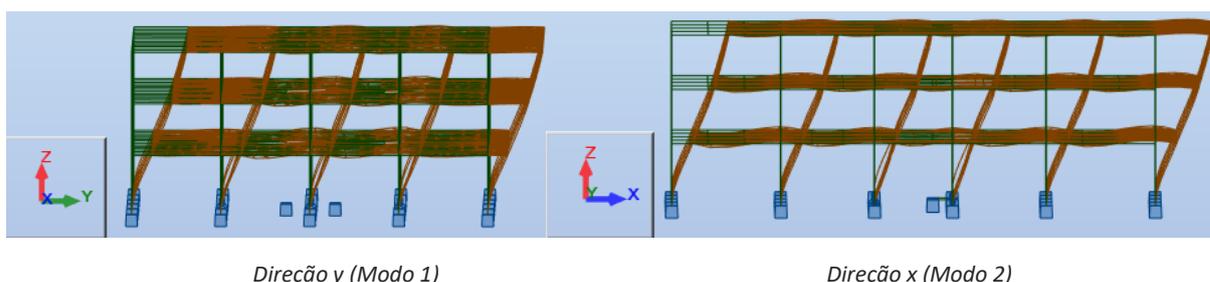


Figura 4.15- Modos de vibração fundamentais

Após se encontrarem estabelecidos os modos relevantes para a análise da estrutura, foi inserido, no modelo de cálculo, o espetro de resposta definido na Figura 4.3, relativo ao caso de estudo 2. Deste modo, encontram-se reunidas quase todas as condições para proceder à obtenção dos esforços e deslocamentos sísmicos diretamente a partir do software utilizado.

4.7.3 Momentos torsores acidentais

Para uma análise estrutural mais correta, torna-se necessário determinar os momentos torsores acidentais e aplicá-los na estrutura. Estes momentos foram determinados de acordo com o exposto em 3.2.5.2 e os seus valores aplicados nos pisos correspondentes, no centro de massa de cada um.

Os valores dos momentos torsores acidentais encontram-se determinados na Tabela 4.18, onde se pode constatar que os momentos acidentais provocados pela excentricidade acidental na direção y são mais condicionantes que os provocados pela excentricidade acidental na direção x, pelo que apenas foram introduzidos os primeiros no modelo de cálculo, neste caso específico.

Tabela 4.18- Determinação dos momentos torsores acidentais

Piso	Massa sísmica total (kN s ² /m)	S_d ($T_{1,x}=T_2$) (m/s ²)	S_d ($T_{1,y}=T_1$) (m/s ²)	$F_{b,x}$ (kN)	$F_{b,y}$ (kN)	$F_{x,i}$ (kN)	$F_{y,i}$ (kN)	$M_{aX,i}$ (kN.m)	$M_{aY,i}$ (kN.m)
3	1560,5	0,79	0,77	1046,56	1025,34	312,21	305,88	374,65	474,11
2						267,04	261,62	320,44	405,51
1						133,52	130,81	160,22	202,76

4.7.4 Imperfeições para análise global dos pórticos

As imperfeições geométricas foram determinadas de acordo com a subsecção 3.1.2 do presente documento. De acordo com o Eurocódigo 3, estes efeitos podem ser desprezados no caso de $H_{Ed} > 0.15V_{Ed}$, no entanto, tal não se verifica, como se pode constatar através da Tabela 4.19. Apresenta-se abaixo a determinação dos parâmetros relevantes ao cálculo das imperfeições, e na Tabela 4.10 os valores das forças que traduzem as imperfeições geométricas, por piso.

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}}, \text{ com } \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1,0 \Rightarrow \alpha_h = 0.667 \quad (4.8)$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m}\right)} \Rightarrow \alpha_m = 0.719 \quad (4.9)$$

$$\phi = \phi_0 \alpha_h \alpha_m \Rightarrow \phi = 0.0024 \quad (4.10)$$

Tabela 4.19- Determinação das forças que traduzem as imperfeições geométricas

Piso	V_{Ed} (kN)	$H_{Ed,x}$ (kN)	$H_{Ed,y}$ (kN)	$0,15 V_{Ed}$ (kN)	$H_i = \phi V_{Ed}$ (kN)
3	4521,6	312,2	305,9	678,2	10,8
2	9647,7	579,3	567,5	1447,2	23,1
1	14795,9	712,8	698,3	2219,4	35,5

Note-se que as imperfeições devem ser consideradas, na análise estrutural, quer para efeitos locais (esforços nas secções dos elementos), quer para efeitos globais (efeitos de segunda ordem e verificação do “drift”).

4.7.5 Estabilidade e efeitos de segunda ordem

A necessidade de consideração dos efeitos P-Δ depende do coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos, θ . Este coeficiente foi determinado de acordo com o indicado na subsecção 3.2.7 do presente documento, sendo os seus valores apresentados na Tabela 4.20 para a direção x e na Tabela 4.21 para a direção y. Nas mesmas tabelas encontram-se definidos os fatores multiplicativos, α , pelos quais os esforços sísmicos e os esforços devidos às imperfeições devem ser multiplicados.

Tabela 4.20- Determinação do coeficiente de sensibilidade, θ , e do fator multiplicativo, α , para a direção x

Piso	P_{tot} (kN)	V_{tot} (kN)	h (mm)	$d_r = d_e \cdot q$ (mm)	$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h}$	$\alpha = \frac{1}{1-\theta}$
3	4521,6	323,0	3500	29,5	0,12	1,13
2	9647,7	602,4	3500	41,5	0,19	1,23
1	14795,9	748,2	4000	40,6	0,20	1,25

Tabela 4.21- Determinação do coeficiente de sensibilidade, θ , e do fator multiplicativo, α , para a direção y

Piso	P_{tot} (kN)	V_{tot} (kN)	h (mm)	$d_r = d_e \cdot q$ (mm)	$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h}$	$\alpha = \frac{1}{1-\theta}$
3	4521,6	316,7	3500	29,8	0,12	1,14
2	9647,7	590,6	3500	41,9	0,20	1,24
1	14795,9	733,8	4000	40,8	0,21	1,26

4.7.6 Dimensionamento e verificação das vigas

Como indicado na Tabela 3.2 do presente documento, as secções dos elementos dissipativos devem corresponder à classe 1, quando a estrutura pertence à classe de ductilidade alta. De acordo com a secção 5.6 da EN 1993-1-1, a secção transversal de um elemento é de classe 1 caso satisfaça as seguintes condições:

$$c/t \leq 72\varepsilon \quad \text{para a alma} \quad (4.11)$$

$$c/t \leq 9\varepsilon \quad \text{para o banzo} \quad (4.12)$$

em que:

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_y} \quad (\text{para S355, } \varepsilon = 0.81);$$

c, t - definidos conforme ilustrado na Figura 4.16.

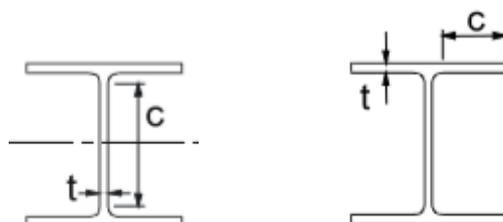


Figura 4.16- Representação genérica dos valores de c e de t, para a alma à esquerda, e para o banzo à direita

Como se pode constatar a partir da Tabela 4.22, as vigas, sendo estas elementos dissipativos, pertencem à classe 1, pelo que se verifica a limitação imposta pelo Eurocódigo 8.

Tabela 4.22- Verificação da classe das secções dos elementos dissipativos

Piso	Perfil	c/t (alma)	72ε	c/t (banzo)	9ε
3	IPE 360	37,33	58,32	4,96	7,29
2	IPE 400	38,49		4,79	
1	IPE 400	38,49		4,79	

Para além do dimensionamento das vigas para as combinações fundamentais, foi realizada a verificação ao momento fletor e esforço transversal considerando as combinações sísmicas. Apesar de não se encontrar aqui exposto, todas as vigas foram verificadas relativamente às condições apresentadas na Tabela 3.1, considerando as combinações fundamentais.

Na Tabela 4.23 são mostrados os valores de momento fletor nas extremidades das vigas, para as ações gravíticas, $M_{Ed,G}$, para a ação sísmica, $M_{Ed,S}$, e para as imperfeições, $M_{Ed,I}$, sendo estes os esforços considerados na combinação sísmica, quer para o pórtico da direção x, quer para o da direção y.

Tabela 4.23- Valores de momentos flectores correspondentes à combinação sísmica

	Vão	Piso	Rótula plástica no lado esquerdo			Rótula plástica no lado direito		
			$M_{Ed,G}$ (kN.m)	$M_{Ed,S}$ (kN.m)	$M_{Ed,I}$ (kN.m)	$M_{Ed,G}$ (kN.m)	$M_{Ed,S}$ (kN.m)	$M_{Ed,I}$ (kN.m)
Pórtico direção x	A-B	3	43,6	29,2	1,7	49,8	27,1	1,7
		2	56,1	58,8	4,4	62,2	56,7	4,5
		1	49,0	76,1	8,4	67,6	71,0	8,2
	B-C	3	31,1	28,8	1,6	30,6	28,4	1,8
		2	21,0	61,6	4,6	42,9	61,0	4,9
		1	32,2	75,3	8,0	44,6	74,3	8,6
	C-D	3	17,2	32,2	1,8	21,6	31,9	2,0
		2	16,9	70,1	5,3	28,9	69,6	5,6
		1	29,7	85,7	9,1	33,7	85,1	9,7
Pórtico direção y	G-H	3	62,0	37,3	2,4	80,7	33,0	2,2
		2	80,9	75,4	6,1	110,3	69,5	5,7
		1	74,1	92,7	10,5	115,1	83,2	9,3
	H-I	3	80,7	33,0	2,2	62,0	37,3	2,4
		2	110,3	69,5	5,7	80,9	75,4	6,1
		1	115,1	83,2	9,3	74,1	92,7	10,5

Após terem sido retirados os valores de esforços relevantes, procedeu-se à determinação do momento fletor atuante, M_{Ed} , como se encontra exemplificado na expressão 4.13, e à verificação da expressão 3.37. Esta verificação foi efetuada para as extremidades das vigas, onde se prevê a formação das rótulas plásticas.

Como se pode verificar recorrendo à Tabela 4.24, todos os valores de Ω_i determinados são superiores a 1 ($\Omega_i = M_{Rd}/M_{Ed}$), pelo que todas as zonas dissipativas se encontram em segurança no que diz respeito ao momento fletor. Note-se que para cada direção, $\Omega = \min(\Omega_i)$. Na mesma tabela, pode ainda ser constatado que, para algumas secções, Ω_i é bastante superior a Ω , pelo que se conclui que seria possível verificar a expressão 3.37 utilizando perfis menores e, consequentemente, baixar o peso da estrutura. No entanto, tal não foi possível, uma vez que se

necessita de uma rigidez estrutural adicional para a verificação da estabilidade da estrutura e para garantir a limitação do deslocamento entre pisos (drift).

