



UNIVERSIDADE D  
COIMBRA

Paulo Jorge dos Anjos Almeida

DIMENSIONAMENTO COMPARATIVO DE ESTRUTURAS  
DE EDIFÍCIOS EM AÇO DE VÁRIOS PISOS BASEADO  
NO EC3 E 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 e apresentada ao  
Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de  
Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.

Setembro de 2019



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

Paulo Jorge dos Anjos Almeida

# **DIMENSIONAMENTO COMPARATIVO DE ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS EM AÇO DE VÁRIOS PISOS BASEADO 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, 9 de setembro de 2019

## **Agradecimentos**

A realização do curso de engenharia civil e da presente dissertação exigiu a dedicação de muito do meu tempo extra-laboral, ficando a minha família em défice, a quem agradeço a paciência e compreensão, em especial aos meus filhos Pedro e Tiago e à minha esposa Sandra.

Agradeço aos meus orientadores, Professor Rui Simões e Professor Luís Simões da Silva, pela possibilidade de realizar o presente trabalho sob a sua orientação, o que para mim é uma honra.

Dedico a presente dissertação à minha avó, Maria dos Anjos que nunca se sentou num banco de escola, mas sonhava com a sabedoria dos doutores de Coimbra e à minha mãe que, infelizmente teve o mesmo destino, mas aprendeu sozinha a ler, a escrever e a fazer contas pelos livros dos filhos.

## Resumo

A construção de edifícios com estrutura em aço teve início no final do século XIX, tendo o uso desta solução construtiva aumentado até aos nossos dias. No que refere às estruturas em pórticos simples de aço, apresentam várias vantagens em relação a outros materiais, quer em relação ao betão armado, por permitir estruturas mais leves, versáteis e recicláveis, quer em relação a estruturas em aço com pórticos contraventados, por permitir vãos abertos, sem impedimentos arquitetónicos.

A introdução de irregularidades em planta e em altura em edifícios com estrutura de pórticos simples implica o aumento da quantidade de aço por unidade de área de construção, quando verificados pela Norma EN 1993-1-1, sem ação sísmica, quer pela Norma EN 1998-1, considerando a ação sísmica.

A presente dissertação abordou a introdução de irregularidades em planta, na forma de “U” e de irregularidades simétricas e assimétricas em altura, para edifícios de vários pisos em aço com estrutura resistente em pórticos simples.

O dimensionamento foi realizado com base nas normas Europeias em vigor, a Norma EN 1990, a Norma EN 1991, a Norma EN 1993-1 e a Norma EN 1998-1. Os modelos estruturais espaciais foram definidos com o programa *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019*. A verificação pela Norma EN 1993-1-1 da resistência e estabilidade dos elementos estruturais que constituem as estruturas estudadas foram verificadas utilizando o programa *SemiComp Member Design* e o programa *LTBeam*. Para a verificação pela Norma EN 1998-1 foi preparada uma folha de cálculo em *Microsoft Excel* com as condições definidas na referida norma.

No presente trabalho pretende-se estudar a influência da ação sísmica na quantidade de aço por unidade de área de construção para edifícios com irregularidades em planta e em altura.

**Palavras-chave:** Eurocódigo 3, Eurocódigo 8, Dimensionamento Sísmico, Irregularidades, Pórticos simples, Estruturas em aço.

## Abstract

Construction of steel-framed buildings began in the late 19th century, and the use of this building solution has increased to the present day. In what it refers, to Moment Resisting Frames, they have several advantages over other materials, whether compared to reinforced concrete, because they allow lighter, more versatile and recyclable structures, or braced steel frames, because they allow open, without architectural impediments.

The introduction of irregularities in plan and height in buildings with Moment Resisting Frames structure implies an increase in the amount of steel per unit of construction area when verified by Standard EN 1993-1-1, without seismic action, or by Standard EN 1998. -1, considering the seismic action.

The present dissertation dealt with the introduction of U-shaped plan irregularities and symmetrical and asymmetrical irregularities in height for multi-storey steel buildings with resisting structure in Moment Resisting Frames.

The “design” was based on the European standards, EN 1990, EN 1991, EN 1993-1 and EN 1998-1. The spatial structural models were defined with the Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019 program. The verification by EN 1993-1-1 of the strength and stability of the structural elements that constitute the studied structures were verified using the SemiComp Member “design” program and the LTBeam program. For verification by Standard EN 1998-1 an Excel spreadsheet has been prepared with the conditions defined in that standard.

The present work intends to study the necessity of the quantity of steel per unit of construction area for buildings with irregularities in plan and in height.

**Keywords:** Eurocode 3, Eurocode 8, Seismic Dimensioning, Irregularities, Moment Resisting Frames, Steel structures.

---

## ÍNDICE

Agradecimentos .....	i
Resumo .....	ii
Abstract.....	iii
ÍNDICE.....	iv
1 INTRODUÇÃO .....	1
1.1 Objetivos .....	2
1.2 Estrutura da Dissertação .....	3
2 ESTADO DA ARTE.....	4
3 REGRAS PARA O DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS METÁLICAS .....	8
3.1 Convenção para os eixos dos elementos .....	8
3.2 Gestão da Fiabilidade.....	8
3.3 Dimensionamento pelo EC3 .....	10
3.3.1 Imperfeições .....	10
3.3.2 Análise de segunda ordem.....	11
3.3.3 Classificação das Secções Transversais .....	12
3.3.4 Resistência das Secções Transversais (ULS) .....	12
3.3.5 Limitação das Deformações (SLS).....	14
3.4 Dimensionamento segundo o Eurocódigo 8 (EC8) .....	14
3.4.1 Ação Sísmica .....	14
3.4.2 Projeto de edifícios resistentes ao sismo .....	16
3.4.3 Critérios de regularidade estrutural .....	16
3.4.4 Critérios de regularidade em planta.....	17
3.4.5 Critérios de regularidade em altura .....	18
3.4.6 Efeitos acidentais de torção .....	18
3.4.7 Métodos de análise .....	19
3.4.8 Efeitos da torção .....	20
3.4.9 Estados limites de limitação de danos .....	20

---

3.4.10	Estados Limites Últimos.....	21
3.4.11	Regras específicas para edifícios em aço .....	21
3.4.12	Regras de cálculo para pórticos simples.....	23
4	ESTUDO PARAMÉTRICO .....	25
4.1	Irregularidades em Planta .....	26
4.2	Irregularidades em altura .....	28
4.3	Materiais .....	29
4.4	Ações .....	30
4.4.1	Ação do Vento .....	30
4.4.2	Ação Sísmica .....	31
4.5	Metodologia de Análise .....	32
4.5.1	Efeitos Acidentais de Torção.....	32
4.5.2	Análise Modal .....	32
4.5.3	Definição da Ação Sísmica .....	35
4.6	Imperfeições.....	35
4.7	Verificação dos Estados Limites.....	35
4.7.1	Verificação dos Estados Limites Últimos .....	36
4.7.2	Verificação dos Estados Limites de Utilização .....	36
4.8	Gestão da Fiabilidade.....	37
4.9	Situação de referência .....	37
4.10	Verificação da Estrutura de Referência – EC8-1 .....	41
4.10.1	Pórticos Resistentes – Direção X .....	41
4.10.2	Pórticos Resistentes – Direção Y .....	45
4.11	Verificação – EC8-1 .....	48
4.11.1	Irregularidades em Planta – Caso de estudo 1 .....	48
4.11.2	Pórticos Resistentes – Direção Y .....	56
5	ANÁLISE COMPARATIVA DAS SOLUÇÕES OBTIDAS .....	67
6	Conclusões e Trabalhos Futuros .....	73
7	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	74

---

## 1 INTRODUÇÃO

A engenharia sísmica é o ramo da engenharia cujo foco é a mitigação dos riscos induzidos pelos sismos com os objetivos: i) de prever as consequências dos sismos mais fortes nas estruturas das áreas urbanas e nas infraestruturas (vias comunicação, etc.); ii) de projetar, construir e manter as estruturas funcionais e resistentes aos sismos de acordo com o definido nos códigos estruturais (Landolfo, et al, 2017).

A investigação e o trabalho de especialistas têm-se dedicado mais ao primeiro objetivo, para a gestão da emergência, enquanto, os projetistas estruturais dedicam a sua atenção e esforço ao segundo objetivo, por perceberem que a abordagem de análise e projeto ao sismo é diferente das abordagens convencionais para as restantes ações (Landolfo, et al, 2017).

O aço estrutural foi introduzido na construção civil, no final do século XIX e início do século XX e o seu bom desempenho foi reconhecido pelos engenheiros, quando comparado com estruturas constituídas por outros materiais, tendo tal sido demonstrado no grande sismo de São Francisco em 18 de abril de 1906. Os edifícios com estrutura em aço foram os únicos a resistirem, mesmo sem considerar o sismo no seu projeto, e após as reparações e os restauros permaneceram ao serviço existindo alguns ainda hoje (AISC, 2009).

Os pórticos simples em aço geralmente são usados como parte de sistemas de resistência à força sísmica em edifícios projetados para resistirem a terremotos com substancial dissipação de energia inelástica. Os pórticos simples em aço são dos poucos sistemas selecionados que os códigos de construção dos EUA têm autorização sem restrições em edifícios com mais de 160 pés (49 metros) de altura, mesmo nas zonas mais críticas com movimentos elevados do solo (Hamburguer et al, 2016).

Mesmo em regiões de alto risco sísmico é economicamente inviável projetar estruturas para resistirem sem dano a terremotos severos, embora raros. Em vez disso, os códigos de construção adotaram uma filosofia de projeto destinada a fornecer segurança, evitando o colapso, ao mesmo tempo que permitem o dano não estrutural (Hamburguer et al, 2016).

As estruturas em aço apresentam maior ductilidade e podem ser projetadas para formar rótulas plásticas e deformações sem rotura em zonas específicas, pelo que a estrutura pode dissipar uma quantidade significativa de energia nas zonas que plastificam. Por outro lado, as estruturas em aço são mais flexíveis e mais leves, o que origina uma força sísmica de projeto inferior (ArcelorMittal, 2014).

A principal vantagem das estruturas em pórticos simples é que eles não têm paredes estruturais ou contraventamentos diagonais ou verticais. Desta forma, os pórticos simples fornecem

liberdade arquitetónica no “design”, permitindo aberturas e linhas de visão desobstruídas (Hamburguer et al, 2016).

A desvantagem das estruturas em pórticos simples é que exigem secções mais pesadas, logo maior quantidade de aço e ligações mais resistentes do que é comum em estruturas contraventadas. Por outro lado, os pórticos simples normalmente impõem forças menores nas fundações do que outros sistemas estruturais, resultando em fundações mais económicas (Hamburguer et al, 2016).

## 1.1 Objetivos

A presente dissertação tem como principal objetivo comparar a necessidade de aço em estruturas de pórticos simples verificadas pela Norma EN 1993-1-1 (sem sismo) e pela Norma EN 1998-1 (com sismo), na região de Sagres, Portugal, introduzindo irregularidades crescentes em planta e em altura, separadamente. As irregularidades introduzidas são em planta na forma de “U” e em altura simétricas e assimétricas.

Para o estudo das irregularidades foram definidos oito modelos 3D, sendo quatro para as irregularidades em planta e outros quatro para as irregularidades em altura. Nos modelos para as irregularidades em planta, considerou-se no primeiro o limite máximo de recuo para a planta ser considerada regular (5% da área da planta), no segundo modelo considerou-se uma irregularidade mínima (8% da área em planta) e nos restantes, irregularidades crescentes (12% e 16% da área em planta).

Nos modelos para o estudo das irregularidades simétricas e assimétricas em altura foram definidos dois modelos para cada tipo, sendo o primeiro com o limite mínimo de irregularidade (20% para a irregularidade simétrica e 10% para a irregularidade assimétrica) e o segundo com irregularidade considerável (50% para os dois tipos de irregularidades).

O modelo de referência considerado foi o definido no capítulo 6 do livro “Design of Steel Structures for Buildings in Seismic Areas” de Landolfo et al, 2017 que é idêntico ao modelo do edifício de 6 pisos nos casos de estudo 2 e 3 de Maneira, 2018.

O modelo de referência e os modelos com irregularidades foram verificados pela Norma EN 1993-1-1 e pela Norma EN 1998-1 e comparadas as soluções finais das secções definidas para as estruturas.

No presente trabalho não foi realizada a análise das ligações viga-coluna. As ligações viga-coluna foram consideradas com resistência total, em que o momento resistente da ligação é pelo menos igual ao momento resistente dos elementos a ligar.

## 1.2 Estrutura da Dissertação

A presente dissertação encontra-se dividida em seis capítulos, para os quais se apresenta o seu conteúdo resumido.

No Capítulo 1 – Introdução, é apresentado o enquadramento ao tema, mais concretamente sobre os pórticos simples e as suas vantagens e desvantagens na resistência à ação sísmica. Os objetivos do presente trabalho são apresentados e descrito o processo para os atingir.

No Capítulo 2 – Estado da Arte, apresentam-se os marcos históricos da evolução da construção em estrutura metálica de edifícios e dos códigos estruturais que regem o projeto e construção, com enfoque na resistência sísmica.

No Capítulo 3 – Regras para o dimensionamento de estruturas metálicas, onde se apresentam as regras para o dimensionamento de estruturas metálicas em pórticos simples pela Norma EN 1993-1-1 e as regras para o dimensionamento de estruturas metálicas em pórticos simples pela Norma EN 1998-1.

No Capítulo 4 – Estudo paramétrico, são apresentados e descritos os modelos 3D para o caso de referência e para cada caso de estudo. Neste capítulo, são descritas e apresentadas as ações aplicadas nos modelos, bem como os procedimentos de cálculo dos esforços e deslocamentos de dimensionamento e a verificação pela Norma EN 1993-1-1 e pela Norma EN 1998-1. Apresentam-se também as soluções estruturais finais para cada caso de estudo.

No Capítulo 5 – Análise comparativa das soluções obtidas, onde se determina a quantidade de aço em quilogramas por unidade de área de construção para cada caso de estudo, para a solução estrutural verificada pela Norma EN 1993-1-1 e pela Norma EN 1998-1. Apresenta-se a análise comparativa de cada tipo de irregularidade com a situação de referência.

No Capítulo 6 – Conclusões e trabalhos futuros, apresentam-se as conclusões obtidas para cada tipo de irregularidade considerada, bem como, sugestões para trabalhos que podem ser desenvolvidos em outros estudos.

---

## 2 ESTADO DA ARTE

A indústria do aço registou um grande impulso na sua utilização diversa, incluindo a construção civil e obras de arte a partir da sua produção em massa através do método de Bessemer, patenteado no Reino Unido em 1856 (Johnson, 2006).

O primeiro livro técnico descrevendo as propriedades dos perfis metálicos enformados a frio, incluindo vigas com 18 polegadas (457,20mm) de altura, foi publicado no Reino Unido em 1887 por Dorman Long (Johnson, 2006).

A construção de estruturas porticadas em ferro forjado e aço teve início no final do século XIX, considerando-se que o primeiro arranha-céus com estrutura toda em aço, foi o edifício “*Rand McNally Building*” com 10 pisos, construído em Chicago (USA) em 1889 (Korom, 2008).

No Reino Unido entre 1900 e 1906 foram publicados e revistos vários regulamentos com o objetivo de padronizar as secções e propriedades dos perfis metálicos. Em 1906 foi criada a *British Constructional Steelwork Association*, associação dos industriais produtores de aço para a construção. Em 1909, surgiu em Londres o primeiro regulamento que define regras de “design” de edifícios com critérios sobre “stress” e cargas admissíveis, em que as cargas e as tensões são transmitidas através de cada andar até às fundações por uma estrutura em aço (Johnson, 2006).

Nos EUA o *American Institute of Steel Construction (AISC)* foi criado em 1921 e o primeiro regulamento de construção em aço “*Specification for Structural Steel Buildings*” foi publicado em 1923 (Galambos, 2016).

Em Portugal o primeiro Regulamento de Estruturas em Aço para Edifícios foi o Decreto-Lei n.º 46160 de 19 de janeiro de 1965, tendo o Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) um papel preponderante na realização dos estudos e elaboração de propostas para a sua discussão e aprovação, bem como nas posteriores atualizações/revisões técnicas em função da evolução técnica e científica como na publicação do Decreto-Lei n.º 211/86 de 31 de julho.

Relativamente à construção com resistência sísmica, após o terramoto de 1755, Portugal passou a adotar medidas de proteção das construções contra abalos sísmicos adotando um sistema de construção denominado “Gaiola Pombalina” que é uma estrutura de madeira capaz de resistir a forças horizontais em qualquer direção, bem como a cargas verticais (Lopes, 2012). O referido sistema de construção foi adotado em muitos regulamentos municipais pelo território português que perduraram até ao século XX. O primeiro regulamento de segurança das construções contra o sismo publicado em Portugal foi o Decreto-lei n.º 41658 de 31 de maio de 1958, embora a ação sísmica seja abordada de forma muito genérica no Regulamento Geral das Edificações Urbanas, publicado no Decreto-Lei n.º 38382 de 7 de agosto de 1951.

A engenharia sísmica é um ramo da engenharia recente tendo-se desenvolvido durante o século XX (Housner, 1984) e os conceitos mais importantes da engenharia sísmica surgiram nos últimos 40 anos do referido século (Gioncu and Mazzolani, 2002 *in* Gioncu and Mazzolani, 2011). O resumo histórico dos principais códigos de projeto sísmico apresenta-se no quadro 2.1.

*Quadro 2.1 - Resumo histórico dos códigos de projeto sísmico, (Fajfar, 2018).*

Ano	País	Resumo
1909	Itália	Os primeiros regulamentos sísmicos para edifícios em todo o mundo, com provisões para análise estática equivalente. No primeiro andar, a força horizontal era de 1/12 do peso acima, e no segundo a terceiro andares de 1/8 do peso acima.
1924	Japão	O primeiro código sísmico no Japão. O coeficiente sísmico foi igual a 10%.
1927	EUA	Primeira edição do código de construção uniforme (UBC) com disposições sísmicas opcionais. O coeficiente variou entre 7,5% e 10% da carga morta, mais a carga viva do prédio, dependendo das condições do solo.
1933	USA	Primeiros códigos sísmicos obrigatórios nos Estados Unidos (o Field e Riley atuam na Califórnia). O coeficiente sísmico variou de 2% a 10%.
1943	USA	Los Angeles promulgou o primeiro código, que relacionava o coeficiente sísmico à flexibilidade do prédio.
1956	USA	São Francisco promulgou um código com dependência explícita das cargas sísmicas no período de construção.
1957	USSR	Implementação do método de espectro de resposta modal, que mais tarde se tornou o principal procedimento de análise na Europa.
1959	USA	O código do modelo SEAOC levou em conta o impacto da capacidade de dissipação de energia das estruturas na faixa inelástica.
1977	Itália Eslovénia	Um procedimento de pushover muito simples para edifícios de alvenaria foi implementado num código regional em Friuli, Itália.
1978	USA	O início de códigos modernos com as diretrizes ATC 3-06 (mapas sísmicos probabilísticos, fatores R de redução de força).
1981	Jugoslávia	Adoção de análise de histórico de respostas lineares e não-lineares para edifícios e protótipos muito importantes de edifícios pré-fabricados no código sísmico.
1986	USA	O método do Espectro de Capacidade baseado em “pushover” foi implementado nas diretrizes “Tri-services”.
2004	UE	Norma EN 1998 -1 Projeto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios.
2010	USA	Análise probabilística explícita permitida no ASCE 7-10.

Os códigos para projeto sísmico são recentes, cujo período de amadurecimento é recente e Gioncu and Mazzolani, 2011, propõem o enquadramento da sua evolução nos seguintes períodos:

- período do “design” intuitivo – a construção baseava-se na experiência acumulada e em regras empíricas transmitidas de geração em geração, não existindo regras oficiais;
- período de observações – os danos dos sismos eram analisados e definidas regras de construção para evitar a repetição das consequências. O sismo de 1755 obrigou as autoridades a criarem o primeiro código com disposições relativas à resistência sísmica;
- período moderno – desenvolvimento de códigos baseados na resposta dinâmica da estrutura, aplicando na base a aceleração sísmica, distribuída em altura com base no modo fundamental;
- período do computador pessoal – a partir de 1970 o aparecimento do computador pessoal e o surgimento de programas informáticos de engenharia permitiu as análises

estáticas e dinâmicas elásticas e elasto-plásticas das estruturas, dando origem a um conjunto de dados mais refinados o que permitiu a evolução dos códigos;

- e) período dos códigos internacionais – iniciativa para criar um sistema de códigos internacional, que apresenta os princípios do projeto sísmico, determinação da ação sísmica e os principais fatores a serem considerados.

A Comissão das Comunidades Europeias lançou, na década de setenta do século XX, os trabalhos com vista à elaboração de um conjunto de regras técnicas harmonizadas para o projeto estrutural de edifícios e de outras obras de engenharia civil, que passaram a ser conhecidos por Eurocódigos Estruturais. Este processo terminou em maio de 2007 e corresponde a um marco extremamente importante; com efeito, foi nesta data que foi publicada a última das 58 Normas Europeias que constituem atualmente os Eurocódigos (LNEC, 2019)

A intenção da Comissão Europeia ao lançar os Eurocódigos foi, no domínio da construção, eliminar barreiras técnicas e administrativas à comercialização de produtos e à prestação de serviços de engenharia; este objetivo é claramente assumido no documento de orientação, relativo à aplicação e uso dos Eurocódigos (Guidance Paper L: Application and use of Eurocodes) e, encontra-se em conformidade, com o Preâmbulo dos diversos Eurocódigos (LNEC,2019).

Os Eurocódigos constituem, um conjunto de regras comuns para o projeto estrutural e constituirão a base para a marcação CE de produtos estruturais, por recurso ao cálculo das características dos produtos, as quais fazem parte do conjunto de valores declarados que devem acompanhar a sua marcação CE (Pina et al, 2008).

Cada Eurocódigo Estrutural tem um âmbito de aplicação, divide-se em várias partes e tem um número atribuído de 1990 a 1999 que reflete uma sequência de 10 números que, quando foi necessário atribuir a numeração de normas aos Eurocódigos, o CEN (Comité Europeu de Normalização) entendeu reservar para estas normas. No quadro 2.2 apresenta-se o resumo dos Eurocódigos Estruturais e o número de partes que os compõem (LNEC, 2019).

*Quadro 2.2 - Programa de publicação dos Eurocódigos (LNEC, 2019).*

Norma Europeia	Eurocódigo	Nº de Partes
EN 1990	EUROCÓDIGO 0 relativo às bases para o projeto de estruturas	1
EN 1991	EUROCÓDIGO 1 relativo às ações em estruturas	10
EN 1992	EUROCÓDIGO 2 relativo ao projeto de estruturas de betão	4
EN 1993	EUROCÓDIGO 3 relativo ao projeto de estruturas de aço	20
EN 1994	EUROCÓDIGO 4 relativo ao projeto de estruturas mistas aço-betão	3
EN 1995	EUROCÓDIGO 5 relativo ao projeto de estruturas de madeira	3
EN 1996	EUROCÓDIGO 6 relativo ao projeto de estruturas de alvenaria	4
EN 1997	EUROCÓDIGO 7 relativo ao projeto geotécnico	2
EN 1998	EUROCÓDIGO 8 relativo ao projeto de estruturas para resistência aos sismos	6
EN 1999	EUROCÓDIGO 9 relativo ao projeto de estruturas de alumínio	5

---

O CEN tem em curso um conjunto de ações que configuram o desenvolvimento dos Eurocódigos. O LNEC, 2019 apresenta as quatro linhas-mestras dos desenvolvimentos, indicando as entidades que terão o papel predominante na sua concretização:

- a) manutenção (CEN/TC 250+JRC) – Atividade permanente de recolha de informação relativa a erros, quer editoriais, quer técnicos, que a crescente utilização dos Eurocódigos vai permitindo detetar, eventual preparação de Emendas e Erratas, a publicar pelo CEN, para a sua correção;
- b) promoção e divulgação (JRC+CEN/TC 250) – Atividade com visibilidade significativa através da realização de diversas ações de divulgação dos Eurocódigos (quer no âmbito da UE quer fora dela);
- c) reforço da harmonização (JRC+CEN/TC 250) – A possibilidade das normas nacionais que transpõem os Eurocódigos nos diversos países poderem ser complementadas por um Anexo Nacional, do qual consta, nomeadamente, a definição dos "Parâmetros Determinados a nível Nacional" (Nationally Determined Parameters – NDP);
- d) revisão dos Eurocódigos publicados e novos Eurocódigos (JRC+TC 250) – está em marcha o processo de revisão das atuais 58 Partes dos Eurocódigos.

Prevê-se que, a partir de 2020, possam vir a ser publicados, quer Partes adicionais aos Eurocódigos já existentes, quer novos Eurocódigos (LNEC 2019).

A presente dissertação foi elaborada de acordo com a regulamentação em vigor aplicável de forma a verificar os requisitos de segurança estruturais relevantes, tendo sido aplicadas as normas seguintes:

- EN 1990 – Bases para o Projeto de Estruturas;
- EN 1991 – Ações em Estruturas:
  - Parte 1-1: Ações Gerais;
  - Parte 1-3: Ações da Neve;
  - Parte 1-4: Ações do Vento;
- EN 1993 – Projeto de Estruturas de Aço:
  - Parte 1-1: Regras Gerais e Regras para Edifícios;
- EN 1998 – Projeto de Estruturas para Resistência ao Sismos:
  - Parte 1: Regras Gerais, ações sísmicas e regras para edifícios.

## 3 REGRAS PARA O DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS METÁLICAS

### 3.1 Convenção para os eixos dos elementos

Nos modelos espaciais das estruturas, os eixos de referência dos elementos (eixos de referência locais) são os definidos na cláusula 1.7 da Norma EN 1993-1-1, conforme apresentado na figura 3.1.

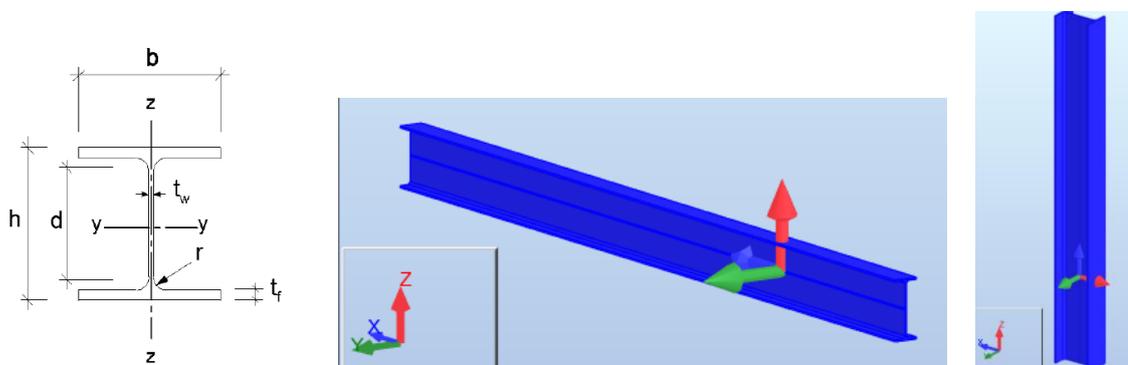


Figura 3.1 – Eixos de referência usados nos elementos dos modelos.

### 3.2 Gestão da Fiabilidade

O dimensionamento e a execução de estruturas em aço devem ser realizados de acordo com um nível de fiabilidade requerido que depende da forma como se atinge um estado limite e do risco de perdas humanas e tem implicação na categoria de produção da estrutura metálica e no nível de controlo de qualidade da mesma. Os níveis de fiabilidade relativos à segurança estrutural ou à utilização podem ser obtidos através de adequadas combinações de várias medidas definidas na cláusula 2.2 da Norma EN 1990 (CEN, 2009a).

Os níveis de fiabilidade da estrutura estão definidos numa escala crescente de exigência de fiabilidade (RC1, RC2, RC3) e estão relacionados com:

- as classes de consequência (CC);
- os níveis de supervisão do projeto (DSL);
- os níveis de inspeção do projeto (IL).

As classes de consequência definidas na cláusula B.3.1 Anexo B da Norma EN 1990 (CEN, 2009a), são:

- a) CC1 – consequência baixa em termos de perdas de vidas humanas, consequências económicas, sociais ou ambientais pouco importantes ou desprezáveis;
- b) CC2 – consequência média em termos de perdas de vidas humanas, consequências económicas, sociais ou ambientais mediamente importantes;
- c) CC3 – consequência elevada em termos de perdas de vidas humanas, consequências económicas sociais ou ambientais muito importantes.

Os níveis de supervisão do projeto definidas na cláusula B.4 Anexo B da Norma EN 1990 (CEN, 2009a), são:

- a) DSL1 – supervisão normal que consiste na auto verificação, efetuadas pelos técnicos que elaboraram o projeto;
- b) DSL2 – supervisão normal que consiste na verificação interna, efetuadas por técnicos diferentes dos originalmente responsáveis, de acordo com os procedimentos da organização;
- c) DSL3 – supervisão alargada que consiste na verificação por terceiros, efetuada por entidade diferente da que elaborou o projeto.

Os níveis de inspeção definidas na cláusula B.5 Anexo B da Norma EN 1990 (CEN, 2009a), são:

- a) IL 1 – inspeção normal realizada pelos técnicos que elaboraram o projeto;
- b) IL 2 – inspeção normal realizada de acordo com os procedimentos da organização;
- c) IL 3 – inspeção alargada realizada por terceiros.

