

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO SÍSMICO DE ESTRUTURAS MODULARES 3D PRÉ- FABRICADAS EM BETÃO

LEONARDO LEAL OLIVEIRA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ESTRUTURAS DE ENGENHARIA CIVIL

Orientador: Professor Doutor Humberto Salazar Amorim Varum

Coorientador: Professor Doutor José Felipe Miranda Melo

JUNHO 2026

MESTRADO EM ESTRUTURAS DE ENGENHARIA CIVIL 2025/2026

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E GEORRECURSOS

Tel. +351-22-508 1901

✉ mestec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil - 2025/2026 - Departamento de Engenharia Civil e Georrecursos, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2026*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

A todos que eu amo

Um passo à frente e você não está mais no mesmo lugar.

Chico Science

AGRADECIMENTOS

A realização deste trabalho não teria sido possível sem o apoio incondicional de pessoas que, de diferentes formas, me acompanharam ao longo deste percurso.

Em primeiro lugar, quero agradecer aos meus pais, Marisa e Otonilson, e à minha irmã, Marília, por serem a minha base, o meu porto seguro e por nunca terem duvidado de mim, mesmo nos momentos em que eu próprio duvidei. À minha esposa, Aline, companheira de todas as horas, agradeço pela paciência, pelo carinho e por estar ao meu lado em cada passo desta caminhada, tornando os dias mais leves e os desafios mais fáceis de enfrentar.

Agradeço também à Victor, à Naiara e à Anny, que foram fundamentais nestes dois anos de mestrado, pela amizade e pela força que me deram nos momentos mais difíceis. Aos meus colegas de curso, que partilharam comigo as angústias e as conquistas desta jornada, deixo o meu sincero reconhecimento.

Aos meus colegas da A400, agradeço pela oportunidade de crescer profissionalmente num ambiente tão estimulante e pelo apoio que sempre demonstraram ao longo deste trabalho. A confiança e o incentivo de todos foram essenciais para que eu pudesse desenvolver esta investigação com maior segurança e entusiasmo.

Ao Professor Miguel Castro, o meu profundo agradecimento por toda a ajuda no início do curso, pela disponibilidade e pela sabedoria com que me orientou, sem ele, certamente não teria chegado até aqui.

Por fim, ao meu orientador, Professor Humberto Varum, deixo um agradecimento especial pela orientação atenta, pela paciência e por todos os ensinamentos que levarei para além desta dissertação. A sua dedicação e confiança no meu trabalho foram determinantes para a conclusão desta etapa.

A todos, o meu mais sincero obrigado.

RESUMO

O presente trabalho analisa o comportamento de uma estrutura modular sujeita a ações dinâmicas horizontais. A investigação tem como objetivo principal o estudo das ligações verticais entre módulos, recorrendo a modelos numéricos e à aplicação de parâmetros definidos em conformidade com as disposições dos Eurocódigos. Estes parâmetros são utilizados para avaliar as tipologias de ligação necessárias à edificação de uma estrutura com condições predeterminadas.

A metodologia desenvolvida para este estudo divide-se em três etapas. Inicialmente, é efetuado um levantamento bibliográfico para consolidação dos conceitos relativos a construções modulares, acelerogramas artificiais e análises dinâmicas não-lineares. Posteriormente, procede-se à criação de modelos de calibração no *software* SAP2000 para validação e aplicação dos métodos numéricos, os quais são subsequentemente integrados no modelo global definitivo dos módulos. A etapa final consiste na extração e análise dos resultados, verificando o seu enquadramento face aos parâmetros de avaliação definidos.

Os módulos em análise, concebidos pelo gabinete A400, são constituídos por betão armado e apresentam dimensões unitárias de 6 x 3 x 3 m. Embora o sistema permita diversas variações de montagem, o presente estudo foca-se na configuração estrutural resultante da junção de três destes módulos, a qual compõe um apartamento de tipologia T1.

Os resultados obtidos demonstram que a solução, de ligação vertical, estudada é viável para regiões de sismicidade moderada, como o Porto, onde se atingiram seis pisos sem comprometer os requisitos regulamentares. Em contrapartida, para Lisboa, de elevada sismicidade, a mesma solução revelou-se limitada a quatro pisos, com a necessidade de um número elevado de ligações de corte e a aproximação aos limites de compressão do betão e de deslocamentos entre pisos.

Conclui-se que o sistema modular de betão, sem núcleos de contraventamento e sem ligações verticais à tração, se adequa melhor a regiões de menor sismicidade, sendo necessárias soluções de ligação mais robustas ou elementos de contraventamento adicionais para garantir a sua aplicação em zonas de elevado risco sísmico.

PALAVRAS-CHAVE: Construção Modular, Ações Sísmicas, Ligações Verticais, Análise Não Linear, Acelerogramas Sintéticos

ABSTRACT

The present work analyzes the behavior of a modular structure subjected to horizontal dynamic actions. The main objective of the investigation is to study the vertical connections between modules, employing numerical models and applying parameters defined in accordance with Eurocode provisions. These parameters are used to evaluate the connection typologies required to erect a structure under predetermined conditions.

The methodology developed for this study is divided into three stages. Initially, a literature review is conducted to consolidate concepts related to modular construction, artificial accelerograms, and non-linear dynamic analyses. Subsequently, calibration models are created using SAP2000 software to validate and apply the numerical methods, which are then integrated into the definitive global model of the modules. The final stage consists of extracting and analyzing the results, verifying their compliance with the defined evaluation parameters.

The modules under analysis, designed by the A400 firm, consist of reinforced concrete and have unit dimensions of 6 x 3 x 3 m. Although the system allows for various assembly configurations, this study focuses on the structural arrangement resulting from the joining of three such modules, which compose a one-bedroom (T1) apartment.

The results obtained demonstrate that the studied solution is viable for regions of moderate seismicity, such as Porto, where six stories were achieved without compromising regulatory requirements. In contrast, for Lisbon, with high seismicity, the same solution proved limited to four stories, requiring a large number of shear connections and approaching the limits of concrete compression and inter-story drifts.

It is concluded that the modular concrete system, without bracing cores and without vertical tension connections, is better suited to regions of lower seismicity, requiring more robust connection solutions or additional bracing elements to ensure its application in high seismic risk zones.

KEYWORDS: Modular Construction, Seismic Actions, Vertical Connections, Nonlinear Analysis, Synthetic Accelerograms.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS.....	I
RESUMO	III
ABSTRACT	V
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 CONTEXTO E MOTIVAÇÕES.....	1
1.2 OBJETIVO E METODOLOGIAS	2
1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....	3
2 ESTADO DA ARTE.....	4
2.1 CONSTRUÇÃO MODULAR.....	4
2.1.1 Histórico da industrialização da construção.....	4
2.1.2 Níveis de industrialização na construção e vantagens.....	5
2.1.3 Tipologias de módulos 3D	9
2.1.4 Ligações entre módulos	16
2.2 DEFINIÇÃO DA AÇÃO SÍSMICA DO EUROCÓDIGO 8	20
2.2.1 Requisitos de desempenho e verificação da segurança.....	20
2.2.2 Caracterização da perigosidade sísmica	21
2.2.3 Representação da ação sísmica.....	24
2.2.4 Efeitos de segunda ordem.....	25
2.2.5 Comportamento dos diafragmas de piso	26
2.2.6 Ductilidade e coeficiente de comportamento	26
2.2.7 Acelerogramas (reais e sintéticos).....	26
2.3 AMORTECIMENTO EM ESTRUTURAS	29
2.3.1 Conceito de amortecimento e modelo de Rayleigh.....	29
2.3.2 Amortecimento e não linearidade	30
2.4 ANÁLISES	31
2.4.1 Análise Time History.....	31

2.4.2 Análise Não Linear	32
3 CASO DE ESTUDO.....	34
3.1 MODELOS DE CÁLCULO	37
3.1.1 Modelação para validar aplicação de acelerogramas	38
3.1.2 Modelação para validar dos links elements	42
3.1.3 Modelação do caso de estudo	48
3.2 AÇÕES	52
3.2.1 Cargas permanentes	52
3.2.2 Sobrecargas	53
3.2.3 Cargas sísmica e acelerogramas	53
4 RESULTADOS	58
4.1 LISBOA.....	59
4.1.1.1 Deslocamento relativo entre pisos.....	59
4.1.1.2 Limitação de tensão de compressão	62
4.1.1.3 Resistência ao corte	73
4.1.1.4 Falha.....	77
4.2 PORTO	78
4.2.1 Deslocamento relativo entre pisos.....	78
4.2.2 Limitação de tensão de compressão	81
4.2.3 Resistência ao corte	90
5 CONCLUSÃO	94
5.1 CONCLUSÕES GERAIS	94
5.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	95