Tabela 4.24- Determinação dos valores de momento fletor atuantes e verificação da expressão 3.37

	Vão	Piso	Perfil	M_{Rd} (kNm)	α	Rótula plástica no lado esquerdo		Rótula plástica no lado direito		Ω
						M_{Ed} (kNm)	Ω_i	M_{Ed} (kNm)	Ω_i	
Pórtico direção x	A-B	3	IPE 360	361,8	1,14	78,7	4,60	82,5	4,38	2,78
		2	IPE 400	464,0	1,24	134,3	3,46	137,9	3,36	
		1	IPE 400	464,0	1,25	155,0	2,99	166,9	2,78	
	B-C	3	IPE 360	361,8	1,14	65,6	5,51	64,9	5,58	
		2	IPE 400	464,0	1,24	102,9	4,51	124,4	3,73	
		1	IPE 400	464,0	1,25	136,7	3,40	148,6	3,12	
	C-D	3	IPE 360	361,8	1,14	55,8	6,48	60,1	6,02	
		2	IPE 400	464,0	1,24	110,2	4,21	121,9	3,81	
		1	IPE 400	464,0	1,25	148,6	3,12	152,6	3,04	
Pórtico direção y	G-H	3	IPE 360	361,8	1,14	107,3	3,37	120,8	2,99	2,00
		2	IPE 400	464,0	1,25	182,4	2,54	204,0	2,27	
		1	IPE 400	464,0	1,26	204,3	2,27	231,8	2,00	
	H-I	3	IPE 360	361,8	1,14	120,8	2,99	107,3	3,37	
		2	IPE 400	464,0	1,25	204,0	2,27	182,4	2,54	
		1	IPE 400	464,0	1,26	231,8	2,00	204,3	2,27	

Encontra-se abaixo exemplificado o modo de determinação do momento fletor atuante, M_{Ed} , em cada extremidade considerada. O exemplo apresentado foi realizado para a viga pertencente ao vão A-B do piso 3 do pórtico da direção x, considerando a formação da rótula plástica na extremidade esquerda. Note-se que α representa o fator multiplicativo determinado devido à necessidade de consideração dos efeitos de segunda ordem, sendo que estes valores se encontram apresentados nas Tabelas 4.20 e 4.21.

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + \alpha \cdot (M_{Ed,S} + M_{Ed,I}) \quad (4.13)$$

$$M_{Ed} = 43,6 \text{ kNm} + 1,14 \cdot (29,2 \text{ kNm} + 1,7 \text{ kNm})$$

$$M_{Ed} = \mathbf{78,7 \text{ kNm}} < 361,8 = M_{pl,Rd}$$

Posto isto, procedeu-se à verificação das secções relativamente ao esforço transversal. Na Tabela 4.25 são apresentados os valores de esforço transversal para as ações gravíticas, $V_{Ed,G}$, para as imperfeições, $V_{Ed,I}$, e os valores de cálculo do esforço transversal, $V_{Ed,M}$. Dado que se recorreu ao dimensionamento pela capacidade real dos elementos, como descrito na secção 2.3, o valor do esforço transversal atuante nas extremidades das vigas foi determinado considerando que essas secções se encontram plastificadas, ou seja, determinou-se o esforço transversal

atuante considerando que, em ambas extremidades da viga atuam os seus momentos plásticos. Posto isto, para cada extremidade, o valor de $V_{Ed,M}$ é dado por $V_{Ed,M} = (M_{pl,Esq} + M_{pl,Dir}) / L_h$, em que L_h representa a distância entre as secções em que se prevê a formação de rótulas plásticas. Considerou-se que as rótulas se formam junto à face da coluna, e, portanto, $L_h = L_{vão} - (d_{c,Esq} + d_{c,Dir}) / 2$, em que $d_{c,Esq}$ e $d_{c,Dir}$ representam a altura das secções transversais das colunas situadas na extremidade esquerda e direita da viga, respetivamente.

Tabela 4.25- Valores de esforço transverso correspondentes à combinação sísmica

	Vão	Piso	L_h (m)	Rótula plástica no lado esquerdo			Rótula plástica no lado direito		
				$V_{Ed,G}$ (kN)	$V_{Ed,M}$ (kN)	$V_{Ed,I}$ (kN)	$V_{Ed,G}$ (kN)	$V_{Ed,M}$ (kN)	$V_{Ed,I}$ (kN)
Pórtico direção x	A-B	3	6,64	37,0	109,0	0,6	34,2	109,0	0,8
		2	6,64	46,2	139,8	1,5	40,3	139,8	2,0
		1	6,64	43,1	139,8	2,8	43,6	139,8	3,5
	B-C	3	5,64	24,8	128,3	0,6	26,0	128,3	0,9
		2	5,64	28,2	164,5	1,7	34,1	164,5	2,2
		1	5,64	28,2	164,5	3,0	34,6	164,5	3,8
	C-D	3	4,64	16,1	155,9	0,8	19,3	155,9	1,0
		2	4,64	17,1	200,0	2,3	24,5	200,0	2,6
		1	4,64	16,7	200,0	3,9	26,9	200,0	4,5
Pórtico direção y	G-H	3	5,64	63,0	128,3	1,4	76,5	128,3	1,2
		2	5,64	78,6	164,5	3,2	104,3	164,5	2,9
		1	5,64	75,1	164,5	5,4	107,1	164,5	4,7
	H-I	3	5,64	76,5	128,3	1,2	63	128,3	1,4
		2	5,64	104,3	164,5	2,9	78,6	164,5	3,2
		1	5,64	107,1	164,5	4,7	75,1	164,5	5,4

Na Tabela 4.26 são apresentados os valores de esforço transverso atuantes, V_{Ed} , assim como as verificações das extremidades das vigas aos mesmos. De acordo com a expressão 3.39, de forma a que os esforços de corte não façam com que momento plástico total e a capacidade de rotação nas rótulas plásticas nas vigas sejam reduzidos, os valores de $V_{Ed}/V_{pl,Rd}$ devem ser inferiores a 0,5. Como se pode observar na Tabela 4.26, a limitação referida acima foi garantida.

Na expressão 4.14 encontra-se exemplificado o modo de determinação do esforço transverso atuante, V_{Ed} , em cada extremidade considerada. O exemplo apresentado foi realizado para a viga pertencente ao vão A-B do piso 3 do pórtico da direção x, considerando a formação da rótula plástica na extremidade esquerda.

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + \alpha \cdot (V_{Ed,M} + V_{Ed,I}) \quad (4.14)$$

$$V_{Ed} = 37 \text{ kN} + 1,14 \cdot ((2 \cdot 361,8 / 6,64) \text{ kN} + 0,6 \text{ kN})$$

$$V_{Ed} = \mathbf{161,4 \text{ kN}} < 360,1 = 0,5 \cdot V_{pl,Rd}$$

Tabela 4.26- Determinação dos valores de esforço transversal atuantes e verificação da expressão 3.39 para as vigas

	Vão	Piso	Perfil	$V_{pl,Rd}$ (kN)	α	Rótula plástica no lado esquerdo		Rótula plástica no lado direito	
						V_{Ed} (kN)	Eq. 3.39	V_{Ed} (kNm)	Eq. 3.39
Pórtico direção x	A-B	3	IPE 360	720,2	1,14	161,4	0,22	158,8	0,22
		2	IPE 400	875,0	1,24	221,0	0,25	215,7	0,25
		1	IPE 400	875,0	1,25	221,9	0,25	223,2	0,26
	B-C	3	IPE 360	720,2	1,14	171,1	0,24	172,6	0,24
		2	IPE 400	875,0	1,24	233,9	0,27	240,4	0,27
		1	IPE 400	875,0	1,25	238,3	0,27	245,7	0,28
	C-D	3	IPE 360	720,2	1,14	194,0	0,27	197,5	0,27
		2	IPE 400	875,0	1,24	267,4	0,31	275,1	0,31
		1	IPE 400	875,0	1,25	272,4	0,31	283,3	0,32
Pórtico direção y	G-H	3	IPE 360	720,2	1,14	210,8	0,29	224,1	0,31
		2	IPE 400	875,0	1,25	287,6	0,33	312,9	0,36
		1	IPE 400	875,0	1,26	289,5	0,33	320,7	0,37
	H-I	3	IPE 360	720,2	1,14	224,1	0,31	210,8	0,29
		2	IPE 400	875,0	1,25	312,9	0,36	287,6	0,33
		1	IPE 400	875,0	1,26	320,7	0,37	289,5	0,33

4.7.7 Dimensionamento de verificação das colunas

De seguida procedeu-se à verificação de segurança das colunas, quer a nível dos elementos, quer a nível das secções transversais. Foram utilizados perfis HEB 360, tanto para os pórticos na direção x, como para os pórticos da direção y, sendo que, neste caso, a escolha de perfis foi condicionada pelo limite do deslocamento entre pisos. Na Tabela 4.27 encontram-se apresentados os valores dos esforços atuantes nas colunas.

Tabela 4.27- Esforços necessários à verificação da resistência das colunas

	Secção	Piso	$M_{y,Ed,G}$ (kNm)	$M_{y,Ed,S}$ (kNm)	$M_{y,Ed,I}$ (kNm)	$M_{z,Ed,G}$ (kNm)	$M_{z,Ed,S}$ (kNm)	$M_{z,Ed,I}$ (kNm)	$N_{Ed,G}$ (kN)	$N_{Ed,S}$ (kN)	$N_{Ed,I}$ (kN)
Pórtico direção x	Topo	3	47,5	30,8	1,8	14,7	6,3	0,4	54,7	8,1	0,6
		2	24,8	54,2	5,4	8,9	9,3	0,9	125,9	24,6	2,2
		1	16,9	50,5	8,5	5,7	9,3	1,6	194,1	45,4	5,0
	Base	3	36,6	15,4	0,7	12,0	2,7	0,2	59,6	8,1	0,6
		2	35,9	33,8	0,3	11,6	4,3	0,4	130,7	24,6	2,2
		1	5,1	130,7	17,7	0,3	30,8	4,1	199,6	45,4	5,0
Pórtico direção y	Topo	3	4,4	73,8	4,8	11,3	13,6	0,9	248,6	0,1	0,0
		2	10,0	100,1	10,0	6,2	16,6	1,8	548,8	0,4	0,0
		1	13,3	92,4	13,3	3,9	15,8	2,5	851,4	0,4	0,0
	Base	3	2,3	53,1	2,4	9,1	7,7	0,2	253,5	0,1	0,0
		2	6,9	89,7	6,9	8,6	13,3	0,8	553,6	0,4	0,0
		1	20,4	154,9	20,4	1,2	31,3	4,4	856,9	0,4	0,0

Na Tabela 4.28, encontram-se resumidas as verificações das secções transversais relativamente à flexão composta (expressão 3.11), e à encurvadura dos elementos por flexão composta com compressão (expressões 3.14 e 3.15).