O procedimento para a determinação da classe de execução (EXC) da estrutura metálica encontra-se definido no anexo B da Norma EN 1090-2 (CEN, 2011). A classe de execução da estrutura metálica depende da classe de consequência (CC) e da Categoria de Produção (PC). A Categoria de Produção pode ser de dois níveis sendo:

- a) PC1 – estruturas sem componentes soldadas ou com componentes soldados fabricados em aço de classe inferior da S355;
- b) PC2 – estruturas com componentes soldados fabricados em aço de classe 355 ou superior ou outros componentes de elevada complexidade de fabrico.

As Classes de Execução (EXC) de estruturas metálicas encontram-se definidas na norma EN 1090-2 em quatro classes (EXC 1 a EXC4) numa escala crescente de exigência na qualificação das categorias profissionais envolvidas na fabricação e montagem e no controlo de qualidade da fabricação dos elementos metálicos.

### 3.3 Dimensionamento pelo EC3

#### 3.3.1 Imperfeições

Nas estruturas metálicas, mesmo que sejam cumpridas todas as regras de boa execução, existem sempre imperfeições do material ou geométricas, tais como: as tensões residuais, a falta de verticalidade e de retilinearidade dos seus elementos e ainda excentricidades nas ligações das estruturas, se superiores às tolerâncias especificadas na norma EN 1090-2. Estas imperfeições são responsáveis pela introdução de esforços secundários adicionais e como tal devem ser tidas em conta na análise global e no dimensionamento das estruturas (Simões, 2014).

Os possíveis efeitos de todas as imperfeições geométricas devem ser incorporadas na análise da estrutura através de imperfeições geométricas equivalentes, devendo considerar-se imperfeições globais em pórticos e sistemas de contraventamento e imperfeições locais consideradas em elementos individualmente, cláusula 5.3.1 da Norma EN 1993-1-1 (CEN, 2010a).

Em pórticos suscetíveis à ocorrência de modos de encurvadura com deslocamentos laterais (pórticos não contraventados), o efeito das imperfeições deverá ser incorporado na análise global do pórtico através de uma imperfeição equivalente com a forma de uma inclinação lateral inicial das colunas do pórtico (imperfeição global) e de deformadas iniciais dos seus elementos (imperfeição local), cláusula 5.3.2(2) Norma EN 1993-1-1 (CEN, 2010a), podendo determinar-se a imperfeição global do pórtico ( $\Phi$ ), através da aplicação da expressão 5.5 da referida norma:

$$\Phi = \Phi_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m, \quad (3.1)$$

com:

$$\Phi_0 = \frac{1}{200}$$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} \text{ mas } \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1.0, \text{ em que } h \text{ é a altura da estrutura em metros;}$$

$$\alpha_m = \sqrt{0.5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m}\right)}, \text{ em que } m \text{ é o número de colunas num piso.}$$

Os efeitos das imperfeições globais e locais podem ser introduzidas no modelo de análise através da aplicação de forças horizontais equivalentes, aplicadas em cada coluna, cláusula 5.3.2(7) da Norma 1993-1-1 (CEN, 2010a), através da expressão:

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

com,

$H_i$  – força horizontal equivalente a aplicar no piso  $i$ ;

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

### 3.3.2 Análise de segunda ordem

Os efeitos da configuração deformada da estrutura (efeitos de segunda ordem) deverão ser considerados sempre que aumentem os efeitos das ações ou modifiquem o comportamento estrutural de forma significativa.

Poderá efetuar-se uma análise de primeira ordem da estrutura quando forem desprezíveis os efeitos da configuração deformada no aumento dos esforços ou no comportamento da estrutura, cláusula 5.2.1(3) da Norma EN 1993-1-1 (CEN, 2010a). Para realizar uma análise elástica da estrutura pode-se aplicar a expressão 5.1,  $\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10$ , em que  $F_{cr}$  é o valor crítico do carregamento que provoca a instabilidade elástica do pórtico. Para  $\alpha_{cr} < 3.0$  deve efetuar-se uma análise de segunda ordem mais rigorosa. O Valor de  $\alpha_{cr}$  para pórticos não contraventados pode ser determinado pelo método de Horne, expressão 5.2.

$$\alpha_{cr} = \left( \frac{H_{Ed}}{V_{Ed}} \right) \left( \frac{h}{\delta_{H,Ed}} \right) \quad (3.3)$$

em que:

$\alpha_{cr}$  é o fator pelo qual as ações de cálculo teriam de ser multiplicadas para provocar instabilidade elástica num modo global;

$H_{Ed}$  é o valor de cálculo da carga horizontal total determinada pelas combinações fundamentais – ELU, transmitidas pelo piso;

$V_{Ed}$  é o valor de cálculo da carga vertical total determinada pelas combinações fundamentais – ELU, transmitidas pelo piso;

$\delta_{H,Ed}$  é o deslocamento horizontal do piso, medido em relação à sua base, determinado pelas combinações fundamentais – ELU;

$h$  é a altura do piso.

Em pórticos de vários pisos calculados através de uma análise elástica global, desde que todos os pisos tenham distribuição semelhante de cargas verticais, de cargas horizontais e de rigidez em relação às cargas horizontais, cláusula 5.2.2(6) da Norma 1993-1-1 (CEN, 2010a), os efeitos de segunda ordem associados a deslocamentos laterais, devidos à presença de cargas verticais, poderão ser calculados através da amplificação das cargas horizontais, das cargas equivalentes às imperfeições e de todos os outros possíveis efeitos de primeira ordem associados a deslocamentos laterais, amplificação essa efetuada pela aplicação do fator, determinado pela expressão 5.4 da referida norma:

$$\frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}} \quad (3.4)$$

### 3.3.3 Classificação das Secções Transversais

A classificação das secções transversais de perfis metálicos tem como objetivo identificar em que medida a sua resistência e a sua capacidade de rotação são limitadas pela ocorrência de encurvadura local e o procedimento para a sua classificação encontra-se definido na cláusula 5.5 da Norma 1993-1-1 (CEN, 2010a), aplicando-se a secções fechadas e abertas de perfis enformados a frio, laminados a quente ou soldados.

As secções transversais de perfis metálicos podem ser classificadas em:

- a) secções transversais de classe 1 – aquelas em que se pode formar uma rótula plástica, com capacidade de rotação necessária para uma análise plástica, sem redução da sua resistência;
- b) secções transversais de classe 2 – aquelas em que podem atingir o momento resistente plástico, mas cuja capacidade de rotação é limitada pela encurvadura local;
- c) secções transversais de classe 3 – aquelas em que a tensão na fibra extrema comprimida, calculada com base numa distribuição elástica de tensões, pode atingir o valor da tensão de cedência, mas em que a encurvadura local pode impedir que o valor do momento resistente plástico seja atingido;
- d) secções transversais de classe 4 – aquelas em que a encurvadura local ocorre antes de ser atingido o valor da tensão de cedência numa ou mais partes da secção.

No quadro 5.2 da Norma 1993-1-1 encontram-se definidos os limites para as relações largura – espessura para componentes comprimidos das secções transversais para a definição da sua classe.

### 3.3.4 Resistência das Secções Transversais (ULS)

A verificação dos estados limites últimos de uma estrutura dizem respeito à segurança das pessoas e ou à segurança da estrutura e dependem da verificação da perda de equilíbrio da estrutura ou parte dela, considerando como corpo rígido, da verificação da ruína por deformação excessiva, transformação do conjunto ou de parte da estrutura num mecanismo, rotura, perda de estabilidade da estrutura ou de parte da estrutura, incluindo apoios e fundações, e da verificação da rotura provocada por fadiga ou por efeitos dependentes do tempo, cláusula 3.3 da Norma 1990 (CEN, 2009a).

O valor de cálculo do efeito de uma ação em cada secção transversal não deve ser superior ao valor de cálculo da resistência correspondente e, no caso de vários efeitos de ações atuarem simultaneamente, o seu efeito combinado não deve exceder a resistência correspondente a essa combinação, cláusula 6.2.1(1)P da Norma 1993-1-1 (CEN, 2010a) e deve ser realizada conforme definido na cláusula 6.2 da referida norma.

No quadro 3.1 apresentam-se as condições de verificação relevantes utilizadas no presente estudo.

Quadro 3.1 - Condições de verificação pela Norma EN 1993-1-1 utilizadas no presente estudo (adaptado de Maneira, 2018)

Tipo de esforço (cláusula)	Equação (EC3-1-1)	Condição	Express.
Tração (6.2.3)	6.5	$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1.0$ , com $N_{t,Rd} = \frac{A_f f_y}{\gamma_{M0}}$ ou $N_{t,Rd} = \frac{0.9 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}}$	(3.5)
Compressão (6.2.4)	6.9	$\frac{N_{Ed}}{N_{pL,Rd}} \leq 1.0$ , com $N_{pL,Rd} = \frac{A_f f_y}{\gamma_{M0}}$	(3.6)
Momento fletor (6.2.5)	6.12	$\frac{M_{Ed}}{M_{pL,Rd}} \leq 1.0$ , com $M_{pL,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}}$	(3.7)
Esforço transversal (6.2.6)	6.17	$\frac{V_{Ed}}{V_{pL,Rd}} \leq 1.0$ , com $V_{pL,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$	(3.8)
Flexão com esforço transversal (6.2.8)	6.30	$\frac{M_{Ed}}{M_{y,V,Rd}} \leq 1.0$ , com $M_{y,V,Rd} = \frac{[W_{pl,y} - \frac{\rho A_w}{4 t_w}]}{\gamma_{M0}}$	(3.9)
Flexão composta e desviada (6.2.9)	6.41	$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{Ny,pL,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{Nz,pL,Rd}}\right)^{5N_{Ed}/N_{pL,Rd}} \leq 1$	(3.10)
Encurvadura por compressão (6.3.1)	6.46	$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1.0$ , com $N_{b,Rd} = \frac{\chi A_f f_y}{\gamma_{M1}}$	(3.11)
Encurvadura por flexão (6.3.2)	6.54	$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1.0$ , com $M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_{pl,Rd} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$	(3.12)
Encurvadura por flexão composta por compressão (6.3.3)	6.61	$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{pL,Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{ypL,Rd}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{zpL,Rd}} \leq 1$	(3.13)
	6.62	$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{pL,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{ypL,Rd}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{zpL,Rd}} \leq 1$	(3.14)
em que: $N_{Ed}, M_{Ed}, V_{Ed}$ – esforço axial de cálculo, momento fletor e transversal, respetivamente; $N_{pL,Rd}, M_{pL,Rd}, V_{pL,Rd}$ – esforço resistente axial, momento fletor e transversal, respetivamente; $A, A_v, A_w$ – área de uma secção transversal, resistente ao esforço transversal, de uma alma, respetivamente; $t_w, W_{pl}$ – espessura da alma, módulo de flexão plástico de uma secção transversal, respetivamente; $\chi_y, \chi_z, \chi_{LT}$ – 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.			

A Norma EN 1993-1-1 não fornece critérios precisos para a definição da classe de secção a considerar na estabilidade global de um elemento, quando esta varia ao longo desse mesmo elemento, em consequência da variação dos esforços (Simões, 2014). Utilizando o programa Semi-Comp+, a classe para a verificação do elemento pode ser estabelecida com base na secção com maior Fator de Utilização (Uf). O Fator de Utilização (Uf) é o quociente entre o valor do momento fletor atuante e o momento fletor plástico resistente da secção transversal em estudo (Greiner et al, 2011).

### 3.3.5 Limitação das Deformações (SLS)

Os estados limites de utilização (SLS) das edificações referem-se ao funcionamento da estrutura ou dos seus elementos estruturais em condições normais de utilização, ao conforto das pessoas e ao aspeto da construção. Os critérios de utilização deverão ser especificados para cada projeto e acordados com o dono de obra, no entanto, para edifícios a verificação dos estados limites de utilização encontra-se definida na cláusula 7.2 da Norma 1993-1-1 (CEN, 2010a).

Os limites dos deslocamentos horizontais no topo das colunas da estrutura devem ser determinados para as combinações característica, conforme definido na cl. NA-7.2.2 (1)B (CEN, 2010a), para edifícios de vários pisos:

- a) em cada piso,  $\delta_{\text{piso,limite}} = h/300$ ;
- b) na estrutura globalmente,  $\delta_{\text{global,limite}} = h/500$ .

Os limites dos deslocamentos verticais da estrutura devem ser determinados pelo definido na cl. NA-7.2.1(1)B, para pavimentos e cobertura que suportam rebocos ou outros acabamentos frágeis ou divisórias não flexíveis:

- a)  $\delta_{\text{max}} = L/250$ ;
- b)  $\delta_2 = L/350$ .

## 3.4 Dimensionamento segundo o Eurocódigo 8 (EC8)

A Norma EN 1998-1 (EC8) aplica-se ao projeto e à construção de edifícios e de outras obras de engenharia civil em regiões sísmicas. Tem por finalidade assegurar, em caso de ocorrência de sismos que as vidas humanas são protegidas, os danos são limitados e as estruturas importantes para a proteção civil se mantêm operacionais (CEN, 2010b).

As estruturas nas regiões sísmicas devem ser projetadas e construídas de forma que sejam satisfeitos os seguintes requisitos (cláusula 2.1 da Norma 1998-1) (CEN, 2010b), cada um com um grau adequado de fiabilidade:

- a) requisito de não ocorrência de colapso – a estrutura resiste à ação sísmica de cálculo, sem colapso local ou global;
- b) requisito de limitação de danos – a estrutura resiste a uma ação sísmica cuja probabilidade de ocorrência seja maior que a ação sísmica de cálculo, sem a ocorrência de danos e de limitações de utilização.

### 3.4.1 Ação Sísmica

No âmbito da Norma EN 1998-1 (CEN, 2010b), o movimento sísmico num dado ponto da superfície do terreno é representado por um espectro de resposta elástica da aceleração à superfície do terreno.

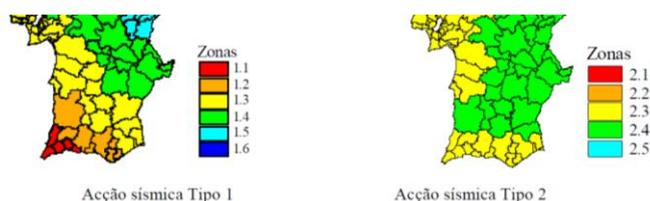


Figura 3.2 – Zonamento sísmico em Portugal Continental, zona Sul, fonte Anexo Nacional do Norma EN 1998-1.

A ação sísmica pode ser de dois tipos, Tipo 1, resulta de um sismo com epicentro em zona oceânica afastada da localização da estrutura e do Tipo 2, resulta de um sismo com epicentro em zona continental mais próxima da localização da estrutura (CEN, 2010b), na figura 3.2 apresenta-se o zonamento sísmico para a região Sul de Portugal continental, onde se situa a zona de estudo.

A ação sísmica horizontal é descrita por duas componentes independentes e representadas pelo mesmo espectro de resposta.

A capacidade de dissipação de energia da estrutura, obtida principalmente pelo comportamento dúctil dos seus elementos e/ou de outros mecanismos, é tida em conta, efetuando-se uma análise elástica baseada num espectro de resposta reduzido em relação ao de resposta elástica, designado por “espectro de cálculo”. Esta redução é efetuada através do fator de comportamento “q”.

O coeficiente de comportamento “q” é uma aproximação da razão entre as forças sísmicas a que estrutura ficaria sujeita se a resposta fosse totalmente elástica, com 5% de amortecimento viscoso e as forças sísmicas que poderão ser adotadas no projeto (CEN, 2010b).

Para as componentes horizontais da ação sísmica, o espectro de cálculo,  $S_d(T)$ , é definido pelas expressões 3.13 a 3.16 da Norma EN 1998-1-1 (CEN, 2010b).

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left( \frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3.15)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \quad (3.16)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) = \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \left[ \frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta a_g \end{cases} \quad (3.17)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) = \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.18)$$

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;

$\beta$  – coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal.

### 3.4.2 Projeto de edifícios resistentes ao sismo

Nas regiões sísmicas, a perigosidade sísmica deve ser tida em conta nas fases iniciais da concepção do edifício, permitindo obter um sistema estrutural que satisfaça, com custos aceitáveis, os requisitos fundamentais definidos na Norma EN 1998-1 (CEN, 2010b). Os princípios orientadores que regem a concepção do edifício devem ser:

- a) simplicidade estrutural;
- b) uniformidade, simetria e redundância estrutural;
- c) resistência e rigidez nas duas direções;
- d) ação de diafragma ao nível dos pisos;
- e) fundação adequada.

No projeto sísmico, deverá ser previamente definida a estrutura resistente à ação sísmica, selecionando os elementos estruturais (vigas e pilares) como elementos sísmicos primários. Para os restantes elementos não resistentes ao sismo, elementos secundários, a sua resistência ao sismo deve ser desprezada (CEN, 2010b).

### 3.4.3 Critérios de regularidade estrutural

Para efeitos de projeto sismo-resistente, as estruturas dos edifícios são classificadas em regulares ou não regulares (CEN, 2010b), tendo implicações nos seguintes aspetos:

- a) o modelo estrutural pode ser um modelo plano simplificado ou um modelo espacial;
- b) o método de análise pode ser uma análise simplificada por espectro de resposta (método das forças laterais) ou uma análise modal;
- c) o valor do coeficiente de comportamento “ $q$ ” deve ser reduzido para os edifícios não regulares em altura.

No quadro 3.2 apresentam-se as condições para a seleção do modelo de análise sísmica e para o coeficiente de comportamento “*q*”.

*Quadro 3.2 - Consequências da regularidade estrutural na análise e no cálculo sísmico, (CEN, 2010b).*

Regularidade		Simplificações admitidas		Coeficiente de comportamento ( <i>q</i> )
Em planta	Em altura	Modelo	Análise elástica linear	Análise linear
Sim	Sim	Plano	Força lateral	Valor de referência
Sim	Não	Plano	Modal	Valor reduzido
Não	Sim	Espacial	Força lateral	Valor de referência
Não	Não	Espacial	Modal	Valor reduzido

### 3.4.4 Critérios de regularidade em planta

Para um edifício ser classificado como regular em planta (CEN, 2010b), deve satisfazer as condições seguintes:

- no que se refere à rigidez lateral e à distribuição de massas, a estrutura do edifício deve ser aproximadamente simétrica em planta em relação aos dois eixos ortogonais;
- a configuração em planta deve ser compacta, delimitada em cada piso por uma linha poligonal convexa. Se existirem recuos em relação a essa linha, continua a considerar-se regularidade em planta se a rigidez do piso não for afetada e a área entre a linha poligonal de contorno do piso e a linha poligonal convexa que o envolve não é superior a 5% da área do piso;
- a rigidez dos pisos no plano deve ser suficientemente grande em relação à rigidez lateral dos elementos estruturais verticais, para que a deformação do piso tenha um efeito reduzido na distribuição das forças entre elementos. As formas L, C, H, I e X em planta deverão ser cuidadosamente examinadas, em particular no que diz respeito à rigidez dos ramos laterais salientes, que deverá ser comparável à da parte central, de forma a satisfazer a condição de diafragma rígido;
- a esbelteza  $\lambda = L_{max}/L_{min}$  do edifício em planta não deve ser superior a 4, sendo  $L_{max}$  e  $L_{min}$  a maior e a menor dimensão em planta do edifício, medidas em direções ortogonais;
- a cada nível e para cada direção de cálculo *x* e *y*, a excentricidade estrutural  $e_0$  e o raio *r* devem verificar as duas condições seguintes:

$$e_{0x} = 0.30 \cdot r_x \quad (3.19)$$

$$r_x \geq l_s$$

em que:

$e_{0x}$  é a distância entre o centro de rigidez e o centro de gravidade, medida segundo a direção *x*, perpendicular à direção de cálculo considerada;

$r_x$  é a raiz quadrada da relação entre a rigidez de torção e a rigidez lateral na direção *y* (raio de torção);

$l_s$  raio de giração da massa do piso em planta (raiz quadrada da relação entre o momento polar de inércia da massa do piso em planta em relação ao centro de gravidade do piso e a massa do piso);

- f) todos os sistemas resistentes a ações laterais são contínuos desde a fundação até ao topo do edifício.

### 3.4.5 Critérios de regularidade em altura

Um edifício classificado como regular em altura (CEN, 2010b), deve satisfazer todas as condições seguintes:

- a) todos os sistemas resistentes a ações laterais são contínuos desde a fundação até ao topo do edifício ou, se existirem andares recuados a diferentes alturas, até ao topo da zona considerada no edifício;
- b) a rigidez lateral e a massa de cada piso permanecem constantes ou apresentam uma redução gradual, sem alterações bruscas, desde a base até ao topo do edifício considerado;
- c) nos edifícios com estrutura porticada, a relação entre a resistência real do piso e a resistência requerida pelo cálculo não deverá variar desproporcionalmente entre pisos adjacentes;
- d) quando a construção apresenta recuos aplicam-se as seguintes condições adicionais:
  - i. no caso de sucessivos recuos que mantêm uma simetria axial, o recuo em qualquer piso não deve ser superior a 20% da dimensão em planta do nível inferior na direção do recuo;
  - ii. no caso de um único recuo localizado nos 15% inferiores da altura total do sistema estrutural principal, o recuo não deve ser superior a 50% da dimensão em planta do nível inferior;
  - iii. no caso de recuos não simétricos, a soma, em cada lado, dos recuos de todos os pisos não deve ser superior a 30% da dimensão em planta ao nível do piso acima da fundação ou do nível superior de uma cave rígida e cada recuo não deve ser superior a 10% da dimensão em planta do nível inferior.

### 3.4.6 Efeitos acidentais de torção

Para ter em conta a incerteza na localização das massas e na variação espacial do movimento sísmico, o centro de massa calculado em cada piso  $i$  deve ser deslocado, em cada direção, em relação à sua posição nominal de uma excentricidade acidental, cláusula 4.3.2 da Norma EN 1998-1 (CEN, 2010b),

$$e_{ai} = \pm 0.05 \cdot L_i \quad (3.20)$$

em que:

$e_{ai}$  é a excentricidade acidental da massa do piso  $i$  em relação à sua localização nominal, aplicada na mesma direção em todos os pisos;

$L_i$  é a dimensão do piso na direção perpendicular à direção da ação sísmica.

### 3.4.7 Métodos de análise

#### 3.4.7.1 Análise modal por espectro de resposta

Devem ser consideradas as respostas de todos os modos de vibração que contribuam significativamente para a resposta global da estrutura (CEN, 2010b), devendo ser cumprida uma das seguintes condições:

- a) a soma das massas modais efetivas para os modos considerados representa, pelo menos, 90% da massa total da estrutura;
- b) são considerados todos os modos com massas modais efetivas superiores a 5% da massa total.

Quando se utiliza um modelo espacial, as condições acima definidas deverão ser verificadas para cada direção considerada.

Os modos de vibração devem ser independentes entre si, devendo as respostas de dois modos de vibração  $i$  e  $j$ , com  $T_j \leq T_i$ , cumprirem a condição  $T_j \leq 0.9T_i$ .

Sempre que as respostas modais possam ser consideradas independentes entre si, o valor máximo de uma ação sísmica poderá ser tomado como:

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2} \quad (3.21)$$

em que:

$E_E$  é o efeito considerado da ação sísmica (força, deslocamento, etc.);

$E_{Ei}$  é o valor desse efeito da ação sísmica devido ao modo de vibração  $i$ .

Quando os modos de vibração não são independentes entre si, devem adotar-se métodos mais rigorosos para a combinação dos máximos modais, como por exemplo “combinação quadrática completa”.

### 3.4.8 Efeitos da torção

Sempre que se utiliza um modelo de análise espacial, os efeitos acidentais da torção poderão ser determinados como a envolvente dos efeitos resultantes da aplicação de cargas estáticas constituídas por conjuntos de momentos torsores de eixo vertical aplicados a cada piso  $i$  (CEN, 2010b):

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i \quad (3.22)$$

em que:

$M_{ai}$  é o momento torsor de eixo vertical aplicado no piso  $i$ ;

$e_{ai}$  é a excentricidade acidental da massa do piso  $i$ , obtida para todas as direções;

$F_i$  força horizontal atuando no piso  $i$ , determinada para todas as direções relevantes.

### 3.4.9 Estados limites de limitação de danos

Considera-se satisfeito o requisito de “limitação de danos” se, sob ação sísmica com uma probabilidade de ocorrência maior do que a ação sísmica de cálculo correspondente ao requisito de “não ocorrência de colapso”, cláusula 4.4.3 da Norma EN 1998-1 (CEN, 2010b), se os deslocamentos entre pisos cumprirem os limites seguintes:

- para os edifícios com elementos não estruturais constituídos por materiais frágeis fixos à estrutura,  $d_r \cdot \nu \leq 0.005 h$ ;
- para os edifícios com elementos não estruturais dúcteis,  $d_r \cdot \nu \leq 0.0075 h$ ;
- para os edifícios com elementos não estruturais fixos de forma a não interferir com as deformações estruturais ou sem elementos não estruturais,  $d_r \cdot \nu \leq 0.010 h$ .

em que:

$d_r$  é o valor de cálculo do deslocamento entre pisos (pode-se considerar igual a  $d_s$ );

$\nu$  é o coeficiente de redução que tem em conta o mais baixo período de retorno da ação sísmica (o anexo Nacional define: para o sismo Tipo 1,  $\nu = 0.40$ ; para o sismo Tipo 2,  $\nu = 0.50$ );

$h$  é a altura entre pisos.

Se for efetuada uma análise linear, os deslocamentos devidos à ação sísmica de cálculo devem ser avaliados com base nas deformações elásticas do sistema estrutural através da expressão, cláusula 4.3.4 da Norma EN 1998-1 (CEN, 2010b):

$$d_s = q_d \cdot d_e \quad (3.23)$$

em que:

$d_s$  é o deslocamento de um ponto do sistema estrutural devido à ação sísmica;

$q_d$  é o coeficiente de comportamento em deslocamento, que se admite ser igual a “q”;

$d_e$  é o deslocamento do mesmo ponto do sistema estrutural, determinado por uma análise linear baseada no espectro de resposta de cálculo.

### 3.4.10 Estados Limites Últimos

Considera-se satisfeito o requisito de não ocorrência de colapso (ELU) na situação sísmica de cálculo quando são cumpridas as condições relativas à resistência, à ductilidade, ao equilíbrio, à estabilidade das fundações e às juntas sísmicas (CEN, 2010b).

A relação seguinte deve ser satisfeita para todos os elementos estruturais, incluindo ligações e para os elementos não estruturais relevantes,  $E_d \leq R_d$ , em que  $E_d$  é o valor de cálculo do efeito da ação, devido à situação sísmica de cálculo e  $R_d$  é a resistência de cálculo correspondente do elemento, calculada de acordo com as regras específicas do material utilizado e com os modelos mecânicos associados ao tipo específico de sistema estrutural (CEN, 2010b).

Não é necessário considerar os efeitos de segunda ordem (efeitos  $P - \Delta$ ) se a seguinte condição for satisfeita em todos os pisos (CEN, 2010b):

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10 \quad (3.24)$$

em que:

$\theta$  é o coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos;

$P_{tot}$  é a carga gravítica total devida a todos os pisos acima do piso considerado, incluindo este, na situação de projeto sísmica;

$d_r$  é o valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos, avaliado como a diferença entre os deslocamentos laterais médios  $d_s$  no topo e na base do piso considerado;

$V_{tot}$  é a força de corte sísmica total no piso considerado;

$h$  altura entre pisos.

### 3.4.11 Regras específicas para edifícios em aço

Os edifícios em aço resistentes aos sismos devem ser projetados de acordo com um dos seguintes princípios (CEN, 2010b):

- a) comportamento estrutural de baixa dissipação – os esforços poderão ser calculados com base numa análise global elástica sem considerar um comportamento não linear significativo do material. O limite superior do valor de referência do coeficiente de

comportamento “q” poderá ser considerado entre 1.5 e 2. As estruturas pertencem à classe de ductilidade estrutural DCL (Baixa).

- b) comportamento estrutural dissipativo – é tida em conta a capacidade de partes da estrutura (zonas dissipativas) resistirem às ações sísmicas no domínio não elástico. O valor limite do coeficiente de comportamento “q” pode ser superior. As estruturas pertencem à classe de ductilidade estrutural DCM (média) ou DCH (alta).

Os edifícios de estrutura em aço devem ser classificados num dos seguintes tipos de estrutura em função do comportamento da sua estrutura sísmica primária sob as ações sísmicas (CEN, 2010b):

- a) pórticos simples – estruturas nas quais a resistência às forças horizontais é principalmente assegurada por elementos predominantemente em flexão;
- b) pórticos com contraventamento centrado – estruturas nas quais a resistência às forças horizontais é principalmente assegurada por elementos sujeitos a esforços normais;
- c) pórticos com contraventamento excêntrico – estruturas nas quais a resistência às forças horizontais é principalmente assegurada por elementos sujeitos a cargas axiais, mas em que a excentricidade do sistema é tal que a energia pode ser dissipada nos ligadores sísmicos por flexão ou por corte cíclico;
- d) estruturas em pêndulo invertido – são estruturas nas quais as zonas dissipativas se localizam na base das colunas;
- e) estruturas com núcleos de betão ou paredes em betão – estruturas nas quais a resistência às forças horizontais é principalmente assegurada por esses núcleos ou paredes;
- f) pórticos simples combinados com contraventamentos centrados;
- g) pórticos simples combinados com enchimentos.

Nos pórticos simples, as zonas dissipativas deverão localizar-se principalmente nas rótulas plásticas das vigas ou das ligações viga-coluna, para que a energia seja dissipada por flexão cíclica. As zonas dissipativas poderão estar também localizadas nas colunas (CEN, 2010b):

- a) na base da coluna;
- b) no topo das colunas do piso superior dos edifícios com vários pisos;
- c) no topo e na base da coluna de um edifício de um só piso, nos quais  $N_{Ed}$  nas colunas satisfaça a condição  $N_{Ed}/N_{pl,Rd} < 0.3$ .