ÍNDICE DE FIGURAS

FIG. 2.1 - MÓDULO DE MADEIRA, PEQUENA HABITAÇÃO.....	09
FIG. 2.2 - EDIFÍCIO TREET, BERGEN, NORUEGA. 14 ANDARES, 49M. CONCLUÍDO EM 2015.	10
FIG. 2.3 - LEWISHAM EXCHANGE EM FASE DE CONSTRUÇÃO, COM OS MÓDULOS DE AÇO SENDO INSTALADOS, E CONCLUÍDOS	11
FIG. 2.4 - MÓDULOS DE AÇO COM SUPORTE DE CANTO.....	12
FIG. 2.5 - INSTALAÇÃO DE MÓDULOS DE BETÃO PRÉ-FABRICADO EM OBRA.....	13
FIG. 2.6 - INSTALAÇÃO DE UNIDADES MODULARES PRÉ-FABRICADAS PARA UMA ESCOLA.....	15
FIG. 2.7 - LIGAÇÃO VERTICAL DAS UNIDADES ATRAVÉS DE CONES DE POSICIONAMENTO E DE CORTE.....	16
FIG. 2.8 - LIGAÇÃO VERTICAL DAS UNIDADES DE TRAÇÃO.....	17
FIG. 2.9 - LIGAÇÃO HORIZONTAL NO TETO ESTRUTURAL.	18
FIG. 2.10 - LIGAÇÃO HORIZONTAL POSICIONADA NAS FACHADAS.....	18
FIG. 2.11 - ZONEAMENTO SÍSMICO EM PORTUGAL CONTINENTAL (ANEXO NACIONAL EC8).	21
FIG. 2.12 - DEFINIÇÃO DE ESPECTRO ELÁSTICO (EC8).	25
FIG. 3.1 - VOLUMETRIA MÓDULOS BETÃO.....	35
FIG. 3.2 - PLANTA-BAIXA TIPOLOGIA T1.....	35
FIG. 3.3 - DEFINIÇÕES MATERIAIS.	38
FIG. 3.4 - DEFINIÇÕES PONTOS.	39
FIG. 3.5 - DEFINIÇÕES LOAD CASE.	40
FIG. 3.6 - DEFINIÇÃO LOAD CASE.....	41
FIG. 3.7 - PÓRTICO COM LINK ELEMENTS DE APOIO.	43
FIG. 3.8 - DEFINIÇÃO LINK ELEMENTO.	45
FIG. 3.9 - DEFINIÇÃO LOAD CASE GRAVITY.	45
FIG. 3.10 - DEFINIÇÃO LOAD CASE ACELEROGRAMA.	46
FIG. 3.11 - ESFORÇOS AXIAIS NAS BARRAS DO PÓRTICO.	47
FIG. 3.12 - REAÇÃO NOS APOIOS DO PÓRTICO.....	47
FIG. 3.13 - MODELO DE CÁLCULO MÓDULOS DE BETÃO SAP2000.....	48
FIG. 3.14 - DEFINIÇÕES LINK ELEMENTS.....	50

FIG. 3.15 - DEFINIÇÃO LOAD CASE GRAVITY.	51
FIG. 3.16 - DEFINIÇÃO LOAD CASE ACELEROGRAMA 2.....	52
FIG. 3.17 - CENÁRIOS SÍSMICOS.....	54
FIG. 3.18 - ESPECTROS SÍSMICOS	55
FIG. 3.19 - ESPECTROS SÍSMICOS	55
FIG. 3.20 - ACELEROGRAMAS.	56
FIG. 3.21 - ACELEROGRAMAS.	57
FIG. 4.1 - ESFORÇOS AXIAIS NAS PAREDES DOS MÓDULOS.	63
FIG. 4.2 - ESFORÇOS AXIAIS NOS LINKS DOS MÓDULOS.	64
FIG. 4.3 - ESFORÇOS AXIAIS NAS PAREDES DOS MÓDULOS.	66
FIG. 4.4 - ESFORÇOS AXIAIS NOS LINKS DOS MÓDULOS.	67
FIG. 4.5 - ESFORÇOS AXIAIS NAS PAREDES DOS MÓDULOS.....	68
FIG. 4.6 - ESFORÇOS AXIAIS NOS LINKS DOS MÓDULOS.	69
FIG. 4.7 - ESFORÇOS AXIAIS NAS PAREDES DOS MÓDULOS.	71
FIG. 4.8 - ESFORÇOS AXIAIS NOS LINKS DOS MÓDULOS.	72
FIG. 4.9 - REAÇÃO NO APOIO MAIS SOLICITADO DO MÓDULO.	77
FIG. 4.10 - ESFORÇOS AXIAIS NAS PAREDES DOS MÓDULOS.	82
FIG. 4.11 - ESFORÇOS AXIAIS NOS LINKS DOS MÓDULOS.....	83
FIG. 4.12 - ESFORÇOS AXIAIS NAS PAREDES DOS MÓDULOS.	84
FIG. 4.13 - ESFORÇOS AXIAIS NOS LINKS DOS MÓDULOS.	85
FIG. 4.14 - ESFORÇOS AXIAIS NAS PAREDES DOS MÓDULOS.	86
FIG. 4.15 - ESFORÇOS AXIAIS NOS LINKS DOS MÓDULOS.	87
FIG. 4.16 - ESFORÇOS AXIAIS NAS PAREDES DOS MÓDULOS.	88
FIG. 4.17 - ESFORÇOS AXIAIS NOS LINKS DOS MÓDULOS.....	89

ÍNDICE DE TABELAS

TABELA 2.1 - ILUSTRAÇÃO DE VÁRIOS NÍVEIS DE TECNOLOGIAS DE CONSTRUÇÃO NO CONTEXTO DA CONSTRUÇÃO OFF-SITE (GIBB,1999)	6
TABELA 2.2 - EXEMPLOS DE NÍVEIS DE MANUFATURA OFF SITE (OSM) (GIBB,1999).....	6
TABELA 2.3 - SETORES DA CONSTRUÇÃO MAIS RELEVANTES PARA O USO DA MANUFATURA OFF-SITE (OSM) (GIBB,1999).	8
TABELA 2.4 - ACELERAÇÃO MÁXIMA DE REFERÊNCIA a_{gR} (m/s^2) NAS VÁRIAS ZONAS SÍSMICAS (ANEXO NACIONAL EC8).	22
TABELA 2.5 - CLASSE DE IMPORTÂNCIA PARA OS EDIFÍCIOS (EC8).....	22
TABELA 2.6 - COEFICIENTE DE IMPORTÂNCIA (ANEXO NACIONAL EC8).....	23
TABELA 2.7 - TIPOS DE TERRENO (EC8)	23
TABELA 2.8 - VALORES DOS PARÂMETROS DEFINIDOS DO ESPECTRO DE RESPOSTA ELÁSTICO PARA AÇÃO SÍSMICA TIPO 1 (ANEXO NACIONAL EC8).....	24
TABELA 2.9 - VALORES DOS PARÂMETROS DEFINIDOS DO ESPECTRO DE RESPOSTA ELÁSTICO PARA AÇÃO SÍSMICA TIPO 2 (ANEXO NACIONAL EC8).....	24
TABELA 3.1 - DESLOCAMENTOS DE ESPECTROS E DESLOCAMENTOS DE ACELEROGRAMAS.....	41
TABELA 4.1 - DRIFTS SISMO TIPO 1 DIREÇÃO X.....	60
TABELA 4.2 - DRIFTS SISMO TIPO 1 DIREÇÃO Y.....	61
TABELA 4.3 - DRIFTS SISMO TIPO 2 DIREÇÃO X.....	61
TABELA 4.4 - DRIFTS SISMO TIPO 2 DIREÇÃO Y.....	62
TABELA 4.5 - ESFORÇOS DE CORTE NOS LINK ELEMENTS PARA SISMO TIPO 1 DIREÇÃO X.....	74
TABELA 4.6 - ESFORÇOS DE CORTE NOS LINK ELEMENTS PARA SISMO TIPO 1 DIREÇÃO Y.....	75
TABELA 4.7 - ESFORÇOS DE CORTE NOS LINK ELEMENTS PARA SISMO TIPO 2 DIREÇÃO X.....	76
TABELA 4.8 - ESFORÇOS DE CORTE NOS LINK ELEMENTS PARA SISMO TIPO 2 DIREÇÃO Y.....	76
TABELA 4.9 - DRIFTS SISMO TIPO 1 DIREÇÃO X.....	79
TABELA 4.10 - DRIFTS SISMO TIPO 1 DIREÇÃO Y.....	79
TABELA 4.11 - DRIFTS SISMO TIPO 2 DIREÇÃO X.....	80
TABELA 4.12 - DRIFTS SISMO TIPO 2 DIREÇÃO Y.....	80
TABELA 4.13 - ESFORÇOS DE CORTE NOS LINK ELEMENTS PARA SISMO TIPO 1 DIREÇÃO X.....	90

TABELA 4.14 - ESFORÇOS DE CORTE NOS LINK ELEMENTS PARA SISMO TIPO 1 DIREÇÃO Y.. 91

TABELA 4.15 - ESFORÇOS DE CORTE NOS LINK ELEMENTS PARA SISMO TIPO 2 DIREÇÃO X.. 92

TABELA 4.16 - ESFORÇOS DE CORTE NOS LINK ELEMENTS PARA SISMO TIPO 2 DIREÇÃO Y.. 93

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

a_g – valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno tipo A (m/s^2)

a_{gR} – valor de referência da aceleração máxima (m/s^2)

A – área da junta (m^2)

A_s – área da secção de armaduras (m^2)