Tabela 4.28- Determinação dos valores de esforços atuantes e respetivas verificações de resistência

	Secção	Piso	$M_{y,Ed}$ (kNm)	$M_{z,Ed}$ (kNm)	N_{Ed} (kN)	$M_{Rd,y}$ (kNm)	$M_{Rd,z}$ (kNm)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	Eq. 3.11	Eq. 3.14	Eq. 3.15
Pórtico direção x	Topo	3	183,2	42,5	90,5	952,5	366,4	6411,3	0,90	0,29	0,24
		2	287,8	54,0	244,9	952,5	366,4	6411,3	0,78	0,45	0,38
		1	269,6	52,3	418,0	952,5	366,4	6411,3	0,61	0,47	0,43
	Base	3	104,2	23,9	95,4	952,5	366,4	6411,3	0,83	0,17	0,15
		2	196,1	32,4	249,7	952,5	366,4	6411,3	0,67	0,32	0,27
		1	191,2	44,1	262,8	952,5	366,4	6411,3	0,69	0,34	0,31
Pórtico direção y	Topo	3	241,4	55,0	248,9	952,5	366,4	6411,3	0,76	0,42	0,36
		2	365,7	65,4	550,2	952,5	366,4	6411,3	0,62	0,65	0,56
		1	351,0	61,9	852,8	952,5	366,4	6411,3	0,44	0,66	0,61
	Base	3	171,6	33,5	253,8	952,5	366,4	6411,3	0,66	0,30	0,26
		2	323,1	55,2	555,0	952,5	366,4	6411,3	0,56	0,58	0,50
		1	241,6	46,3	857,4	952,5	366,4	6411,3	0,31	0,50	0,49

De forma a exemplificar a aplicação do dimensionamento pela capacidade real dos elementos, segue-se a determinação do momento fletor atuante em torno de y, $M_{y,Ed}$, o momento fletor atuante em torno de z, $M_{z,Ed}$, e o esforço axial atuante, N_{Ed} , relativos ao elemento inserido no pórtico da direção x, no topo do elemento do piso 3.

$$M_{y,Ed} = M_{y,Ed,G} + \alpha \cdot (1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{y,Ed,S} + M_{y,Ed,I}) \quad (4.15)$$

$$M_{y,Ed} = 47,5 \text{ kNm} + 1,14 \cdot (1,1 \cdot 1,25 \cdot 30,8 \text{ kNm} + 1,8 \text{ kNm})$$

$$M_{y,Ed} = \mathbf{183,2 \text{ kNm}} < 952,5 = M_{Rd,y}$$

$$M_{z,Ed} = M_{z,Ed,G} + \alpha \cdot (1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{z,Ed,S} + M_{z,Ed,I}) \quad (4.16)$$

$$M_{z,Ed} = 14,7 \text{ kNm} + 1,14 \cdot (1,1 \cdot 1,25 \cdot 6,3 \text{ kNm} + 0,4 \text{ kNm})$$

$$M_{z,Ed} = \mathbf{42,5 \text{ kNm}} < 366,4 = M_{Rd,z}$$

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + \alpha \cdot (1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,S} + N_{Ed,I}) \quad (4.17)$$

$$N_{Ed} = 54,7 \text{ kN} + 1,14 \cdot (1,1 \cdot 1,25 \cdot 8,1 \text{ kN} + 0,6 \text{ kN})$$

$$N_{Ed} = \mathbf{90,5 \text{ kN}} < 6411,3 = N_{pl,Rd}$$

Note-se que, para as bases das colunas, os valores de momento fletor e esforço transversal são determinados diferentemente dos valores exemplificados acima. Tal deve-se ao facto de se poderem formar rótulas plásticas nas bases das colunas, de acordo com as cláusulas 6.3.1(2) e

6.6.1(1)P do Eurocódigo 8. Assim, a determinação destes esforços foi realizada de forma semelhante à determinação dos esforços para as vigas. Segue-se a exemplificação para o elemento pertencente ao pórtico na direção x, na base do piso 1.

$$M_{y,Ed} = M_{y,Ed,G} + \alpha \cdot (M_{y,Ed,S} + M_{y,Ed,I}) \quad (4.18)$$

$$M_{y,Ed} = 5,1 \text{ kNm} + 1,25 \cdot (130,7 \text{ kNm} + 17,7 \text{ kNm})$$

$$M_{y,Ed} = \mathbf{191,2 \text{ kNm}} < 952,5 = M_{Rd,y}$$

$$M_{z,Ed} = M_{z,Ed,G} + \alpha \cdot (M_{z,Ed,S} + M_{z,Ed,I}) \quad (4.19)$$

$$M_{z,Ed} = 0,3 \text{ kNm} + 1,25 \cdot (1,1 \cdot 1,25 \cdot 30,8 \text{ kNm} + 4,1 \text{ kNm})$$

$$M_{z,Ed} = \mathbf{44,1 \text{ kNm}} < 366,4 = M_{Rd,z}$$

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + \alpha \cdot (N_{Ed,S} + N_{Ed,I}) \quad (4.20)$$

$$N_{Ed} = 199,6 \text{ kN} + 1,25 \cdot (45,4 \text{ kN} + 5 \text{ kN})$$

$$N_{Ed} = \mathbf{262,8 \text{ kN}} < 6411,3 = N_{pl,Rd}$$

De seguida procedeu-se à verificação relativa ao esforço transversal das colunas. Esta verificação foi realizada da mesma forma que para as vigas, sendo que os resultados obtidos encontram-se apresentados na Tabela 4.29.

Tabela 4.29- Determinação dos valores de esforço transversal atuantes e verificação da expressão 3.39 para as colunas

	Piso	V _{Ed,G} (kN)	V _{Ed,S} (kN)	V _{Ed,I} (kN)	α	V _{Ed} (kN)	V _{pl,Rd} (kN)	Eq. 3.39
Pórtico direção x	3	24,0	12,2	0,3	1,14	77,3	1242,1	0,06
	2	17,3	24,6	1,6	1,24	135,6		0,11
	1	3,0	45,1	6,5	1,25	227,3		0,18
Pórtico direção y	3	1,9	36,1	2,1	1,14	117,5		0,09
	2	4,8	54,1	4,8	1,25	196,3		0,16
	1	8,4	61,8	8,4	1,26	233,6		0,19

Encontra-se abaixo exemplificada (expressão 4.21) a determinação do esforço transversal atuante no topo da coluna do piso 3, pertencente ao pórtico da direção x.

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + \alpha \cdot (1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,S} + V_{Ed,I}) \quad (4.21)$$

$$V_{Ed} = 24,0 \text{ kN} + 1,14 \cdot (1,1 \cdot 1,25 \cdot 12,2 \text{ kN} + 0,3 \text{ kN})$$

$$V_{Ed} = \mathbf{77,3 \text{ kN}} < 621,05 = 0,5 \cdot V_{pl,Rd}$$

Ao contrário do que se sucedeu para a determinação dos momentos fletores e dos esforços axiais atuantes nas bases das colunas, a determinação do esforço transversal atuante na base das mesmas segue a mesma formulação que a utilizada para as restantes zonas da coluna.

Exemplifica-se, na expressão 4.22, a determinação do esforço transversal atuante na base da coluna do piso 1, pertencente ao pórtico x.

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + \alpha \cdot (1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,S} + V_{Ed,I}) \quad (4.22)$$

$$V_{Ed} = 3,0 \text{ kN} + 1,25 \cdot (1,1 \cdot 1,25 \cdot 45,1 \text{ kN} + 6,5 \text{ kN})$$

$$V_{Ed} = 227,3 \text{ kN} < 621,05 = 0,5 \cdot V_{pl,Rd}$$

4.7.8 Verificação da ductilidade local

A ductilidade local deve ser garantida verificando a expressão 3.31, que indica que o somatório dos momentos resistentes das colunas que afluem num nó deve ser superior ao somatório de momentos resistentes das vigas nesse mesmo nó, multiplicado por um fator de 1,3. A verificação referida, apresentada na Tabela 4.30, foi realizada apenas para uma coluna interior, sendo esta a mais desfavorável.

Tabela 4.30- Verificação da expressão 3.31

Piso	Perfil (colunas)	M _{R,c} (kNm)	Perfil (vigas)	M _{R,b} (kNm)	∑M _c /∑M _B
3	HEB 360	952,5	IPE 360	361,8	2,63
2	HEB 360	952,5	IPE 400	464,0	2,05
1	HEB 360	952,5	IPE 400	464,0	2,05

4.7.9 Limitação de dano

Por fim, foi efetuada a verificação ao limite do deslocamento relativo entre pisos. Para tal, considerou-se que os edifícios contêm elementos não estruturais constituídos por materiais frágeis fixos à estrutura, tomando assim um valor limite do deslocamento relativo entre pisos de 0,5%. Como se pode verificar a partir da Tabela 4.31, os valores de “drift” verificam o valor limite imposto pela norma.

Tabela 4.31- Verificação do limite do drift correspondente à direção x e à direção y

Piso	h (mm)	Direção x		Direção y		Limite do "drift" (%)
		vd _r = v(d _e ·q) (mm)	v·d _r / h (%)	vd _r = v(d _e ·q) (mm)	v·d _r / h (%)	
3	3500	11,80	0,34	11,92	0,34	0,50
2	3500	16,60	0,47	16,76	0,48	
1	4000	16,24	0,41	16,32	0,41	

Com isto, conclui-se o dimensionamento da estrutura de 3 pisos referente ao caso de estudo 2, validando a utilização dos perfis com os quais a estrutura foi pré-dimensionada, apresentados na Figura 4.13 e na Figura 4.14.

De seguida procedeu-se ao dimensionamento da estrutura de 6 pisos correspondente ao caso de estudo 2. Na Tabela 4.32 e na Tabela 4.33 encontram-se apresentados os esforços e as verificações relevantes das vigas e das colunas da estrutura, respetivamente. A verificação da limitação dos deslocamentos relativos entre pisos encontra-se apresentada na Tabela 4.34.

Tabela 4.32- Esforços e verificações relevantes das vigas do edifício de 6 pisos do caso de estudo 2

	Vão	Piso	Perfil	Rótula plástica no lado esquerdo				Rótula plástica no lado direito			
				M_{Ed} (kNm)	Ω_i	V_{Ed} (kNm)	Eq. 3.39	M_{Ed} (kNm)	Ω_i	V_{Ed} (kNm)	Eq. 3.39
Pórtico direção x	A-B	6	IPE400	104,3	4,45	208,1	0,24	101,0	4,60	201,9	0,23
		5	IPE400	158,8	2,92	253,6	0,29	154,2	3,01	244,5	0,28
		4	IPE500	236,4	3,29	365,6	0,30	230,1	3,39	359,8	0,29
		3	IPE500	256,7	3,03	378,5	0,31	257,1	3,03	370,7	0,30
		2	IPE600	368,4	3,38	582,5	0,41	364,5	3,42	574,9	0,40
		1	IPE600	331,1	3,77	545,3	0,38	330,4	3,77	540,6	0,38
	B-C	6	IPE400	86,5	5,36	222,5	0,25	92,7	5,01	225,8	0,26
		5	IPE400	134,8	3,44	263,2	0,30	145,1	3,20	265,0	0,30
		4	IPE500	219,0	3,56	406,4	0,33	236,7	3,29	408,0	0,33
		3	IPE500	247,0	3,15	422,4	0,34	266,5	2,92	424,5	0,35
		2	IPE600	352,5	3,54	663,7	0,46	377,7	3,30	665,0	0,46
		1	IPE600	314,0	3,97	621,7	0,43	327,0	3,81	621,5	0,43
	C-D	6	IPE400	77,8	5,97	257,6	0,29	83,1	5,58	258,8	0,30
		5	IPE400	128,5	3,61	299,2	0,34	134,9	3,44	299,4	0,34
		4	IPE500	222,3	3,50	477,9	0,39	240,3	3,24	475,6	0,39
		3	IPE500	256,8	3,03	497,6	0,41	275,0	2,83	498,2	0,41
		2	IPE600	372,9	3,34	793,6	0,50	401,9	3,10	791,9	0,50
		1	IPE600	329,2	3,79	740,4	0,49	349,7	3,57	740,5	0,49
Pórtico direção y	G-H	6	IPE400	150,0	3,09	272,6	0,31	150,8	3,08	284,2	0,32
		5	IPE400	171,3	2,71	286,4	0,33	160,8	2,88	285,1	0,33
		4	IPE500	339,8	2,29	488,5	0,40	329,2	2,37	503,2	0,41
		3	IPE500	367,5	2,12	506,6	0,41	355,3	2,19	518,6	0,42
		2	IPE600	515,9	2,42	754,0	0,52	491,4	2,54	771,1	0,50
		1	IPE600	430,2	2,90	689,8	0,48	413,9	3,01	705,0	0,49
	H-I	6	IPE400	152,3	3,05	278,2	0,32	145,3	3,19	271,5	0,31
		5	IPE400	167,4	2,77	284,7	0,33	162,4	2,86	283,3	0,32
		4	IPE500	340,8	2,29	501,2	0,41	327,2	2,38	490,0	0,40
		3	IPE500	367,2	2,12	514,9	0,42	357,0	2,18	513,9	0,42
		2	IPE600	510,9	2,44	769,2	0,50	494,8	2,52	755,5	0,50
		1	IPE600	428,7	2,91	702,4	0,48	414,3	3,01	692,2	0,48

Tabela 4.33- Esforços e verificações relevantes das colunas do edifício de 6 pisos do caso de estudo 2