O coeficiente de comportamento “q”, tem em conta a capacidade de dissipação de energia da estrutura e para pórticos simples, a cláusula 6.3.2(1) da Norma EN 1998-1 (CEN, 2010b) define para estruturas com classe de ductilidade média (DCM)  $q=4$  e para estruturas com classe de ductilidade alta (DCH)  $q = 5$ .  $\alpha_u/\alpha_l$ , sendo  $\alpha_u$  o valor pelo qual a ação sísmica horizontal de cálculo é multiplicada para se atingir pela primeira vez a resistência plástica em qualquer

elemento da estrutura e  $\alpha_l$  o valor pelo qual a ação sísmica horizontal de cálculo é multiplicada para se formarem rótulas plásticas num número suficiente de secções para que se desenvolva a instabilidade global da estrutura.

Se o edifício não for regular em altura os valores limites superiores de “q” deverão ser reduzidos em 20%. Se o edifício não for regular em planta  $\alpha_u/\alpha_l = 1$  ou  $\alpha_u/\alpha_l$  toma os valores indicados nas figuras 6.1 a 6.8 da Norma EN 1998-1. Para pórticos simples  $\alpha_u/\alpha_l = 1.3$ , pelo definido na figura 6.1 da Norma EN 1998-1 (CEN, 2010b).

Para edifícios de estrutura metálica com sistema sísmico primário constituído em pórticos simples o valor do coeficiente de comportamento  $q$  não deve ser superior a 4 (Rebelo, 2016).

### 3.4.12 Regras de cálculo para pórticos simples

As estruturas com zonas dissipativas devem ser projetadas de modo que a plastificação, a encurvadura local ou outros fenómenos devidos ao comportamento histerético não afetem a estabilidade de conjunto da estrutura. As zonas dissipativas devem possuir ductilidade e resistência adequadas, sendo a resistência verificada de acordo com a Norma EN 1993. As zonas dissipativas poderão localizar-se nos elementos estruturais ou nas ligações. No caso das zonas dissipativas se localizarem nos elementos estruturais, as partes não dissipativas e as ligações e as ligações das partes dissipativas à restante estrutura devem possuir uma sobrerresistência suficiente para permitir a plastificação cíclica das dissipativas (CEN, 2010b).

Deve ser assegurada uma ductilidade local suficiente aos elementos que dissipam energia em compressão ou em flexão limitando a relação largura-espessura (b/t) de acordo com as classes da secção transversal definida na Norma EN 1993-1-1. Em função da classe de ductilidade e do coeficiente de comportamento “q”, os requisitos relativos às classes de seção transversal dos elementos que dissipam energia apresentam-se no quadro 3.3 (CEN, 2010b).

*Quadro 3.3 - Requisitos relativos à classe da seção transversal de elementos dissipativos em função da classe de ductilidade e do valor de referência do coeficiente de comportamento (CEN, 2010b).*

Classe de ductilidade	Valor de referência do coeficiente de comportamento q	Classe de seção 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

Os pórticos simples devem ser projetados de modo que as rótulas plásticas se formem nas vigas ou nas ligações das vigas às colunas e não nas colunas. Este requisito é derogado para a base do pórtico, para o último piso dos edifícios com vários pisos e para os edifícios de um só piso.

Em pórticos simples, as condições para a verificação das vigas, expressões 6.2, 6.3, 6.4 e 6.5 da Norma, e das colunas, expressões 6.6 da Norma, apresentam-se no quadro 3.4, pelo definido nas cláusulas 6.6.2 e 6.6.3 da Norma EN 1998-1.

Quadro 3.4 - Condições de verificação pela Norma EN 1998-1 utilizadas no presente estudo (adaptado de Maneira, 2018)

Colunas	Expr.	Vigas	Exp.
$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1.0, M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1.1\gamma_{ov}\Omega M_{Ed,E}$	(3.25)	$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1.0$	(3.26)
$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 1.0, N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1.1\gamma_{ov}\Omega N_{Ed,E}$	(3.27)	$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0.15$	(3.28)
$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0.5, V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1.1\gamma_{ov}\Omega V_{Ed,E}$	(3.29)	$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0.5, V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M}$	(3.30)
$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0.5$	(3.31)	$V_{Ed,M} = \frac{M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B}}{L}$	(3.32)
$\frac{V_{wp,Ed}}{V_{wp,Rd}} \leq 1.0$	(3.33)		
em que:			
<p><math>M_{Ed,G}, N_{Ed,G}, V_{Ed,G}</math> - momento fletor, esforço axial e esforço transversal, respetivamente, na coluna devido às ações gravíticas;</p> <p><math>M_{Ed,E}, N_{Ed,E}, V_{Ed,E}</math> - momento fletor, esforço axial e esforço transversal, respetivamente, na coluna devido à ação sísmica de cálculo;</p> <p><math>\gamma_{ov}</math> - coeficiente de sobrerresistência (= 1.25)</p> <p><math>\Omega</math> - valor mínimo de <math>\Omega_i = M_{pl,Rd,i}/M_{Ed,i}</math> de todas as vigas que contêm zonas dissipativas:</p> <p><math>M_{pl,Rd,i}</math> - momento plástico da viga <math>i</math>;</p> <p><math>M_{Ed,i}</math> - momento fletor na viga <math>i</math> na situação de projeto sísmica;</p> <p><math>V_{wp,Ed}</math> - 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><math>M_{Ed}</math> - valor de cálculo do momento fletor;</p> <p><math>N_{Ed}</math> - valor de cálculo do esforço normal;</p> <p><math>V_{Ed}</math> - valor de cálculo do esforço transversal;</p> <p><math>M_{pl,Rd}, N_{pl,Rd}, V_{pl,Rd}</math> - resistências de cálculo de acordo com o Eurocódigo 3;</p> <p><math>V_{Ed,G}</math> - valor de cálculo do esforço transversal devido às ações gravíticas;</p> <p><math>V_{Ed,M}</math> - valor de cálculo do esforço transversal provocados pelos momentos plásticos <math>M_{pl,Rd,A}</math> e <math>M_{pl,Rd,B}</math> com sinais opostos nas extremidades da viga.</p> <p><math>V_{wp,Rd}</math> - resistência do painel de alma ao esforço transversal, de acordo com a EN 1993-1-8:2005, 6.2.6.1;</p> <p><math>V_{wb,Rd}</math> - resistência à encurvadura por esforço transversal do painel de alma.</p>	

## 4 ESTUDO PARAMÉTRICO

O estudo paramétrico foi realizado considerando quatro casos de estudo de irregularidades em planta e quatro casos de estudo de irregularidades em altura, para um edifício de 6 pisos com estrutura em pórticos simples. O edifício de referência é o edifício apresentado no capítulo 6 de Landolfo *at al*, 2017.

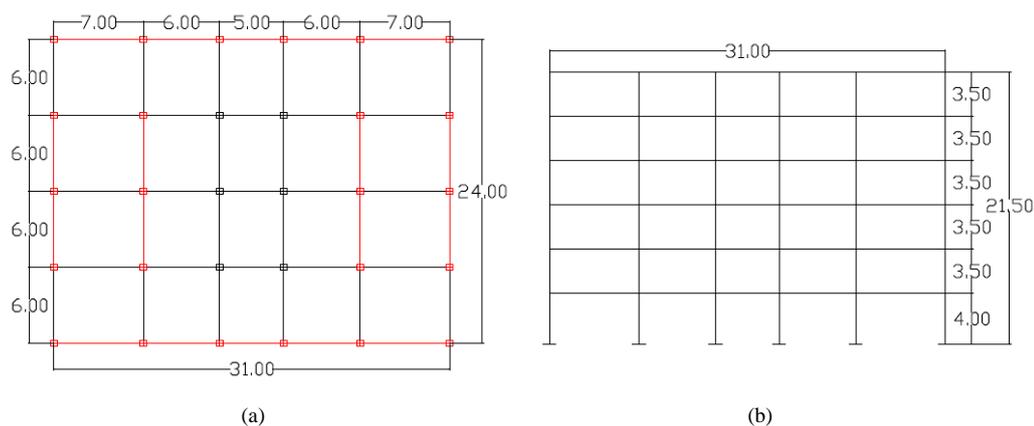


Figura 4.1 - Edifício de referência, planta com indicação da estrutura primária sísmica (a) e alçado principal (b).

O edifício de referência, figura 4.1, é constituído em planta, pela área 31.00x24.00m<sup>2</sup>, em altura por 21.50m, apresenta 6 pisos, cuja altura do piso 1 é 4.00m e dos restantes 3.50m. O referido edifício cumpre os critérios de regularidade estrutural definidos no capítulo 4.2.3 da Norma EN 1998-1 quer em planta, quer em altura. Na figura 4.1 apresentam-se a planta e o alçado principal (direção X) do edifício de referência.

As lajes foram inseridas como diafragmas rígidos (indefornáveis), constituídas em betão com espessura de 0.30m e peso volúmico  $\rho=0.000 \text{ kN/m}^3$ , para resistirem às cargas verticais e apresentarem um comportamento rígido no plano horizontal, transmitindo aos pórticos resistentes as forças que irão provocar nestes os esforços a considerar nas combinações de ações.

As vigas dividem-se em dois tipos, as vigas pertencentes à estrutura não resistente ao sismo (estrutura secundária sísmica), foram inseridas no modelo como rotuladas na direção y e as vigas pertencentes aos pórticos resistentes ao sismo (estrutura primária sísmica), foram inseridas no modelo com ligação rígida às colunas.

Para as colunas considerou-se a mesma secção do perfil para cada três pisos, para minimizar os custos de execução em obra e permitir o transporte rodoviário sem aumento significativo de custos, sendo estas de dois tipos: as colunas não resistentes ao sismo

(estrutura secundária sísmica) e as colunas resistentes ao sismo (estrutura primária sísmica).

#### 4.1 Irregularidades em Planta

As irregularidades em planta foram definidas considerando os critérios definidos na cl. 4.2.3.2 da Norma EN 1998-1.

A área da superfície de referência é  $744.00 \text{ m}^2$ , assim, a irregularidade introduzida pelo recuo em relação à linha de referência foi introduzida em 4 configurações diferentes que se apresentam seguidamente:

- 1) recuo em relação à linha de referência com redução da área em 5% em relação à área de referência, com área de  $706.80 \text{ m}^2$  (Caso de estudo 1);
- 2) recuo em relação à linha de referência com redução da área em 8% em relação à área de referência, com área de  $684.00 \text{ m}^2$  (Caso de estudo 2);
- 3) recuo em relação à linha de referência com redução da área em 12% em relação à área de referência, com área de  $654.80 \text{ m}^2$  (Caso de estudo 3);
- 4) recuo em relação à linha de referência com redução da área em 16% em relação à área de referência, com área de  $624.80 \text{ m}^2$  (Caso de estudo 04).

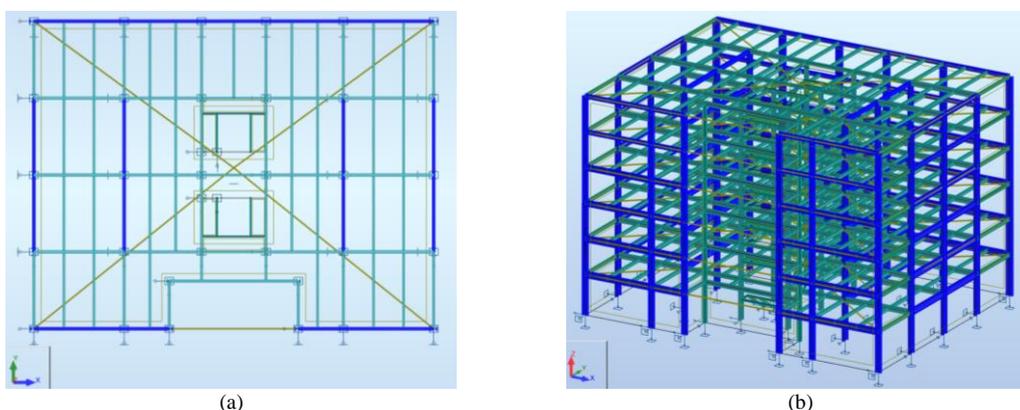


Figura 4.2 - Vista em planta (a) e em perspectiva do modelo (b) com realce dos pórticos resistentes ao sismo, direção X e Y- Caso de estudo 1.

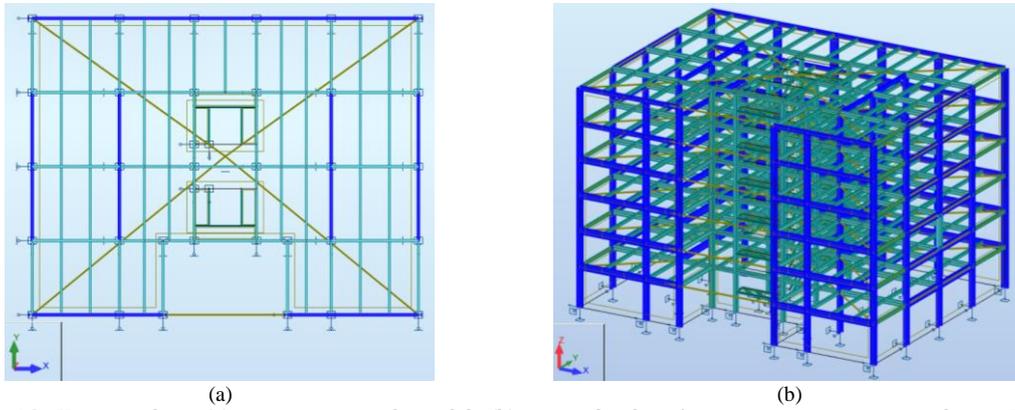


Figura 4.3 - Vista em planta (a) e em perspectiva do modelo (b) com realce dos pórticos resistentes ao sismo, direção X e Y – Caso de estudo 2.

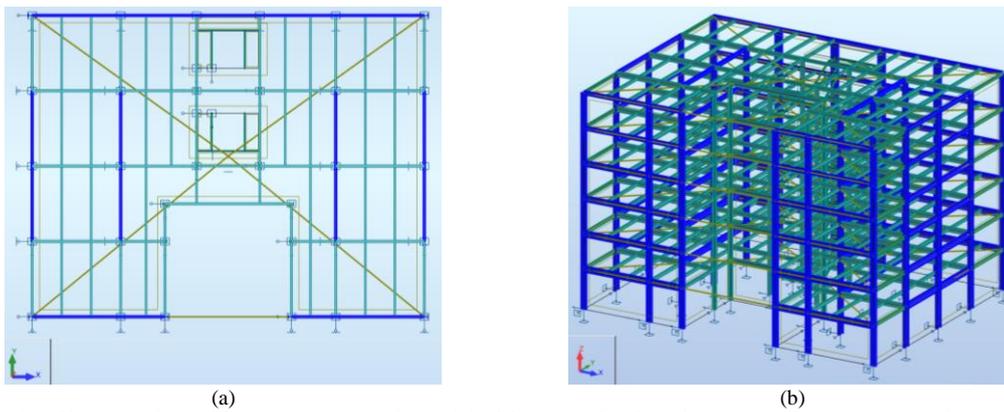


Figura 4.4 - Vista em planta (a) e em perspectiva do modelo (b) com realce dos pórticos resistentes ao sismo, direção X e Y – Caso de estudo 3

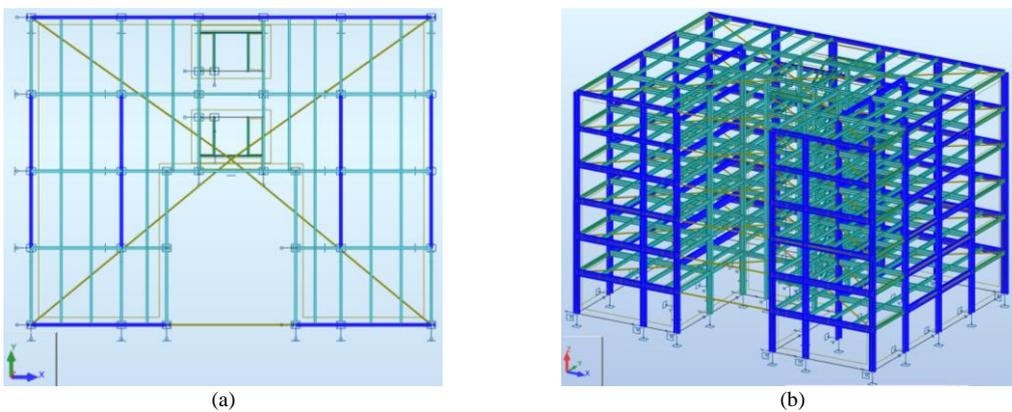


Figura 4.5 - Vista em planta (a) e em perspectiva do modelo (b) com realce dos pórticos resistentes ao sismo, direção X e Y – Caso de estudo 4

Nas figuras 4.2, 4.3, 4.4, 4.5 apresentam-se os modelos construídos para cada caso de estudo referente às irregularidades em planta, realçando-se a estrutura primária sísmica.

## 4.2 Irregularidades em altura

As irregularidades em altura foram definidas considerando os critérios definidos na cl. 4.2.3.3 da Norma EN 1998-1.

Para as irregularidades em altura considera-se um edifício de 6 pisos com as seguintes irregularidades:

- 1) um recuo simétrico de 20%, com área de 595.20 m<sup>2</sup> (Caso de estudo 5);
- 2) um recuo simétrico de 50%, com área de 372.00 m<sup>2</sup>(Caso de estudo 6);
- 3) um recuo assimétrico de 10%, com área de 669.60 m<sup>2</sup>(Caso de estudo 7);
- 4) um recuo assimétrico de 50%, com 372.00m<sup>2</sup> (Caso de estudo 8).

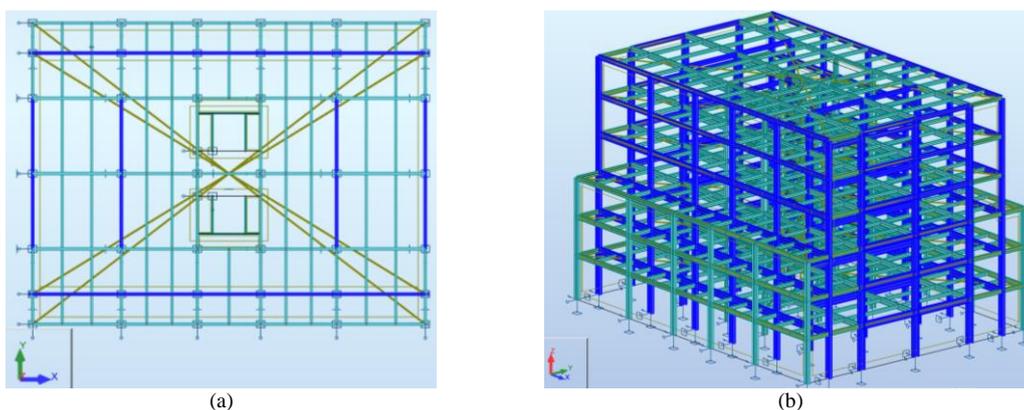


Figura 4.6 - Vista em planta (a) e em perspectiva do modelo (b) com realce dos pórticos resistentes ao sismo, direção X e Y - Caso de estudo 5

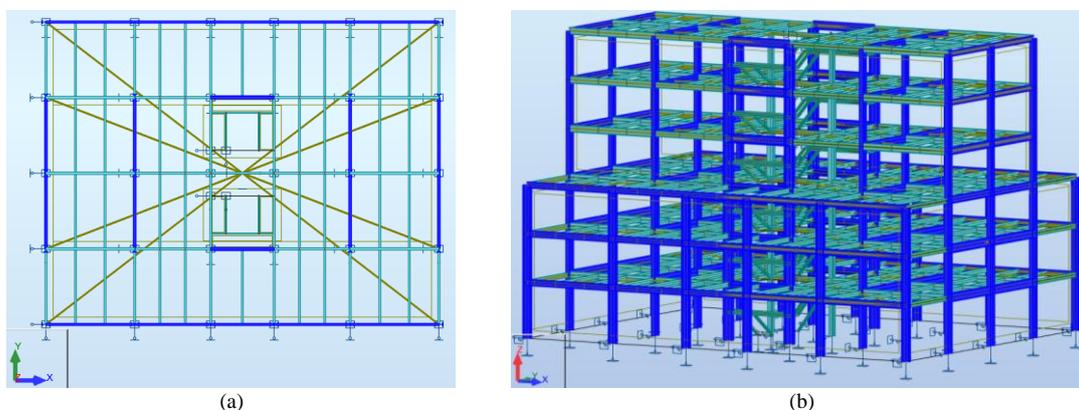


Figura 4.7 - Vista em planta (a) e em perspectiva do modelo (b) com realce dos pórticos resistentes ao sismo, direção X e Y - Caso de estudo 6

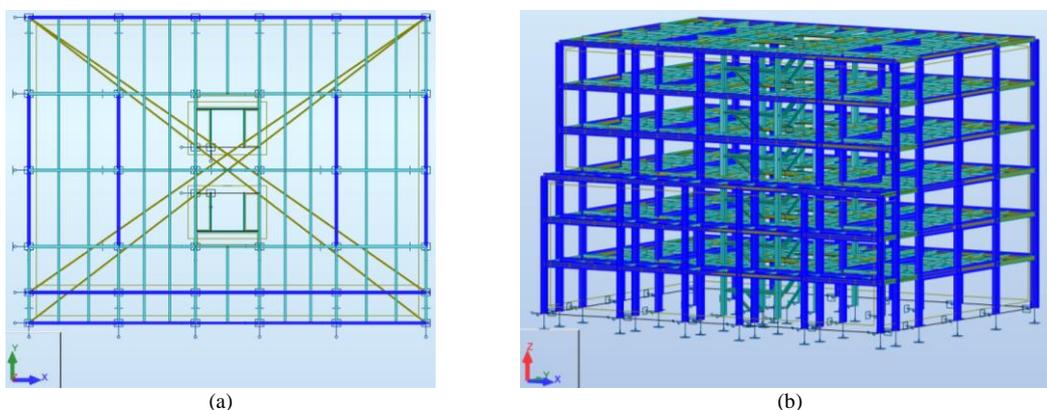


Figura 4.8 - Vista em planta (a) e em perspectiva do modelo (b) com realce dos pórticos resistentes ao sismo, direção X e Y - Caso de estudo 7

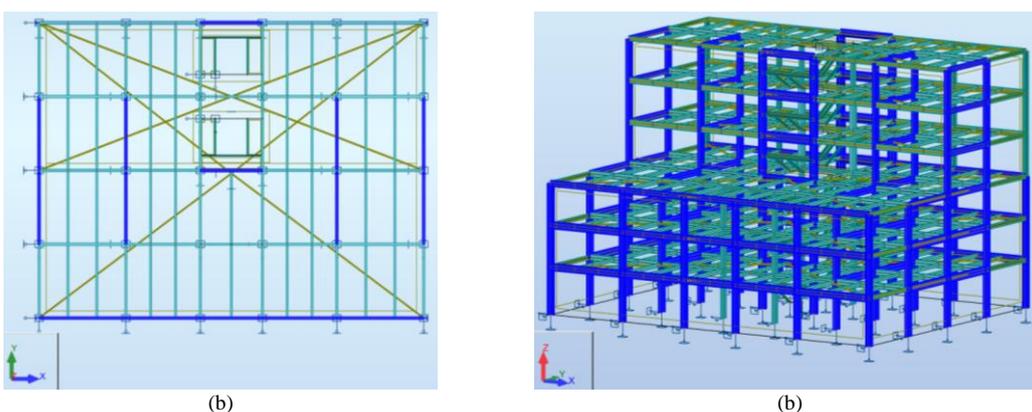


Figura 4.9 - Vista em planta (a) e em perspectiva do modelo (b) com realce dos pórticos resistentes ao sismo, direção X e Y - Caso de estudo 8.

Nas figuras 4.6, 4.7, 4.8, 4.9 apresentam-se os modelos construídos para cada caso de estudo referente às irregularidades em altura, realçando-se a estrutura primária sísmica.

### 4.3 Materiais

A estrutura é constituída em aço laminado a quente S235JR cujas principais características resistentes se apresentam no quadro 4.1, como definido no capítulo 6 de referência em Landolfo et al, 2017.

Quadro 4.1 - Propriedades mecânicas do aço usado nas estruturas.

$f_{yk}$ (MPa)	$f_{uk}$ (MPa)	E (GPa)	G (GPa)	$\nu$	$\alpha$ (m/°C) (até 100 °C)	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )
235	360	210	81	0.3	12x10 <sup>-6</sup>	78.5

## 4.4 Ações

Os valores característicos das ações foram inseridos nos modelos estruturais apresentados no capítulo anterior. A ação da temperatura não foi considerada no presente estudo.

Os valores característicos das ações verticais permanentes e de utilização inseridos nos modelos foram os definidos no capítulo 6 de referência em Landolfo *et al*, 2017 que se apresentam no quadro 4.2.

Quadro 4.2 - Valores característicos das ações verticais permanentes e de utilização.

Elemento	$G_k$ (kN/m <sup>2</sup> )	$Q_k$ (kN/m <sup>2</sup> )
Laje de piso	4.20	2.00
Laje da cobertura	3.60	0.50 1.00 (neve)
Escadas	1.68	4.00
Revestimentos	2.00	-

### 4.4.1 Ação do Vento

A ação do vento sobre os elementos dos edifícios, foi determinada seguindo o procedimento definido na Norma EN 1991-1-4 (CEN, 2010c).

Os edifícios localizam-se na povoação de Martinhal, em Sagres, concelho de Vila do Bispo, distrito de Faro, que pertence à Zona B (NA-4.2(1)P), cuja velocidade de referência do vento,  $v_{b,0}$ , é 30 m/s (Quadro NA.I). A altitude do local de implantação é 22.50m, em relação ao nível médio do mar. O local caracteriza-se por zona costeira exposta a ventos de mar, pelo que se classifica da Categoria de Terreno I (Quadro NA 4.1), sendo os parâmetros  $Z_0 = 0.05m$  e  $Z_{min} = 1.00 m$ .

O valor de referência da velocidade do vento,  $v_b(m/s)$ , foi determinado pela expressão 4.1,  $v_b = c_{dir} * c_{season} * v_{b,0}$ , sendo  $c_{dir} = 1$ , o coeficiente de direção e  $c_{season} = 1$ , o coeficiente de sazão, tomando o valor de  $v_b = 30 m/s$ . A pressão dinâmica de pico,  $q_p(z)$  (N/m<sup>2</sup>), foi determinada pela expressão 4.8,  $q_p(z) = [1 + 7 * I_v(z)] * \frac{1}{2} * \rho * v_m^2(z)$ , tomando o valor de  $q_p(z) = 1.91 kN/m^2$ .

Em todos os modelos, a ação do vento foi inserida em cada zona, no sentido positivo e negativo, com os valores indicados no quadro 4.3.

Quadro 4.3 - Ação do vento atuante nas direções principais

Direção	Zonas dos alçados/Pressão Total					Zonas da cobertura/ Pressão Total			
	A $W_{Total}$ (kN/m <sup>2</sup> )	B $W_{Total}$ (kN/m <sup>2</sup> )	C $W_{Total}$ (kN/m <sup>2</sup> )	D $W_{Total}$ (kN/m <sup>2</sup> )	E $W_{Total}$ (kN/m <sup>2</sup> )	F $W_{Total}$ (kN/m <sup>2</sup> )	G $W_{Total}$ (kN/m <sup>2</sup> )	H $W_{Total}$ (kN/m <sup>2</sup> )	I $W_{Total}$ (kN/m <sup>2</sup> )
X	-2.29	-1.53	-0.96	1.53	-0.96	-2.63	-1.68	-1.34	+/- 0.38
Y	-2.29	-1.53	-	1.53	-0.96	-2.63	-1.68	-1.34	+/- 0.38

#### 4.4.2 Ação Sísmica

A ação sísmica foi determinada seguindo os procedimentos definidos na Norma EN 1998-1.

##### 4.4.2.1 Espectro de cálculo para análise elástica

A edificação encontra-se em Sagres, concelho de Vila do Bispo, pelo definido no Anexo Nacional, NA.I, a ação sísmica caracteriza-se no quadro 4.4.

Quadro 4.4 - Zonamento sísmico do local de implantação da obra.

Código do Município	Designação	Tipo 1		Tipo 2	
		Zona Sísmica	Aceleração $A_{gR}$ (m/s <sup>2</sup> )	Zona Sísmica	Aceleração $A_{gR}$ (m/s <sup>2</sup> )
0815	Vila do Bispo	1.1	2.5	2.3	1.7

O solo de implantação da edificação classifica-se em solo do Tipo C que se caracteriza por depósitos profundos de areia compacta ou mediamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros, pelo definido no quadro 3.1 do EC8-1.

A classe de importância dos edifícios é a Classe II (cl. 4.2.5 do EC8-1), edifícios correntes não pertencentes às outras classes e o coeficiente de importância ( $\gamma_f$ ) toma o valor 1,00, pelo definido no Quadro NA.II do Anexo Nacional do EC8-1.

O fator de comportamento do edifício adotado foi  $q = 4$ , pelo definido para estrutura constituída por pórticos simples e classe de ductilidade alta (DCH) (Rebelo, 2016).