C – matriz de amortecimento

c_{dir} – coeficiente de direção

c_{pe} – coeficiente de pressão exterior

c_{pi} – coeficiente de pressão interior

$c_r(z)$ – coeficiente de rugosidade

c_{season} – coeficiente de sazão

d_r – valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos (m)

E – módulo de elasticidade (Pa)

E_{cm} – módulo de elasticidade secante médio do betão (Pa)

E_{Ed} – valor de cálculo da ação sísmica

$F(t)$ – vetor de cargas dinâmicas aplicadas (kN)

F_{Rd} – carga resistente de cálculo (kN)

f_{cd} – valor de cálculo da resistência à compressão do betão (Pa)

f_{ck} – resistência característica à compressão do betão (Pa)

$f_{ck,cube}$ – resistência característica à compressão do betão em provetes cúbicos (Pa)

f_{ctm} – resistência média à tração axial do betão (Pa)

$f_{ctk,0.05}$ – resistência característica à tração do betão (5% fractilha) (Pa)

G_{kj} – valor característico da ação permanente j (kN)

h – altura entre pisos ou altura do edifício (m)

$I_v(z)$ – intensidade de turbulência à altura z

K – matriz de rigidez

k_1 – coeficiente para limitação de tensão de compressão (EC2)

k_{def} – fator de modificação relativo à deformação

k_{mod} – fator de modificação da resistência

k_r – coeficiente de terreno

M – matriz de massa

M – magnitude sísmica

n – número de conectores

P_{tot} – carga gravítica total (kN)

Q_{ki} – valor característico da ação variável i (kN)

q – coeficiente de comportamento

q_0 – valor básico do coeficiente de comportamento

$q_p(z)$ – pressão dinâmica de pico à altura z (Pa)

R – distância epicentral (km)

r_x – raio de torção (m)

S – coeficiente do solo

$S_d(T)$ – espectro de cálculo (m/s^2)

T – período de vibração (s)

T_B – limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante (s)

T_C – limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante (s)

T_D – valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante (s)

T_1 – período fundamental da estrutura (s)

$u(t)$ – deslocamento relativo (m)

$\dot{u}(t)$ – velocidade (m/s)

$\ddot{u}(t)$ – aceleração (m/s^2)

$\ddot{u}_g(t)$ – aceleração do solo (m/s^2)

$V_{Ed,max}$ – esforço transversal máximo atuante de cálculo (kN)

V_{Rd} – resistência de cálculo ao esforço transversal (kN)

V_{tot} – força de corte sísmica total no piso considerado (kN)

v_b – valor de referência da velocidade do vento (m/s)

- $v_{b,0}$ – valor básico da velocidade de referência do vento (m/s)
- $v_m(z)$ – velocidade média do vento à altura z (m/s)
- $V_{s,30}$ – velocidade média das ondas de corte (m/s)
- α_0 – esbelteza predominante das paredes do sistema estrutural
- β – coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal
- γ_c – coeficiente de segurança parcial para o betão
- γ_I – coeficiente de importância
- γ_{M2} – coeficiente de segurança parcial para ligações metálicas
- Δt – passo de tempo (s)
- ϵ_{cu2} – deformação última de encurtamento do betão
- η – fator de correção do amortecimento
- θ – coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos (efeitos P- Δ)
- ν – coeficiente de redução para limitação de danos
- ξ – taxa de amortecimento viscoso (%)
- ρ – massa volúmica do ar (kg/m³)
- ψ_{Ei} – coeficiente de combinação para a ação variável i
- ψ_{2i} – coeficiente para a determinação do valor quase-permanente da ação variável i
- φ – coeficiente para cálculo de ψ_{Ei}
- A400 – A400 - Projetistas e Consultores de Engenharia Lda.
- CLT – *Cross-Laminated Timber* (Madeira Laminada Cruzada)
- CoV – Coeficiente de Variação
- DCH – *Ductility Class High* (Classe de Ductilidade Alta)
- DCL – *Ductility Class Low* (Classe de Ductilidade Baixa)
- DCM – *Ductility Class Medium* (Classe de Ductilidade Média)
- EC0 – Eurocódigo 0 - NP EN 1990
- EC1 – Eurocódigo 1 - NP EN 1991
- EC2 – Eurocódigo 2 - NP EN 1992-1-1
- EC3 – Eurocódigo 3 - NP EN 1993
- EC5 – Eurocódigo 5 - NP EN 1995-1-1

EC8 – Eurocódigo 8 - NP EN 1998-1

ELS – Estado Limite de Serviço

ELU – Estado Limite Último

ETA – *European Technical Assessment* (Avaliação Técnica Europeia)

FEUP – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

Glulam – *Glued Laminated Timber* (Madeira Lamelada Colada)

NIST – *National Institute of Standards and Technology*

PEER – *Pacific Earthquake Engineering Research Center*

PGA – *Peak Ground Acceleration* (Aceleração de Pico do Terreno)

PNSN – *Pacific Northwest Seismic Network*

PPVC – *Prefabricated Prefinished Volumetric Construction*

RCP – Restantes Cargas Permanentes

SAP2000 – *Structural Analysis Program*

SC – *Section Cut*

SIMQKE – *Simulation of Earthquake Ground Motions*

SLS – *Serviceability Limit State* (Estado Limite de Serviço)

SPT – *Standard Penetration Test* (Ensaio de Penetração Padrão)

ULS – *Ultimate Limit State* (Estado Limite Último)

1

INTRODUÇÃO

1.1 CONTEXTO E MOTIVAÇÕES

Atualmente a crise habitacional tem-se configurado como um dos maiores desafios nos grandes centros urbanos da Europa, caracterizando-se pela escalada dos preços de imóveis e das rendas, combinada com a crescente dificuldade de obtenção de moradia. De acordo com a Comissão Europeia, os valores da habitação na União Europeia subiram mais de 60% desde 2013, intensificando as limitações de acessibilidade habitacional em várias cidades [1]. Em Portugal, esse quadro é particularmente visível em Lisboa e no Porto, onde a forte demanda aliada à oferta habitacional insuficiente tem impulsionado a valorização rápida dos imóveis. Esta realidade reforça a necessidade de soluções construtivas capazes de responder de forma rápida, eficiente e escalável à procura crescente por habitação [2].

Nesse cenário, a construção modular aparece como uma opção promissora, já que possibilita encurtar os prazos de execução e elevar a produtividade do setor. Dentre as diversas alternativas existentes, os módulos volumétricos em betão armado mostram-se especialmente apropriados para aplicações residenciais, em razão da alta massa e rigidez do material, que garantem níveis adequados de inércia térmica, isolamento acústico e resistência ao fogo, colaborando para o atendimento das exigências de segurança e conforto previstas nas normas vigentes [3]. A produção em ambiente fabril possibilita executar, simultaneamente, as fundações e a fabricação da superestrutura, ocasionando diminuições no prazo de obra que podem chegar a 50% em comparação com métodos convencionais [4]. Paralelamente, a uniformização dos processos conduz à menor geração de resíduos materiais e ao decréscimo da pegada de carbono [5].

Apesar destas vantagens, a aplicação de edifícios modulares de maior altura permanece limitada em Portugal, onde a construção modular se restringe frequentemente a edifícios de um ou dois pisos compostos por módulos de aproximadamente 6×3 m [6]. Uma das principais barreiras à expansão vertical destes sistemas está relacionada com o seu comportamento estrutural perante ações horizontais, em particular a ação sísmica. A presença de ligações entre módulos introduz desafios adicionais na transmissão de esforços e no desempenho global da estrutura, tornando necessária uma melhor compreensão do comportamento destes sistemas para possibilitar a sua aplicação em edifícios de maior altura [7].

É neste contexto que se insere o presente trabalho, desenvolvido em parceria com a empresa A400, que tem como objetivo estudar a viabilidade da verticalização da construção modular através do empilhamento sucessivo dos módulos. Para tal, será analisado o comportamento estrutural proporcionado pelas ligações verticais entre os blocos, com o intuito de verificar a possibilidade de estas ligações resistirem apenas a esforços de corte, sem mobilização de resistência à tração, permitindo o levantamento (uplifting) relativo entre módulos desde que não ocorra perda de estabilidade global ou colapso progressivo da estrutura.

1.2 OBJETIVO E METODOLOGIAS

O objetivo deste trabalho é avaliar, através de modelos numéricos e uma análise time history não linear, a viabilidade do empilhamento de estruturas modulares sem recurso de contraventamento, bem como sem a necessidade de ligações verticais entre módulos que possuam capacidade para resistir a esforços de tração.

Inicialmente, foi realizado um levantamento bibliográfico sobre os principais temas relevantes para a construção da dissertação, nomeadamente a construção modular, acelerogramas, análises não lineares e uma revisão dos Eurocódigos para definição dos parâmetros que serão utilizados na validação do estudo. Na sequência, procedeu-se a modelagens numéricas no software SAP2000 com o objetivo de validar os inputs a serem posteriormente empregados no modelo final dos módulos de betão.

Na etapa final, procede-se à avaliação dos resultados, verificando se os mesmos se enquadram nos parâmetros predefinidos com base no Eurocódigo

1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação encontra-se organizada em cinco capítulos, para além das referências bibliográficas e anexos.

O primeiro capítulo corresponde à introdução do trabalho, onde se apresenta o enquadramento e a motivação para o estudo, os objetivos a que se propõe e a metodologia adotada, bem como a estrutura do documento.