	Piso	Colunas pertencentes ao pórtico da direção x							Colunas pertencentes ao pórtico da direção y						
		Perfil	M _{y,Ed} (kNm)	M _{z,Ed} (kNm)	N _{Ed} (kN)	Eq. 3.11	Eq. 3.14	Eq. 3.15	Perfil	M _{y,Ed} (kNm)	M _{z,Ed} (kNm)	N _{Ed} (kN)	Eq. 3.11	Eq. 3.14	Eq. 3.15
Topo	6	HEM 450	247,9	13,9	115,3	0,84	0,12	0,09	HEM 550	410,5	10,0	256,9	0,67	0,16	0,12
	5		362,5	3,8	289,0	0,56	0,19	0,13		485,0	7,9	572,0	0,39	0,25	0,19
	4		461,6	14,3	560,8	0,44	0,28	0,20		744,5	8,0	891,2	0,28	0,37	0,27
	3	HEM 500	415,8	10,3	852,4	0,26	0,24	0,20	HEM 600	748,6	9,2	1209,1	0,19	0,35	0,27
	2		541,2	11,0	1246,2	0,17	0,33	0,27		954,3	10,0	1530,9	0,18	0,45	0,36
	1		436,3	7,8	1529,5	0,09	0,32	0,29		518,9	8,8	1852,9	0,07	0,35	0,32
Base	6	HEM 450	147,2	4,3	124,4	0,77	0,08	0,05	HEM 550	155,7	8,5	266,5	0,63	0,08	0,07
	5		307,3	6,0	298,0	0,57	0,17	0,12		515,1	6,1	581,6	0,37	0,26	0,19
	4		429,8	9,1	569,8	0,39	0,26	0,19		680,4	7,7	900,8	0,26	0,35	0,26
	3	HEM 500	682,6	9,6	861,7	0,30	0,34	0,26	HEM 600	1138,1	7,9	1218,9	0,25	0,47	0,35
	2		666,0	10,1	1255,5	0,18	0,38	0,30		1220,9	10,7	1540,7	0,24	0,55	0,41
	1		440,3	10,2	1540,1	0,10	0,33	0,29		570,5	10,2	1864,1	0,08	0,37	0,33

Tabela 4.34- Verificação do "drift" na direção x e na direção y correspondente ao edifício de 6 pisos do caso de estudo 2

Piso	h (mm)	Direção x		Direção y		Limite do "drift" (%)
		vd _r = v(d _e ·q) (mm)	v·d _r / h (%)	vd _r = v(d _e ·q) (mm)	v·d _r / h (%)	
6	3500	10,28	0,29	11,36	0,33	0,50
5	3500	13,00	0,37	13,76	0,39	
4	3500	14,68	0,42	15,24	0,44	
3	3500	14,20	0,41	14,72	0,42	
2	3500	13,00	0,37	13,04	0,37	
1	4000	10,04	0,25	9,04	0,23	

A solução final da estrutura de 6 pisos encontra-se ilustrada nas Figuras 4.18 e 4.19.

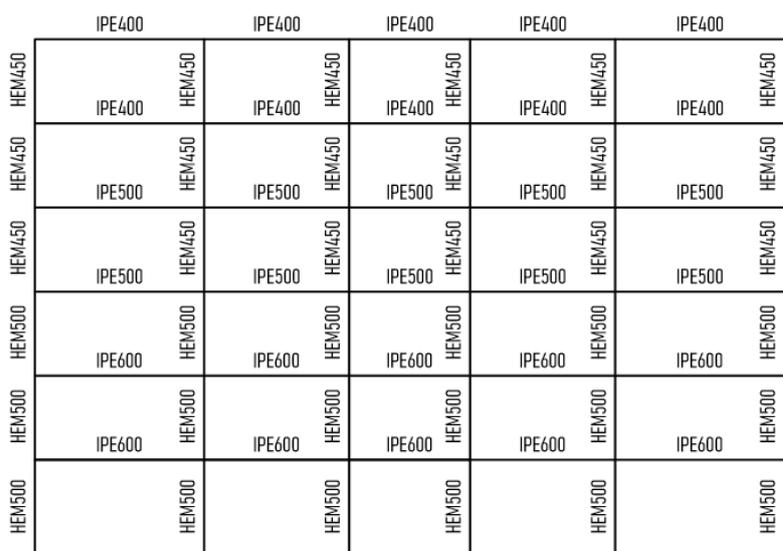


Figura 4.17- Solução final do pórtico na direção x do edifício de 6 pisos, caso de estudo 2



Figura 4.18- Solução final do pórtico na direção y do edifício de 6 pisos, caso de estudo 2

De seguida encontra-se apresentado o dimensionamento da estrutura de 9 pisos correspondente ao caso de estudo 2. Na Tabela 4.35 e na Tabela 4.36 encontram-se apresentados os esforços e as verificações relevantes das vigas e das colunas da estrutura, respetivamente. A verificação da limitação dos deslocamentos relativos entre pisos encontra-se apresentada na Tabela 4.37.

Tabela 4.35- Esforços e verificações relevantes das vigas do edifício de 9 pisos do caso de estudo 2

	Vão	Piso	Perfil	Rótula plástica no lado esquerdo				Rótula plástica no lado direito			
				M_{Ed} (kNm)	Ω_i	V_{Ed} (kNm)	Eq. 3.39	M_{Ed} (kNm)	Ω_i	V_{Ed} (kNm)	Eq. 3.39
Pórtico direção x	A-B	9	IPE500	83,2	9,36	268,5	0,22	66,0	11,80	253,5	0,21
		8	IPE500	167,3	4,66	338,8	0,28	155,5	5,01	330,4	0,27
		7	IPE500	220,5	3,53	356,2	0,29	211,5	3,68	348,3	0,28
		6	IPE550	371,9	2,66	374,9	0,25	354,8	2,79	451,1	0,30
		5	IPE550	427,8	2,31	485,6	0,33	414,2	2,39	477,5	0,32
		4	IPE550	454,5	2,18	494,6	0,33	446,5	2,22	487,5	0,33
		3	IPE750x137	629,8	2,62	788,4	0,40	609,2	2,71	780,4	0,40
		2	IPE750x137	640,5	2,57	808,9	0,41	631,1	2,61	802,9	0,41
		1	IPE750x137	533,6	3,09	721,7	0,37	526,2	3,13	718,8	0,37
	B-C	9	IPE500	63,5	12,26	293,5	0,24	71,4	10,91	295,5	0,24
		8	IPE500	151,1	5,15	373,1	0,30	159,8	4,87	375,0	0,31
		7	IPE500	210,0	3,71	393,4	0,32	223,3	3,49	396,2	0,32
		6	IPE550	364,4	2,72	515,8	0,35	385,1	2,57	518,5	0,35
		5	IPE550	428,1	2,31	546,2	0,37	451,7	2,19	549,6	0,37
		4	IPE550	460,6	2,15	558,3	0,38	484,9	2,04	560,3	0,38
		3	IPE750x137	617,8	2,67	904,0	0,46	649,1	2,54	906,5	0,46
		2	IPE750x137	639,2	2,58	930,0	0,47	669,2	2,46	932,9	0,48
		1	IPE750x137	515,1	3,20	828,9	0,42	531,5	3,10	828,7	0,42

	Vão	Piso	Perfil	Rótula plástica no lado esquerdo				Rótula plástica no lado direito				
				M _{Ed} (kNm)	Ω _i	V _{Ed} (kNm)	Eq. 3.39	M _{Ed} (kNm)	Ω _i	V _{Ed} (kNm)	Eq. 3.39	
Pórtico direção x	C-D	9	IPE500	54,5	14,30	352,3	0,29	60,1	12,96	348,2	0,28	
		8	IPE500	139,5	5,58	433,8	0,35	148,1	5,26	436,4	0,36	
		7	IPE500	208,8	3,73	459,8	0,37	221,4	3,52	462,3	0,38	
		6	IPE550	375,9	2,63	608,1	0,41	397,8	2,49	610,6	0,41	
		5	IPE550	450,8	2,19	646,6	0,44	476,1	2,08	649,1	0,44	
		4	IPE550	488,9	2,02	662,8	0,45	519,0	1,91	663,0	0,45	
		3	IPE750x137	657,4	2,51	977,6	0,49	698,9	2,36	977,8	0,49	
		2	IPE750x137	688,9	2,39	1006,1	0,50	729,9	2,26	1008,9	0,50	
	1	IPE750x137	551,5	2,99	894,9	0,46	584,7	2,82	895,8	0,46		
	G-H	9	IPE500	108,6	7,17	358,1	0,29	103,1	7,55	350,7	0,29	
		8	IPE500	224,7	3,47	436,6	0,36	221,1	3,52	443,4	0,36	
		7	IPE500	279,8	2,78	446,7	0,36	274,3	2,84	456,4	0,37	
		6	IPE600	550,4	2,27	677,2	0,39	514,9	2,42	688,4	0,40	
		5	IPE600	625,4	1,99	706,9	0,41	586,9	2,12	720,6	0,42	
		4	IPE600	723,8	1,72	747,1	0,43	673,5	1,85	759,6	0,44	
		3	IPE750x137	829,0	1,99	967,9	0,49	771,2	2,14	974,7	0,49	
		2	IPE750x137	869,5	1,90	979,9	0,49	816,3	2,02	993,3	0,49	
		1	IPE750x137	720,6	2,29	887,8	0,46	676,1	2,44	902,7	0,46	
		H-I	9	IPE500	103,1	7,55	350,7	0,29	108,6	7,17	358,1	0,29
			8	IPE500	221,1	3,52	443,4	0,36	224,7	3,47	436,6	0,36
			7	IPE500	274,3	2,84	456,4	0,37	279,8	2,78	446,7	0,36
			6	IPE600	514,9	2,42	688,4	0,40	550,4	2,27	677,2	0,39
			5	IPE600	586,9	2,12	720,6	0,42	625,4	1,99	706,9	0,41
			4	IPE600	673,5	1,85	759,6	0,44	723,8	1,72	747,1	0,43
			3	IPE750x137	771,2	2,14	974,7	0,49	829,0	1,99	967,9	0,49
	2		IPE750x137	816,3	2,02	993,3	0,49	869,5	1,90	979,9	0,49	
	1	IPE750x137	676,1	2,44	902,7	0,46	720,6	2,29	887,8	0,46		

Tabela 4.35 (continuação)

Tabela 4.36- Esforços e verificações relevantes das colunas do edifício de 9 pisos do caso de estudo 2

	Piso	Colunas pertencentes ao pórtico da direção x						Colunas pertencentes ao pórtico da direção y							
		Perfil	M _{y,Ed} (kNm)	M _{z,Ed} (kNm)	N _{Ed} (kN)	Eq. 3.11	Eq. 3.14	Eq. 3.15	Perfil	M _{y,Ed} (kNm)	M _{z,Ed} (kNm)	N _{Ed} (kN)	Eq. 3.11	Eq. 3.14	Eq. 3.15
Topo	9	HL920 x420	201,6	38,7	91,0	0,92	0,05	0,05	HL920 x420	311,7	70,4	357,7	0,76	0,08	0,08
	8		410,5	10,9	257,6	0,73	0,07	0,06		506,4	19,4	694,2	0,47	0,12	0,10
	7		365,5	11,0	463,6	0,56	0,09	0,07		517,5	7,4	1028,6	0,25	0,16	0,12
	6	HL920 x449	505,4	7,2	778,1	0,37	0,11	0,09	HL920 x449	987,2	6,2	1369,8	0,18	0,23	0,17
	5		581,2	12,3	1147,6	0,27	0,15	0,12		1132,4	7,3	1710,2	0,13	0,29	0,22
	4	HL920 x558	503,7	10,8	1518,6	0,17	0,15	0,13	HL920 x558	1326,3	7,3	2048,9	0,10	0,31	0,24
	3		665,5	11,2	1988,7	0,15	0,15	0,13		1531,9	8,5	2387,6	0,11	0,28	0,22
	2		703,3	11,5	2498,8	0,10	0,17	0,16		1476,1	13,3	2727,2	0,10	0,27	0,22
	1		421,2	7,7	2692,4	0,06	0,15	0,15		818,8	10,6	3065,8	0,06	0,26	0,22
Base	9	HL920 x420	159,7	17,8	108,5	0,88	0,04	0,03	HL920 x420	35,4	19,7	376,6	0,66	0,03	0,04
	8		140,5	6,6	275,1	0,68	0,04	0,03		253,3	5,2	713,1	0,36	0,08	0,07
	7		351,6	6,2	481,1	0,51	0,08	0,07		804,2	1,5	1047,5	0,17	0,21	0,16
	6	HL920 x449	396,2	8,8	797,0	0,37	0,10	0,08	HL920 x449	941,6	3,0	1390,1	0,14	0,22	0,17
	5		542,3	8,2	1166,5	0,23	0,14	0,12		1103,6	2,2	1730,6	0,09	0,28	0,21
	4		802,2	8,8	1537,5	0,16	0,19	0,15		1314,1	4,0	2069,2	0,08	0,31	0,24