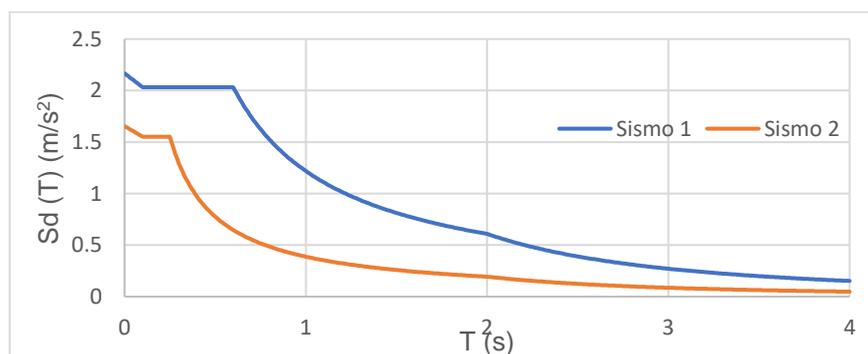


Figura 4.10 - Espectro de cálculo para as componentes horizontais da ação sísmica -  $S_d(T)$  (m/s<sup>2</sup>).

Para a determinação da componente horizontal da ação sísmica sobre a estrutura de cada edifício foi determinado o espectro de cálculo, figura 4.10, para a análise elástica, aplicando as expressões 3.13, 3.14, 3.15 e 3.16 definidas na cl.3.2.2.5 da Norma EN 1998-1.

---

## 4.5 Metodologia de Análise

### 4.5.1 Efeitos Acidentais de Torção

Para ter em conta a incerteza na localização das massas e na variação espacial do movimento sísmico, o centro de massa calculado em cada piso  $i$ , deve ser deslocado, em cada direção, em relação à sua posição nominal de uma excentricidade accidental, dada pela expressão 4.3 do EC8-1, sendo  $e_{ai} = \pm 0.05 \cdot L_i$ , em que  $e_{ai}$  é a excentricidade accidental da massa do piso  $i$  em relação à sua localização nominal e  $L_i$  é a dimensão do piso na direção perpendicular à direção da ação sísmica.

Para a planta do edifício a excentricidade  $e_{xi} = \pm 1.20 m$  ( $L_y = 24.00m$ ) e a excentricidade  $e_{yi} = \pm 1.55 m$ , ( $L_x = 31.00m$ ).

As excentricidades determinadas foram usadas em todos os edifícios (referência e com irregularidades) por os valores indicados serem os valores máximos.

### 4.5.2 Análise Modal

Para cada edifício foi realizada a análise modal do respetivo modelo, utilizando o programa *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019*.

Para a realização da análise modal considerou-se:

- a) conversão em massa das ações permanentes inseridas no modelo;
- b) a realização de 40 iterações;
- c) matriz da massa consistente;
- d) participação da massa superior a 90%;
- e) a ativação da massa nas direções principais (X, Y);
- f) amortecimento de 5%;
- g) as excentricidades máximas da planta;
- h) a determinação dos 10 primeiros modos de vibração.

Pela análise do quadro 4.5 verifica-se que nas direções principais horizontais (X,Y) a ativação da massa atinge os 90% ou próximo nos seis primeiros modos de vibração.

Como os modos de vibração não são independentes em todos os modelos, no programa de cálculo foi definida a combinação quadrática dos máximos modais.

Quadro 4.5 - Modos de vibração e respectivos períodos dos modelos de referência e dos casos de estudo.

Modelos	Modos	Período		Massa U <sub>x</sub> (%)		Massa U <sub>y</sub> (%)	
		(s)	Verificação (%)	Acumulado	Discreto	Acumulado	Discreto
Referência	1	1.18	-	0.00	0.00	74.09	74.09
	2	1.08	91.53	76.27	76.27	74.09	0.00
	3	0.81	75.00	76.88	0.60	74.09	0.00
	4	0.39	48.15	76.88	0.00	89.98	15.89
	5	0.38	97.44	90.85	13.97	89.98	0.00
	6	0.33	86.84	90.85	0.00	89.98	0.00
Caso 1	1	1.17	-	0.04	0.04	73.80	73.80
	2	1.08	92.31	74.71	74.67	73.86	0.06
	3	0.81	75.00	75.36	0.64	74.09	0.23
	4	0.39	48.15	75.36	0.01	89.92	15.83
	5	0.36	92.31	90.59	15.23	89.92	0.01
	6	0.27	75.00	90.62	0.03	89.99	0.06
Caso 2	1	1.16	-	0.00	0.00	74.08	74.08
	2	1.07	92.24	75.38	75.38	74.08	0.00
	3	0.81	75.70	75.41	0.03	74.08	0.00
	4	0.38	46.91	75.41	0.00	89.98	15.89
	5	0.36	94.74	90.55	15.14	89.98	0.00
	6	0.27	75.00	90.63	0.08	89.98	0.00
Caso 3	1	1.15	-	0.00	0.00	74.05	74.05
	2	1.06	92.17	75.57	75.57	74.05	0.00
	3	0.80	75.47	75.61	0.04	74.05	0.00
	4	0.38	47.50	75.61	0.00	89.91	15.85
	5	0.36	94.74	90.57	14.96	89.91	0.00
	6	0.34	94.44	90.57	0.00	89.91	0.00
Caso 4	1	1.14	-	0.00	0.00	74.06	74.06
	2	1.05	92.11	75.42	75.42	74.06	0.00
	3	0.81	77.14	75.44	0.02	74.06	0.00
	4	0.38	46.91	75.44	0.00	89.91	15.85
	5	0.36	94.74	90.42	14.98	89.91	0.00
	6	0.27	75.00	90.56	0.14	89.91	0.00
Caso 5	1	1.14	-	0.00	0.00	72.49	72.49
	2	1.04	91.23	76.68	76.68	72.49	0.00
	3	0.83	79.81	76.69	0.01	72.49	0.00
	4	0.39	46.99	90.95	14.26	72.49	0.00
	5	0.39	100.00	90.95	0.00	89.69	17.20

Modelos	Modos	Período		Massa U <sub>x</sub> (%)		Massa U <sub>y</sub> (%)	
		(s)	Verificação (%)	Acumulado	Discreto	Acumulado	Discreto
	6	0.30	76.92	90.95	0.00	89.69	0.00
Caso 6	1	0.99	-	74.72	74.72	0.00	0.00
	2	0.93	93.94	74.72	0.00	71.18	71.18
	3	0.67	72.04	74.72	0.00	71.18	0.00
	4	0.36	53.73	89.07	14.35	71.18	0.00
	5	0.35	97.22	89.07	0.00	88.97	17.79
	6	0.28	80.00	89.07	0.00	88.97	0.00
Caso 7	1	1.30	-	0.00	0.00	72.73	72.73
	2	1.16	89.23	75.75	75.75	72.73	0.00
	3	0.88	75.86	75.99	0.24	72.73	0.00
	4	0.42	47.73	75.99	0.00	89.99	17.26
	5	0.41	97.62	90.81	14.82	89.99	0.00
	6	0.31	75.61	91.04	0.23	89.99	0.00
Caso 8	1	1.03	-	0.12	0.12	63.34	63.34
	2	0.89	86.41	64.47	64.35	63.53	0.19
	3	0.64	71.91	70.70	6.23	63.70	0.17
	4	0.41	64.06	70.73	0.03	87.52	23.82
	5	0.35	85.37	89.80	19.07	87.54	0.02
	6	0.30	85.71	89.84	0.04	87.67	0.13

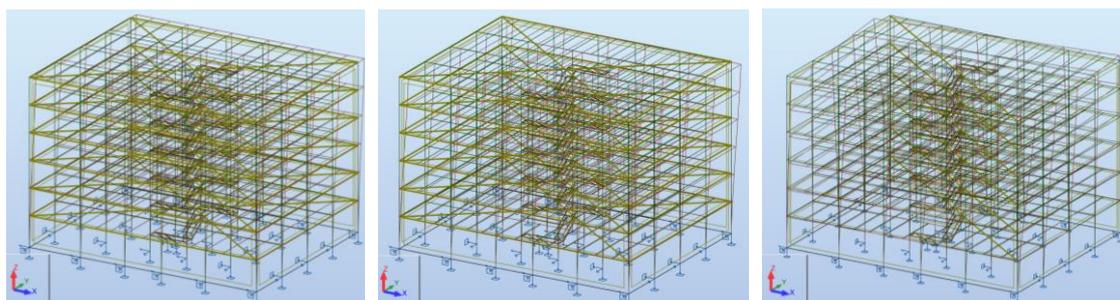


Figura 4.11 - Vista tridimensional dos primeiros 3 modos de vibração dos edifícios.

Na figura 4.11 apresentam-se os primeiros 3 modos de vibração que correspondem á translação do edifício numa direção principal translação noutra direção principal e torção, respetivamente.

### 4.5.3 Definição da Ação Sísmica

Para cada edifício foi definida a ação sísmica do respetivo modelo, utilizando o programa *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019*.

A ação sísmica foi definida com os parâmetros do Sismo Tipo 1 e do Sismo Tipo 2, nas direções principais (X, Y).

### 4.6 Imperfeições

Em pórticos suscetíveis à ocorrência de encurvadura com deslocamentos laterais, o efeito das imperfeições deverá ser incorporado na análise global da estrutura cl. 5.3.2 (3) da Norma EN 1993-1-1.

As imperfeições geométricas foram determinadas para as direções principais X,Y. A aplicação das imperfeições geométricas no modelo, foi através da aplicação de forças horizontais no topo de cada pórtico de cada piso. As imperfeições foram aplicadas no modelo como sendo uma ação no sentido positivo e negativo, de forma independente, ver quadros 4.6 e 4.7.

*Quadro 4.6 - Determinação do valor das ações horizontais (Hi) a aplicar em cada pórtico de cada piso, direção X.*

Imperfeições Geométricas – Direção X									
Piso	h (m)	$\Phi_0$ (rad)	$\alpha h$ (teórico)	$\alpha h$ (cálculo)	m	$\alpha_m$	$\Phi$ (rad)	$N_{Ed}$ (kN)	$H_i$ (kN)
6.00	3.50	0.01	0.43	0.67	6.00	0.76	0.0025	268.55	0.68
5.00	3.50	0.01	0.43	0.67	6.00	0.76	0.0025	587.95	1.50
4.00	3.50	0.01	0.43	0.67	6.00	0.76	0.0025	953.41	2.43
3.00	3.50	0.01	0.43	0.67	6.00	0.76	0.0025	1336.18	3.40
2.00	3.50	0.01	0.43	0.67	6.00	0.76	0.0025	1729.97	4.40
1.00	4.00	0.01	0.43	0.67	6.00	0.76	0.0025	2130.06	5.42

*Quadro 4.7 - Determinação do valor das ações horizontais (Hi) a aplicar em cada pórtico de cada piso, direção Y.*

Imperfeições Geométricas									
Piso	h (m)	$\Phi_0$	$\alpha h$ (teórico)	$\alpha h$ (cálculo)	m	$\alpha_m$	$\Phi$ (rad)	$N_{Ed}$ (kN)	$H_i$ (kN)
6.00	3.50	0.01	0.43	0.67	5.00	0.77	0.0026	268.55	0.69
5.00	3.50	0.01	0.43	0.67	5.00	0.77	0.0026	587.95	1.52
4.00	3.50	0.01	0.43	0.67	5.00	0.77	0.0026	953.41	2.46
3.00	3.50	0.01	0.43	0.67	5.00	0.77	0.0026	1336.18	3.45
2.00	3.50	0.01	0.43	0.67	5.00	0.77	0.0026	1729.97	4.47
1.00	4.00	0.01	0.43	0.67	5.00	0.77	0.0026	2130.06	5.50

### 4.7 Verificação dos Estados Limites

A verificação dos estados limites foi realizada pelo método dos coeficientes parciais definido na NP-EN 1990 (EC0). Os coeficientes parciais considerados, são dos definidos no EC3-1-1, cl. 6.1, Nota2B, sendo  $\gamma_{M0} = \gamma_{M1} = 1.0$ .

#### 4.7.1 Verificação dos Estados Limites Últimos

Para a verificação do equilíbrio estático e da resistência considerou-se a expressão 6.8 do EC0,  $E_d \leq R_d$ , em que  $E_d$  é o valor de cálculo do efeito das ações e  $R_d$  é o valor de cálculo da resistência correspondente.

Para a determinação do valor de cálculo do efeito as ações ( $E_d$ ) consideraram-se:

- a) as combinações de ações para situações de projeto persistentes ou transitórias (combinações fundamentais) através da aplicação da expressão 6.10 do EC0:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- b) as combinações de ações para situações de projeto sísmicas através da aplicação da expressão 6.12b do EC0:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{Ed} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

#### 4.7.2 Verificação dos Estados Limites de Utilização

Para a verificação dos estados limites de utilização utilizou-se a expressão 6.13 da Norma EN 1990,  $E_d \leq C_d$ , em que  $E_d$  é o valor de cálculo dos efeitos das ações especificadas no critério de utilização e  $C_d$  é o valor de cálculo correspondente ao valor limite do critério de utilização.

Na determinação do valor de cálculo dos efeitos das ações ( $E_d$ ) consideraram-se:

- a) a combinação de ações característica através da utilização da expressão 6.14b do EC0

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,1} Q_{k,i}$$

- b) a combinação de ações quase permanente através da utilização da expressão 6.16b do EC0

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i > 1} \psi_{2,1} Q_{k,i}$$

O valor de cálculo dos efeitos das ações ( $E_d$ ) resultante das combinações característica foi usado para determinar os deslocamentos horizontais do topo das colunas, para os deslocamentos verticais das vigas considerou-se também o valor de cálculo dos efeitos

das ações ( $E_d$ ) resultante das combinações de ações quase permanente. No quadro 4.8 apresentam-se os coeficientes  $\Psi$  definidos no EC0 para edifícios para cada tipo de ação.

*Quadro 4.8 - Coeficiente  $\Psi$  para edifícios*

Caso de carga	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Sobrecarga Utilização (B)	0.7	0.7	0.3
Sobrecarga cobertura (H)	0	0	0
Neve	0.5	0.2	0
Vento	0.6	0.2	0

#### 4.8 Gestão da Fiabilidade

A classe de consequência definida para o projeto foi CC2 que se caracteriza por apresentar consequências médias em termos de perdas humanas e consequências económicas, sociais e ambientais pouco significativas e aplica-se a edificações destinadas a escritórios, habitações, etc.) (Anexo B, NP EN 1990).

O nível de supervisão do projeto definido foi DSL2, supervisão normal, sendo que a verificação do mesmo é realizada pela empresa projetista, devendo as verificações serem realizadas por outros técnicos que não os que projetaram (Anexo B, NP EN 1990).

O nível de inspeção da execução definido foi IL2, inspeção normal, que prevê que a inspeção seja realizada pela Entidade Executante (empregado) (Anexo B, NP EN 1990).

A estrutura metálica deve obter a Classe de Execução 3 (EXC3) que resulta da conjugação da Classe de Consequência CC2, da Categoria de Serviço SC2 (estruturas sujeitas a vibrações, fadiga ou ações sísmicas em regiões de média a elevada atividade) e da Categoria de Produção PC1 (estruturas sem componentes soldadas ou com componentes soldadas fabricados com aço de classe inferior a S355), pelo definido no (Anexo B, EN 1090-2). Os requisitos definidos para a Classe de Execução 3 encontram-se resumidos na Tabela A3 do Anexo A, EN 1990-2.

#### 4.9 Situação de referência

No dimensionamento do edifício de referência, indicado no capítulo 6 de Landolfo *et al*, 2017, pela Norma EN 1993-1-1, foi utilizado o mesmo modelo estrutural definido para resistir à ação sísmica, foram inseridas as ações e as imperfeições, verificou-se a necessidade de análise de segunda ordem que foi inserida no modelo. Foram inseridas as combinações de ações ULS e SLS para determinar os esforços máximos nos elementos da estrutura. Todos os elementos secundários e primários da estrutura foram dimensionados e verificados pela referida norma. No presente trabalho apresentam-se os resultados do dimensionamento e verificações para os elementos que constituem os pórticos primários sísmicos.

Na verificação ULS, a resistência das secções e a estabilidade dos elementos da estrutura foram verificadas recorrendo à folha de cálculo *Semi-Comp Member Design* e o programa *LT Beam 1.0.11*.

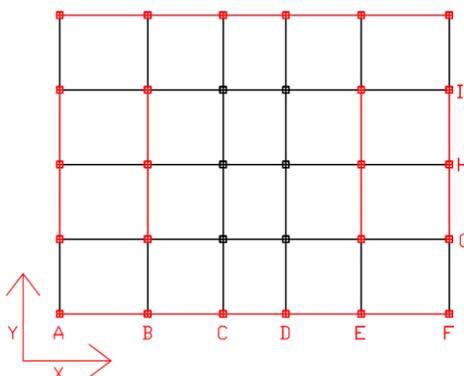


Figura 4.12 - Planta com a indicação dos pórticos primários sísmicos na direção X e Y (cor vermelha), situação de referência.

A planta de referência com indicação da designação dos nós dos pórticos primários sísmicos apresenta-se na figura 4.11. Nos quadros 4.9 a 4.10 apresentam-se os esforços de cálculo e as verificações mais relevantes pela Norma EN 1993-1-1, relativas às vigas e às colunas dos pórticos da estrutura primária sísmica.

Quadro 4.9 - Esforços de cálculo e verificações mais relevantes das vigas na direção X, estrutura primária sísmica, ULS, EC3-1-1, edifício de referência.

Vigas Resistentes - Sismo - Direção X										
Vão	Piso	L (m)	Secção	$M_{y,Ed,Esq}$ (kN.m)	$M_{y,Ed,Dir}$ (kN.m)	$M_{y,Ed,max}$ (kN.m)	$M_{cr}$ (kN.m)	Eq. 6.61	Eq. 6.62	Classe
A-B	6	7	IPE 360	-97.24	-97.24	48.23	418.46	0.41	0.21	1
	5	7	IPE 360	-171.93	-171.93	71.96	418.46	0.72	0.38	1
	4	7	IPE 450	-239.00	-239.00	103.26	752.47	0.60	0.32	1
	3	7	IPE 450	-284.62	-284.62	112.92	752.51	0.72	0.38	1
	2	7	IPE 500	-363.46	-363.46	137.73	1019.30	0.71	0.37	1
1	7	IPE 500	-378.47	-378.47	149.26	1019.30	0.74	0.39	1	
B-C	6	6	IPE 360	-83.99	-83.99	33.39	514.78	0.51	0.27	1
	5	6	IPE 360	-148.13	-148.13	56.46	514.78	0.87	0.46	1
	4	6	IPE 450	-214.36	-214.36	78.02	937.30	0.74	0.39	1
	3	6	IPE 450	-264.52	-264.52	92.73	937.32	0.91	0.48	1
	2	6	IPE 500	-346.28	-346.28	145.84	1277.40	0.97	0.51	1
1	6	IPE 500	-356.81	-356.81	145.18	1277.40	0.99	0.51	1	
C-D	6	5	IPE 360	-64.25	-64.25	29.10	667.17	0.37	0.19	1
	5	5	IPE 360	-121.08	-121.08	45.66	667.17	0.64	0.34	1
	4	5	IPE 450	-208.97	-208.97	63.89	1233.90	0.61	0.32	1
	3	5	IPE 450	-253.40	-253.40	50.00	1233.90	0.67	0.35	1
	2	5	IPE 500	-342.91	-342.91	100.00	1693.70	0.75	0.39	1
1	5	IPE 500	-357.54	-357.54	100.00	1693.70	0.77	0.41	1	

Quadro 4.10 - Esforços de cálculo e verificações mais relevantes das vigas na direção Y, estrutura primária sísmica, ULS, EC3-1-1, edifício de referência.

Vigas Resistentes - Sismo - Direção Y									
Piso	L (m)	Secção	M <sub>y,Ed,Esq</sub> (kN.m)	M <sub>y,Ed,Dir</sub> (kN.m)	M <sub>y,Ed,max</sub> (kN.m)	M <sub>cr</sub> (kN.m)	Eq. 6.61	Eq. 6.62	Classe
6	6	IPE 360	-69.92	-69.92	26.53	514.78	0.41	0.21	1
5	6	IPE 360	-111.58	-111.58	38.85	514.78	0.63	0.33	1
4	6	IPE 500	-213.22	-213.22	45.00	1277.40	0.48	0.25	1
3	6	IPE 500	-267.00	-267.00	45.00	1277.40	0.58	0.31	1
2	6	IPE 550	-373.53	-373.53	50.00	1360.80	0.62	0.32	1
1	6	IPE 550	-374.77	-374.77	50.00	1360.80	0.62	0.32	1

Quadro 4.11 - Esforços de cálculo e verificações mais relevantes das colunas na direção X, estrutura primária sísmica, ULS, EC3-1-1, edifício de referência.

Piso	h (m)	Secção	N <sub>Ed</sub> (kN)	M <sub>y,Ed</sub> (topo) (kN.m)	M <sub>y,Ed</sub> (base) (kN.m)	M <sub>z,Ed</sub> (topo) (kN.m)	M <sub>z,Ed</sub> (base) (kN.m)	Eq. 6.41 Topo	Eq. 6.41 Base	Eq. 6.61	Eq. 6.62	Cl.
6	3.50	HEA 360	154.48	102.82	69.01	3.70	3.70	0.06	0.04	0.27	0.17	1
5	3.50	HEA 360	372.47	114.68	96.94	3.70	3.70	0.07	0.06	0.37	0.28	1
4	3.50	HEA 360	608.14	172.89	147.58	1.62	1.62	0.13	0.10	0.56	0.43	1
3	3.50	HEA 450	845.80	254.08	250.03	2.84	2.84	0.12	0.12	0.49	0.40	1
2	3.50	HEA 450	1085.72	313.71	297.12	6.88	6.88	0.18	0.17	0.61	0.50	1
1	4.00	HEA 450	1328.12	297.12	490.22	6.85	6.85	0.16	0.42	0.89	0.71	1

Quadro 4.12 - Esforços de cálculo e verificações mais relevantes das colunas na direção Y, estrutura primária sísmica, ULS, EC3-1-1, edifício de referência.

Piso	h (m)	Secção	N <sub>Ed</sub> (kN)	M <sub>y,Ed</sub> (topo) (kN.m)	M <sub>y,Ed</sub> (base) (kN.m)	M <sub>z,Ed</sub> (topo) (kN.m)	M <sub>z,Ed</sub> (base) (kN.m)	Eq. 6.41 Topo	Eq. 6.41 Base	Eq. 6.61	Eq. 6.62	Cl.
6	3.50	HEA 450	263.56	81.97	81.97	6.45	6.45	0.04	0.04	0.17	0.14	1
5	3.50	HEA 450	581.95	145.11	145.11	6.45	6.45	0.07	0.07	0.31	0.26	1
4	3.50	HEA 450	956.35	207.29	207.29	5.72	5.72	0.10	0.10	0.46	0.39	1
3	3.50	HEA 600	1343.03	320.85	320.85	5.54	5.54	0.08	0.08	0.46	0.41	2
2	3.50	HEA 600	1752.56	374.13	374.13	6.04	6.04	0.11	0.11	0.57	0.50	2
1	4.00	HEA 600	2163.91	374.13	704.03	6.04	0.00	0.13	0.45	0.89	0.76	2

As estruturas dos casos de estudo 1 a 8 foram dimensionadas e verificadas pela Norma EN 1993-1-1, para a combinação ULS.

Na verificação SLS, foram verificados os deslocamentos horizontais dos nós da estrutura no topo das colunas nas direções principais X, Y, para as combinações de ações característica, ver quadros 4.13 e 4.14. em que os valores verificados são inferiores ao correspondente limite de deslocamento. Os deslocamentos verticais das vigas foram verificados para as combinações de ações característica e quase-permanente, ver quadros 4.15 e 4.16, onde se constata que os deslocamentos verticais das vigas dos pisos são superiores aos deslocamentos verticais máximos permitidos, pelo que para cumprir o deslocamento limite, na montagem das vigas deve ser imposta uma contra-flecha das vigas que permita uma deformação vertical cuja flecha máxima seja inferior ao limite máximo.

Quadro 4.13 - Deslocamentos horizontais dos nós da estrutura primária sísmica, direção X, com indicação do deslocamento horizontal limite, SLS, EC3-1-1, edifício de referência.

Piso	h (m)	Combinação Característica		$\delta_{\text{limite}}$ (m)
		$\delta_{h,\text{total}}$ (m)	$\delta_{\text{piso}}$ (m)	
6	3.50	0.041	0.004	0.012
5	3.50	0.037	0.005	0.012
4	3.50	0.032	0.008	0.012
3	3.50	0.024	0.007	0.012
2	3.50	0.017	0.009	0.012
1	4.00	0.008	0.008	0.013
Total	21.50	0.041		0.043

Quadro 4.14 - Deslocamentos horizontais dos nós da estrutura primária sísmica, com indicação do deslocamento horizontal limite, direção Y, SLS, EC3-1-1, edifício de referência.

Piso	h (m)	Combinação Característica		$\delta_{\text{limite}}$ (m)
		$\delta_{h,\text{total}}$ (m)	$\delta_{\text{piso}}$ (m)	
6	3.50	0.037	0.005	0.012
5	3.50	0.032	0.005	0.012
4	3.50	0.027	0.007	0.012
3	3.50	0.020	0.007	0.012
2	3.50	0.013	0.007	0.012
1	4.00	0.006	0.006	0.013
Total	21.50	0.037		0.043

Quadro 4.15 - Deslocamentos verticais das vigas da estrutura primária sísmica, direção X, com indicação do deslocamento vertical máximo, SLS, EC3-1-1, edifício de referência.

Piso	L=7m			L=6m			L=5m		
	$\delta_{cc}$ (m)	$\delta_{cqp}$ (m)	$\delta_{max}$ (m)	$\delta_{cc}$ (m)	$\delta_{cqp}$ (m)	$\delta_{max}$ (m)	$\delta_{cc}$ (m)	$\delta_{cqp}$ (m)	$\delta_{max}$ (m)
6	0.057	0.016	0.028	0.056	0.009	0.024	0.056	0.01	0.02
5	0.054	0.016	0.028	0.049	0.005	0.024	0.051	0.004	0.02
4	0.046	0.004	0.028	0.041	0.004	0.024	0.047	0.003	0.02
3	0.038	0.004	0.028	0.031	0.003	0.024	0.038	0.003	0.02
2	0.029	0.003	0.028	0.025	0.02	0.024	0.03	0.002	0.02
1	0.022	0.002	0.028	0.016	0.001	0.024	0.015	0.001	0.02

Quadro 4.16 - Deslocamentos verticais das vigas da estrutura primária sísmica, direção Y, SLS, EC3-1-1, edifício de referência.

Piso	L=6m		
	$\delta_{cc}$ (m)	$\delta_{cqp}$ (m)	$\delta_{max}$ (m)
6	0.061	0.014	0.024
5	0.062	0.016	0.024
4	0.055	0.014	0.024
3	0.042	0.014	0.024
2	0.032	0.013	0.024
1	0.014	0.013	0.024

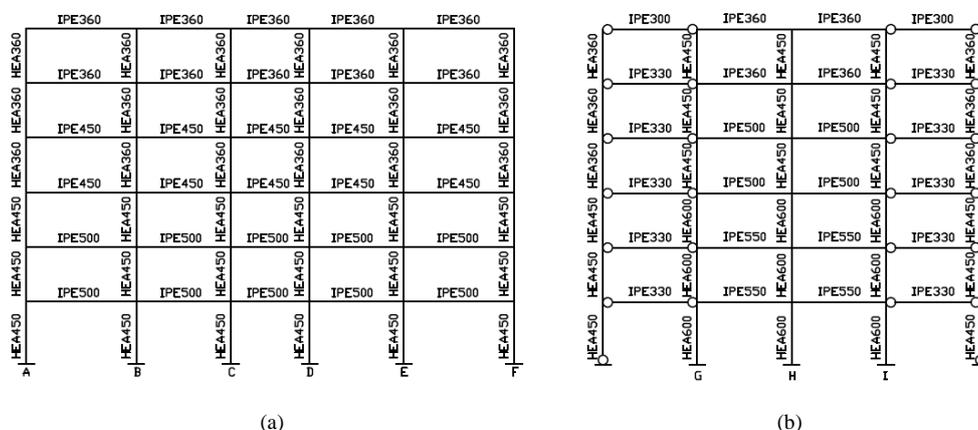


Figura 4.13 - Solução adotada para os pórticos na direção X (a) e na direção Y (b), EC3-1-1, situação de referência.

A solução final adotada para o edifício de referência, após a realização das verificações, apresenta-se na figura 4.12, com indicação das seções definidas para os elementos da estrutura primária sísmica.

#### 4.10 Verificação da Estrutura de Referência – EC8-1

##### 4.10.1 Pórticos Resistentes – Direção X

A verificação da limitação de danos e do parâmetro ( $\theta$ ) apresentam-se no quadro 4.17.

Quadro 4.17 - Verificação da limitação de danos e da rotação nos nós, estrutura de referência, pórticos direção X.

Piso	Colunas	Vigas	h (mm)	Limitação de Danos				Rotação dos Nós	
				$\delta_{Total}$ (mm)	dr (mm)	$\delta_{r*v}$ (mm)	$\delta_{r*v, Limite}$ (mm)	$\theta_x$ (rad)	Condição
6	HEM 450	IPE 400	3500	134	20	8.00	17.50	0.004	<0.10
5	HEM 450	IPE 400	3500	114	24	9.60	17.50	0.005	<0.10
4	HEM 450	IPE 500	3500	90	27	10.80	17.50	0.005	<0.10
3	HEM 500	IPE 500	3500	63	25	10.00	17.50	0.005	<0.10
2	HEM 500	IPE 600	3500	38	22	8.80	17.50	0.004	<0.10
1	HEM 500	IPE 600	4000	16	16	6.40	20.00	0.003	<0.10

Na verificação das vigas considerou-se a formação das rótulas plásticas junto aos nós de ligação viga-coluna. A verificação das colunas foi realizada por coluna de cada pórtico, sendo analisada na base e no topo, locais potenciais de formação de rótulas plásticas.