O segundo capítulo é dedicado ao estado da arte, onde são abordados os principais temas que fundamentam o estudo, nomeadamente a construção modular, a definição da ação sísmica de acordo com o Eurocódigo 8, os acelerogramas reais e sintéticos, o amortecimento em estruturas, e os métodos de análise time history e análise não linear.

O terceiro capítulo descreve o caso de estudo, apresentando a geometria e os materiais dos módulos de betão, a modelação numérica desenvolvida no software SAP2000, incluindo os modelos de calibração, e a definição das ações consideradas na análise.

O quarto capítulo apresenta os resultados obtidos nas análises realizadas para as duas zonas sísmicas em estudo, Lisboa e Porto, sendo avaliados segundo os quatro critérios previamente definidos: deslocamentos totais, deslocamentos relativos entre pisos (drifts), tensões de compressão no betão e esforços de corte nas ligações verticais.

O quinto capítulo expõe as conclusões gerais do trabalho e propõe desenvolvimentos futuros.

Finalmente, são apresentadas as referências bibliográficas utilizadas ao longo da dissertação, seguidas dos anexos com informação complementar.

2

ESTADO DA ARTE

2.1 CONSTRUÇÃO MODULAR

A construção modular é um sistema construtivo baseado na produção em fábrica de unidades tridimensionais autoportantes, os módulos, que integram estrutura, revestimentos, isolamento, instalações e acabamentos, sendo posteriormente transportadas e montadas no local [8]. Este método distingue-se das soluções tradicionais por transferir a maioria das atividades do estaleiro para ambiente controlado, permitindo maior precisão, controlo de qualidade e redução de desperdícios [7]. A construção modular representa o mais elevado grau de industrialização da construção, aproximando o setor dos modelos produtivos da indústria transformadora [5].

2.1.1 Histórico da industrialização da construção

O conceito da pré-fabricação em betão existe desde os anos 1800, tendo os primeiros testes com componentes estruturais ocorrido por volta de 1900 com o casino de Coignet em Biarritz. Contudo, a sua popularização aumentou no pós-Segunda Guerra Mundial, pela necessidade de reconstrução da Europa, e com os avanços científicos no âmbito do pré-esforço que os fizeram já nessa época representar 15% do setor industrial, comercial e doméstico [9]. A introdução sistémica da pré-fabricação e do pré-esforço permitiu a racionalização do uso de materiais, o rigor no controlo dimensional dos elementos e o aumento da capacidade resistente das secções [9].

Nos últimos 30 anos tem-se consolidado um tipo específico de estrutura pré-fabricada, a construção modular, que inicialmente esta tinha um carácter mais efêmero, com edifícios portáteis e temporários, mas avançou e hoje já está presente em construções como escolas, hospitais, escritórios e edifícios residenciais [8]. Um marco importante neste percurso ocorreu em 1998 com o relatório do governo do Reino Unido *Rethinking Construction*, que estimulou investimentos em instalações de fabricação orientadas à sustentabilidade, fundamentando quantitativamente a adoção da construção modular pela otimização do cronograma e pela redução dos impactos logísticos [9].

A indústria da construção modular tem assistido a uma diversificação significativa das tipologias de módulos e dos materiais utilizados, apesar de no seu início o aço e a madeira dominassem o setor, e ainda hoje serem predominantes, devido à sua leveza e facilidade de transporte, o betão armado tem vindo a ganhar espaço em aplicações que exigem maior durabilidade, isolamento acústico e inércia térmica [3]. Simultaneamente, os sistemas de ligação entre módulos têm evoluído de soluções simples e desmontáveis para conectores cada vez mais sofisticados, capazes de transmitir esforços de corte, tração e momento fletor de forma eficiente [7]. Esta evolução tem permitido que edifícios modulares atinjam alturas até 20 ou 30 pisos em países como Singapura e Japão, onde a tecnologia é mais utilizada tornando-a mais avançada [11]. Deste modo, é possível observar uma evolução nos sistemas pré-fabricados ao longo dos anos, em particular na construção modular, existindo ainda espaço para evolução e estudo na sua aplicação.

2.1.2 Níveis de industrialização na construção e vantagens

A construção modular insere-se num espectro mais amplo de técnicas de construção off-site, que vão desde a simples utilização de componentes pré-fabricados até à entrega de edifícios completamente acabados. A classificação proposta por Gibb estabelece cinco níveis de tecnologias construtivas, desde o nível 0, que consiste em uma construção tradicional intensiva em obra, com materiais básicos como betão e alvenaria até ao nível 4, com alto nível de industrialização trazendo sistemas construtivos completos, maioritariamente compostos por módulos e entregues no local já totalmente acabados [10]. A Tabela 1.1 ilustra esta hierarquia tecnológica.

Tabela 2.1 - Ilustração de vários níveis de tecnologias de construção no contexto da construção off-site (Gibb,1999).

Level	Components	Description of technology
0	Materials	Basic materials for site-intensive construction, e.g., concrete, brickwork
1	Components	Manufactured components that are used as part of site-intensive building processes
2	Elemental or planar systems	Linear or 2D components in the form of assemblies of structural frames and wall panels
3	Volumetric systems	3D components in the form of modules used to create major parts of buildings, which may be combined with elemental systems
4	Complete building systems	Complete building systems, which comprise modular components, and are essentially fully finished before delivery to the site

No nível 1, encontram-se componentes manufacturados que são integrados em processos construtivos maioritariamente realizados em obra, como treliças de madeira para coberturas, painéis de fachada compósitos e pré-lajes de betão. O nível 2 corresponde a sistemas elementares ou planares, incluindo estruturas metálicas, estruturas de madeira, painéis estruturais isolados e estruturas leves de aço. O nível 3, onde se insere a construção modular propriamente dita, refere-se a sistemas volumétricos, módulos tridimensionais que podem ser combinados com sistemas elementares, incluindo módulos para casas de banho, escadas pré-fabricadas, centrais técnicas e módulos assentes sobre plataforma. Finalmente, o nível 4 corresponde a edifícios completamente modulares, integralmente fabricados em fábrica e entregues no local com grau de acabamento elevado [8].

A Tabela 2.2 apresenta, de forma sistematizada, exemplos de tecnologias associadas a cada nível, bem como indicadores quantitativos relevantes.

Tabela 2.2 - Exemplos de níveis de manufatura off site (OSM) (Gibb,1999).

Parameters	Levels of off-site manufacture (see Table 1.1)			
	1. Manufactured components	2. Elemental or planar systems	3. Modular and mixed-construction systems	4. Complete building systems
Examples of construction technologies	• Timber roof trusses • Precast concrete slabs • Composite cladding panels	• Structural steel frames • Timber framing • Light steel framing • Structurally insulated panels	• Prefabricated plant rooms • Modular lifts and stairs • Modules placed on podium level • Bathroom pods in framed buildings	• Fully modular buildings
Proportion of off-site manufacture (in value terms)	10–15%	15–25%	30–50%	60–70%
Reduction in construction time relative to level 0	10–15%	20–30%	30–40%	50–60%

Note: Levels of OSM based on work by Loughborough University (Gibb, 1999; Gibb and Isack, 2003). Level 0 represents site-intensive construction using traditional materials with little off-site manufacture, except for windows and doors, etc.

Analisando a Tabela 2.2, verifica-se que os sistemas modulares, nível 3, apresentam uma proporção de fabrico off-site entre 30% e 50%, com reduções nos prazos de construção entre 30% e 40% face à construção tradicional. Já os sistemas completamente modulares, nível 4, atingem proporções de fabrico off-site entre 60% e 70%, com reduções de prazo que podem chegar a 50–60% [4]. Estes valores demonstram que o aumento do nível de industrialização está diretamente associado a ganhos significativos de produtividade.

Alguns dos fatores que contribui para esse encurtamento de prazos é a execução simultânea das fundações em obra e da fabricação da superestrutura em fábrica e a uniformização dos processos produtivos e a repetição de operações em ambiente controlado contribuindo ainda para a melhoria da qualidade final dos produtos e para a redução de não conformidades ocasionando compressão do cronograma global do projeto constituindo uma das vantagens mais valorizadas pela indústria [8].

A Tabela 2.3 identifica os setores da construção nos quais os sistemas off-site encontram maior aplicabilidade, discriminando por níveis de industrialização. Os sectores habitacionais, moradias e apartamentos, são aqueles onde os sistemas modulares e mistos e os sistemas completamente modulares são amplamente utilizados, bem como residências de estudantes, hotéis, edifícios de escritórios e edifícios de saúde e educação.

Tabela 2.3 -Setores da construção mais relevantes para o uso da manufatura off-site (OSM)
(Gibb,1999).

Sectors for which OSM is most relevant	Levels of off-site manufacture (OSM)			
	2. Elemental or planar systems		3. Mixed- construction systems	4. Fully modular systems
	Structural frames	2D panels		
Housing		✓✓		✓
Apartments— multistorey	✓✓	✓✓	✓	✓✓
Student residences	✓	✓✓	✓	✓✓✓
Military accommodation				✓✓✓
Hotels	✓	✓	✓✓	✓✓✓
Office buildings	✓✓✓		✓	✓
Retail buildings	✓✓✓		✓	✓
Health sector buildings	✓✓✓	✓	✓	✓✓✓
Educational buildings	✓✓✓		✓	✓✓
Mixed use, e.g., retail/residential	✓✓	✓	✓✓✓	
Industrial, e.g., single storey	✓✓✓		✓	
Sports buildings	✓✓✓	✓	✓	✓
Prisons and security buildings	✓		✓	✓✓✓

Note: ✓✓✓, widely used; ✓✓, often used; ✓, sometimes used.