Piso	Colunas pertencentes ao pórtico da direção x							Colunas pertencentes ao pórtico da direção y						
	Perfil	M _{y,Ed} (kNm)	M _{z,Ed} (kNm)	N _{Ed} (kN)	Eq. 3.11	Eq. 3.14	Eq. 3.15	Perfil	M _{y,Ed} (kNm)	M _{z,Ed} (kNm)	N _{Ed} (kN)	Eq. 3.11	Eq. 3.14	Eq. 3.15
3	HL920 x558	747,8	7,4	2009,0	0,13	0,16	0,14	HL920 x558	1548,7	3,6	2410,9	0,08	0,28	0,22
2		869,6	8,4	2519,1	0,08	0,19	0,17		1763,1	8,8	2750,5	0,09	0,30	0,23
1		658,0	47,6	2715,7	0,16	0,18	0,18		887,2	50,2	3091,6	0,13	0,29	0,25

Tabela 4.36 (continuação)

Tabela 4.37- Verificação do "drift" na direção x e na direção y correspondente ao edifício de 9 pisos do caso de estudo 2

Piso	h (mm)	Direção x		Direção y		Limite do "drift" (%)
		vd _r = v(d _e ·q) (mm)	v·d _r / h (%)	vd _r = v(d _e ·q) (mm)	v·d _r / h (%)	
9	3500	5,84	0,17	5,92	0,17	0,50
8	3500	10,20	0,29	10,32	0,29	
7	3500	12,68	0,36	11,60	0,33	
6	3500	13,80	0,39	11,60	0,33	
5	3500	15,12	0,43	12,88	0,37	
4	3500	14,52	0,41	14,04	0,40	
3	3500	13,20	0,38	14,32	0,41	
2	3500	12,64	0,36	13,80	0,39	
1	4000	9,32	0,23	9,68	0,24	

A solução final da estrutura de 9 pisos correspondente ao caso de estudo 2 encontra-se ilustrada nas Figuras 4.20 e 4.21.

	IPE500	IPE500	IPE500	IPE500	IPE500
HL920x420	IPE500	IPE500	IPE500	IPE500	IPE500
HL920x420	IPE500	IPE500	IPE500	IPE500	IPE500
HL920x420	IPE500	IPE500	IPE500	IPE500	IPE500
HL920x449	IPE550	IPE550	IPE550	IPE550	IPE550
HL920x449	IPE550	IPE550	IPE550	IPE550	IPE550
HL920x449	IPE550	IPE550	IPE550	IPE550	IPE550
HL920x449	IPE550	IPE550	IPE550	IPE550	IPE550
HL920x588	IPE750x137	IPE750x137	IPE750x137	IPE750x137	IPE750x137
HL920x588	IPE750x137	IPE750x137	IPE750x137	IPE750x137	IPE750x137
HL920x588	IPE750x137	IPE750x137	IPE750x137	IPE750x137	IPE750x137
HL920x588	IPE750x137	IPE750x137	IPE750x137	IPE750x137	IPE750x137
HL920x588	IPE750x137	IPE750x137	IPE750x137	IPE750x137	IPE750x137

Figura 4.19- Solução final do pórtico na direção x do edifício de 9 pisos, caso de estudo 2

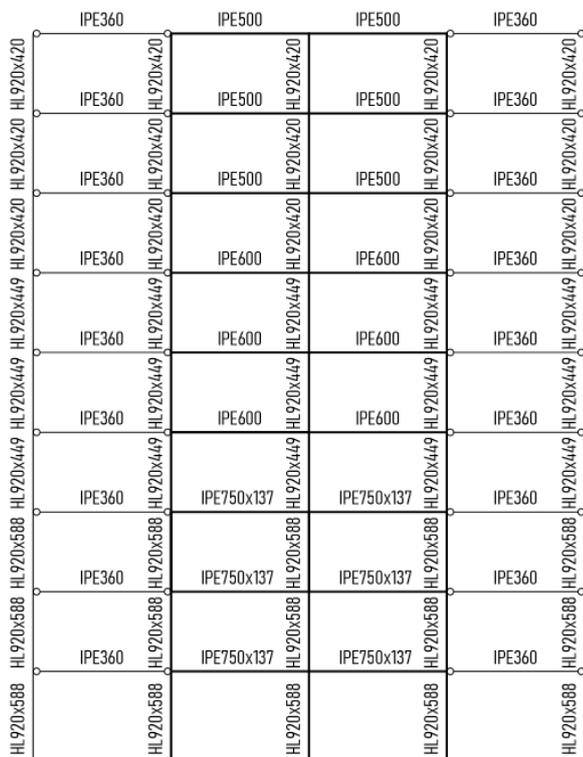


Figura 4.20- Solução final do pórtico na direção y do edifício de 9 pisos, caso de estudo 2

4.8 Caso de estudo 3

Os edifícios pertencentes ao caso de estudo 3 foram dimensionados de igual forma aos edifícios do caso de estudo 2, tendo sido apenas alterado o espectro de resposta (ver Figura 4.3). Nas Tabelas 4.38 e 4.39 encontram-se apresentados os esforços e verificações relevantes, e na Tabela 4.40 as verificações relativas ao “drift”. A Figura 4.22 e a Figura 4.23 ilustram as soluções finais obtidas para o edifício de 3 pisos pertencente ao caso de estudo 3.

Tabela 4.38- Esforços e verificações relevantes das vigas do edifício de 3 pisos do caso de estudo 3

	Vão	Piso	Perfil	Rótula plástica no lado esquerdo				Rótula plástica no lado direito			
				M_{Ed} (kNm)	Ω_i	V_{Ed} (kNm)	Eq. 3.39	M_{Ed} (kNm)	Ω_i	V_{Ed} (kNm)	Eq. 3.39
Pórtico direção x	A-B	3	IPE500	122,1	6,38	280,9	0,23	121,1	6,43	279,2	0,23
		2	IPE600	235,2	5,30	435,3	0,25	226,0	5,52	432,1	0,25
		1	IPE600	273,8	4,55	433,5	0,25	271,6	4,59	436,7	0,25
	B-C	3	IPE500	110,3	7,06	312,7	0,43	105,4	7,39	313,7	0,44
		2	IPE600	217,0	5,74	488,6	0,56	218,2	5,71	494,3	0,56
		1	IPE600	253,5	4,92	489,9	0,56	254,1	4,91	496,0	0,57
	C-D	3	IPE500	102,1	7,63	364,7	0,51	102,2	7,62	367,8	0,51
		2	IPE600	221,3	5,63	576,1	0,66	224,9	5,54	583,7	0,67
		1	IPE600	260,9	4,78	576,8	0,66	272,0	4,58	587,9	0,67

	Vão	Piso	Perfil	Rótula plástica no lado esquerdo				Rótula plástica no lado direito			
				M _{Ed} (kNm)	Ω _i	V _{Ed} (kNm)	Eq. 3.39	M _{Ed} (kNm)	Ω _i	V _{Ed} (kNm)	Eq. 3.39
Pórtico direção y	G-H	3	IPE500	175,3	4,44	363,3	0,30	189,1	4,12	381,0	0,31
		2	IPE600	321,3	3,88	556,0	0,32	332,6	3,75	577,3	0,34
		1	IPE600	351,1	3,55	555,0	0,32	369,1	3,38	585,1	0,34
	H-I	3	IPE500	189,1	4,12	381,0	0,53	175,3	4,44	363,3	0,50
		2	IPE600	332,6	3,75	577,3	0,66	321,3	3,88	556,0	0,64
		1	IPE600	369,1	3,38	585,1	0,67	351,1	3,55	555,0	0,63

Tabela 4.38 (continuação)

Tabela 4.39- Esforços e verificações relevantes das colunas do edifício de 3 pisos do caso de estudo 3

	Piso	Colunas pertencentes ao pórtico da direção x							Colunas pertencentes ao pórtico da direção y						
		Perfil	M _{y,Ed} (kNm)	M _{z,Ed} (kNm)	N _{Ed} (kN)	Eq. 3.11	Eq. 3.14	Eq. 3.15	Perfil	M _{y,Ed} (kNm)	M _{z,Ed} (kNm)	N _{Ed} (kN)	Eq. 3.11	Eq. 3.14	Eq. 3.15
Topo	3	HEM450	471,4	14,7	178,5	0,79	0,24	0,17	HEM500	810,3	13,4	257,1	0,76	0,39	0,26
	2		843,2	11,4	547,3	0,53	0,45	0,31		1213,4	9,7	570,6	0,60	0,60	0,39
	1		777,9	9,3	981,5	0,29	0,66	0,46		992,5	9,9	886,3	0,37	0,78	0,53
Base	3	HEM450	312,8	11,6	187,6	0,74	0,17	0,12	HEM500	678,5	9,2	266,4	0,70	0,33	0,22
	2		618,2	11,5	556,3	0,46	0,35	0,25		1169,5	10,2	579,9	0,58	0,58	0,38
	1		331,0	4,0	991,9	0,14	0,33	0,26		439,1	9,1	896,9	0,23	0,39	0,29

Tabela 4.40- Verificação do "drift" na direção x e na direção y correspondente ao edifício de 3 pisos do caso de estudo 3

Piso	h (mm)	Direção x		Direção y		Limite do "drift" (%)
		vd _r = v(d _e ·q) (mm)	v·d _r / h (%)	vd _r = v(d _e ·q) (mm)	v·d _r / h (%)	
3	3500	11,40	0,33	12,55	0,36	0,50
2	3500	15,80	0,45	16,25	0,46	
1	4000	15,20	0,38	14,40	0,36	

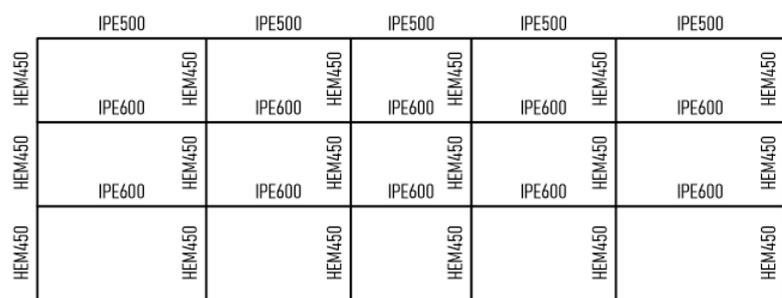


Figura 4.21- Solução final do pórtico na direção x do edifício de 3 pisos, caso de estudo 3

Tabela 4.42- Esforços e verificações relevantes das colunas do edifício de 6 pisos do caso de estudo 3