A verificação das vigas e das colunas apresenta-se nos quadros 4.18 a 4.26.

Quadro 4.18 - Verificação da ductilidade global e local, nas ligações viga-coluna.

Piso	Colunas	Vigas	$M_{pl,y,Rc}$ (kNm)	$M_{pl,y,Rb}$ (kNm)	eq.4.29 ( $M_{pl,y,Rc}/M_{pl,y,Rb} \geq 1.3$ )		Observação
					1 Viga-Coluna	2 Vigas-Coluna	
6	HEM 450	IPE 400	1487.789	307.18	4.84	2.42	Verifica
5	HEM 450	IPE 400	1487.789	307.18	4.84	2.42	Verifica
4	HEM 450	IPE 500	1487.789	515.62	2.89	1.44	Verifica
3	HEM 500	IPE 500	1667.154	515.62	3.23	1.62	Verifica
2	HEM 500	IPE 600	1667.154	825.41	2.02	1.01	Reforço da coluna
1	HEM 500	IPE 600	1667.154	825.41	2.02	1.01	Reforço da coluna

Quadro 4.19 - Propriedades resistentes das vigas nos pórticos resistentes ao sismo, direção X.

Direção X		Propriedades resistentes da secção					
Piso	Vigas	$M_{pl,y,Rd}$ (kNm)	$M_{N,y,Rd}$ (kNm)	$M_{pl,z,Rd}$ (kNm)	$M_{N,z,Rd}$ (kNm)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	$V_{pl,z,Rd}$ (kN)
6	IPE 400	307.18	307.18	53.82	53.82	1984.89	579.27
5	IPE 400	307.18	307.18	53.82	53.82	1984.89	579.27
4	IPE 500	515.62	515.62	78.93	78.93	2714.76	812.35
3	IPE 500	515.62	515.62	78.93	78.93	2714.76	812.35
2	IPE 600	825.41	825.41	114.13	114.13	3665.63	1136.76
1	IPE 600	825.41	825.41	114.13	114.13	3665.63	1136.76

Quadro 4.20 - Verificação das vigas do pórtico A-B, resistente ao sismo, na direção X, EC8-1.

Pórtico A-B – Resistente ao Sismo – Direção X																													
Rótula plástica à esquerda (A)													Rótula plástica à direita (B)																
P	Esforços atuantes							EC8-1 cl. 6.6.2			EC3-1-1 cl. 6.2.9.1			Esforços atuantes							EC8-1 cl. 6.6.2			EC3-1-1 cl. 6.2.9.1			EC3-1-1		
	M <sub>Ed,y</sub> (kNm)	M <sub>Ed,z</sub> (kNm)	V <sub>Ed,Gy</sub> (kN)	V <sub>Ed,M</sub> (kN)	V <sub>Ed,y</sub> (kN)	N <sub>Ed</sub> (kN)	Ω	Eq. 6.2	Eq. 6.3	Eq. 6.4	β	Eq. 6.41	M <sub>Ed,y</sub> (kNm)	M <sub>Ed,z</sub> (kNm)	V <sub>Ed,Gy</sub> (kN)	V <sub>Ed,M</sub> (kN)	V <sub>Ed,y</sub> (kN)	N <sub>Ed</sub> (kN)	Ω	Eq. 6.2	Eq. 6.3	Eq. 6.4	β	Eq. 6.41	Eq. 6.61	Eq. 6.62	Cl		
6	130.82	2.72	68.14	87.77	155.91	0.01	2.35	0.43	5.0E-06	0.27	1.00	0.23	114.39	1.91	60.06	87.766	147.83	0.01	2.69	0.37	5.0E-06	0.26	1.00	0.17	0.57	0.32	1		
5	186.91	5.44	101.05	87.77	188.82	0.01	1.64	0.61	5.0E-06	0.33	1.00	0.47	183.53	3.67	99.11	87.766	186.88	0.01	1.67	0.60	5.0E-06	0.32	1.00	0.43	0.89	0.51	1		
4	296.98	5.44	113.23	147.32	260.55	0.01	1.74	0.58	3.7E-06	0.32	1.00	0.40	254.93	3.67	109.43	147.320	256.75	0.01	2.02	0.49	3.7E-06	0.32	1.00	0.29	0.72	0.40	1		
3	271.04	5.44	116.49	147.32	263.81	0.01	1.90	0.53	3.7E-06	0.32	1.00	0.35	271.64	3.67	113.5	147.320	260.82	0.01	1.90	0.53	3.7E-06	0.32	1.00	0.32	0.70	0.40	1		
2	417.61	5.44	157.57	235.83	393.40	0.01	1.98	0.51	2.7E-06	0.35	1.00	0.30	397.65	3.67	159.29	235.831	395.12	0.01	2.08	0.48	2.7E-06	0.35	1.00	0.26	0.61	0.34	1		
1	389.54	8.94	160.62	235.83	396.45	0.01	2.12	0.47	2.7E-06	0.35	1.00	0.30	375.38	6.07	163.72	235.831	399.55	0.01	2.20	0.45	2.7E-06	0.35	1.00	0.26	0.57	0.33	1		

Quadro 4.21 - Verificação das vigas do pórtico B-C, resistente ao sismo, na direção X, EC8-1.

Pórtico B-C – Resistente ao Sismo – Direção X																													
Rótula plástica à esquerda (B)													Rótula plástica à direita (C)																
P	Esforços atuantes							EC8-1 cl. 6.6.2			EC3-1-1 cl. 6.2.9.1			Esforços atuantes							EC8-1 cl. 6.6.2			EC3-1-1 cl. 6.2.9.1			EC3-1-1		
	M <sub>Ed,y</sub> (kNm)	M <sub>Ed,z</sub> (kNm)	V <sub>Ed,Gy</sub> (kN)	V <sub>Ed,M</sub> (kN)	V <sub>Ed,y</sub> (kN)	N <sub>Ed</sub> (kN)	Ω	Eq. 6.2	Eq. 6.3	Eq. 6.4	β	Eq. 6.41	M <sub>Ed,y</sub> (kNm)	M <sub>Ed,z</sub> (kNm)	V <sub>Ed,Gy</sub> (kN)	V <sub>Ed,M</sub> (kN)	V <sub>Ed,y</sub> (kN)	N <sub>Ed</sub> (kN)	Ω	Eq. 6.2	Eq. 6.3	Eq. 6.4	β	Eq. 6.41	Eq. 6.61	Eq. 6.62	Cl		
6	114.39	1.91	60.06	102.39	162.45	0.01	2.69	0.37	5.0E-06	0.28	1.00	0.17	111.62	1.34	55.71	102.393	158.10	0.01	2.75	0.36	5.0E-06	0.27	1.00	0.16	0.40	0.24	1		
5	183.53	3.67	99.11	102.39	201.50	0.01	1.67	0.60	5.0E-06	0.35	1.00	0.43	182.39	4.18	88.86	102.393	191.25	0.01	1.68	0.59	5.0E-06	0.33	1.00	0.43	0.69	0.38	1		
4	254.93	3.67	109.43	171.87	281.30	0.01	2.02	0.49	3.7E-06	0.35	1.00	0.29	304.11	4.18	144.95	171.873	316.82	0.01	1.70	0.59	3.7E-06	0.39	1.00	0.40	0.66	0.36	1		
3	271.64	3.67	113.5	171.87	285.37	0.01	1.90	0.53	3.7E-06	0.35	1.00	0.32	328.73	4.18	152.05	171.873	323.92	0.01	1.57	0.64	3.7E-06	0.40	1.00	0.46	0.72	0.39	1		
2	397.65	3.67	159.29	275.14	434.43	0.01	2.08	0.48	2.7E-06	0.38	1.00	0.26	441.82	4.18	168.93	275.137	444.07	0.01	1.87	0.54	2.7E-06	0.39	1.00	0.32	0.97	0.51	1		
1	375.38	6.07	163.72	275.14	438.86	0.01	2.20	0.45	2.7E-06	0.39	1.00	0.26	406.03	4.40	174.32	275.137	449.46	0.01	2.03	0.49	2.7E-06	0.40	1.00	0.28	0.90	0.48	1		

Quadro 4.22 - Verificação das vigas do pórtico C-D, resistente ao sismo, na direção X, EC8-1.

Pórtico C-D – Resistente ao Sismo – Direção X																													
Rótula plástica à esquerda (C)													Rótula plástica à direita (D)																
P	Esforços atuantes							EC8-1 cl. 6.6.2			EC3-1-1 cl. 6.2.9.1			Esforços atuantes							EC8-1 cl. 6.6.2			EC3-1-1 cl. 6.2.9.1			EC3-1-1		
	M <sub>Ed,y</sub> (kNm)	M <sub>Ed,z</sub> (kNm)	V <sub>Ed,Gy</sub> (kN)	V <sub>Ed,M</sub> (kN)	V <sub>Ed,y</sub> (kN)	N <sub>Ed</sub> (kN)	Ω	Eq. 6.2	Eq. 6.3	Eq. 6.4	β	Eq. 6.41	M <sub>Ed,y</sub> (kNm)	M <sub>Ed,z</sub> (kNm)	V <sub>Ed,Gy</sub> (kN)	V <sub>Ed,M</sub> (kN)	V <sub>Ed,y</sub> (kN)	N <sub>Ed</sub> (kN)	Ω	Eq. 6.2	Eq. 6.3	Eq. 6.4	β	Eq. 6.41	Eq. 6.61	Eq. 6.62	Cl		
6	111.62	1.34	55.71	122.87	178.58	0.01	2.75	0.36	5.0E-06	0.31	1.00	0.16	107.78	1.34	55.71	122.872	178.58	0.01	2.85	0.35	5.0E-06	0.31	1.00	0.15	0.52	0.32	1		
5	182.39	4.18	88.86	122.87	211.73	0.01	1.68	0.59	5.0E-06	0.37	1.00	0.43	183.39	4.18	88.86	122.872	211.73	0.01	1.68	0.60	5.0E-06	0.37	1.00	0.43	0.81	0.48	1		
4	304.11	4.18	144.95	206.25	351.20	0.01	1.70	0.59	3.7E-06	0.43	1.00	0.40	304.4	4.18	144.95	206.248	351.20	0.01	1.69	0.59	3.7E-06	0.43	1.00	0.40	0.72	0.41	1		
3	328.73	4.18	152.05	206.25	358.30	0.01	1.57	0.64	3.7E-06	0.44	1.00	0.46	328.73	4.18	152.05	206.248	358.30	0.01	1.57	0.64	3.7E-06	0.44	1.00	0.46	0.77	0.44	1		
2	441.82	4.18	168.93	330.16	499.09	0.01	1.87	0.54	2.7E-06	0.44	1.00	0.32	441.82	4.18	168.93	330.164	499.09	0.01	1.87	0.54	2.7E-06	0.44	1.00	0.32	0.62	0.35	1		
1	406.03	4.4	174.32	330.16	504.48	0.01	2.03	0.49	2.7E-06	0.44	1.00	0.28	406.03	4.40	174.32	330.164	504.48	0.01	2.03	0.49	2.7E-06	0.44	1.00	0.28	0.58	0.33	1		

Quadro 4.23 - Verificação da resistência ao esforço axial das colunas, resistente ao sismo, na direção X, EC8-1.

Topo																	
Colunas Seleccionadas			Coluna A					Coluna B					Coluna C				
			Esforço Axial					Esforço Axial					Esforço Axial				
Piso	Colunas	$N_{Rd}$ (kN)	$N_{Ed,G}$ (kN)	$\gamma_{ov}$	$\Omega$	$N_{Ed,E}$ (kN)	Eq. 6.6 $N_{Ed}$ (kN)	$N_{Ed,G}$ (kN)	$\gamma_{ov}$	$\Omega$	$N_{Ed,E}$ (kN)	Eq. 6.6 $N_{Ed}$ (kN)	$N_{Ed,G}$ (kN)	$\gamma_{ov}$	$\Omega$	$N_{Ed,E}$ (kN)	Eq. 6.6 $N_{Ed}$ (kN)
6	HEM 450	7882.79	96.74	1.25	2.35	22.52	169.45	153.21	1.25	2.69	6.72	178.02	130.75	1.25	2.75	10.06	168.82
5	HEM 450	7882.79	250.54	1.25	1.64	51.81	367.62	370.57	1.25	1.67	17.55	410.96	317.44	1.25	1.68	25.12	375.61
4	HEM 450	7882.79	424.82	1.25	1.74	151.30	786.02	605.26	1.25	2.02	34.65	701.62	521.31	1.25	1.70	52.17	642.93
3	HEM 500	8091.00	605.91	1.25	1.90	169.18	1048.45	842.00	1.25	1.90	53.59	981.87	727.84	1.25	1.57	80.81	902.12
2	HEM 500	8091.00	813.65	1.25	1.98	255.60	1508.29	1081.50	1.25	2.08	76.21	1299.01	1081.50	1.25	1.87	119.63	1388.80
1	HEM 500	8091.00	1024.44	1.25	2.12	334.13	1997.94	1323.29	1.25	2.20	94.22	1608.16	1154.79	1.25	2.03	155.36	1589.05

Quadro 4.24 - Verificação da resistência ao momento resistente das colunas, resistente ao sismo, na direção X, EC8-1.

Topo																	
Colunas Seleccionadas			Coluna A					Coluna B					Coluna C				
			Momento Fletor					Momento Fletor					Momento Fletor				
Piso	Colunas	$M_{Rd}$ (kNm)	$M_{Ed,G}$ (kNm)	$\gamma_{ov}$	$\Omega$	$M_{Ed,E}$ (kNm)	Eq. 6.6 $M_{Ed}$ (kNm)	$M_{Ed,G}$ (kNm)	$\gamma_{ov}$	$\Omega$	$M_{Ed,E}$ (kNm)	Eq. 6.6 $M_{Ed}$ (kNm)	$M_{Ed,G}$ (kNm)	$\gamma_{ov}$	$\Omega$	$M_{Ed,E}$ (kNm)	Eq. 6.6 $M_{Ed}$ (kNm)
6	HEM 450	1487.79	11.14	1.25	2.35	80.91	272.37	71.02	1.25	2.69	165.66	682.70	77.55	1.25	2.75	185.83	780.73
5	HEM 450	1487.79	122.13	1.25	1.64	110.03	370.77	107.33	1.25	1.67	202.96	574.42	117.98	1.25	1.68	227.17	644.05
4	HEM 450	1487.79	151.30	1.25	1.74	135.95	475.85	166.94	1.25	2.02	251.70	866.93	184.21	1.25	1.70	280.79	838.82
3	HEM 500	1667.15	151.28	1.25	1.90	202.08	679.87	223.80	1.25	1.90	352.74	1144.45	250.23	1.25	1.57	389.07	1089.34
2	HEM 500	1667.15	184.04	1.25	1.98	145.89	580.53	265.89	1.25	2.08	351.95	1270.40	296.08	1.25	1.87	391.88	1302.73
1	HEM 500	1667.15	447.42	1.25	2.12	285.01	1277.81	476.53	1.25	2.20	321.28	1447.90	485.95	1.25	2.03	356.39	1482.13

Quadro 4.25 - Verificação da resistência ao esforço transversal das colunas, resistente ao sismo, na direção X, EC8-1.

Topo																	
Colunas Seleccionadas			Coluna A					Coluna B					Coluna C				
			Esforço Transverso					Esforço Transverso					Esforço Transverso				
Piso	Colunas	$V_{Rd}$ (kN)	$V_{Ed,G}$ (kN)	$\gamma_{ov}$	$\Omega$	$V_{Ed,E}$ (kN)	Eq. 6.6 $V_{Ed}$ (kN)	$V_{Ed,G}$ (kN)	$\gamma_{ov}$	$\Omega$	$V_{Ed,E}$ (kN)	Eq. 6.6 $V_{Ed}$ (kN)	$V_{Ed,G}$ (kN)	$\gamma_{ov}$	$\Omega$	$V_{Ed,E}$ (kN)	Eq. 6.6 $V_{Ed}$ (kN)
6	HEM 450	1625.93	46.78	1.25	2.35	26.84	133.44	25.24	1.25	2.69	65.95	268.75	28.87	1.25	2.75	76.38	317.89
5	HEM 450	1625.93	58.78	1.25	1.64	57.55	188.83	55.10	1.25	1.67	104.29	295.11	61.92	1.25	1.68	116.82	332.45
4	HEM 450	1625.93	73.75	1.25	1.74	72.47	246.76	82.26	1.25	2.02	137.19	463.79	92.03	1.25	1.70	153.79	450.56
3	HEM 500	1756.99	91.76	1.25	1.90	86.52	318.08	117.05	1.25	1.90	167.81	555.03	131.35	1.25	1.57	188.32	537.50
2	HEM 500	1756.99	100.18	1.25	1.98	88.39	340.40	149.54	1.25	2.08	190.99	694.65	167.11	1.25	1.87	213.64	715.90
1	HEM 500	1756.99	161.50	1.25	2.12	153.02	607.33	183.34	1.25	2.20	194.12	770.25	190.44	1.25	2.03	203.11	758.17

Quadro 4.26 - Verificação da resistência ao esforço transversal das colunas, resistente ao sismo, na direção X, EC8-1.

Piso	Colunas Seleccionadas		Coluna A		Coluna B		Coluna C		Condição
	Colunas	V <sub>pl,Rd</sub> (kN)	VE <sub>d,E</sub> (kN)	Eq 6.7	VE <sub>d,E</sub> (kN)	Eq 6.7	VE <sub>d,E</sub> (kN)	Eq 6.7	
6	HEM 450	1625.93	83.69	0.05	115.92	0.07	133.89	0.08	<0.5
5	HEM 450	1625.93	125.91	0.08	198.50	0.12	222.55	0.14	<0.5
4	HEM 450	1625.93	158.43	0.10	270.90	0.17	303.49	0.19	<0.5
3	HEM 500	1625.93	210.73	0.13	347.79	0.21	390.29	0.24	<0.5
2	HEM 500	1756.99	221.72	0.13	412.15	0.23	460.87	0.26	<0.5
1	HEM 500	1756.99	371.90	0.21	450.26	0.26	469.72	0.27	<0.5

#### 4.10.2 Pórticos Resistentes – Direção Y

A verificação do parâmetro ( $\theta$ ) e da limitação de danos apresenta-se no quadro 4.27.

Quadro 4.27 - Verificação da limitação de danos e da rotação nos nós, estrutura de referência, pórticos direção Y.

Piso	Colunas	Vigas	h (mm)	Limitação de Danos				Rotação dos Nós	
				$\delta_{Total}$ (mm)	dr (mm)	$\delta_{r+v}$ (mm)	$\delta_{r+v, Limite}$ (mm)	$\theta_y$ (rad)	Condição
6	HEM 550	IPE 400	3500	192	30	12.00	17.50	0.007	<0.10
5	HEM 550	IPE 400	3500	162	36	14.40	17.50	0.009	<0.10
4	HEM 550	IPE 500	3500	126	38	15.20	17.50	0.009	<0.10
3	HEM 600	IPE 500	3500	88	36	14.40	17.50	0.009	<0.10
2	HEM 600	IPE 600	3500	52	30	12.00	17.50	0.007	<0.10
1	HEM 600	IPE 600	4000	22	22	8.80	20.00	0.007	<0.10

Na verificação das vigas considerou-se a formação das rótulas plásticas junto aos nós de ligação viga-coluna. Como os pórticos são iguais na direção Y, a verificação das colunas foi realizada para o pórtico mais esforçado, sendo analisada na base e no topo, locais potenciais de formação de rótulas plásticas.

A verificação das vigas e das colunas apresenta-se nos quadros 4.28 a 4.34.

Quadro 4.28 - Verificação da ductilidade global e local, nas ligações viga-coluna.

Piso	Colunas	Vigas	M <sub>pl,y,Rc</sub> (kNm)	M <sub>pl,y,Rb</sub> (kNm)	eq.4.29 ( $M_{pl,y,Rc}/M_{pl,y,Rb} \geq 1.3$ )		Observação
					1 Viga-Coluna	2 Vigas-Coluna	
6	HEM 550	IPE 400	1667.15	307.18	5.43	2.71	Verifica
5	HEM 550	IPE 400	1667.15	307.18	5.43	2.71	Verifica
4	HEM 550	IPE 500	1667.15	515.62	3.23	1.62	Verifica
3	HEM 600	IPE 500	2061.44	515.62	4.00	2.00	Verifica
2	HEM 600	IPE 600	2061.44	825.41	2.50	1.25	Reforço da coluna
1	HEM 600	IPE 600	2061.44	825.41	2.50	1.25	Reforço da coluna

Quadro 4.29 - Propriedades resistentes das vigas nos pórticos resistentes ao sismo, direção Y.

Direção X		Propriedades resistentes da secção					
Piso	Vigas	M <sub>pl,y,Rd</sub> (kNm)	M <sub>N,y,Rd</sub> (kNm)	M <sub>pl,z,Rd</sub> (kNm)	M <sub>N,z,Rd</sub> (kNm)	N <sub>pl,Rd</sub> (kN)	V <sub>pl,z,Rd</sub> (kN)
6	IPE 400	307.18	307.18	53.82	53.82	1984.89	579.27
5	IPE 400	307.18	307.18	53.82	53.82	1984.89	579.27
4	IPE 500	515.62	515.62	78.93	78.93	2714.76	812.35
3	IPE 500	515.62	515.62	78.93	78.93	2714.76	812.35
2	IPE 600	825.41	825.41	114.13	114.13	3665.63	1136.76
1	IPE 600	825.41	825.41	114.13	114.13	3665.63	1136.76

Quadro 4.30 - Verificação das vigas dos pórticos resistentes ao sismo, direção Y, EC8-1.

Rótula plástica à esquerda (G)											Rótula plástica à direita (H)											Estabilidade						
Esforços atuantes						EC 8 cl 6.6.2					EC3 6.2.9.1		Esforços atuantes						EC 8 cl 6.6.2					EC3 6.2.9.1		EC 3-1-1		
MEd,y (kNm)	MEd,z (kNm)	VEd,Gy (kN)	VEd,M (kN)	VEd,y (kN)	NEd (kN)	$\Omega$	Eq. 6.2	Eq. 6.3	Eq. 6.4	$\beta$	Eq. 6.41	MEd,y (kNm)	MEd,z (kNm)	VEd,G,y (kN)	VEd,M (kN)	VEd,y (kN)	NEd (kN)	$\Omega$	Eq. 6.2	Eq. 6.3	Eq. 6.4	$\beta$	Eq. 6.41	Eq. 6.61	Eq. 6.62	Cl		
171.39	14.46	44.18	102.39	146.57	0.01	1.79	0.56	5.0E-06	0.22	1.00	0.58	171.39	14.46	44.18	44.18	88.36	0.01	1.79	0.56	5.0E-06	0.13	1.00	0.58	0.817	0.597	1		
171.39	14.46	44.18	102.39	146.57	0.01	1.79	0.56	5.0E-06	0.22	1.00	0.58	171.39	14.46	44.18	44.18	88.36	0.01	1.79	0.56	5.0E-06	0.13	1.00	0.58	0.817	0.597	1		
307.46	14.46	87.75	171.87	259.62	0.01	1.68	0.60	3.7E-06	0.30	1.00	0.54	307.46	14.46	87.75	87.75	175.50	0.01	1.68	0.60	3.7E-06	0.20	1.00	0.54	0.766	0.518	1		
308.32	14.46	88	171.87	259.87	0.01	1.67	0.60	3.7E-06	0.30	1.00	0.54	308.32	14.46	88	88	176.00	0.01	1.67	0.60	3.7E-06	0.20	1.00	0.54	0.768	0.519	1		
454.25	14.46	132.81	275.14	407.95	0.01	1.82	0.55	2.7E-06	0.36	1.00	0.43	454.25	14.46	132.81	132.81	265.62	0.01	1.82	0.55	2.7E-06	0.23	1.00	0.43	0.665	0.429	1		
394.86	23.75	113.16	275.14	388.30	0.01	2.09	0.48	2.7E-06	0.34	1.00	0.44	394.86	23.75	113.16	113.16	226.32	0.01	2.09	0.48	2.7E-06	0.20	1.00	0.44	0.648	0.479	1		

Quadro 4.31 - Verificação da resistência ao esforço axial das colunas, resistente ao sismo, na direção Y, EC8-1.

		Topo										
		Coluna G					Coluna H					
Colunas Seleccionadas		Esforço Axial					Esforço Axial					
Piso	Colunas	$N_{Rd}$ (kN)	$N_{Ed,G}$ (kN)	$\gamma_{ov}$	$\Omega$	$N_{Ed,E}$ (kN)	Eq 6.6 $N_{Ed}$ (kN)	$N_{Ed,G}$ (kN)	$\gamma_{ov}$	$\Omega$	$N_{Ed,E}$ (kN)	Eq 6.6 $N_{Ed}$ (kN)
6	HEM 550	8091.00	263.92	1.25	1.79	36.41	353.65	263.92	1.25	1.79	36.41	353.65
5	HEM 550	8091.00	589.26	1.25	1.79	80.55	787.77	589.26	1.25	1.79	80.55	787.77
4	HEM 550	8091.00	964.67	1.25	1.68	167.60	1351.14	964.67	1.25	1.68	167.60	1351.14
3	HEM 600	8545.96	1346.34	1.25	1.67	253.20	1928.57	1346.34	1.25	1.67	253.20	1928.57
2	HEM 600	8545.96	1759.02	1.25	1.82	379.56	2707.35	1759.02	1.25	1.82	379.56	2707.35
1	HEM 600	8545.96	2170.04	1.25	2.09	485.42	3565.27	2170.04	1.25	2.09	485.42	3565.27

Quadro 4.32 - Verificação da resistência ao momento fletor das colunas, resistente ao sismo, na direção Y, EC8-1.

		Topo										
		Coluna G					Coluna H					
Colunas Seleccionadas		Momento Fletor					Momento Fletor					
Piso	Colunas	$M_{Rd}$ (kNm)	$M_{Ed,G}$ (kNm)	$\gamma_{ov}$	$\Omega$	$M_{Ed,E}$ (kNm)	Eq. 6.6 $M_{Ed}$ (kNm)	$M_{Ed,G}$ (kNm)	$\gamma_{ov}$	$\Omega$	$M_{Ed,E}$ (kNm)	Eq. 6.6 $M_{Ed}$ (kNm)
6	HEM 550	1667.15	121.65	1.25	1.79	215.53	652.80	121.65	1.25	1.79	215.53	652.80
5	HEM 550	1667.15	150.71	1.25	1.79	248.31	762.64	150.71	1.25	1.79	248.31	762.64
4	HEM 550	1667.15	236.29	1.25	1.68	289.63	904.15	236.29	1.25	1.68	289.63	904.15
3	HEM 600	2061.44	349.02	1.25	1.67	444.78	1371.79	349.02	1.25	1.67	444.78	1371.79
2	HEM 600	2061.44	409.45	1.25	1.82	449.22	1531.82	409.45	1.25	1.82	449.22	1531.82
1	HEM 600	2061.44	659.45	1.25	2.09	458.02	1975.93	659.45	1.25	2.09	458.02	1975.93

Quadro 4.33 - Verificação da resistência ao esforço transversal das colunas, resistente ao sismo, na direção Y, EC8-1

		Topo										
		Coluna G					Coluna H					
Colunas Seleccionadas		Esforço Transverso					Esforço Transverso					
Piso	Colunas	$V_{Rd}$ (kN)	$V_{Ed,G}$ (kN)	$\gamma_{ov}$	$\Omega$	$V_{Ed,E}$ (kN)	Eq. 6.6 $V_{Ed}$ (kN)	$V_{Ed,G}$ (kN)	$\gamma_{ov}$	$\Omega$	$V_{Ed,E}$ (kN)	Eq. 6.6 $V_{Ed}$ (kN)
6	HEM 550	3321.38	38.75	1.25	1.79	88.48	256.80	38.75	1.25	1.79	88.48	256.80
5	HEM 550	3321.38	80.70	1.25	1.79	123.03	383.89	80.70	1.25	1.79	123.03	383.89
4	HEM 550	3321.38	114.09	1.25	1.68	161.42	486.31	114.09	1.25	1.68	161.42	486.31
3	HEM 600	3310.53	175.78	1.25	1.67	202.47	641.36	175.78	1.25	1.67	202.47	641.36
2	HEM 600	3310.53	225.26	1.25	1.82	229.73	799.24	225.26	1.25	1.82	229.73	799.24
1	HEM 600	3310.53	256.14	1.25	2.09	217.92	882.50	256.14	1.25	2.09	217.92	882.50

Quadro 4.34 - Verificação da resistência ao esforço transversal das colunas, resistente ao sismo, na direção Y, EC8-1.

		Coluna G		Coluna H		Condição	
Piso	Colunas	$V_{pl,Rd}$ (kN)	$V_{Ed,E}$ (kN)	Eq 6.7	$V_{Ed,E}$ (kN)		Eq 6.7
6	HEM 550	1625.93	256.80	0.16	256.80	0.16	<0.5
5	HEM 550	1625.93	383.89	0.24	383.89	0.24	<0.5
4	HEM 550	1625.93	486.31	0.30	486.31	0.30	<0.5
3	HEM 600	1625.93	641.36	0.39	641.36	0.39	<0.5
2	HEM 600	1756.99	799.24	0.45	799.24	0.45	<0.5
1	HEM 600	1756.99	882.50	0.50	882.50	0.50	<0.5

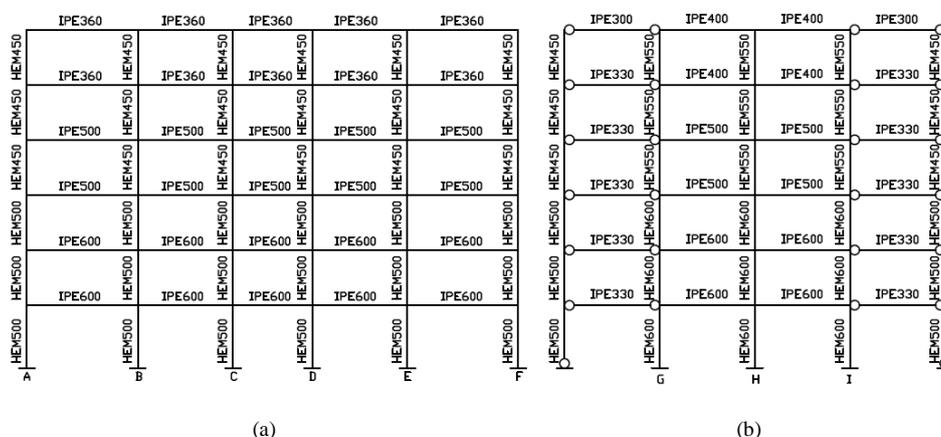


Figura 4.14 - Solução adotada para os pórticos na direção X (a) e na direção Y (b), EC8-1, situação de referência.