Deste modo, a construção modular posiciona-se como um patamar avançado de industrialização, que oferece vantagens significativas em termos de prazo, qualidade e sustentabilidade, sendo aplicável a uma ampla gama de setores construtivos, com particular destaque para a habitação coletiva.

2.1.3 Tipologias de módulos 3D

Os três principais tipos de materiais estruturais utilizados na construção modular são a madeira, o aço e o betão armado, cada um destes materiais apresenta características específicas que os tornam mais ou menos adequados a diferentes contextos de aplicação, nomeadamente em função da altura do edifício, das exigências de desempenho estrutural e dos requisitos de durabilidade e segurança [3].

Os módulos de madeira têm sido historicamente utilizados em construções de baixa altura, particularmente em países com tradição construtiva em madeira, como os Estados Unidos, Canadá e países nórdicos. A leveza da madeira facilita o transporte e a montagem, e o material apresenta um bom desempenho térmico e baixa pegada de carbono [7].



Fig. 2.1 - Módulo de madeira, pequena habitação.

Estruturalmente, os módulos de madeira dividem-se em duas configurações principais: sistemas baseados em painéis maciços conhecidos como CLT e sistemas de pórtico com madeira laminada colada. No sistema CLT, as paredes de painéis de camadas cruzadas funcionam como elementos de suporte contínuo, transferindo as cargas verticalmente de forma distribuída, conferindo elevada rigidez ao conjunto [8]. Já no sistema de pórtico, a estrutura principal assenta numa grelha de pilares e vigas, sendo os painéis de fecho geralmente não estruturais. A madeira engineered apresenta uma relação resistência/peso muito favorável, o que, aliado à sua leveza natural, facilita o transporte e a montagem, embora a sua aplicação em altura ainda esteja frequentemente limitada por regulamentações de proteção contra incêndio [7].

O desenvolvimento de produtos de madeira engineered tem vindo a expandir as possibilidades de aplicação da madeira em edifícios de maior altura, permitindo vãos mais longos, maior rigidez estrutural e uma racionalização dos processos construtivos. No entanto, a aplicação da madeira em edifícios de média ou alta altura é limitada por questões de resistência ao fogo, comportamento acústico e durabilidade a longo prazo, exigindo frequentemente tratamentos adicionais e sistemas de proteção que podem comprometer a sua competitividade económica [7].



Fig. 2.2 - Edifício Treet, Bergen, Noruega. 14 andares, 49m. Concluído em 2015.

Os módulos de aço dominaram inicialmente o setor da construção modular devido à sua leveza, sua resistência e facilidade de transporte e montagem [3]. Esse material permite que vão maiores sejam utilizados nos módulos e assim uma maior flexibilidade arquitetônica, tendo boa aplicação em edifícios de média e alta altura, como pode ser visto em diversos projetos em Singapura, Reino Unido e Austrália [7].



Fig. 2.3 - Lewisham Exchange em fase de construção, com os módulos de aço sendo instalados, e concluído.

Quanto ao sistema estrutural, os módulos de aço classificam-se em três tipologias principais: suporte contínuo, suporte nos cantos e módulos não estruturais. Nos sistemas de suporte contínuo, às cargas verticais são transferidas através das paredes laterais, compostas por montantes de aço formados a frio (geralmente secções em C) espaçados regularmente entre 300 e 600 mm, formando uma caixa estrutural rígida. Este sistema é tipicamente utilizado em edifícios de até 4 a 8 [8]. Nos sistemas de suporte nos cantos, as cargas são resistidas por pilares localizados nos vértices do módulo, geralmente em secções tubulares de aço, sendo as paredes laterais preenchidas com painéis não estruturais. Este sistema permite vãos mais longos e maior flexibilidade arquitetónica, sendo o mais indicado para edifícios de média e alta altura, uma vez que os pilares podem ser alinhados verticalmente e continuamente conectados ao longo de toda a altura do edifício [3]. Os módulos não estruturais, como os utilizados para casas de banho ou escadas, não contribuem para a rigidez global, necessitando de sistemas primários adjacentes para estabilidade [7].



Fig. 2.4 - Módulos de aço com suporte de canto.

Uma das grandes vantagens do aço é a sua capacidade de suportar cargas laterais significativas, o que o torna a escolha preferencial para edifícios de grande altura. Adicionalmente, a rigidez das estruturas de aço permite que os módulos sejam transportados com um elevado grau de acabamento, uma vez que suportam o seu próprio peso sem deformações excessivas durante o transporte e montagem. No entanto, o aço apresenta limitações ao nível do comportamento térmico e acústico, exigindo frequentemente isolamento complementar, e a sua proteção contra a corrosão e contra o fogo constitui uma preocupação adicional em projetos de maior exigência [8].

Os módulos de betão armado têm vindo a ganhar espaço em aplicações que exigem maior durabilidade, isolamento acústico e inércia térmica. Em comparação com o aço e a madeira, o betão apresenta vantagens significativas para a construção de edifícios residenciais de média e alta altura [8].



Figura 2.5 – Instalação de módulos de betão pré-fabricado em obra

As principais vantagens do betão incluem a inércia térmica, onde a elevada massa específica do betão confere aos módulos uma capacidade de amortecimento térmico que reduz as oscilações de temperatura interior e contribui para a eficiência energética do edifício ao longo do seu ciclo de vida [1], o isolamento acústico, pois a massa e a densidade do betão proporcionam um elevado desempenho na atenuação de ruídos aéreos e de impacto, requisito fundamental em edifícios de habitação coletiva localizados em centros urbanos, a resistência ao fogo, uma vez que o betão apresenta inerentemente uma boa resistência à ação do fogo, não necessitando de revestimentos protetores adicionais como no caso do aço, o que simplifica o projeto e reduz os requisitos de manutenção e a durabilidade e rigidez, onde a elevada rigidez dos módulos em betão reduz as deformações diferenciais entre módulos e contribui para a estabilidade global da estrutura, sendo particularmente vantajosa em edifícios de maior altura, enquanto a durabilidade do betão face a agentes atmosféricos e à corrosão é superior à do aço, reduzindo os custos de manutenção ao longo da vida útil do edifício [3].

Além destas vantagens funcionais, os módulos de betão armado beneficiam da produção em ambiente fabril, que garante um controlo rigoroso da qualidade do betão, das armaduras e das tolerâncias dimensionais. No entanto, apresentam como desvantagens o maior peso unitário, que condiciona o transporte e a montagem, e a necessidade de soluções de ligação entre módulos adequadas à transmissão de esforços em estruturas de betão [8].

Do ponto de vista estrutural, os módulos de betão podem ser classificados em duas tipologias principais: sistemas de paredes resistentes e sistemas de pórtico [9]. Nos sistemas de paredes resistentes, as paredes laterais e transversais do módulo são em betão armado com espessuras entre 100 mm e 150 mm, funcionando como elementos de suporte contínuo que transferem as cargas verticais diretamente através das paredes para os módulos inferiores. As lajes de piso e teto, também em betão com espessuras típicas entre 120 mm e 200 mm, são moldadas monoliticamente ou pré-fabricadas e ligadas às paredes por conectores, contribuindo para a formação de um diafragma rígido que confere estabilidade global ao edifício [3]. Este sistema é particularmente adequado para edifícios de habitação, onde a compartimentação interior por paredes se alinha naturalmente com a exigência estrutural.

Nos sistemas de pórtico, a estrutura principal do módulo assenta numa grelha de pilares e vigas em betão armado, sendo os painéis de fecho elementos não estruturais, geralmente em betão leve ou outros materiais. Os pilares, normalmente de secção quadrada ou retangular, dimensões entre 200 mm e 400 mm, são posicionados nos vértices do módulo, enquanto as vigas perimetrais, alturas entre 300 mm e 500 mm, conectam os pilares e suportam a laje de piso. Este sistema permite maior flexibilidade arquitetónica, uma vez que as paredes não são estruturais e podem ser removidas ou reposicionadas, sendo mais comum em edifícios de escritórios ou usos mistos [9].



Figura 2.6 – Instalação de unidades modulares pré-fabricadas para uma escola.

Uma variante mista, frequentemente utilizada em edifícios de grande altura, combina núcleos de betão armado moldado in situ (para estabilidade global e circulações verticais) com módulos de betão pré-fabricados envolventes, que suportam apenas cargas verticais e são ligados ao núcleo por conectores [3]. Esta configuração permite atingir alturas superiores a 20 pisos, conciliando a rigidez do núcleo betão com a rapidez de montagem dos módulos.

Deste modo, a escolha do material para a construção modular deve ser orientada pelas exigências específicas de cada projeto.