	Piso	Colunas pertencentes ao pórtico da direção x							Colunas pertencentes ao pórtico da direção y						
		Perfil	M _{y,Ed} (kNm)	M _{z,Ed} (kNm)	N _{Ed} (kN)	Eq. 3.11	Eq. 3.14	Eq. 3.15	Perfil	M _{y,Ed} (kNm)	M _{z,Ed} (kNm)	N _{Ed} (kN)	Eq. 3.11	Eq. 3.14	Eq. 3.15
Topo	6	HL920 x588	569,6	13,0	208,6	0,83	0,07	0,05	HL920 x588	844,6	8,7	261,0	0,77	0,08	0,06
	5		994,9	4,2	481,4	0,59	0,11	0,08		827,9	6,9	591,7	0,54	0,11	0,08
	4		1082,2	13,1	904,3	0,44	0,15	0,11		1371,8	6,3	925,7	0,39	0,18	0,13
	3	HL920 x656	659,1	10,4	1306,8	0,31	0,10	0,09	HL920 x656	1476,1	7,9	1258,4	0,32	0,18	0,13
	2		525,9	10,3	1844,8	0,19	0,11	0,10		1019,8	8,1	1593,8	0,23	0,13	0,11
	1		1069,0	7,4	2083,1	0,15	0,17	0,15		323,4	6,3	1927,9	0,15	0,09	0,10
Base	6	HL920 x588	462,3	6,4	228,7	0,79	0,06	0,04	HL920 x588	271,8	7,8	281,1	0,75	0,03	0,03
	5		494,6	7,9	501,6	0,60	0,07	0,05		963,5	5,4	611,9	0,52	0,13	0,09
	4		924,8	8,3	924,4	0,40	0,13	0,10		1163,5	5,9	945,9	0,37	0,16	0,12
	3	HL920 x656	1714,9	7,7	1329,4	0,31	0,18	0,13	HL920 x656	1767,5	6,6	1280,9	0,31	0,21	0,15
	2		2373,2	10,9	1867,3	0,24	0,26	0,19		2411,9	10,6	1616,3	0,28	0,24	0,18
	1		1205,3	8,4	2108,9	0,15	0,18	0,16		1371,5	8,3	1953,6	0,18	0,17	0,14

As verificações referentes aos deslocamentos relativos entre pisos, quer para a direção x, quer para a direção y, encontram-se apresentados na Tabela 4.43. Com esta verificação terminou-se o dimensionamento da estrutura de 6 pisos do caso de estudo 3, cujas soluções obtidas se encontram ilustradas na Figura 4.24 e na Figura 4.25.

Tabela 4.43- Verificação do "drift" na direção x e na direção y correspondente ao edifício de 6 pisos do caso de estudo 3

Piso	h (mm)	Direção x		Direção y		Limite do "drift" (%)
		vd _r = v(d _e ·q) (mm)	v·d _r / h (%)	vd _r = v(d _e ·q) (mm)	v·d _r / h (%)	
6	3500	14,00	0,40	13,95	0,40	0,50
5	3500	16,10	0,46	15,20	0,43	
4	3500	17,45	0,50	16,00	0,46	
3	3500	16,75	0,48	16,05	0,46	
2	3500	13,85	0,40	14,20	0,41	
1	4000	7,75	0,19	8,10	0,20	

	IPE550	IPE550	IPE550	IPE550	IPE550
HL920x588	IPE550	IPE550	IPE550	IPE550	IPE550
HL920x588	IPE600	IPE600	IPE600	IPE600	IPE600
HL920x588	IPE600	IPE600	IPE600	IPE600	IPE600
HL920x656	IPE750x137	IPE750x137	IPE750x137	IPE750x137	IPE750x137
HL920x656	IPE750x137	IPE750x137	IPE750x137	IPE750x137	IPE750x137
HL920x656					

Figura 4.23- Solução final do pórtico na direção x do edifício de 6 pisos, caso de estudo 3

	IPE330	IPE550	IPE550	IPE330
HL920x588	IPE330	IPE550	IPE550	IPE330
HL920x588	IPE330	IPE750x137	IPE750x137	IPE330
HL920x588	IPE330	IPE750x137	IPE750x137	IPE330
HL920x656	IPE330	IPE750x147	IPE750x147	IPE330
HL920x656	IPE330	IPE750x147	IPE750x147	IPE330
HL920x656				

Figura 4.24- Solução final do pórtico na direção y do edifício de 6 pisos, caso de estudo 3

Por último, foi realizado o dimensionamento do edifício de 9 pisos pertencente ao caso de estudo 3. Os esforços e verificações das vigas e colunas encontram-se apresentados na Tabela 4.44 e na Tabela 4.45, respetivamente. Na Tabela 4.46 apresenta-se a verificação da estrutura ao “drift”, e as Figuras 4.26 e 4.27 ilustram a solução obtida.

Tabela 4.44- Esforços e verificações relevantes das vigas do edifício de 9 pisos do caso de estudo 3

	Vão	Piso	Perfil	Rótula plástica no lado esquerdo				Rótula plástica no lado direito			
				M _{Ed} (kNm)	Ω _i	V _{Ed} (kNm)	Eq. 3.39	M _{Ed} (kNm)	Ω _i	V _{Ed} (kNm)	Eq. 3.39
Pórtico direção x	A-B	9	IPE600	230,2	5,42	461,5	0,27	194,5	6,41	439,6	0,26
		8	IPE600	310,1	4,02	482,2	0,28	280,9	4,44	469,8	0,27
		7	IPE600	389,2	3,20	483,1	0,28	361,9	3,45	471,0	0,27
		6	HEM600	594,8	5,24	487,6	0,16	558,5	5,58	1097,8	0,36
		5	HEM600	655,6	4,75	1113,3	0,36	625,4	4,98	1100,5	0,36
		4	HEM600	687,0	4,53	1114,5	0,36	663,6	4,69	1103,2	0,36
		3	HEM700	864,2	4,33	1336,3	0,38	837,7	4,47	1325,1	0,38
		2	HEM700	808,1	4,63	1336,4	0,38	792,0	4,72	1327,8	0,38
		1	HEM700	648,4	5,77	1333,3	0,38	640,4	5,84	1327,7	0,38
	B-C	9	IPE600	221,5	5,63	521,9	0,30	230,1	5,42	522,4	0,30
		8	IPE600	317,6	3,93	546,5	0,32	327,4	3,81	549,1	0,32
		7	IPE600	407,9	3,06	547,5	0,32	420,7	2,96	550,5	0,32
		6	HEM600	634,8	4,91	1301,4	0,42	655,0	4,75	1305,1	0,43
		5	HEM600	706,6	4,41	1303,7	0,42	728,9	4,27	1307,6	0,43
		4	HEM600	745,2	4,18	1306,7	0,43	767,3	4,06	1309,5	0,43
		3	HEM700	935,4	4,00	1574,8	0,45	961,0	3,89	1577,8	0,45
		2	HEM700	876,0	4,27	1576,7	0,45	899,0	4,16	1579,9	0,45
		1	HEM700	694,4	5,39	1575,3	0,45	708,9	5,28	1576,2	0,45
	C-D	9	IPE600	197,0	6,33	642,5	0,37	205,1	6,08	637,2	0,37
		8	IPE600	302,5	4,12	658,5	0,38	310,2	4,02	659,3	0,38
		7	IPE600	410,7	3,04	660,6	0,38	421,1	2,96	661,3	0,38
		6	HEM600	659,8	4,72	1447,8	0,47	677,2	4,60	1448,6	0,47
		5	HEM600	749,4	4,16	1451,4	0,47	769,1	4,05	1452,2	0,47
		4	HEM600	800,9	3,89	1455,4	0,47	823,2	3,78	1456,2	0,47
		3	HEM700	1015,8	3,68	1761,5	0,50	1043,7	3,59	1762,0	0,50
		2	HEM700	961,6	3,89	1763,6	0,50	985,6	3,80	1764,4	0,50
		1	HEM700	763,3	4,90	1760,7	0,50	782,8	4,78	1761,3	0,50
Pórtico direção y	G-H	9	IPE600	358,8	3,47	639,5	0,37	331,1	3,77	633,0	0,37
		8	IPE600	458,8	2,72	620,7	0,36	446,7	2,79	627,1	0,37
		7	IPE600	611,3	2,04	620,7	0,36	595,2	2,09	630,5	0,37
		6	HEM700	826,6	4,53	1627,6	0,47	802,0	4,67	1634,9	0,47
		5	HEM700	929,8	4,02	1628,8	0,47	903,4	4,14	1638,8	0,47
		4	HEM700	988,0	3,79	1632,1	0,47	959,7	3,90	1641,0	0,47
		3	HEM800	1224,0	3,62	1845,2	0,46	1181,0	3,75	1849,1	0,46
		2	HEM800	1150,5	3,85	1838,8	0,46	1118,8	3,96	1850,4	0,46
		1	HEM800	927,6	4,78	1835,0	0,46	903,1	4,91	1847,0	0,46
	H-I	9	IPE600	331,1	3,77	633,0	0,37	358,8	3,47	639,5	0,37
		8	IPE600	446,7	2,79	627,1	0,37	458,8	2,72	620,7	0,36
		7	IPE600	595,2	2,09	630,5	0,37	611,3	2,04	620,7	0,36
		6	HEM700	802,0	4,67	1634,9	0,47	826,6	4,53	1627,6	0,47
		5	HEM700	903,4	4,14	1638,8	0,47	929,8	4,02	1628,8	0,47
		4	HEM700	959,7	3,90	1641,0	0,47	988,0	3,79	1632,1	0,47
		3	HEM800	1181,0	3,75	1849,1	0,46	1224,0	3,62	1845,2	0,46
		2	HEM800	1118,8	3,96	1850,4	0,46	1150,5	3,85	1838,8	0,46
		1	HEM800	903,1	4,91	1847,0	0,46	927,6	4,78	1835,0	0,46

Tabela 4.45- Esforços e verificações relevantes das colunas do edifício de 9 pisos do caso de estudo 3

	Piso	Colunas pertencentes ao pórtico da direção x						Colunas pertencentes ao pórtico da direção y							
		Perfil	M _{y,Ed} (kNm)	M _{z,Ed} (kNm)	N _{Ed} (kN)	Eq. 3.11	Eq. 3.14	Eq. 3.15	Perfil	M _{y,Ed} (kNm)	M _{z,Ed} (kNm)	N _{Ed} (kN)	Eq. 3.11	Eq. 3.14	Eq. 3.15
Topo	9	HL920 x725	945,4	64,7	287,5	0,86	0,10	0,08	HL920 x787	2104,1	85,2	386,4	0,85	0,16	0,12
	8		2024,9	21,5	694,5	0,63	0,18	0,12		3164,6	19,8	741,7	0,66	0,26	0,17
	7		1876,9	16,5	1211,0	0,42	0,18	0,13		3643,9	7,3	1095,3	0,48	0,31	0,20
	6	HL920 x787	2079,2	9,8	2001,3	0,23	0,20	0,15	HL920 x970	4518,7	3,5	1450,1	0,39	0,31	0,21
	5		2095,7	10,4	2874,6	0,13	0,24	0,19		4551,7	2,8	1808,9	0,30	0,34	0,23
	4		1575,4	9,3	3786,9	0,06	0,22	0,19		4171,4	3,9	2165,6	0,25	0,30	0,21
	3	HL920 x970	1460,5	10,4	4924,5	0,05	0,19	0,18	HL920 x1077	4638,2	4,6	2523,3	0,24	0,29	0,20
	2		922,1	8,7	5990,0	0,02	0,19	0,19		3399,2	6,5	2882,9	0,18	0,21	0,16
	1		1568,3	7,6	6840,4	0,02	0,25	0,24		380,6	5,2	3240,1	0,11	0,08	0,09
Base	9	HL920 x725	1002,2	30,3	312,4	0,82	0,10	0,07	HL920 x787	288,6	23,5	413,4	0,76	0,03	0,03
	8		646,1	12,8	719,4	0,57	0,07	0,06		1025,2	4,3	768,7	0,51	0,10	0,07
	7		786,8	9,3	1235,9	0,36	0,10	0,08		2137,3	2,5	1122,3	0,36	0,19	0,13
	6	HL920 x787	998,0	9,4	2028,3	0,21	0,13	0,11	HL920 x970	3053,7	1,2	1483,4	0,29	0,22	0,15
	5		1585,4	7,8	2901,6	0,11	0,20	0,17		3944,1	1,1	1842,2	0,24	0,30	0,20
	4		2498,6	6,6	3813,9	0,07	0,28	0,23		5492,8	2,4	2198,9	0,27	0,38	0,25
	3	HL920 x970	2780,3	7,7	4957,8	0,06	0,26	0,22	HL920 x1077	6041,7	4,0	2560,3	0,27	0,36	0,25
	2		4199,1	9,9	6023,3	0,08	0,37	0,30		7085,4	9,5	2919,9	0,31	0,38	0,26
	1		1909,9	14,4	6878,5	0,03	0,27	0,26		2201,2	15,3	3280,6	0,17	0,17	0,14