A solução final adotada, após a verificação pelo EC8-1, apresenta-se na figura 4.13, com indicação das seções dos elementos que constituem a estrutura primária sísmica.

#### 4.11 Verificação – EC8-1

##### 4.11.1 Irregularidades em Planta – Caso de estudo 1

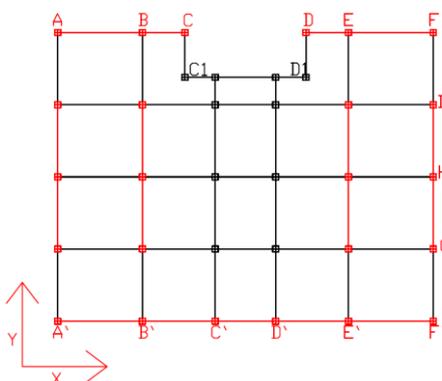


Figura 4.15 - Indicação das pórticos da estrutura primária sísmica (cor vermelha), nas direções principais X,Y, caso de estudo 1.

Para cada piso apresenta-se a análise das vigas e das colunas dos pórticos A-B e BC, e dos pórticos A'-B', B'-C' e C'-D', por serem simétricos aos pórticos F-E e E-D e aos pórticos F'-E' e E'-D', respetivamente, ver figura 4.14, tendo sido analisados os esforços de cálculo mais desfavoráveis. Na verificação das vigas considerou-se a formação das rótulas plásticas junto aos nós de ligação viga-coluna. A verificação das colunas foi

realizada em cada coluna de cada pórtico, sendo analisada na base e no topo, locais potenciais de formação de rótulas plásticas.

#### 4.11.1.1 Pórticos Resistentes – Direção X

A verificação da limitação de danos e do parâmetro  $\theta$  apresentam-se nos quadros 4.35 e 4.36.

Quadro 4.35 - Verificação da limitação de danos e da rotação nos nós, estrutura de referência, pórticos direção X, pórticos A-B; B-C, C-D.

Piso	Colunas	Vigas	h (mm)	Limitação de Danos				Rotação dos Nós	
				$\delta_{Total}$ (mm)	dr (mm)	$\delta_{r+v}$ (mm)	$\delta_{r+v, Limite}$ (mm)	$\theta_x$ (rad)	Condição
6	HEM 600	IPE 400	3500	207	33	13.20	17.50	0.01	0.1
5	HEM 600	IPE 400	3500	174	37	14.80	17.50	0.01	0.1
4	HEM 600	IPE 550	3500	137	38	15.20	17.50	0.01	0.1
3	HEM 600	IPE 550	3500	99	38	15.20	17.50	0.01	0.1
2	HEM 600	IPE 600	3500	61	36	14.40	17.50	0.01	0.1
1	HEM 600	IPE 600	4000	25	25	10.00	20.00	0.01	0.1

Quadro 4.36 - Verificação da limitação de danos e da rotação nos nós, estrutura de referência, pórticos direção X, pórticos A-B; B-C, C-D.

Piso	Colunas	Vigas	h (mm)	Limitação de Danos				Rotação dos Nós	
				$\delta_{Total}$ (mm)	dr (mm)	$\delta_{r+v}$ (mm)	$\delta_{r+v, Limite}$ (mm)	$\theta_x$ (rad)	Condição
6	HEM 450	IPE 400	3500	216	35	14.00	17.50	0.01	0.1
5	HEM 450	IPE 400	3500	181	39	15.60	17.50	0.01	0.1
4	HEM 450	IPE 550	3500	142	41	16.40	17.50	0.01	0.1
3	HEM 500	IPE 550	3500	101	39	15.60	17.50	0.01	0.1
2	HEM 500	IPE 600	3500	62	36	14.40	17.50	0.01	0.1
1	HEM 500	IPE 600	4000	26	26	10.40	20.00	0.01	0.1

A verificação das vigas e das colunas apresenta-se nos quadros 4.37 a 4.56.

Quadro 4.37 - Verificação da ductilidade global e local, nas ligações viga-coluna, direção X, pórticos A-B; B-C, C-D.

Piso	Colunas	Vigas	$M_{pl,y,Rc}$ (kNm)	$M_{pl,y,Rb}$ (kNm)	eq.4.29 ( $M_{pl,y,Rc}/M_{pl,y,Rb} \geq 1.3$ )		Observação
					1 Viga-Coluna	2 Vigas-Coluna	
6	HEM 600	IPE 400	2061.44	307.18	6.71	3.36	Verifica
5	HEM 600	IPE 400	2061.44	307.18	6.71	3.36	Verifica
4	HEM 600	IPE 500	2061.44	654.95	3.15	1.57	Verifica
3	HEM 600	IPE 500	2061.44	654.95	3.15	1.57	Verifica
2	HEM 600	IPE 600	2061.44	825.41	2.50	1.25	Reforço do Pilar
1	HEM 600	IPE 600	2061.44	825.41	2.50	1.25	Reforço do Pilar

Quadro 4.38 - Verificação da ductilidade global e local, nas ligações viga-coluna, direção X, pórticos A-B; B-C, C-D.

Piso	Colunas	Vigas	$M_{pl,y,Rc}$ (kNm)	$M_{pl,y,Rb}$ (kNm)	eq.4.29 ( $M_{pl,y,Rc}/M_{pl,y,Rb} \geq 1.3$ )		Observação
					1 Viga-Coluna	2 Vigas-Coluna	
6	HEM 450	IPE 400	1487.789	307.18	4.84	2.42	Verifica
5	HEM 450	IPE 400	1487.789	307.18	4.84	2.42	Verifica
4	HEM 450	IPE 550	1487.789	654.95	2.27	1.14	Reforço do Pilar
3	HEM 500	IPE 550	1667.154	654.95	2.55	1.27	Reforço do Pilar
2	HEM 500	IPE 600	1667.154	825.41	2.02	1.01	Reforço do Pilar
1	HEM 500	IPE 600	1667.154	825.41	2.02	1.01	Reforço do Pilar

Quadro 4.39 - Propriedades resistentes das vigas nos pórticos resistentes ao sismo, direção X, pórticos A-B; B-C, C-D.

Direção X		Propriedades resistentes da secção					
Piso	Vigas	$M_{pl,y,Rd}$ (kNm)	$M_{N,y,Rd}$ (kNm)	$M_{pl,z,Rd}$ (kNm)	$M_{N,z,Rd}$ (kNm)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	$V_{plz,Rd}$ (kN)
6	IPE 400	307.18	307.18	53.82	53.82	1984.89	579.27
5	IPE 400	307.18	307.18	53.82	53.82	1984.89	579.27
4	IPE 500	515.62	515.62	78.93	78.93	2714.76	812.35
3	IPE 500	515.62	515.62	78.93	78.93	2714.76	812.35
2	IPE 600	825.41	825.41	114.13	114.13	3665.63	1136.76
1	IPE 600	825.41	825.41	114.13	114.13	3665.63	1136.76

Quadro 4.40 - - Propriedades resistentes das vigas nos pórticos resistentes ao sismo, direção X, pórticos A'-B'; B'-C'; C'-D'.

Direção X		Propriedades resistentes da secção					
Piso	Vigas	$M_{pl,y,Rd}$ (kNm)	$M_{N,y,Rd}$ (kNm)	$M_{pl,z,Rd}$ (kNm)	$M_{N,z,Rd}$ (kNm)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	$V_{plz,Rd}$ (kN)
6	IPE 400	307.18	307.18	53.82	53.82	1984.89	579.27
5	IPE 400	307.18	307.18	53.82	53.82	1984.89	579.27
4	IPE 550	654.95	654.95	94.13	94.13	3158.78	981.51
3	IPE 550	654.95	654.95	94.13	94.13	3158.78	981.51
2	IPE 600	825.41	825.41	114.13	114.13	3665.63	1136.76
1	IPE 600	825.41	825.41	114.13	114.13	3665.63	1136.76

Quadro 4.41 - Verificação das vigas do pórtico A-B, resistente ao sismo, na direção X, pórticos A-B; B-C, C-D, EC8-1.

P	Rótula plástica à esquerda (A)											Rótula plástica à direita (B)										
	Esforços atuantes						EC8-1 cl 6.6.2			EC3-1-1 cl. 6.2.9.1		Esforços atuantes						EC8-1 cl 6.6.2			EC3-1-1 cl. 6.2.9.1	
	M <sub>Ed,y</sub> (kNm)	M <sub>Ed,z</sub> (kNm)	V <sub>Ed,Gy</sub> (kN)	V <sub>Ed,M</sub> (kN)	V <sub>Ed,y</sub> (kN)	Ω	Eq. 6.2	Eq. 6.3	Eq. 6.4	β	Eq. 6.41	M <sub>Ed,y</sub> (kNm)	M <sub>Ed,z</sub> (kNm)	V <sub>Ed,Gy</sub> (kN)	V <sub>Ed,M</sub> (kN)	V <sub>Ed,y</sub> (kN)	Ω	Eq. 6.2	Eq. 6.3	Eq. 6.4	β	Eq. 6.41
6	141.68	1.82	69.24	87.77	157.01	2.17	0.46	0.00	0.24	1.00	0.25	142.36	1.82	62.63	87.77	150.40	2.16	0.46	0.00	0.23	1.00	0.25
5	192.53	3.64	108.06	87.77	195.83	1.60	0.63	0.00	0.30	1.00	0.46	189.79	3.64	106.21	87.77	193.98	1.62	0.62	0.00	0.29	1.00	0.45
4	325.54	3.64	124.29	187.13	311.42	2.01	0.50	0.00	0.32	1.00	0.29	339.53	3.64	121.03	187.13	308.16	1.93	0.52	0.00	0.31	1.00	0.31
3	332.14	3.64	128.92	187.13	316.05	1.97	0.51	0.00	0.32	1.00	0.30	350.12	3.64	125.96	187.13	313.09	1.87	0.53	0.00	0.32	1.00	0.32
2	468.78	3.64	155.74	235.83	391.57	1.76	0.57	0.00	0.35	1.00	0.35	497.56	3.64	151.72	235.83	387.55	1.66	0.60	0.00	0.34	1.00	0.40
1	399.35	8.94	152.84	235.83	388.67	2.07	0.48	0.00	0.34	1.00	0.31	421.21	8.94	151.43	235.83	387.26	1.96	0.51	0.00	0.34	1.00	0.34

Quadro 4.42 - Verificação das vigas do pórtico B-C, resistente ao sismo, na direção X, pórticos A-B; B-C, C-D, EC8-1.

P	Rótula plástica à esquerda (B)											Rótula plástica à direita (C)										
	Esforços atuantes						EC8-1 cl 6.6.2			EC3-1-1 cl. 6.2.9.1		Esforços atuantes						EC8-1 cl 6.6.2			EC3-1-1 cl. 6.2.9.1	
	M <sub>Ed,y</sub> (kNm)	M <sub>Ed,z</sub> (kNm)	V <sub>Ed,Gy</sub> (kN)	V <sub>Ed,M</sub> (kN)	V <sub>Ed,y</sub> (kN)	Ω	Eq. 6.2	Eq. 6.3	Eq. 6.4	β	Eq. 6.41	M <sub>Ed,y</sub> (kNm)	M <sub>Ed,z</sub> (kNm)	V <sub>Ed,Gy</sub> (kN)	V <sub>Ed,M</sub> (kN)	V <sub>Ed,y</sub> (kN)	Ω	Eq. 6.2	Eq. 6.3	Eq. 6.4	β	Eq. 6.41
6	142.36	2.72	62.63	102.39	165.02	2.16	0.46	5.0E-04	0.25	1.00	0.27	143.08	2.72	54.00	102.393	156.39	2.15	0.47	5.0E-04	0.24	1.00	0.27
5	189.79	5.44	106.21	102.39	208.60	1.62	0.62	5.0E-04	0.32	1.00	0.48	191.41	5.44	95.92	102.393	198.31	1.60	0.62	5.0E-04	0.30	1.00	0.49
4	339.53	5.44	121.03	218.32	339.35	1.93	0.52	3.2E-04	0.35	1.00	0.33	359.78	5.44	119.45	218.317	337.77	1.82	0.55	3.2E-04	0.34	1.00	0.36
3	350.12	5.44	125.96	218.32	344.28	1.87	0.53	3.2E-04	0.35	1.00	0.34	374.33	5.44	125.75	218.317	344.07	1.75	0.57	3.2E-04	0.35	1.00	0.38
2	497.56	5.44	151.72	275.14	426.86	1.66	0.60	2.7E-04	0.38	1.00	0.41	540.09	5.44	19.05	275.137	294.19	1.53	0.65	2.7E-04	0.26	1.00	0.48
1	421.21	6.02	151.43	275.14	426.57	1.96	0.51	2.7E-04	0.38	1.00	0.31	453.83	6.02	155.09	275.137	430.23	1.82	0.55	2.7E-04	0.38	1.00	0.36

Quadro 4.43 - Verificação das vigas do pórtico C-D, resistente ao sismo, na direção X, pórticos A-B; B-C, C-D, EC8-1.

P	Rótula plástica à esquerda (C)											Rótula plástica à direita (D)										
	Esforços atuantes						EC8-1 cl 6.6.2			EC3-1-1 cl. 6.2.9.1		Esforços atuantes						EC8-1 cl 6.6.2			EC3-1-1 cl. 6.2.9.1	
	M <sub>Ed,y</sub> (kNm)	M <sub>Ed,z</sub> (kNm)	V <sub>Ed,Gy</sub> (kN)	V <sub>Ed,M</sub> (kN)	V <sub>Ed,y</sub> (kN)	Ω	Eq. 6.2	Eq. 6.3	Eq. 6.4	β	Eq. 6.41	M <sub>Ed,y</sub> (kNm)	M <sub>Ed,z</sub> (kNm)	V <sub>Ed,Gy</sub> (kN)	V <sub>Ed,M</sub> (kN)	V <sub>Ed,y</sub> (kN)	Ω	Eq. 6.2	Eq. 6.3	Eq. 6.4	β	Eq. 6.41
6	143.08	1.34	54.00	122.87	176.87	2.15	0.47	5.0E-04	0.27	1.00	0.24	143.08	1.34	54.00	122.87	176.87	2.15	0.47	5.0E-04	0.27	1.00	0.24
5	191.41	2.68	95.92	122.87	218.79	1.60	0.62	5.0E-04	0.33	1.00	0.44	191.41	2.68	95.92	122.87	218.79	1.60	0.62	5.0E-04	0.33	1.00	0.44
4	359.78	2.68	119.45	261.98	381.43	1.82	0.55	3.2E-04	0.39	1.00	0.33	359.78	2.68	119.45	261.98	381.43	1.82	0.55	3.2E-04	0.39	1.00	0.33
3	374.33	2.68	125.75	261.98	387.73	1.75	0.57	3.2E-04	0.40	1.00	0.36	374.33	2.68	125.75	261.98	387.73	1.75	0.57	3.2E-04	0.40	1.00	0.36
2	540.09	2.68	19.05	330.16	349.21	1.53	0.65	2.7E-04	0.31	1.00	0.45	540.09	2.68	19.05	330.16	349.21	1.53	0.65	2.7E-04	0.31	1.00	0.45
1	453.83	4.40	155.09	330.16	485.25	1.82	0.55	2.7E-04	0.43	1.00	0.34	453.83	4.40	155.09	330.16	485.25	1.82	0.55	2.7E-04	0.43	1.00	0.34

Quadro 4.44 - Verificação das vigas do pórtico A'-B', resistente ao sismo, na direção X, pórticos A'-B'; B'-C'; C'-D'; EC8-1.

P	Rótula plástica à esquerda (A')											Rótula plástica à direita (B')										
	Esforços atuantes						EC8-1 cl 6.6.2			EC3-1-1 cl. 6.2.9.1		Esforços atuantes						EC8-1 cl 6.6.2			EC3-1-1 cl. 6.2.9.1	
	M <sub>Ed,y</sub> (kNm)	M <sub>Ed,z</sub> (kNm)	V <sub>Ed,Gy</sub> (kN)	V <sub>Ed,M</sub> (kN)	V <sub>Ed,y</sub> (kN)	Ω	Eq. 6.2	Eq. 6.3	Eq. 6.4	β	Eq. 6.41	M <sub>Ed,y</sub> (kNm)	M <sub>Ed,z</sub> (kNm)	V <sub>Ed,Gy</sub> (kN)	V <sub>Ed,M</sub> (kN)	V <sub>Ed,y</sub> (kN)	Ω	Eq. 6.2	Eq. 6.3	Eq. 6.4	β	Eq. 6.41
6	135.14	1.82	68.63	87.77	156.40	2.27	0.44	0.00	0.27	1.00	0.23	130.50	1.82	62.89	87.77	150.66	2.35	0.42	0.00	0.26	1.00	0.21
5	192.34	3.64	107.98	87.77	195.75	1.60	0.63	0.00	0.34	1.00	0.46	189.70	3.64	64.47	87.77	152.24	1.62	0.62	0.00	0.26	1.00	0.45
4	312.08	3.64	123.35	187.13	310.48	2.10	0.48	0.00	0.32	1.00	0.27	322.97	3.64	107.69	187.13	294.82	2.03	0.49	0.00	0.30	1.00	0.28
3	322.05	3.64	126.64	187.13	313.77	2.03	0.49	0.00	0.32	1.00	0.28	367.42	3.64	127.55	187.13	314.68	1.78	0.56	0.00	0.32	1.00	0.35
2	437.54	3.64	149.24	235.83	385.07	1.89	0.53	0.00	0.34	1.00	0.31	505.03	3.64	150.54	235.83	386.37	1.63	0.61	0.00	0.34	1.00	0.41
1	376.38	8.94	146.35	235.83	382.18	2.19	0.46	0.00	0.34	1.00	0.29	445.65	8.94	207.45	235.83	443.28	1.85	0.54	0.00	0.39	1.00	0.37

Quadro 4.45 - Verificação das vigas do pórtico B-C, resistente ao sismo, na direção X, pórticos A-B; B-C; C-D, EC8-1.

P	Rótula plástica à esquerda (B')											Rótula plástica à direita (C')										
	Esforços atuantes						EC8-1 cl. 6.6.2			EC3-1-1 cl. 6.2.9.1		Esforços atuantes						EC8-1 cl. 6.6.2			EC3-1-1 cl. 6.2.9.1	
	M <sub>Ed,y</sub> (kNm)	M <sub>Ed,z</sub> (kNm)	V <sub>Ed,Gy</sub> (kN)	V <sub>Ed,M</sub> (kN)	V <sub>Ed,y</sub> (kN)	Ω	Eq. 6.2	Eq. 6.3	Eq. 6.4	β	Eq. 6.41	M <sub>Ed,y</sub> (kNm)	M <sub>Ed,z</sub> (kNm)	V <sub>Ed,Gy</sub> (kN)	V <sub>Ed,M</sub> (kN)	V <sub>Ed,y</sub> (kN)	Ω	Eq. 6.2	Eq. 6.3	Eq. 6.4	β	Eq. 6.41
6	130.50	2.72	62.89	102.39	165.28	2.35	0.42	0.00	0.29	1.00	0.23	124.78	2.72	44.98	102.39	147.37	2.46	0.41	0.00	0.25	1.00	0.22
5	189.70	5.44	64.47	102.39	166.86	1.62	0.62	0.00	0.29	1.00	0.48	186.66	5.44	84.00	102.39	186.39	1.65	0.61	0.00	0.32	1.00	0.47
4	322.97	5.44	107.69	218.32	326.01	2.03	0.49	0.00	0.33	1.00	0.30	364.52	5.44	131.35	218.32	349.67	1.80	0.56	0.00	0.36	1.00	0.37
3	367.42	5.44	127.55	218.32	345.87	1.78	0.56	0.00	0.35	1.00	0.37	400.68	5.44	157.57	218.32	375.89	1.63	0.61	0.00	0.38	1.00	0.43
2	505.03	5.44	150.54	275.14	425.68	1.63	0.61	0.00	0.37	1.00	0.42	562.51	5.44	228.76	275.14	503.90	1.47	0.68	0.00	0.44	1.00	0.51
1	445.65	6.02	207.45	275.14	482.59	1.85	0.54	0.00	0.42	1.00	0.34	477.86	6.02	223.93	275.14	499.07	1.73	0.58	0.00	0.44	1.00	0.39

Quadro 4.46 - Verificação da resistência ao esforço axial das colunas, resistente ao sismo, na direção X, EC8-1, pórticos A-B; B-C; C-D.

Colunas Seleccionadas		Topo													
		Coluna A					Coluna B					Coluna C			
		Esforço Axial					Esforço Axial					Esforço Axial			
Piso	Colunas	N <sub>Rd</sub> (kN)	N <sub>Ed,G</sub> (kN)	Ω	N <sub>Ed,E</sub> (kN)	Eq 6.6 N <sub>Ed</sub> (kN)	N <sub>Ed,G</sub> (kN)	Ω	N <sub>Ed,E</sub> (kN)	Eq 6.6 N <sub>Ed</sub> (kN)	N <sub>Ed,G</sub> (kN)	Ω	N <sub>Ed,E</sub> (kN)	Eq 6.6 N <sub>Ed</sub> (kN)	
6	HEM 600	8545.96	97.82	2.17	20.34	158.46	153.26	2.16	0.74	154.28	71.08	2.15	0.97	73.94	
5	HEM 600	8545.96	252.40	1.60	44.86	350.81	370.62	1.62	1.70	372.96	251.48	1.60	2.25	256.44	
4	HEM 600	8545.96	426.87	2.01	98.72	699.96	605.76	1.93	3.58	610.68	429.26	1.82	4.91	441.55	
3	HEM 600	8545.96	605.96	1.97	154.18	1024.00	842.54	1.87	5.40	849.97	592.24	1.75	7.72	610.81	
2	HEM 600	8545.96	811.88	1.76	239.48	1391.67	1083.84	1.66	8.23	1095.16	742.99	1.53	11.75	767.68	
1	HEM 600	8545.96	1014.50	2.07	309.93	1895.31	1326.67	1.96	10.34	1340.89	893.09	1.82	15.10	930.85	

Quadro 4.47 - Verificação da resistência ao momento resistente das colunas, resistente ao sismo, na direção X, EC8-1, pórticos A-B, B-C, C-D, EC8-1.

Topo														
Colunas Seleccionadas			Coluna A				Coluna B				Coluna C			
			Momento Fletor				Momento Fletor				Momento Fletor			
Piso	Colunas	$M_{Rd}$ (kNm)	$M_{Ed,G}$ (kNm)	$\Omega$	$M_{Ed,E}$ (kNm)	Eq. 6.6 $M_{Ed}$ (kNm)	$M_{Ed,G}$ (kNm)	$\Omega$	$M_{Ed,E}$ (kNm)	Eq. 6.6 $M_{Ed}$ (kNm)	$M_{ed,G}$ (kNm)	$\Omega$	$M_{Ed,E}$ (kNm)	Eq. 6.6 $M_{Ed}$ (kNm)
6	HEM 600	2061.44	117.42	2.17	71.98	332.00	82.08	2.16	154.40	540.17	91.07	2.15	177.13	613.96
5	HEM 600	2061.44	129.55	1.60	105.50	361.00	128.40	1.62	182.93	535.51	143.23	1.60	199.83	584.18
4	HEM 600	2061.44	160.39	2.01	125.48	507.51	187.13	1.93	254.36	861.78	215.11	1.82	289.24	939.10
3	HEM 600	2061.44	144.64	1.97	201.65	691.39	237.12	1.87	381.04	1217.21	268.66	1.75	423.89	1288.45
2	HEM 600	2061.44	174.75	1.76	193.40	642.98	257.59	1.66	382.46	1129.98	296.47	1.53	430.29	1200.68
1	HEM 600	2061.44	387.82	2.07	442.37	1645.02	271.53	1.96	359.79	1240.97	308.10	1.82	402.75	1315.30

Quadro 4.48 - Verificação da resistência ao esforço transverso das colunas, resistente ao sismo, na direção X, EC8-1, pórticos A-B; B-C, C-D.

Topo														
Colunas Seleccionadas			Coluna A				Coluna B				Coluna C			
			Esforço Transverso				Esforço Transverso				Esforço Transverso			
Piso	Colunas	$V_{Rd}$ (kN)	$V_{Ed,G}$ (kN)	$\Omega$	$V_{Ed,E}$ (kN)	Eq. 6.6 $V_{Ed}$ (kN)	$V_{Ed,G}$ (kN)	$\Omega$	$V_{Ed,E}$ (kN)	Eq. 6.6 $V_{Ed}$ (kN)	$V_{ed,G}$ (kN)	$\Omega$	$V_{Ed,E}$ (kN)	Eq. 6.6 $V_{Ed}$ (kN)
6	HEM 600	2030.52	47.10	2.17	1.49	51.54	23.10	2.16	4.50	36.45	27.90	2.15	5.54	44.25
5	HEM 600	2030.52	58.41	1.60	48.45	164.70	57.01	1.62	95.85	270.32	65.15	1.60	108.52	304.61
4	HEM 600	2030.52	76.15	2.01	67.82	263.76	88.26	1.93	137.00	451.63	100.21	1.82	156.04	490.79
3	HEM 600	2030.52	89.97	1.97	81.30	310.40	120.22	1.87	15.71	160.63	136.44	1.75	187.17	586.73
2	HEM 600	2030.52	104.79	1.76	83.75	307.55	153.03	1.66	172.22	545.87	175.53	1.53	210.22	617.28
1	HEM 600	2030.52	148.25	2.07	124.54	502.19	207.42	1.96	196.82	737.75	216.35	1.82	207.06	734.17

Quadro 4.49 - Verificação da resistência ao esforço transverso das colunas, resistente ao sismo, na direção X, EC8-1, pórticos A-B; B-C, C-D.

Colunas Seleccionadas			Coluna A			Coluna B			Coluna C			Condição
Piso	Colunas	V <sub>pl,Rd</sub> (kN)	V <sub>Ed,E</sub> (kN)	Eq 6.7	V <sub>Ed,E</sub> (kN)	Eq 6.7	V <sub>Ed,E</sub> (kN)	Eq 6.7	V <sub>Ed,E</sub> (kN)	Eq 6.7		
6	HEM 600	2030.52	51.54	0.03	36.45	0.02	44.25	0.02	44.25	0.02	<0.5	
5	HEM 600	2030.52	164.70	0.08	270.32	0.13	304.61	0.15	304.61	0.15	<0.5	
4	HEM 600	2030.52	263.76	0.13	451.63	0.22	490.79	0.24	490.79	0.24	<0.5	
3	HEM 600	2030.52	310.40	0.15	160.63	0.08	586.73	0.29	586.73	0.29	<0.5	
2	HEM 600	2030.52	307.55	0.15	545.87	0.27	617.28	0.30	617.28	0.30	<0.5	
1	HEM 600	2030.52	502.19	0.25	737.75	0.36	734.17	0.36	734.17	0.36	<0.5	

Quadro 4.50 - Verificação da resistência ao esforço axial das colunas, resistente ao sismo, na direção X, EC8-1, pórticos A`-B`; B`-C`; C`-D`.

Topo														
Colunas Seleccionadas			Coluna A`				Coluna B`				Coluna C`			
			Esforço Axial				Esforço Axial				Esforço Axial			
Piso	Colunas	N <sub>Rd</sub> (kN)	N <sub>ed,G</sub> (kN)	Ω	N <sub>Ed,E</sub> (kN)	Eq 6.6 N <sub>Ed</sub> (kN)	N <sub>Ed,G</sub> (kN)	Ω	N <sub>Ed,E</sub> (kN)	Eq 6.6 N <sub>Ed</sub> (kN)	N <sub>Ed,G</sub> (kN)	Ω	N <sub>Ed,E</sub> (kN)	Eq 6.6 N <sub>Ed</sub> (kN)
6	HEM 450	7882.79	78.10	2.27	18.94	137.30	122.60	2.35	29.04	216.59	20.72	2.46	47.16	180.35
5	HEM 450	7882.79	250.99	1.60	43.67	346.89	301.07	1.62	76.41	471.20	60.95	1.65	121.58	336.06
4	HEM 450	7882.79	422.74	2.10	94.31	694.89	508.58	2.03	171.36	986.39	71.37	1.80	270.03	738.49
3	HEM 500	8091.00	599.55	2.03	147.41	1011.76	735.60	1.78	280.02	1421.94	81.01	1.63	437.18	1063.60
2	HEM 500	8091.00	798.97	1.89	224.66	1381.72	1004.39	1.63	430.40	1971.61	93.41	1.47	652.46	1409.83
1	HEM 500	8091.00	995.50	2.19	287.42	1862.19	1292.16	1.85	562.92	2725.75	149.62	1.73	869.88	2215.62

Quadro 4.51 - Verificação da resistência ao momento resistente das colunas, resistente ao sismo, na direção X, EC8-1, pórticos A`-B`; B`-C`; C`-D`.