2.1.4 Ligações entre módulos

As ligações entre módulos constituem um dos aspetos críticos da construção modular, uma vez que são responsáveis pela transferência de esforços entre unidades adjacentes e pela garantia da continuidade estrutural da edificação [7]. Diferentemente da construção tradicional monolítica, onde a continuidade é assegurada pela moldagem *in situ*, na construção modular as ligações introduzem pontos de descontinuidade que devem ser cuidadosamente dimensionados para assegurar um comportamento adequado perante ações verticais e horizontais [11].

As ligações entre módulos podem ser classificadas em três categorias principais, em função da sua orientação e função estrutural: ligações verticais entre módulos sobrepostos, ligações horizontais entre módulos lateralmente adjacentes e ligações entre módulos e fundações [8].

As ligações verticais são responsáveis pela transferência de cargas gravíticas e pela resistência a esforços de corte entre pisos, sendo particularmente solicitadas por ações horizontais como o vento e a ação sísmica. Estas ligações podem ser classificadas em dois tipos: aquelas que transmitem predominantemente esforços de compressão (apoios) e aquelas capazes de resistir a esforços de tração, necessárias em situações de *uplifting* em edifícios localizados em regiões de elevada sismicidade ou sujeitos a ventos extremos [11]. Nos módulos de betão, os apoios verticais são geralmente materializados através de elementos metálicos embebidos nas vigas perimetrais, que garantem a transmissão direta das cargas entre módulos sobrepostos [7].

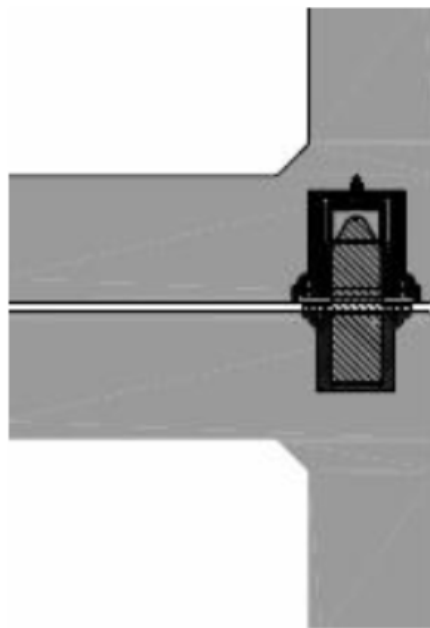
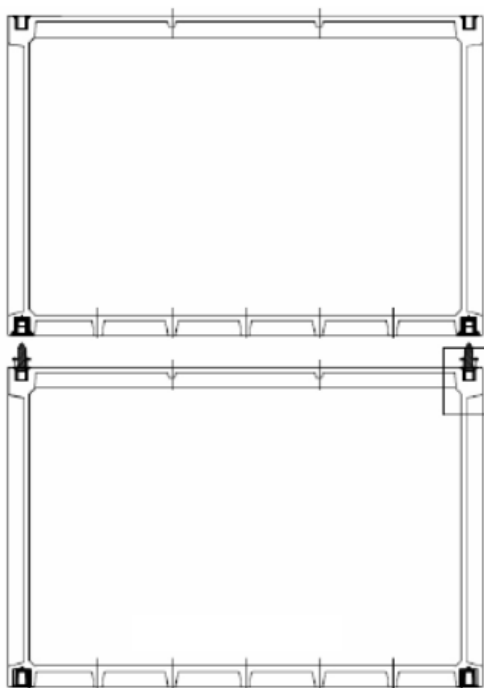


Figura 2.7 – Ligação vertical das unidades através de cones de posicionamento e de corte

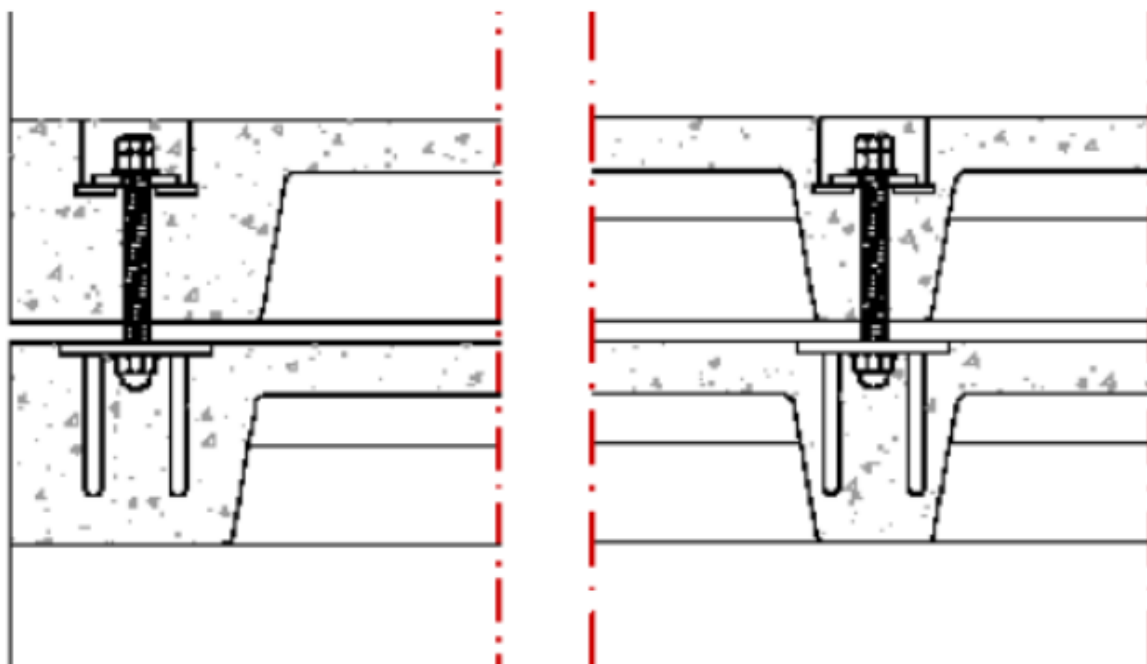


Figura 2.8 – Ligação vertical das unidades de tração.

As ligações horizontais entre módulos lateralmente adjacentes têm como função principal assegurar o comportamento conjunto das unidades perante ações laterais, prevenindo deslocamentos diferenciais que poderiam levar à colisão entre módulos ou à perda de estabilidade global do edifício. Estas ligações são geralmente materializadas por conectores metálicos parafusados, que podem ser colocados na face superior dos módulos (ao nível das lajes de piso) ou nas fachadas verticais [3]. A capacidade destas ligações para transferir esforços de tração e corte é determinante para o desempenho sísmico da estrutura.

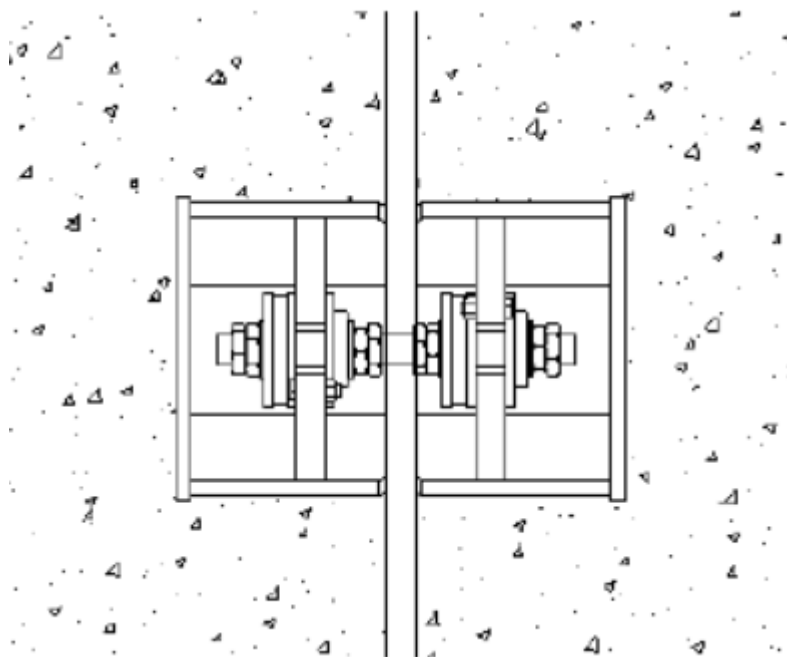


Figura 2.9 – Ligação horizontal no teto estrutural.