Tabela 4.46- Verificação do "drift" na direção x e na direção y correspondente ao edifício de 9 pisos do caso de estudo 3

Piso	h (mm)	Direção x		Direção y		Limite do "drift" (%)
		vd _r = v(d _e ·q) (mm)	v·d _r / h (%)	vd _r = v(d _e ·q) (mm)	v·d _r / h (%)	
9	3500	7,45	0,21	6,40	0,18	0,50
8	3500	10,45	0,30	9,35	0,27	
7	3500	13,00	0,37	12,00	0,34	
6	3500	14,70	0,42	13,75	0,39	
5	3500	16,00	0,46	14,95	0,43	
4	3500	15,95	0,46	14,95	0,43	
3	3500	14,70	0,42	13,85	0,40	
2	3500	12,65	0,36	11,90	0,34	
1	4000	7,35	0,18	6,90	0,17	

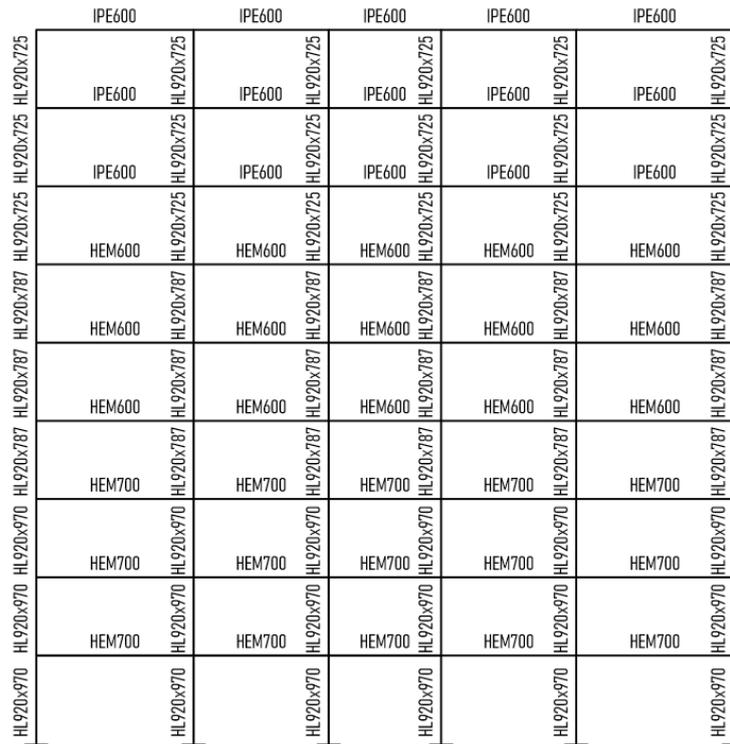


Figura 4.25- Solução final do pórtico na direção x do edifício de 9 pisos, caso de estudo 3

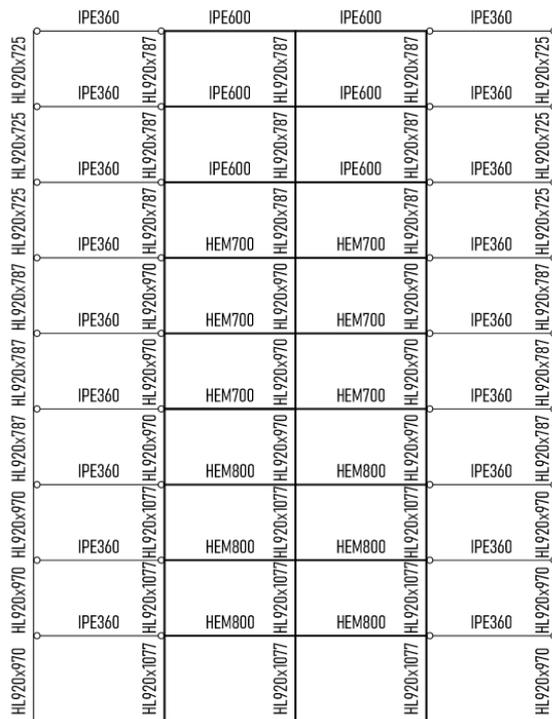


Figura 4.26- Solução final do pórtico na direção y do edifício de 9 pisos, caso de estudo 3

5 ANÁLISE COMPARATIVA DAS SOLUÇÕES OBTIDAS

Após dimensionados todos os edifícios, procedeu-se à determinação dos pesos das estruturas em kg por m² em planta, sendo os mesmos apresentados na Tabela 5.1. Note-se que os pesos obtidos correspondem apenas ao peso dos perfis metálicos, desconsiderando o peso do betão, dos reforços de ligação, entre outros elementos pertencentes aos edifícios.

Tabela 5.1- Peso das estruturas estudadas em kg/m²

Nº de pisos	Exemplo de referência	Caso de estudo 1	Caso de estudo 2	Caso de estudo 3
3	-	50,74	57,61	79,59
6	86,80	60,18	77,47	122,46
9	-	74,68	109,89	174,79

Após uma análise dos resultados obtidos constatou-se que do caso de estudo 2 para o caso de estudo 3 deu-se um maior aumento de peso de aço do que do caso 1 para o caso 2, mesmo existindo um aumento superior de aceleração de pico da superfície do terreno entre o caso de estudo 1 e 2. Colocando o referido em números, obteve-se do caso de estudo 1 para o caso de estudo 2 um aumento de aço de cerca de 30% (valor médio dos edifícios de 3, 6 e 9 pisos) com um aumento de 0,25g de aceleração de pico à superfície do terreno, enquanto que do caso de estudo 2 para o caso de estudo 3 se obteve um aumento de quantidade de aço na ordem dos 52%, com um aumento de aceleração de apenas 0,07g. Esta comparação pode ser mais facilmente compreendida observando o gráfico da Figura 5.1.

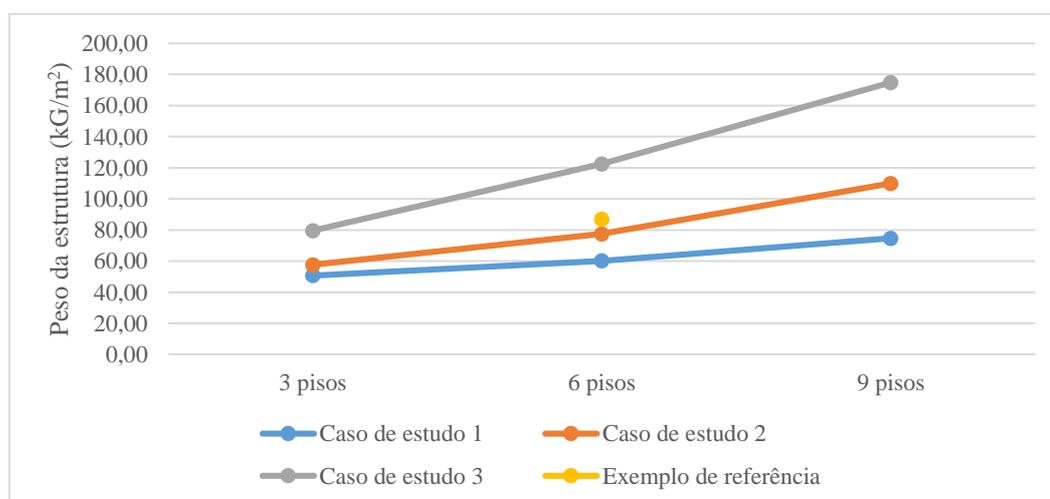


Figura 5.1- Peso das estruturas estudadas, em kg/m²

Desta forma pode concluir-se que a aceleração de pico à superfície do terreno não é o único fator condicionante no dimensionamento de estruturas em localizações que apresentam risco sísmico. O espectro de resposta da estrutura e o seu período fundamental, podem ser também fatores condicionantes na necessidade de rigidez da mesma, uma vez que as estruturas, quando apresentam períodos fundamentais que coincidem com os períodos em que a resposta estrutural é máxima (designados por períodos críticos) apresentam um comportamento mais desfavorável face ao sismo. Como se pode observar através do gráfico apresentado na Figura 5.2, os períodos fundamentais das estruturas dimensionadas para o caso de estudo 2 situam-se, em todos os casos, após o período T_c do correspondente espectro de resposta, enquanto que as estruturas dimensionadas para o caso de estudo 3 apresentam períodos que coincidem com o período crítico do respetivo espectro de resposta, sendo este um fato condicionante, e uma das razões pelas quais ocorreu um aumento de peso entre o caso de estudo 2 e o caso de estudo 3 superior quando comparado com o aumento de peso entre o caso de estudo 1 e o caso de estudo 2.

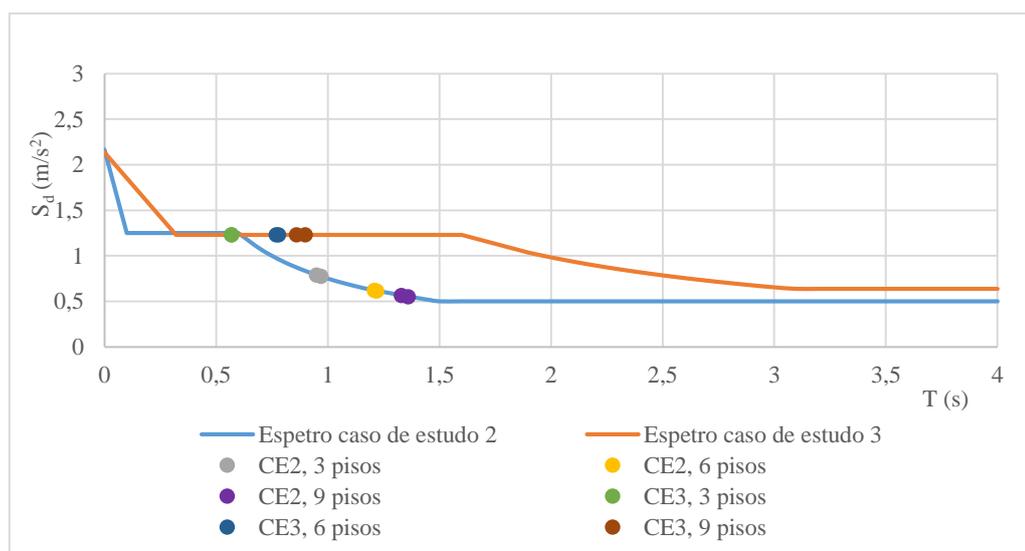


Figura 5.2- Períodos fundamentais e respostas estruturais das estruturas estudadas e respetivos espectros de resposta

Outro fator que influenciou o aumento relativo de pesos da estrutura foi a necessidade de garantir que as secções transversais dos membros dissipativos das estruturas pertencessem à classe 1, sendo esta uma limitação imposta pelo Eurocódigo 8 para estruturas de alta ductilidade. Uma vez que se podem formar rótulas plásticas nas bases das colunas, como referido anteriormente, as colunas pertencentes aos primeiros pisos consideram-se como elementos dissipativos. Com o aumento de altura das estruturas e com o incremento da ação sísmica, tornou-se necessário recorrer a secções com elevados módulos de flexão de forma a controlar os deslocamentos entre pisos e o coeficiente de sensibilidade, θ , no entanto, com o aumento das secções dos perfis HEB ou HEM, apesar de ser possível verificar os requisitos

indicados, estes tornam-se bastante esbeltos, caindo fora da classe 1. Tornou-se, portanto, necessária a adoção de perfis mais robustos (HL) e consequentemente mais pesados.