Topo														
Colunas Seleccionadas			Coluna A`				Coluna B`				Coluna C`			
			Momento Fletor				Momento Fletor				Momento Fletor			
Piso	Colunas	M <sub>Rd</sub> (kNm)	M <sub>Ed,G</sub> (kNm)	Ω	M <sub>Ed,E</sub> (kNm)	Eq. 6.6 M <sub>Ed</sub> (kNm)	M <sub>Ed,G</sub> (kNm)	Ω	M <sub>Ed,E</sub> (kNm)	Eq. 6.6 M <sub>Ed</sub> (kNm)	M <sub>Ed,G</sub> (kNm)	Ω	M <sub>Ed,E</sub> (kNm)	Eq. 6.6 M <sub>Ed</sub> (kNm)
6	HEM 450	1487.79	113.11	2.27	68.08	325.89	114.58	2.35	146.20	587.77	61.58	2.46	86.34	353.84
5	HEM 450	1487.79	113.60	1.60	83.81	297.64	144.33	1.62	176.67	537.69	84.67	1.65	107.52	327.97
4	HEM 450	1487.79	142.04	2.10	111.92	465.00	209.81	2.03	244.15	890.59	128.06	1.80	155.94	513.31
3	HEM 500	1667.15	142.73	2.03	174.53	630.77	240.30	1.78	347.27	1091.47	141.01	1.63	234.63	668.36
2	HEM 500	1667.15	170.64	1.89	160.84	587.84	320.72	1.63	357.22	1123.49	192.59	1.47	236.00	668.75
1	HEM 500	1667.15	303.63	2.19	318.77	1264.85	349.36	1.85	376.71	1308.73	342.92	1.73	342.73	1156.92

Quadro 4.52 - Verificação da resistência ao esforço transverso das colunas, resistente ao sismo, na direção X, EC8-1, pórticos A`-B`; B`-C`; C`-D`.

Topo														
Colunas Seleccionadas			Coluna A`				Coluna B`				Coluna C`			
			Esforço Transverso				Esforço Transverso				Esforço Transverso			
Piso	Colunas	V <sub>Rd</sub> (kN)	V <sub>Ed,G</sub> (kN)	Ω	V <sub>Ed,E</sub> (kN)	Eq. 6.6 V <sub>Ed</sub> (kN)	V <sub>Ed,G</sub> (kN)	Ω	V <sub>Ed,E</sub> (kN)	Eq. 6.6 V <sub>Ed</sub> (kN)	V <sub>Ed,G</sub> (kN)	Ω	V <sub>Ed,E</sub> (kN)	Eq. 6.6 V <sub>Ed</sub> (kN)
6	HEM 450	1625.93	49.68	2.27	20.32	113.19	52.08	2.35	58.27	240.67	22.95	2.46	2.37	30.97
5	HEM 450	1625.93	56.50	1.60	43.85	152.79	81.16	1.62	94.18	290.85	42.13	1.65	6.37	56.54
4	HEM 450	1625.93	69.07	2.10	61.03	245.18	108.78	2.03	132.98	479.58	61.53	1.80	9.24	84.36
3	HEM 500	1756.99	85.01	2.03	74.83	294.26	144.18	1.78	167.68	555.17	86.96	1.63	11.37	112.51
2	HEM 500	1756.99	23.04	1.89	75.96	220.07	188.37	1.63	187.73	610.25	108.66	1.47	11.88	132.63
1	HEM 500	1756.99	119.72	2.19	96.81	411.64	161.31	1.85	140.20	518.36	124.34	1.73	10.35	148.92

Quadro 4.53 - Verificação da resistência ao esforço transverso das colunas, resistente ao sismo, na direção X, EC8-1, pórticos A`-B`; B`-C`, C`-D`.

Piso	Colunas Seleccionadas		Coluna A`			Coluna B`		Coluna C`		Condição
	Colunas	V <sub>pl,Rd</sub> (kN)	V <sub>Ed,E</sub> (kN)	Eq 6.7	V <sub>Ed,E</sub> (kN)	Eq 6.7	V <sub>Ed,E</sub> (kN)	Eq 6.7		
6	HEM 450	1625.93	113.19	0.07	240.67	0.15	30.97	0.02	<0.5	
5	HEM 450	1625.93	152.79	0.09	290.85	0.18	56.54	0.03	<0.5	
4	HEM 450	1625.93	245.18	0.15	479.58	0.29	84.36	0.05	<0.5	
3	HEM 500	1756.99	294.26	0.17	555.17	0.32	112.51	0.06	<0.5	
2	HEM 500	1756.99	220.07	0.13	610.25	0.35	132.63	0.08	<0.5	
1	HEM 500	1756.99	411.64	0.23	518.36	0.30	148.92	0.08	<0.5	

#### 4.11.2 Pórticos Resistentes – Direção Y

A verificação do parâmetro ( $\theta$ ) e da limitação de danos apresenta-se no quadro 5.4.

Quadro 4.54 - Verificação da limitação de danos e da rotação nos nós, estrutura de referência, pórticos direção Y.

Piso	Colunas	Vigas	h (mm)	Limitação de Danos				Rotação dos Nós	
				$\delta_{Total}$ (mm)	dr (mm)	$\delta_{r,v}$ (mm)	$\delta_{r,v,limite}$ (mm)	$\theta_y$ (rad)	Condição
6	HEM 550	IPE 400	3500	181	28	11.20	17.50	0.01	0.1
5	HEM 550	IPE 400	3500	153	33	13.20	17.50	0.01	0.1
4	HEM 550	IPE 500	3500	120	36	14.40	17.50	0.01	0.1
3	HEM 600	IPE 500	3500	84	34	13.60	17.50	0.01	0.1
2	HEM 600	IPE 600	3500	50	29	11.60	17.50	0.01	0.1
1	HEM 600	IPE 600	4000	21	21	8.40	20.00	0.01	0.1

Na verificação das vigas considerou-se a formação das rótulas plásticas junto aos nós de ligação viga-coluna. Como os pórticos são iguais na direção Y, a verificação das colunas foi realizada para o pórtico mais esforçado, sendo analisada na base e no topo, locais potenciais de formação de rótulas plásticas.

A verificação das vigas e das colunas apresenta-se nos quadros 4.55 a 4.61.

Quadro 4.55 - Verificação da ductilidade global e local, nas ligações viga-coluna.

Piso	Colunas	Vigas	M <sub>pl,y,Rc</sub> (kNm)	M <sub>pl,y,Rb</sub> (kNm)	eq.4.29 ( $M_{pl,y,Rc}/M_{pl,y,Rb} \geq 1.3$ )		Observação
					1 Viga-Coluna	2 Vigas-Coluna	
6	HEM 550	IPE 400	1667.15	307.18	5.43	2.71	Verifica
5	HEM 550	IPE 400	1667.15	307.18	5.43	2.71	Verifica
4	HEM 550	IPE 500	1667.15	515.62	3.23	1.62	Verifica
3	HEM 600	IPE 500	2061.44	515.62	4.00	2.00	Verifica
2	HEM 600	IPE 600	2061.44	825.41	2.50	1.25	Reforço do Pilar
1	HEM 600	IPE 600	2061.44	825.41	2.50	1.25	Reforço do Pilar

Quadro 4.56 - Propriedades resistentes das vigas nos pórticos resistentes ao sismo, direção Y.

Direção X		Propriedades resistentes da secção						
Piso	Vigas	M <sub>pl,y,Rd</sub> (kNm)	M <sub>N,y,Rd</sub> (kNm)	M <sub>pl,z,Rd</sub> (kNm)	M <sub>N,z,Rd</sub> (kNm)	N <sub>pl,Rd</sub> (kN)	V <sub>pl,z,Rd</sub> (kN)	
6	IPE 400	307.18	307.18	53.82	53.82	1984.89	579.27	
5	IPE 400	307.18	307.18	53.82	53.82	1984.89	579.27	
4	IPE 500	515.62	515.62	78.93	78.93	2714.76	812.35	
3	IPE 500	515.62	515.62	78.93	78.93	2714.76	812.35	
2	IPE 600	825.41	825.41	114.13	114.13	3665.63	1136.76	
1	IPE 600	825.41	825.41	114.13	114.13	3665.63	1136.76	

Quadro 4.57 - Verificação das vigas dos pórticos resistentes ao sismo, direção Y.

Piso	Rótula plástica à esquerda (G)											Rótula plástica à direita (H)												
	Esforços atuantes						EC 8 cl 6.6.2					EC3 6.2.9.1	Esforços atuantes						EC 8 cl 6.6.2					EC3 6.2.9.1
	M <sub>Ed,y</sub> (kNm)	M <sub>Ed,z</sub> (kNm)	V <sub>Ed,Gy</sub> (kN)	V <sub>Ed,M</sub> (kN)	V <sub>Ed,y</sub> (kN)	Ω	Eq. 6.2	Eq. 6.3	Eq. 6.4	β	Eq. 6.41	M <sub>Ed,y</sub> (kNm)	M <sub>Ed,z</sub> (kNm)	V <sub>Ed,Gy</sub> (kN)	V <sub>Ed,M</sub> (kN)	V <sub>Ed,y</sub> (kN)	Ω	Eq. 6.2	Eq. 6.3	Eq. 6.4	β	Eq. 6.41		
6	82.96	12.06	33.62	102.39	136.01	3.70	0.27	5.0E-04	0.23	1.00	0.30	82.96	12.06	37.73	102.39	140.12	3.70	0.27	5.0E-04	0.24	1.00	0.30		
5	121.49	24.12	69.37	102.39	171.76	2.53	0.40	5.0E-04	0.30	1.00	0.60	121.49	24.12	68.69	102.39	171.08	2.53	0.40	5.0E-04	0.30	1.00	0.60		
4	149.91	24.12	96.75	171.87	268.62	3.44	0.29	3.7E-04	0.33	1.00	0.39	149.91	24.12	95.47	171.87	267.34	3.44	0.29	3.7E-04	0.33	1.00	0.39		
3	242.13	24.12	107.14	171.87	279.01	2.13	0.47	3.7E-04	0.34	1.00	0.53	242.13	24.12	105.55	171.87	277.42	2.13	0.47	3.7E-04	0.34	1.00	0.53		
2	407.18	24.12	153.02	275.14	428.16	2.03	0.49	2.7E-04	0.38	1.00	0.45	407.18	24.12	151.31	275.14	426.45	2.03	0.49	2.7E-04	0.38	1.00	0.45		
1	352.3	39.62	152.6	275.14	427.74	2.34	0.43	2.7E-04	0.38	1.00	0.53	352.3	39.62	150.11	275.14	425.25	2.34	0.43	2.7E-04	0.37	1.00	0.53		

Quadro 4.58 - Verificação da resistência ao esforço axial das colunas, resistente ao sismo, na direção Y, EC8-1.

		Topo									
		Coluna G					Coluna H				
Colunas Seleccionadas		Esforço Axial					Esforço Axial				
Piso	Colunas	N <sub>Rd</sub> (kN)	N <sub>ed,G</sub> (kN)	Ω	N <sub>Ed,E</sub> (kN)	Eq 6.6 N <sub>Ed</sub> (kN)	N <sub>Ed,G</sub> (kN)	Ω	N <sub>Ed,E</sub> (kN)	Eq 6.6 N <sub>Ed</sub> (kN)	
6	HEM 550	8091.00	262.30	3.70	23.21	380.47	262.30	3.70	23.21	380.47	
5	HEM 550	8091.00	579.95	2.53	53.88	767.27	579.95	2.53	53.88	767.27	
4	HEM 550	8091.00	945.63	3.44	121.68	1521.10	945.63	3.44	121.68	1521.10	
3	HEM 600	8545.96	1317.82	2.13	196.00	1891.72	1317.82	2.13	196.00	1891.72	
2	HEM 600	8545.96	1717.88	2.03	313.91	2592.85	1717.88	2.03	313.91	2592.85	
1	HEM 600	8545.96	2117.19	2.34	413.77	3450.16	2117.19	2.34	413.77	3450.16	

Quadro 4.59 - Verificação da resistência ao momento fletor das colunas, resistente ao sismo, na direção Y, EC8-1.

		Topo									
Colunas Seleccionadas		Coluna G					Coluna H				
		Momento Fletor					Momento Fletor				
Piso	Colunas	M <sub>Rd</sub> (kNm)	M <sub>Ed,G</sub> (kNm)	Ω	M <sub>Ed,E</sub> (kNm)	Eq. 6.6 M <sub>Ed</sub> (kNm)	M <sub>Ed,G</sub> (kNm)	Ω	M <sub>Ed,E</sub> (kNm)	Eq. 6.6 M <sub>Ed</sub> (kNm)	
6	HEM 550	1667.15	78.91	3.70	137.44	778.66	78.91	3.70	137.44	778.66	
5	HEM 550	1667.15	119.60	2.53	163.97	689.66	119.60	2.53	163.97	689.66	
4	HEM 550	1667.15	187.00	3.44	247.73	1358.60	187.00	3.44	247.73	1358.60	
3	HEM 600	2061.44	261.95	2.13	359.36	1314.19	261.95	2.13	359.36	1314.19	
2	HEM 600	2061.44	346.94	2.03	409.15	1487.37	346.94	2.03	409.15	1487.37	
1	HEM 600	2061.44	613.22	2.34	410.00	1934.04	613.22	2.34	410.00	1934.04	

Quadro 4.60 - Verificação da resistência ao esforço transverso das colunas, resistente ao sismo, na direção Y, EC8-1.

		Topo									
Colunas Seleccionadas		Coluna G					Coluna H				
		Esforço Transverso					Esforço Transverso				
Piso	Colunas	V <sub>Rd</sub> (kN)	V <sub>Ed,G</sub> (kN)	Ω	V <sub>Ed,E</sub> (kN)	Eq. 6.6 V <sub>Ed</sub> (kN)	V <sub>Ed,G</sub> (kN)	Ω	V <sub>Ed,E</sub> (kN)	Eq. 6.6 V <sub>Ed</sub> (kN)	
6	HEM 550	3321.38	18.24	3.70	42.75	235.89	18.24	3.70	42.75	235.89	
5	HEM 550	3321.38	57.17	2.53	87.81	362.45	57.17	2.53	87.81	362.45	
4	HEM 550	3321.38	83.44	3.44	123.39	667.00	83.44	3.44	123.39	667.00	
3	HEM 600	3310.53	138.68	2.13	170.70	638.50	138.68	2.13	170.70	638.50	
2	HEM 600	3310.53	194.53	2.03	209.52	778.53	194.53	2.03	209.52	778.53	
1	HEM 600	3310.53	215.04	2.34	181.29	799.07	215.04	2.34	181.29	799.07	

Quadro 4.61 - Verificação da resistência ao esforço transverso das colunas, resistente ao sismo, na direção Y, EC8-1.

Colunas Seleccionadas		Coluna G			Coluna H			Condição
Piso	Colunas	V <sub>pl,Rd</sub> (kN)	V <sub>Ed,E</sub> (kN)	Eq. 6.7	V <sub>Ed,E</sub> (kN)	Eq. 6.7		
6	HEM 550	3321.38	235.89	0.07	235.89	0.07	<0.5	
5	HEM 550	3321.38	362.45	0.11	362.45	0.11	<0.5	
4	HEM 550	3321.38	667.00	0.20	667.00	0.20	<0.5	
3	HEM 600	3310.53	638.50	0.19	638.50	0.19	<0.5	
2	HEM 600	3310.53	778.53	0.24	778.53	0.24	<0.5	
1	HEM 600	3310.53	799.07	0.24	799.07	0.24	<0.5	

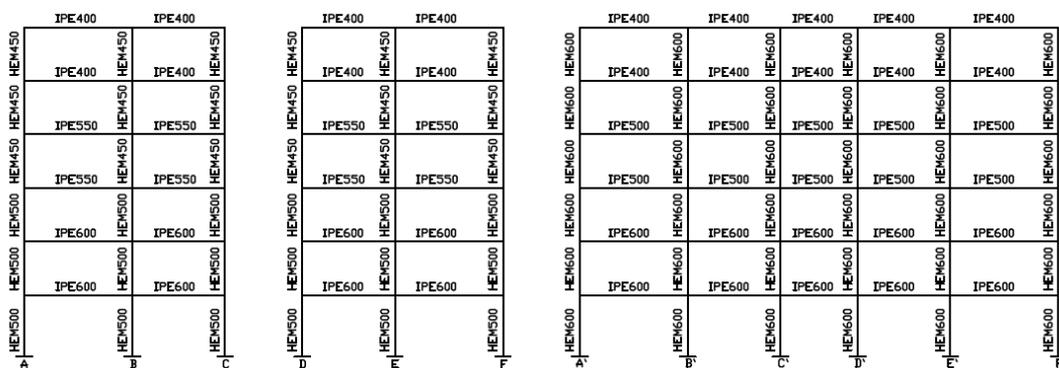


Figura 4.16 - Solução adotada para os pórticos na direção X, EC8-1, caso de estudo 1.

A solução final adotada, após a verificação pela Norma EN 1998-1, para os pórticos na direção X apresenta-se na figura 4.15. A solução final para os pórticos da estrutura primária sísmica na direção Y é a mesma na situação de referência e nos casos de estudo 1 a 4, que se apresenta na figura 4.13(b). O procedimento de cálculo e verificação para cada caso de estudo foi o apresentado anteriormente, pelo que seguidamente se apresentam apenas as soluções adotadas para cada pórtico da estrutura primária sísmica.

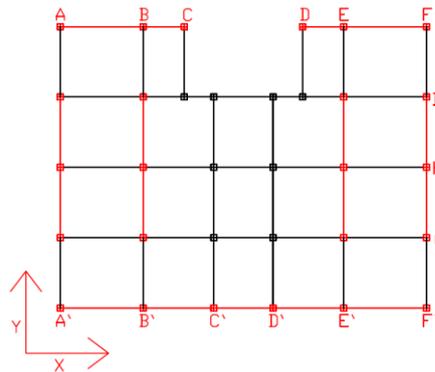


Figura 4.17 - Indicação dos pórticos da estrutura primária sísmica (cor vermelha), nas direções principais X,Y, caso de estudo 2.

Na figura 4.16, apresenta-se a planta do caso de estudo 2 com indicação das colunas e vigas pertencentes à estrutura primária sísmica e a designação das colunas estudadas em cada direção principal.

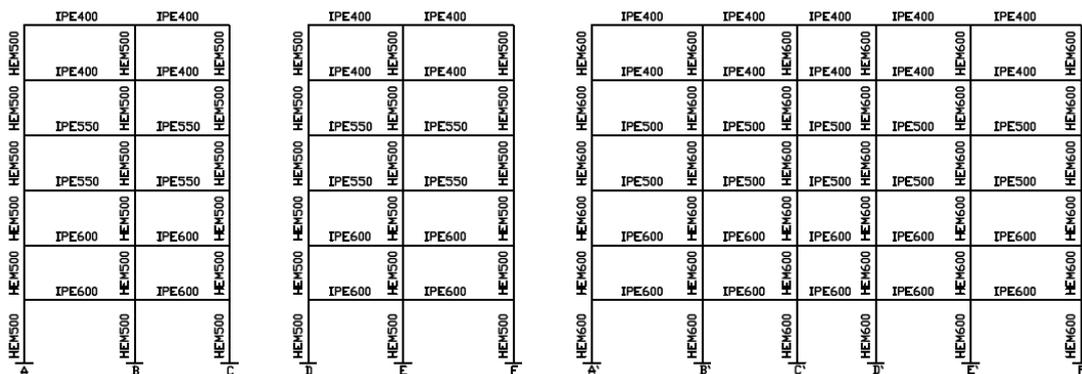


Figura 4.18 - Solução adotada para os pórticos na direção X, EC8-1, caso de estudo 2.

Na figura 4.17 apresenta-se a solução final adotada para os pórticos na direção X, com indicação das secções dos elementos colunas e viga que os constituem.

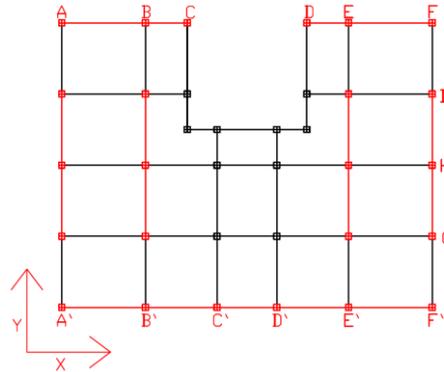


Figura 4.19 - Indicação dos pórticos da estrutura primária sísmica (cor vermelha), nas direções principais X,Y, caso de estudo 3.

Na figura 4.18, apresenta-se a planta do caso de estudo 3 com indicação das colunas e vigas pertencentes à estrutura primária sísmica e a designação das colunas estudadas em cada direção principal.

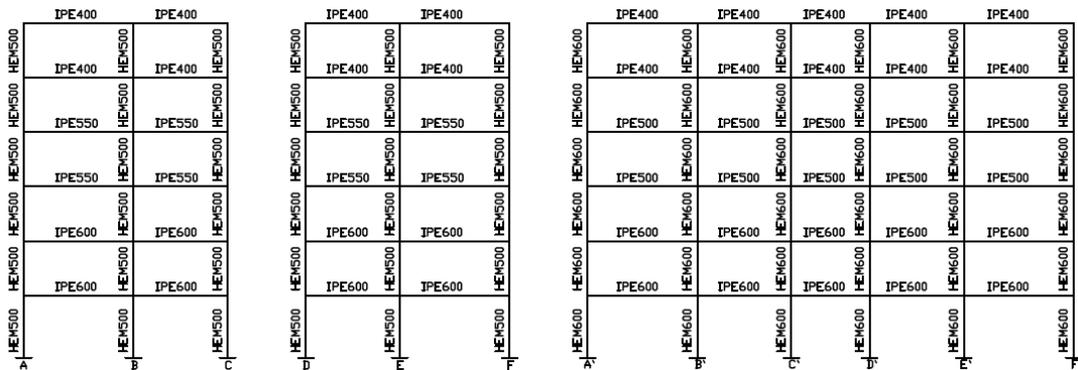


Figura 4.20 - Solução adotada para os pórticos na direção X, EC8-1, caso de estudo 3.

Na figura 4.19, referente ao caso de estudo 3, apresenta-se a solução final adotada para os pórticos na direção X, com indicação das secções dos elementos colunas e viga que os constituem.

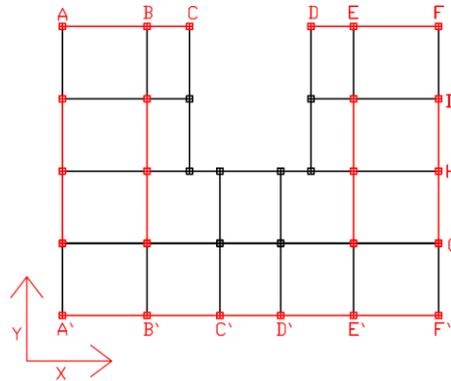


Figura 4.21 - Indicação dos pórticos da estrutura primária sísmica (cor vermelha), nas direções principais X,Y, caso de estudo 4.

Na figura 4.20, referente ao caso de estudo 4, apresenta-se a planta com indicação das colunas e vigas pertencentes à estrutura primária sísmica e a designação das colunas estudadas em cada direção principal.

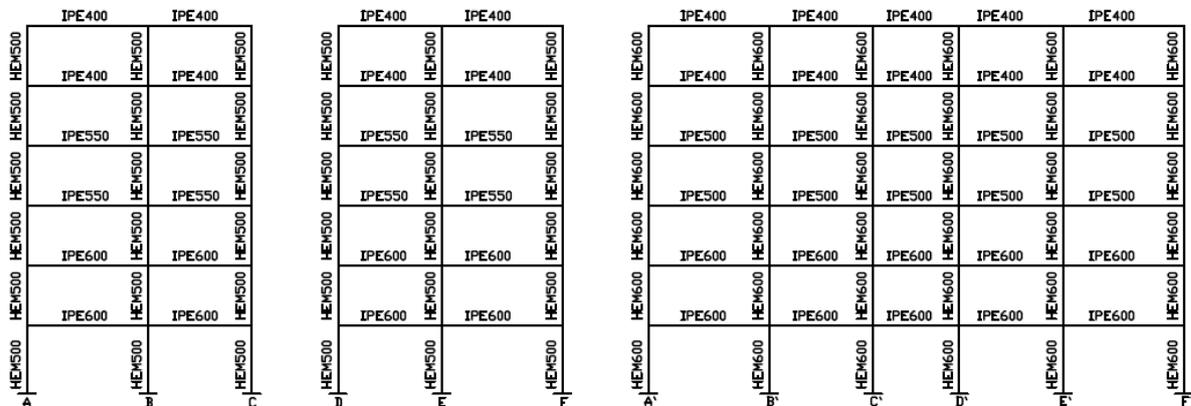


Figura 4.22 - Solução adotada para os pórticos na direção X, EC8-1, caso de estudo 4.

Na figura 4.21, referente ao caso de estudo 4, apresenta-se a solução final adotada para os pórticos na direção X, com indicação das secções dos elementos colunas e viga que os constituem.

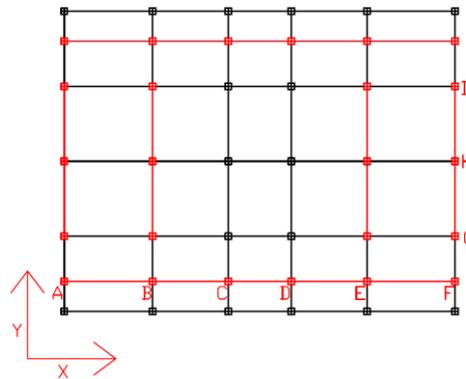


Figura 4.23 - Indicação dos pórticos da estrutura primária sísmica (cor vermelha), nas direções principais X,Y, caso de estudo 5.

Na figura 4.22, apresenta-se a planta do caso de estudo 5 com indicação das colunas e vigas pertencentes à estrutura primária sísmica e a designação das colunas estudadas em cada direção principal.

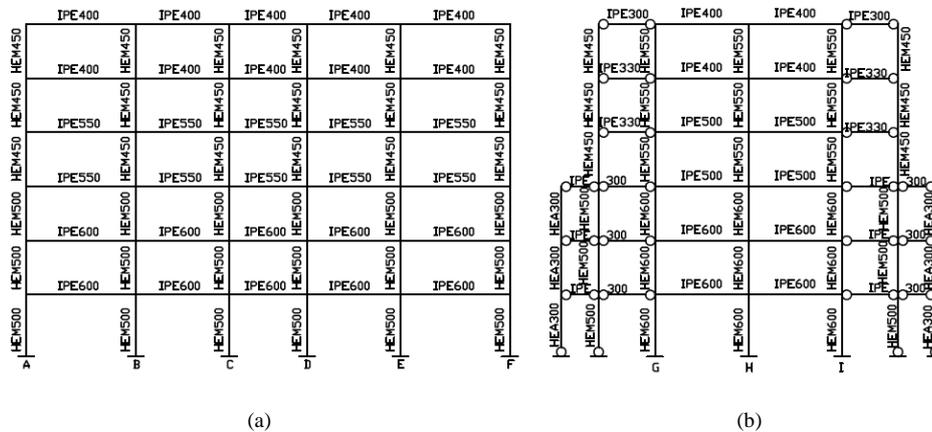


Figura 4.24 - Solução adotada para os pórticos na direção X (figura a) e Y (figura b), EC8-1, caso de estudo 5.

Na figura 4.23, referente ao caso de estudo 5, apresenta-se a solução final adotada para os pórticos na direção X e Y, com indicação das secções dos elementos colunas e viga que os constituem.

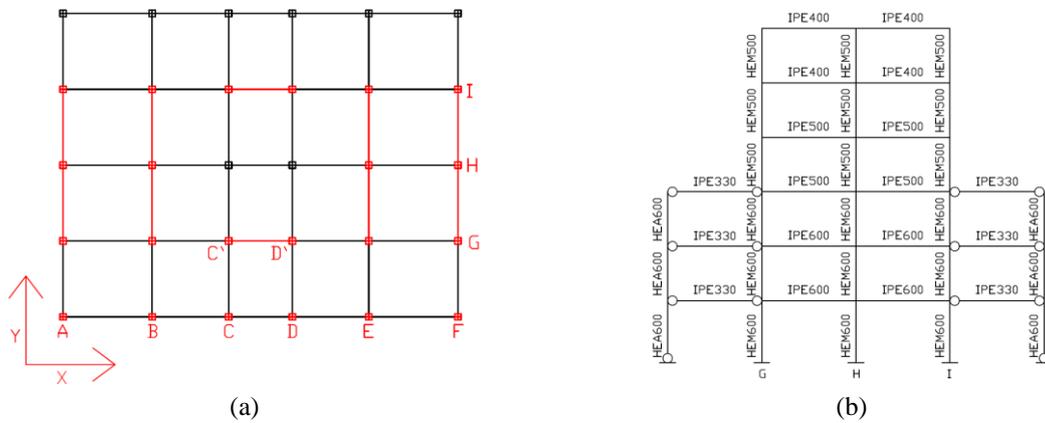


Figura 4.25 - Indicação dos pórticos da estrutura primária sísmica (cor vermelha), nas direções principais X,Y, (figura a) caso de estudo 6 e Solução adotada para os pórticos na direção Y (figura b), EC8-1

Na figura 4.24a, apresenta-se a planta do caso de estudo 6 com indicação das colunas e vigas pertencentes à estrutura primária sísmica e a designação das colunas estudadas em cada direção principal.

Na figura 4.24b apresenta-se a solução final adotada para os pórticos na Y, com indicação das secções dos elementos colunas e viga que os constituem.