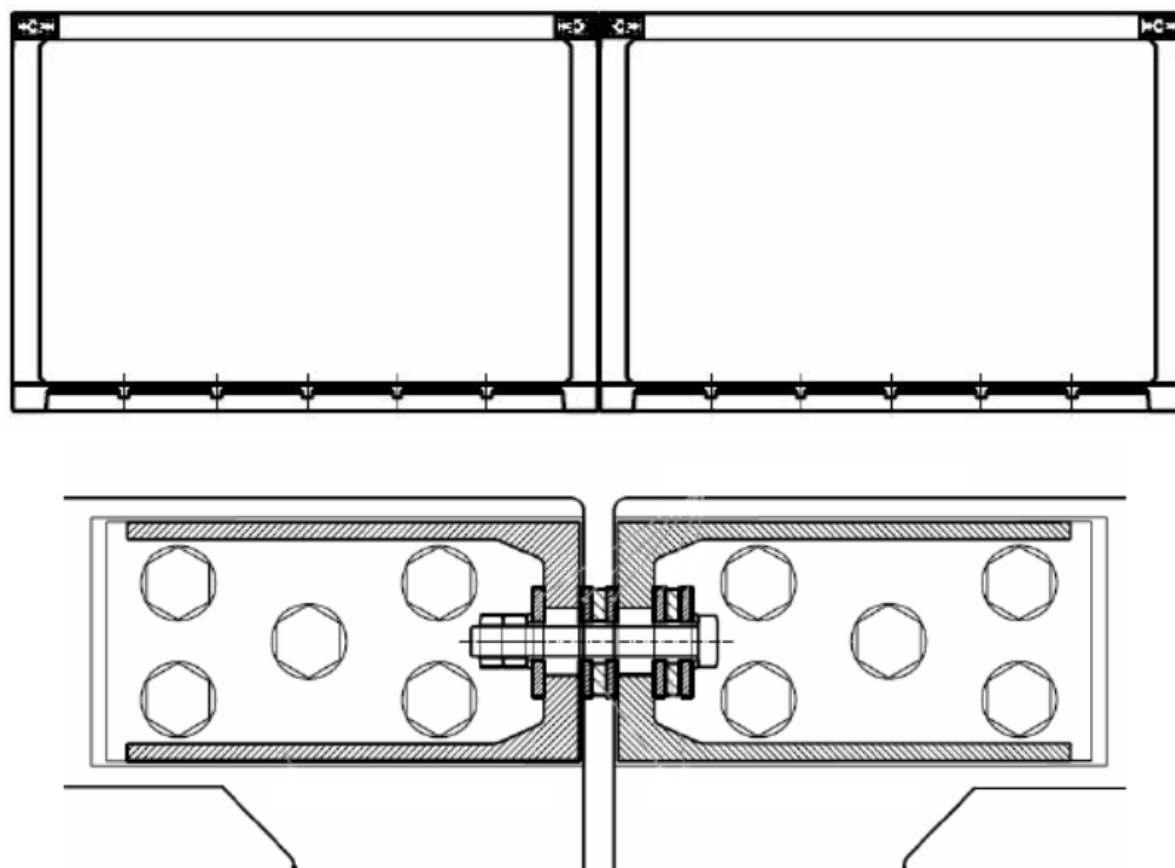


Figura 2.10– Ligação horizontal posicionada nas fachadas

Uma característica distintiva das ligações em sistemas modulares de betão é a introdução de camadas elásticas entre elementos conectados, com o objetivo de evitar uma ligação rígida entre módulos, melhorar o isolamento acústico entre unidades e acomodar pequenos movimentos diferenciais decorrentes de deformações, retração ou variações térmicas. Estas camadas, geralmente constituídas por materiais poliméricos ou metálicos, permitem que os módulos trabalhem de forma quase independente em serviço, mantendo a continuidade estrutural em situação de carga extrema [8].

O dimensionamento de ligações entre módulos deve ser efetuado de acordo com os Eurocódigos estruturais, nomeadamente a EN 1990 (bases de dimensionamento), a EN 1992 (para o betão envolvente), a EN 1993 (para os elementos metálicos dos conectores) e a EN 1998 (para a ação sísmica) (CEN, *Eurocódigo 8*). No caso particular de sistemas modulares de betão, a EN 1992-1-1 estabelece os princípios para o dimensionamento de ligações entre elementos pré-fabricados, incluindo a verificação da resistência ao escorregamento, ao esmagamento do betão e à cedência dos conectores metálicos.

De acordo com a literatura, as estruturas modulares são frequentemente dimensionadas como estruturas não dissipativas ($q \leq 1,5$) no âmbito do Eurocódigo 8, o que significa que se exige que todos os elementos, incluindo as ligações, permaneçam em regime elástico perante a ação sísmica de projeto [3].

A verificação da segurança das ligações deve considerar os estados limites últimos e de serviço. Nos estados limites últimos, verificam-se as resistências ao corte, à tração e à compressão dos conectores, bem como a resistência do betão envolvente ao arrancamento e ao esmagamento. Nos estados limites de serviço, verificam-se as deformações dos conectores e os deslocamentos relativos entre módulos, que não devem comprometer o funcionamento dos elementos não estruturais [7].

2.2 DEFINIÇÃO DA AÇÃO SÍSMICA DO EUROCÓDIGO 8

Um sismo, também designado por terramoto ou abalo sísmico, consiste na vibração ou agitação do solo resultante da libertação súbita de energia acumulada no interior da crosta terrestre. Esta energia é gerada pelo movimento relativo entre blocos rochosos ao longo de superfícies de rutura designadas por falhas geológicas. Quando as tensões acumuladas excedem a resistência ao atrito que mantém os blocos imobilizados, ocorre uma rutura brusca, libertando a energia armazenada sob a forma de ondas elásticas que se propagam em todas as direções a partir do ponto de origem, denominado hipocentro ou foco. O ponto na superfície terrestre situado verticalmente acima do hipocentro é designado epicentro, sendo geralmente neste local que os efeitos do sismo são mais intensos [12].

O Eurocódigo 8 (EN 1998-1) estabelece os princípios fundamentais para o dimensionamento sísmico de edifícios e obras de engenharia civil em regiões sujeitas a sismos. O documento complementa as disposições dos restantes Eurocódigos, nomeadamente o Eurocódigo 1 (ações), o Eurocódigo 2 (estruturas de betão) e o Eurocódigo 3 (estruturas de aço). O quadro regulamentar estabelece critérios de desempenho que garantem a proteção de vidas humanas, a limitação de danos e a funcionalidade das estruturas após a ocorrência de sismos de diferentes intensidades [13].

2.2.1 Requisitos de desempenho e verificação da segurança

A filosofia de dimensionamento sísmico do Eurocódigo 8 assenta em dois requisitos de desempenho fundamentais. O primeiro, designado requisito de não colapso, exige que a estrutura seja dimensionada para resistir a um sismo severo (com período de retorno longo) sem colapso local ou global, mantendo a sua integridade estrutural e a capacidade de suportar cargas gravíticas após o evento sísmico. O segundo, requisito de limitação de danos, exige que a estrutura resista a um sismo moderado (com período de retorno mais curto) sem danos que comprometam a sua utilização, sendo os custos de reparação economicamente aceitáveis [13].

A verificação da segurança perante a ação sísmica envolve ainda o controlo dos deslocamentos relativos entre pisos, garantindo que estes não excedam os limites estabelecidos para o sismo de serviço. Para edifícios com elementos não estruturais frágeis, como alvenaria de enchimento ou fachadas não dúcteis, o deslocamento relativo entre pisos é limitado a 0,5% da altura do piso, já para elementos não estruturais dúcteis ou quando estes são independentes da estrutura, o limite é de 0,75% da altura do piso e em edifícios com elementos não estruturais fixos de forma a não interferir com as deformações estruturais ou sem elementos não estruturais, o limite é 0,1% da altura do piso [13]. No caso de sistemas modulares de betão com ligações que não garantem continuidade integral, esta verificação é particularmente crítica para evitar danos nas próprias ligações e nos elementos não estruturais.

2.2.2 Caracterização da perigosidade sísmica

O Eurocódigo 8 define a ação sísmica a partir de três parâmetros fundamentais: a zona sísmica, as condições do terreno e a classe de importância da estrutura. O território nacional é subdividido em zonas sísmicas pelas autoridades competentes, sendo a perigosidade considerada constante dentro de cada zona. Em Portugal continental, o anexo nacional estabelece valores de aceleração de referência a_{gR} , que variam conforme a região. A aceleração de projeto é obtida multiplicando este valor pelo coeficiente de importância, que depende da classe da estrutura [13].

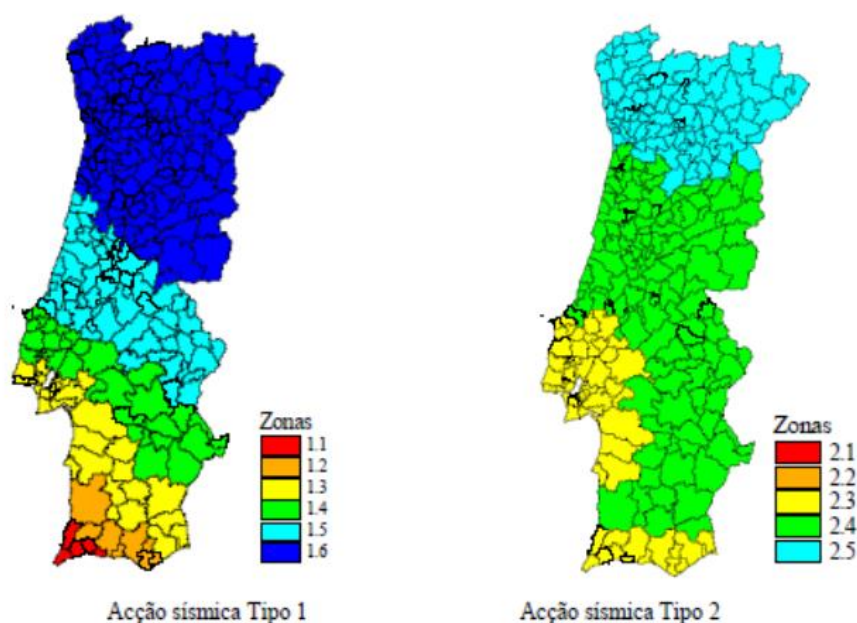


Figura 2.11 – Zoneamento sísmico em Portugal continental (Anexo Nacional EC8).