Posto isto, foi realizada uma comparação de quantidades de aço ao nível das vigas e das colunas de cada estrutura, sendo que os valores de kg obtidos por m² podem ser consultados na Tabela 5.2.

Tabela 5.2- Pesos das estruturas, em kg/m² relativos às vigas e às colunas

	Exemplo de referência	Caso de estudo 1			Caso de estudo 2			Caso de estudo 3		
		3	6	9	3	6	9	3	6	9
Nº de pisos	6									
Vigas	49,67	36,22	40,43	48,94	37,52	42,50	49,98	44,71	47,25	68,81
Colunas	37,13	14,52	19,74	25,75	20,09	34,97	59,91	34,88	75,21	105,97
Total	86,80	50,74	60,18	74,68	57,61	77,47	109,89	79,59	122,46	174,79

De modo a facilitar visualmente a comparação, apresenta-se o gráfico da Figura 5.3. A partir deste pode-se observar que, para sismicidade nula (caso de estudo 1) o peso das vigas é sempre superior ao das colunas, enquanto que no caso de estudo 2 obteve-se um peso de vigas superior ao das colunas nos edifícios de 3 e 6 pisos, ocorrendo o inverso para o edifício de 9 pisos. Relativamente ao caso de estudo 3, as vigas apresentam um peso superior ao das colunas apenas no edifício de 3 pisos, invertendo-se nos restantes. Tal deve-se ao facto de as colunas dos primeiros pisos apresentarem um comportamento dissipativo, como supramencionado.

Para além do referido acima, na estrutura de 9 pisos correspondente ao caso de estudo 3, foi necessário recorrer a perfis HEM para as vigas (ver Tabela 5.3), de modo a que fosse conseguida a limitação dos deslocamentos, o que também fez com que fosse significativamente aumentado o peso da estrutura, pois os perfis HEM são bastante mais pesados que os perfis IPE.

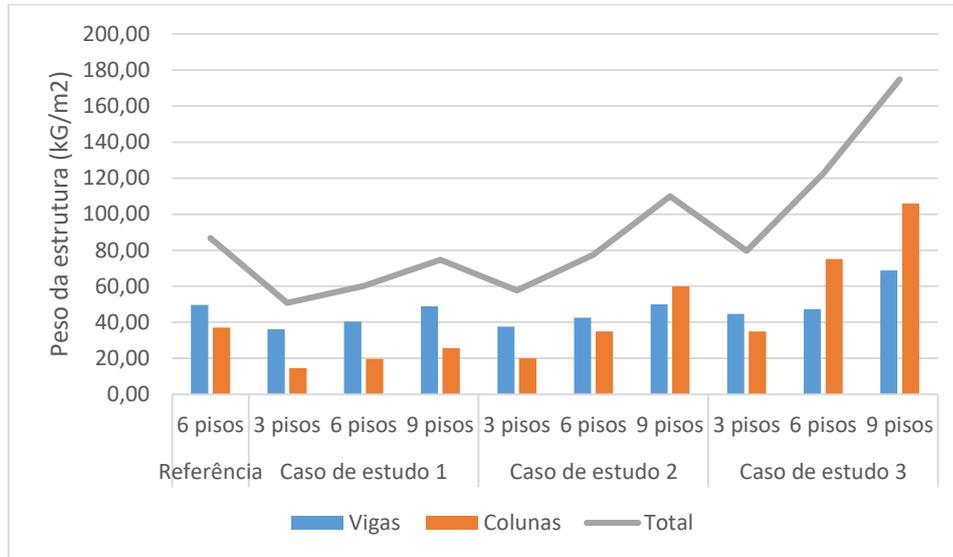


Figura 5.3- Comparação das quantidades de aço das estruturas estudadas ao nível das vigas e das colunas

Tabela 5.3- Tipo de perfis utilizados nas estruturas dimensionadas

Nº de pisos	Tipos de perfis					
	Vigas			Colunas		
	3	6	9	3	6	9
Caso de estudo 1	IPE	IPE	IPE	HEA	HEA	HEB
Caso de estudo 2	IPE	IPE	IPE	HEB	HEM	HL
Caso de estudo 3	IPE	IPE	HEM/ IPE	HEM	HL	HL

6 CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS

Este trabalho tinha como objetivo a comparação de soluções obtidas através do dimensionamento de estruturas, de acordo com as normas europeias em vigor, com diferentes números de pisos e sujeitas a diferentes níveis de intensidade sísmica, não considerando as ligações e o acréscimo de peso relativo a estas.

Como seria de esperar, verificou-se que quanto maior o número de pisos e quanto mais intensa é a ação sísmica, são necessárias maiores quantidades de aço estrutural, de forma a que se obtenha a rigidez e a resistência adequada a cada caso de estudo. Através do estudo realizado foi possível concluir que não é apenas a aceleração de pico à superfície do terreno que influencia o aumento de peso associado a cada estrutura. Ao dimensionar estruturas em países diferentes, a aceleração gravítica pode ser idêntica, como se sucedeu entre o exemplo de referência e o edifício de 6 pisos correspondente ao caso de estudo 2, no entanto a ação sísmica pode ser mais gravosa de um país para o outro, sendo assim fundamental respeitar os anexos nacionais e os parâmetros determinados a nível nacional.

De forma a que se obtenha um estudo mais completo, podem ser estudados, em trabalhos futuros, outros tipos de configuração estrutural, como por exemplo uma estrutura formada por: (i) pórticos com contraventamentos diagonais centrados; (ii) pórticos com contraventamentos excêntricos; (iii) estruturas com núcleos ou paredes de betão; (iv) pórticos duais, resultantes da combinação de pórticos simples com contraventamentos. Este estudo pode ser realizado para estruturas e condições de carregamento semelhantes às dimensionadas neste trabalho, com o objetivo de ser realizada uma análise comparativa direta, no que diz respeito aos diferentes tipos de estruturas resistentes ao sismo, e a fim de se estudar qual será a opção mais otimizada/menos pesada para este tipo de estruturas.

Para além do estudo indicado no parágrafo anterior, pode ser realizado um estudo mais pormenorizado das ligações, uma vez que o correto dimensionamento das ligações é fundamental, sendo necessário um cuidado redobrado no que diz respeito a ligações de elementos resistentes ao sismo. Neste trabalho não foram estudadas as ligações, no entanto, foi concluído que quase todas as estruturas que foram dimensionadas para os casos de estudo 2 e 3 necessitam de reforços nas ligações, o que pode aumentar substancialmente o peso das estruturas. Podem ainda ser estudadas estruturas que apresentem diferentes posições de elementos resistentes aos sismos, assim como estruturas com variáveis comprimentos de vão.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ATC (2006). “FEMA 445: Next-Generation Performance-Based Seismic Design Guidelines - Program Plan for New and Existing Buildings”. Applied Technology Council, California.
- EERI (2000). “FEMA 349: Action plan for performance based seismic design”. Earthquake Engineering Research Institute, California.
- Fardis, M.N. (2009). “Seismic design, assessment and retrofitting of concrete buildings (based on Eurocode 8)”. Springer, Dordrecht.
- Gioncu, V., Mazzolani, F.M. (2002). “Ductility of Seismic Resistant Steel Structures”. Spon Press, Londres.
- Gioncu, V., Mazzolani, F.M. (2003). “Challenges in design of steel structures subjected to exceptional earthquakes”. Behavior of Steel Structures in Seismic Areas, STESSA 2003: Proceedings of the 4th International Specialty Conference, Nápoles, Itália, 9-12 de Junho de 2003.
- Grecea, D., Dubina, D., Dinu, F. (2003). “Partial q-factor values for performance based design of MR frames”. Behavior of Steel Structures in Seismic Areas, STESSA 2003: Proceedings of the 4th International Specialty Conference, Nápoles, Itália, 9-12 de Junho de 2003.
- Key, D. (1988). “Earthquake design practice for buildings”. Thomas Telford Limited, Londres.
- CEN (2009a). “NP EN 1990:2009 - Eurocódigo 0: Bases para o projecto de estruturas”. Instituto Português da Qualidade, Lisboa.
- CEN (2009b). “NP EN 1991-1-1:2009 - Eurocódigo 1: Acções em estruturas - Parte 1-1: Acções gerais – Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas e edifícios”. Instituto Português da Qualidade, Lisboa.

- CEN (2009c). “NP EN 1991-1-3:2009 - Eurocódigo 1: Acções em estruturas - Parte 1-3: Acções gerais – Acções da neve”. Instituto Português da Qualidade, Lisboa.
- CEN (2010a). “NP EN 1998-1:2010 - Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos - Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios”. Instituto Português da Qualidade, Lisboa.
- CEN (2010b). “NP EN 1993-1-1:2010 - Eurocódigo 3: Projecto de estruturas de aço - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios”. Instituto Português da Qualidade, Lisboa.
- CEN (2010c). “NP EN 1991-1-4:2010 - Eurocódigo 1: Acções em estruturas - Parte 1-1: Acções gerais – Acções do vento”. Instituto Português da Qualidade, Lisboa.
- Paulay, T. e Priestley, M.J.N. (1992). “Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings”. John Wiley and Sons, Inc., Nova York.
- PEER (1996). “FEMA 283: Performance based seismic design of buildings - action plan for future studies”. Pacific Earthquake Engineering Research Center, Berkeley.
- Pina, C., Pontífice, P. (2008). “Eurocódigos Estruturais - Ponto de situação em Portugal”. Encontro Nacional Betão Estrutural 2008, Guimarães, 5-7 de Novembro de 2008.
- SEAOC (1995). “Vision 2000: Performance-based design”. Structural Engineers of California, Vision 2000 Committee, Califórnia.
- Simões, R. (2007). “Manual de Dimensionamento de Estruturas Metálicas”, 2ª ed. CMM, Coimbra.
- Landolfo, L., Mazzolani, F., Dubina, D., Simões da Silva, L., D'Aniello, M. (2017). “Design of Steel Structures for Buildings in Seismic Areas”. ECCS Press / Ernst & Sohn, Wiley.
- USGS@ (2018). <https://www.usgs.gov/>. United States Geological Survey (página internet oficial), Virgínia.

CRÉDITOS DE IMAGEM

Figura 1.1a)

Fonte: <http://french.people.com.cn/mediafile/201203/20/F201203200900521543104982.jpg>

Consultada em março de 2018

Figura 1.1b)

Fonte: https://www.losreplicantes.com/images/photos/300/332_edificio-portoviejo_1050.jpg

Consultada em março de 2018

Figura 1.1c)

Fonte: https://static.euronews.com/articles/stories/03/07/27/59/603x339_story-93879b93-5cc3-5219-bfc2-a1aa7818cfad_696173.jpg

Consultada em março de 2018

Figura 1.2

Fonte: http://images.slideplayer.com/32/9939517/slides/slide_14.jpg

Consultada em março de 2018