Figura 4.26 - Solução adotada para os pórticos na direção X, EC8-1, caso de estudo 6.

Na figura 4.25, referente ao caso de estudo 6, apresenta-se a solução final adotada para os pórticos na direção X, com indicação das secções dos elementos colunas e viga que os constituem.

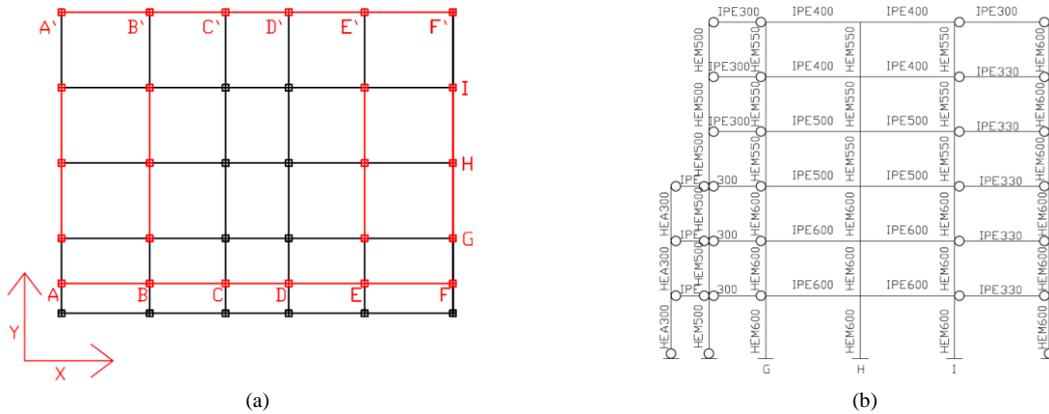


Figura 4.27 - Indicação dos pórticos da estrutura primária sísmica (cor vermelha), nas direções principais X,Y, (esquerda) caso de estudo 7 e a solução adotada para os pórticos na direção Y (direita), EC8-1

Na figura 4.26a, apresenta-se a planta do caso de estudo 7 com indicação das colunas e vigas pertencentes à estrutura primária sísmica e a designação das colunas estudadas em cada direção principal.

Na figura 4.26b apresenta-se a solução final adotada para os pórticos na Y, com indicação das secções dos elementos colunas e viga que os constituem.

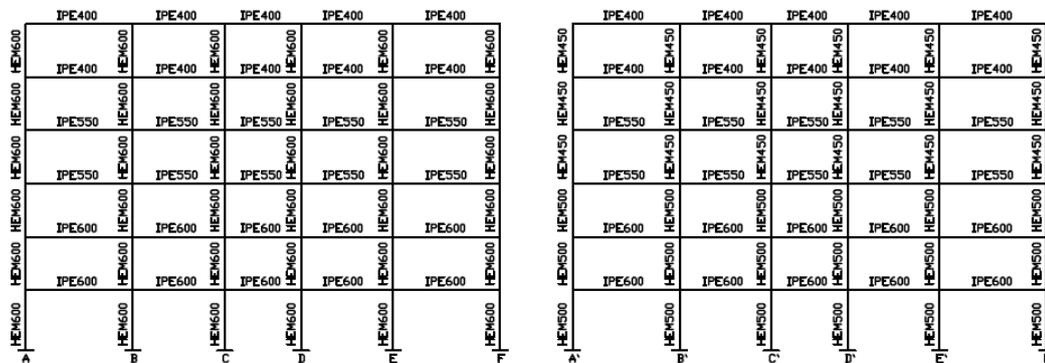


Figura 4.28 - Solução adotada para os pórticos na direção X, EC8-1, caso de estudo 7.

Na figura 4.27, referente ao caso de estudo 7, apresenta-se a solução final adotada para os pórticos na direção X, com indicação das secções dos elementos colunas e viga que os constituem.



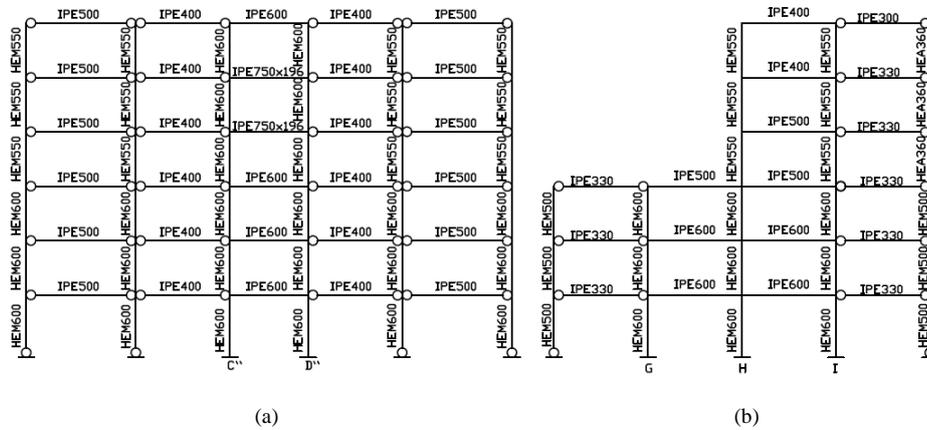


Figura 4.31 - Solução adotada para as pórticos na direção X (figura a) e Direção Y (figura b), EC8-1, caso de estudo 8.

Nas figuras 4.29 e 4.30, referentes ao caso de estudo 8, apresentam-se as soluções finais adotadas para os pórticos na direção X e Y, com indicação das secções dos elementos colunas e viga que os constituem.

## 5 ANÁLISE COMPARATIVA DAS SOLUÇÕES OBTIDAS

Terminado o dimensionamento dos casos de estudo, pela Norma EN 1993-1-1 e pela Norma EN 1998-1, procede-se à análise comparativa das soluções finais, em termos de quantidades de aço utilizadas para as vigas, para as colunas e no total de cada estrutura.

Nos quadros 5.1 e 5.2 apresentam-se os valores determinados para cada caso de estudo e os respetivos rácios de quantidade de aço por unidade de área de construção de cada edifício, para a verificação pela Norma EN 1993-1-1 e pela Norma EN 1998-1, respetivamente.

Quadro 5.1 - Quantidades de aço determinadas em cada caso de estudo para as vigas, as colunas e a estrutura, com indicação dos respetivos rácios por unidade de área do edifício, verificado pela Norma EN 1993-1-1.

Caso	Área (m <sup>2</sup> )	EC3-1-1					
		Vigas (kg)	Rácio Vigas (kg/m <sup>2</sup> )	Colunas (kg)	Rácio Colunas (kg/m <sup>2</sup> )	Estrutura (kg)	Rácio Estrutura (kg/m <sup>2</sup> )
Referência	4464.00	179737.00	40.26	93902.00	21.04	273638.00	61.30
Caso 1	4240.80	173676.00	40.95	97116.00	22.90	270792.00	63.85
Caso 2	4104.00	167402.00	40.79	97116.00	23.66	264519.00	64.45
Caso 3	3928.80	165568.00	42.14	92728.00	23.60	258296.00	65.74
Caso 4	3748.80	160141.00	42.72	96009.00	25.61	256150.00	68.33
Caso 5	4017.60	173454.00	43.17	105566.00	26.28	279020.00	69.45
Caso 6	3348.00	140954.00	42.10	72987.00	21.80	213941.00	63.90
Caso 7	4240.80	178790.00	42.16	99734.00	23.52	278524.00	65.68
Caso 8	3348.00	140179.00	41.87	71236.00	21.28	211415.00	63.15

Quadro 5.2 - Quantidades de aço determinadas em cada caso de estudo para as vigas, as colunas e a estrutura, com indicação dos respetivos rácios por unidade de área do edifício, verificado pela Norma EN 1998-1.

Caso	Área (m <sup>2</sup> )	EC8-1					
		Vigas (kg)	Rácio Vigas (kg/m <sup>2</sup> )	Colunas (kg)	Rácio Colunas (kg/m <sup>2</sup> )	Estrutura (kg)	Rácio Estrutura (kg/m <sup>2</sup> )
Referência	4464.00	187319.00	41.96	161873.00	36.26	349192.00	78.22
Caso 1	4240.80	183856.00	43.35	168595.00	39.76	352451.00	83.11
Caso 2	4104.00	177789.00	43.32	175031.00	42.65	352820.00	85.97
Caso 3	3928.80	175064.00	44.56	167919.00	42.74	342983.00	87.30
Caso 4	3748.80	174651.00	46.59	167481.00	44.68	342132.00	91.26
Caso 5	4017.60	184108.00	45.83	173537.00	43.19	357645.00	89.02
Caso 6	3348.00	146331.00	43.71	133560.00	39.89	279891.00	83.60
Caso 7	4240.80	187234.00	44.15	170543.00	40.21	357777.00	84.37
Caso 8	3348.00	154626.00	46.18	130343.00	38.93	284969.00	85.12

Para a estrutura de referência determinou-se o rácio de 61.30 kg/m<sup>2</sup> e o rácio de 78.22 kg/m<sup>2</sup>, para a verificação da Norma EN 1993-1-1 e da Norma EN 1998-1, respetivamente que se encontra em linha com os correspondentes rácios de 60.18 kg/m<sup>2</sup> e 77.47 kg/m<sup>2</sup>, determinados por Maneira, 2018.

As seções da estrutura primária sísmica em aço S355 determinadas por Maneira, 2018, para o edifício de 6 pisos localizado em Sagres – Portugal verificaram para o caso de referência em aço S235, por as condições de verificação da Norma EN 1998-1 mais condicionantes serem os

estados limites de danos e o parâmetro ( $\theta$ ), que estão diretamente relacionados com a rigidez dos elementos coluna e dos elementos viga e a rigidez das ligações viga-coluna.

A partir dos dados dos quadros 5.1 e 5.2 comparou-se a variação de quantidade de aço em cada caso de estudo entre a verificação pela Norma EN1993-1-1 e a Norma EN 1998-1, apresentando-se no quadro 5.3.

Quadro 5.3 - Variação da percentagem de quantidade de aço em cada caso de estudo, comparando as soluções verificadas pela Norma EN 1993-1-1 e a Norma 1998-1.

Caso	Vigas (%)	Colunas (%)	Total (%)
Referência	4.22	72.39	27.61
Caso 1	5.86	73.60	30.16
Caso 2	6.20	80.23	33.38
Caso 3	5.74	81.09	32.79
Caso 4	9.06	74.44	33.57
Caso 5	6.14	64.39	28.18
Caso 6	3.81	82.99	30.83
Caso 7	4.72	71.00	28.45
Caso 8	10.31	82.97	34.79
Média	6.23	75.90	31.08

Pela análise do quadro 5.3 verifica-se que na verificação pela Norma EN 1998-1 em relação à verificação pela Norma EN 1993-1-1, o aumento da percentagem do peso das colunas (média de 75.90%) é muito superior ao aumento da percentagem do peso das vigas (média 6.23%) e para toda a estrutura, o aumento da percentagem de quantidade de aço apresenta a média de 31.08%.

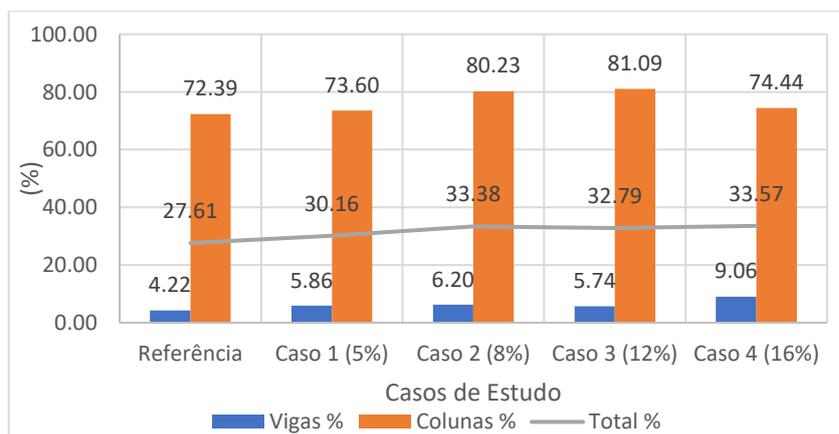


Figura 5.1 - Variação da percentagem da quantidade de aço nos casos de estudo com irregularidades em planta, comparando as verificações pela Norma EN 1193-1-1 e a Norma EN 1998-1.

A análise da variação em percentagem da quantidade de aço para os casos de estudo com irregularidade em planta apresenta-se na figura 5.1. Pela sua análise, constata-se que a introdução de irregularidades em planta implica o aumento da percentagem da quantidade de

aço em relação à situação de referência (sem irregularidades), mesmo no limite máximo de regularidade (caso de estudo 1).

Na situação de referência, sem irregularidades, o aumento da quantidade de aço verificado foi de 27.61%. Para o caso de estudo 4, com 16% de irregularidade em planta, o aumento de quantidade de aço foi de 33.57%. Comparando ambos os casos, verifica-se um aumento de 5.96% da quantidade de aço entre com irregularidades e sem irregularidades.

Para os casos de estudo 2, 3 e 4, (irregularidades em planta entre 8% e 16%) o aumento da quantidade de aço para a resistência ao sismo foi semelhante e cerca de 33%.

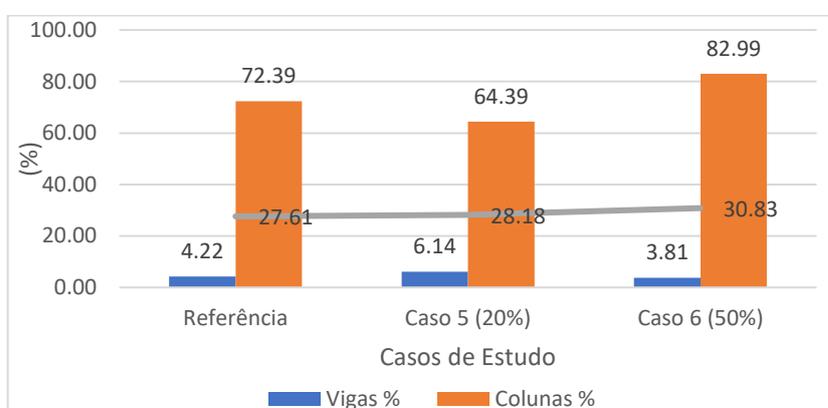


Figura 5.2 - Variação da porcentagem da quantidade de aço nos casos de estudo com irregularidades simétricas em altura, comparando as verificações pela Norma EN 1193-1-1 e a Norma EN 1998-1.

A análise da variação da porcentagem da quantidade de aço para os casos de estudo com irregularidades em altura simétricas apresenta-se na figura 5.2. Pela análise da figura verifica-se que introduzindo irregularidades simétricas em altura implica um aumento pouco significativo da quantidade de aço em relação à situação de referência, sem irregularidades.

Na estrutura de referência verifica-se um aumento de 27.61% da quantidade de aço entre a verificação da Norma EN 1998-1 e da Norma EN 1993-1-1, no caso 5 (irregularidade de 20%) verifica-se um aumento de 28.18%, apresentando uma variação inferior a 1% em relação à estrutura de referência e para o caso 6 (irregularidade de 50%) verifica-se um aumento de 30.83% da quantidade de aço, com uma variação de cerca de 3%, em relação à estrutura de referência.

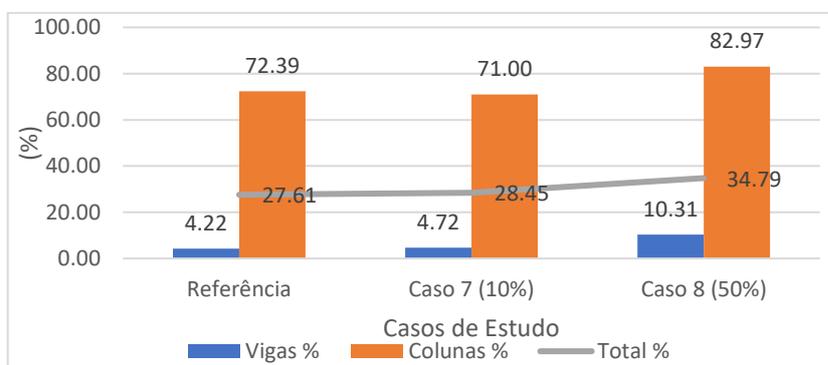


Figura 5.3 - Variação da percentagem da quantidade de aço nos casos de estudo com irregularidades assimétricas em altura, comparando as verificações pela Norma EN 1193-1-1 e a Norma EN 1998-1.

A análise da variação da percentagem da quantidade de aço para os casos de estudo com irregularidades em altura assimétricas apresenta-se na figura 5.3. Pela análise da figura verifica-se que introduzindo irregularidades assimétricas em altura implica um aumento da quantidade de aço em relação à situação de referência, sem irregularidades.

Para o caso 7 (irregularidade de 10%) verifica-se um aumento de 28.45% da quantidade de aço entre a verificação pela Norma EN 1998-1-1 e pela Norma EN 1993-1-1. No entanto, no caso 7, a variação da quantidade de aço é inferior a 1% em relação à estrutura de referência, apresentando esta um aumento da quantidade de aço 27.61%. No caso 8 (irregularidade de 50%) o aumento da quantidade de aço é de 34.79%, a que corresponde a variação de cerca de 7% em relação ao aumento da quantidade de aço da estrutura de referência.

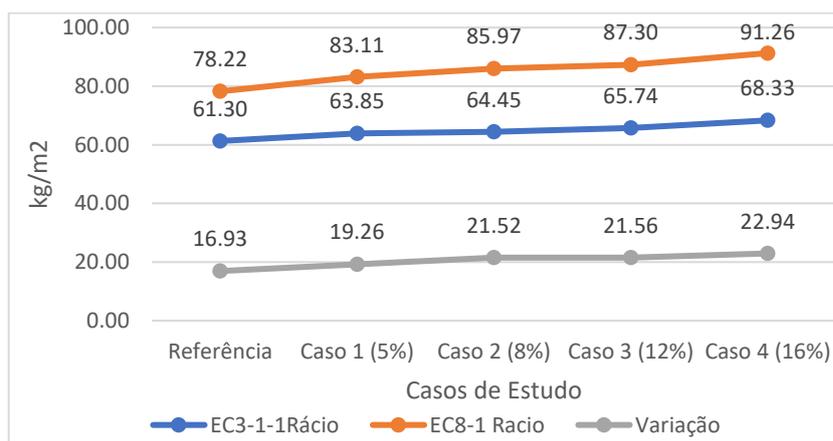


Figura 5.4 - Indicação do rácio da quantidade de aço por unidade de área do edifício, nos casos de estudo com irregularidades em planta, com indicação da diferença (variação) entre o rácio determinado pela Norma EN 1998-1 e a Norma EN 1993-1-1.

A análise dos rácios de aço por unidade de área do edifício para as irregularidades em planta apresenta-se na figura 5.4. Pela análise da figura verifica-se que a introdução de irregularidades

em planta implica o aumento progressivo do rácio de quantidade de aço por unidade de área para a verificação das duas normas, EN 1993-1-1 e EN 1998-1.

O edifício de referência apresenta o rácio de 61.30 kg de aço/m<sup>2</sup> para a verificação pela Norma EN 1993-1-1 e o rácio de 78.22 kg de aço/m<sup>2</sup> para a verificação pela Norma EN 1998-1 a que corresponde a variação de 16.93 kg de aço/m<sup>2</sup>. No caso de estudo 4 (16% de irregularidade) o rácio é de 68.33 kg de aço/m<sup>2</sup> para a verificação pela Norma EN 1993-1-1 e o rácio de 91.26 kg de aço/m<sup>2</sup> para a verificação pela Norma EN 1998-1 a que corresponde a variação de 22.94 kg de aço/m<sup>2</sup>. Pelo exposto, constata-se que a variação do rácio de quantidade de aço por unidade de área de construção aumenta progressivamente com o aumento da percentagem da irregularidade introduzida.

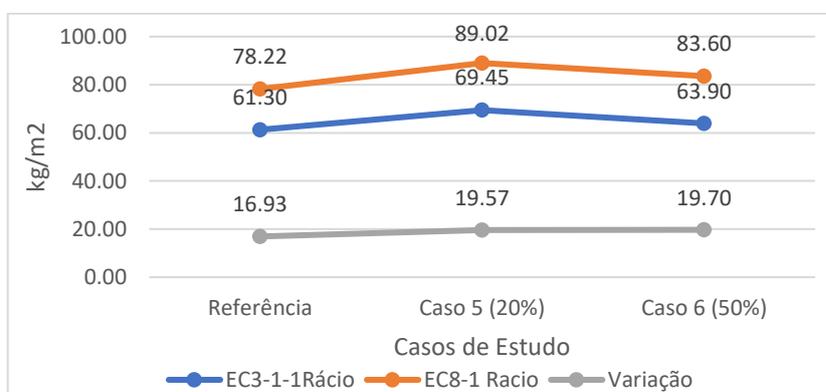


Figura 5.5 - Indicação do rácio da quantidade de aço por unidade de área do edifício, nos casos de estudo com irregularidades simétricas em altura, com indicação da diferença (variação) entre o rácio determinado pela Norma EN 1998-1 e a Norma EN 1993-1-1.

A análise dos rácios de aço por unidade de área de construção do edifício para as irregularidades simétricas em altura apresenta-se na figura 5.5. Pela análise da figura constata-se um aumento significativo do rácio de quantidade de aço por unidade de área no caso 5, com 20% de irregularidade, em relação ao caso 6, com 50% de irregularidade, devido ao aumento da quantidade de pórticos na direção X, alçado de maior dimensão, para a introdução da irregularidade em altura.

Verifica-se que com a introdução de irregularidades simétricas em altura o rácio de quantidade de aço por unidade de área aumenta para a verificação das duas normas, Norma EN 1993-1-1 e Norma EN 1998-1.

Comparando os casos de estudo 4 e 5 com a estrutura de referência verifica-se um aumento pouco significativo da variação do rácio de quantidade de aço por unidade de área, sendo que os casos de estudo apresentam uma variação do rácio médio de 19.63 kg/m<sup>2</sup> e a estrutura de

referência apresenta uma variação de  $16.93 \text{ kg/m}^2$  a que corresponde um aumento inferior a  $3 \text{ kg/m}^2$ .

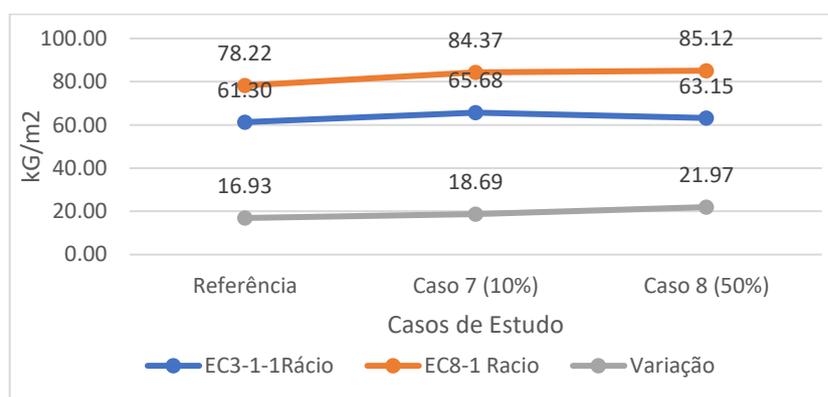


Figura 5.6 - Indicação do rácio da quantidade de aço por unidade de área do edifício, nos casos de estudo com irregularidades assimétricas em altura, com indicação da diferença (variação) entre o rácio determinado pela Norma EN 1998-1 e a Norma EN 1993-1-1.

A análise dos rácios de aço por unidade de área do edifício para as irregularidades assimétricas em altura apresenta-se na figura 5.6. Pela análise da figura, constata-se um aumento do rácio de quantidade de aço por unidade de área no caso 7, com 10% de irregularidade, em relação ao caso 8, com 50% de irregularidade, devido ao aumento da quantidade de pórticos na direção X, alçado de maior dimensão, para a introdução da irregularidade em altura.

Verifica-se que com a introdução de irregularidades assimétricas em altura o rácio de quantidade de aço por unidade de área aumenta para a verificação das duas normas, Norma EN 1993-1-1 e Norma EN 1998-1.

Comparando os casos de estudo 7 e 8 com a estrutura de referência verifica-se um aumento significativo da variação do rácio de quantidade de aço por unidade de área, sendo que o caso de estudo 8 apresenta uma variação do rácio de  $21.97 \text{ kg/m}^2$  e a estrutura de referência apresenta uma variação de  $16.93 \text{ kg/m}^2$  a que corresponde um aumento de  $5.04 \text{ kg/m}^2$ .

---

## 6 Conclusões e Trabalhos Futuros

O presente trabalho pretendia comparar a necessidade da quantidade de aço com a introdução de irregularidades em planta e em altura em estruturas constituídas por pórticos simples, verificadas pela Norma EN 1993-1-1 e pela Norma EN 1998-1.

A introdução de irregularidades em planta, em estruturas com pórticos simples implica um aumento da quantidade de aço por unidade de área de construção, na verificação pela Norma EN 1993-1-1 e pela Norma EN 1998-1. O aumento progressivo das irregularidades em planta implica um aumento progressivo da quantidade de aço por unidade de área de construção na verificação pela Norma EN 1998-1 em relação à Norma 1993-1-1.

A introdução de irregularidades simétricas em altura, em pórticos simples implica um aumento da quantidade de aço por unidade de área de construção na verificação pela Norma EN 1998-1, mas este aumento não variou com o aumento da percentagem de irregularidades, quando comparadas as necessidades de aço na verificação pela referida norma em comparação com a Norma EN 1993-1-1.

A introdução de irregularidades assimétricas em altura, em pórticos simples implica um aumento da quantidade de aço por unidade de área de construção na verificação pela Norma EN 1998-1.

Em todas as estruturas analisadas as condições mais condicionantes na verificação da resistência sísmica dos pórticos primários sísmicos que implicaram um aumento significativo das secções resistentes, foram a verificação de limitação de danos e o deslocamento relativo entre pisos, que implicaram um aumento significativo das secções das colunas e das vigas resistentes ao sismo, sendo que o aumento das secções das colunas é muito superior ao das secções das vigas. As referidas condições mais condicionantes obrigam a que a esbelteza dos elementos da estrutura seja reduzida e a utilização de aços com tensão de cedência superiores não tenha vantagem.

Os casos de estudo do presente trabalho incidiram em irregularidades em planta na forma de “U” e irregularidades em altura com um único recuo dos pisos superiores, pelo que estudos posteriores podem analisar a influência dos restantes tipos de irregularidades na necessidade de aço por unidade de área de construção, na verificação da Norma EN 1993-1-1 e da Norma EN 1998-1.

---

## 7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AISC (2009). “Facts for Steel Buildings—Earthquakes and Seismic Design”. American Institute of Steel Construction. USA.

ArcelorMittal. (2014). “ArcelorMittal Technical Brochure: Earthquake Resistant Steel Structures”. ArcelorMittal. Commercial Sections. Luxemburg.

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.

CEN (2011). “Execution of steel structures and aluminium structures - Part 2: Technical requirements for steel structures”. European Committee for Standardization, Brussels

Fajfar, P. (2018). “Analysis in seismic provisions for buildings: past, present and future”. Bulletin of Earthquake Engineering. July 2018. Volume 16, pp 2567 – 2608.

Galambos, Theodore. (2016). “History of the AISC Specification 1923-2010” American Institute of Steel Construction (AISC).

Gioncu, Victor and Mazzolanni, F. M. (2011). “Earthquake Engineering for Structural Design”. Spon Press, New York.

Greiner R, Lechener A, Kettler M, Jaspart J-P, Weynand K, Ziller C, Oerder R, Herbrand M, Simões da Silva L, Dehan V. (2011). “Design guidelines for cross-section and member design according to Eurocode 3 with particular focus on semi-compact sections”. Valorisation Project

---

SEMICOMP+: “Valorisation action of plastic member capacity of semi-compact steel sections – a more economic approach”, RFS2-CT-2010-00023, Brussels.

Hamburger, Ronald O. and Malley, James O. (2016). “NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 2, Seismic Design of Steel Special Moment Frames: A Guide for Practicing Engineers - Second Edition”. National Institute of Standards and Technology. USA.

Houner, G. W. (1984). “Historical View of Earthquake engineering”. Proceedings of the Eighth World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, California, 1984.

Johnson, Alan. (2006). “A Century of Steel Construction 1906-2006” The British Constructional Steelwork Association Ltd, London.

Korom, Joseph J. Jr. (2008). “The American skyscraper, 1850-1940: a celebration of height”. Brandon Books, Boston.

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.

LNEC @ (2019). “<http://www.lnec.pt/pt/servicos/normalizacao-e-regulamentacao/normalizacao/ct-115-eurocodigos-estruturais/#df>”. Laboratório Nacional de Engenharia Civil. (página internet oficial), Lisboa.

Lopes, M. (2012). “Estrutura Sismo-resistente da Gaiola Pombalina: passado e futuro”. CIREA 2012: Conferência Internacional sobre Reabilitação de Estruturas Antigas de Alvenaria. Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, 04 de maio de 2012.

Maneira, R. F. B. (2018). “Análise comparativa de dimensionamento de um edifício de vários pisos com base no EC3 e EC3+EC8”. Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil. Universidade de Coimbra. Coimbra.

Pina, C., Pontífice, P. (2008). “Eurocódigos Estruturais - Ponto de situação em Portugal”. Encontro Nacional Betão Estrutural 2008, Guimarães, 5-7 de Novembro de 2008.

Rebelo, C. A. S. (2016). “Apontamentos de Dinâmica e Dimensionamento Sísmico”. Faculdade de Ciências e Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil. Universidade de Coimbra. Coimbra.

Simões, R. (2007). “Manual de Dimensionamento de Estruturas Metálicas”, 2ª ed. CMM, Coimbra.