Tabela 2.4 – Aceleração máxima de referência a_{gR} (m/s²) nas várias zonas sísmicas (Anexo Nacional EC8).

Acção sísmica Tipo 1		Acção sísmica Tipo 2	
Zona Sísmica	a_{gR} (m/s ²)	Zona Sísmica	a_{gR} (m/s ²)
1.1	2,5	2.1	2,5
1.2	2,0	2.2	2,0
1.3	1,5	2.3	1,7
1.4	1,0	2.4	1,1
1.5	0,6	2.5	0,8
1.6	0,35	—	—

Tabela 2.5 – Classe de importância para os edifícios (EC8).

Classe de importância	Edifícios
I	Edifícios de importância menor para a segurança pública, como por exemplo edifícios agrícolas, etc.
II	Edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias.
III	Edifícios cuja resistência sísmica é importante tendo em vista as consequências associadas ao colapso, como por exemplo escolas, salas de reunião, instituições culturais, etc.
IV	Edifícios cuja integridade em caso de sismo é de importância vital para a protecção civil, como por exemplo hospitais, quartéis de bombeiros, centrais eléctricas, etc.

Tabela 2.6 – Coeficiente de importância (Anexo Nacional EC8).

Classe de Importância	Acção sísmica Tipo 1	Acção sísmica Tipo 2	
		Continente	Açores
I	0,65	0,75	0,85
II	1,00	1,00	1,00
III	1,45	1,25	1,15
IV	1,95	1,50	1,35

As condições do terreno são classificadas em cinco categorias (A a E), com base nas propriedades geotécnicas dos solos, nomeadamente a velocidade das ondas de corte. O terreno tipo A corresponde a rocha ou formações geológicas com velocidades superiores a 800 m/s; o tipo B a depósitos de areia densa ou cascalho; o tipo C a depósitos de areia compacta ou argila média; o tipo D a depósitos com baixa rigidez; e o tipo E a perfis de solo com espessura significativa. O tipo de terreno influencia diretamente a forma do espectro de resposta elástico através do fator de solo S e dos parâmetros T_B , T_C e T_D [13].

Tabela 2.7 – Tipos de terreno (EC8).

Tipo de terreno	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (pancadas/30 cm)	c_u (kPa)
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície	> 800	–	–
B	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rija, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade	360 – 800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros	180 – 360	15 – 50	70 – 250
D	Depósitos de solos não coesivos de compactidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura	< 180	< 15	< 70
E	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de v_s do tipo C ou D e uma espessura entre cerca de 5 m e 20 m, situado sobre um estrato mais rígido com $v_s > 800$ m/s			
S_1	Depósitos constituídos ou contendo um estrato com pelo menos 10 m de espessura de argilas ou siltes moles com um elevado índice de plasticidade ($PI > 40$) e um elevado teor de água	< 100 (indicativo)	–	10 – 20
S_2	Depósitos de solos com potencial de liquefacção, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de terreno não incluído nos tipos A – E ou S_1			

Tabela 2.8 – Valores dos parâmetros definidos do espectro de resposta elástico para Acção sísmica Tipo 1 (Anexo Nacional EC8).

Tipo de terreno	S_{max}	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,1	0,6	2,0
B	1,35	0,1	0,6	2,0
C	1,6	0,1	0,6	2,0
D	2,0	0,1	0,8	2,0
E	1,8	0,1	0,6	2,0

Tabela 2.9 – Valores dos parâmetros definidos do espectro de resposta elástico para Acção sísmica Tipo 1 (Anexo Nacional EC8).

Tipo de terreno	S_{max}	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,1	0,25	2,0
B	1,35	0,1	0,25	2,0
C	1,6	0,1	0,25	2,0
D	2,0	0,1	0,3	2,0
E	1,8	0,1	0,25	2,0

2.2.3 Representação da ação sísmica

O Eurocódigo 8 permite três formas alternativas de representação da ação sísmica para efeitos de dimensionamento. A primeira, mais comum, é o espectro de resposta, que define a aceleração espectral máxima em função do período de vibração da estrutura. A segunda é a representação por acelerogramas (registos reais ou artificiais), utilizada em análises não lineares. A terceira é o método das forças estáticas equivalentes, aplicável apenas a estruturas regulares de reduzida altura. O espectro de resposta elástico é definido por quatro ramos distintos, dependendo do período de vibração T , e expresso em função da aceleração de referência no solo a_g , do coeficiente de importância γ_I , do fator de solo S e do fator de correção do amortecimento η [13].

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (3.2)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (3.3)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (3.4)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (3.5)$$

em que:

$S_e(T)$ espectro de resposta elástica;

T período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade;

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

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;

η coeficiente de correcção do amortecimento, com o valor de referência $\eta = 1$ para 5 % de amortecimento viscoso, ver (3) da presente secção.

Figura 2.12 – Definição de espectro elástico (EC8).

2.2.4 Efeitos de segunda ordem

Os efeitos de segunda ordem, também designados por efeitos P- Δ , resultam da interação entre as cargas verticais e os deslocamentos horizontais da estrutura, podendo levar ao agravamento dos esforços e à perda de estabilidade global. O Eurocódigo 8 estabelece que estes efeitos devem ser considerados sempre que o coeficiente de sensibilidade θ , calculado pela equação a seguir, exceda 0,1:

$$\theta = P_{tot} \cdot dr / (V_{tot} \cdot h) \quad \text{Eq 2.1}$$

Onde P_{tot} é a carga vertical total no piso, dr o deslocamento relativo entre pisos, V_{tot} o esforço transversal total e h a altura do piso. Para estruturas com elevada flexibilidade, como edifícios modulares altos com ligações que não garantem continuidade integral, a verificação dos efeitos P- Δ pode ser particularmente relevante [13].

2.2.5 Comportamento dos diafragmas de piso

Os diafragmas de piso desempenham um papel fundamental na transferência das forças de inércia geradas pela ação sísmica para os elementos verticais resistentes. O Eurocódigo 8 classifica os diafragmas como rígidos ou flexíveis, dependendo da sua deformabilidade relativa em relação aos elementos verticais. Diafragmas rígidos podem ser assumidos quando a sua deformação é pequena em comparação com os deslocamentos dos elementos verticais, permitindo uma distribuição das forças sísmicas proporcional à rigidez dos elementos resistentes. No caso contrário, exige-se uma análise mais refinada que considere a deformabilidade do diafragma. No sistema modular de betão em estudo, a formação de um diafragma rígido é essencial para a transferência eficiente dos esforços horizontais entre os módulos e os elementos verticais resistentes [13].

2.2.6 Ductilidade e coeficiente de comportamento

O Eurocódigo 8 define três classes de ductilidade para estruturas de betão: ductilidade baixa (DCL), ductilidade média (DCM) e ductilidade alta (DCH). A classe de ductilidade determina as regras de pormenorização a adotar para garantir que a estrutura apresenta a capacidade de dissipação de energia assumida no dimensionamento. O coeficiente de comportamento q é o fator que traduz essa capacidade dissipativa, sendo utilizado para reduzir as ordenadas do espectro elástico, dando origem ao espectro de projeto. Para estruturas de betão de ductilidade baixa, o valor de referência é $q=1,5$; para ductilidade média, pode atingir valores de $q=3,0$ a $3,6$, dependendo da regularidade e do sistema estrutural. Para a componente vertical da ação sísmica, o coeficiente de comportamento não deve exceder $1,5$, independentemente da classe de ductilidade adotada para a componente horizontal [13].

2.2.7 Acelerogramas (reais e sintéticos)

Um acelerograma consiste no registo temporal das acelerações do solo durante a ocorrência de um sismo, constituindo a representação mais direta e completa da ação sísmica para efeitos de análise dinâmica de estruturas. Este registo é geralmente obtido através de instrumentos designados acelerógrafos, instalados em estações de monitorização sísmica, e apresenta tipicamente três componentes ortogonais (duas horizontais e uma vertical) [14]. A utilização de acelerogramas em análise sísmica permite reproduzir, de forma realista, a excitação imposta pela base da estrutura ao longo do tempo, sendo particularmente relevante em análises não lineares dinâmicas, onde a evolução temporal da resposta é crítica [15].

Os acelerogramas reais correspondem a registos obtidos em eventos sísmicos reais, devidamente documentados e disponíveis em bases de dados internacionais de acesso livre, como a *Pacific Earthquake Engineering Research Center* (PEER) ou o *European Strong-Motion Database* (ESD) [14]. A principal vantagem dos acelerogramas reais é o seu realismo físico, uma vez que reproduzem fielmente as características dos movimentos do solo gerados por sismos naturais, incluindo a sua evolução temporal, duração, conteúdo de frequências e não estacionariedade [15].

A seleção de acelerogramas reais para análise sísmica deve obedecer a critérios que garantam a sua adequação ao local e ao tipo de estrutura em estudo. A magnitude do sismo (M) e a distância epicentral (R) são parâmetros frequentemente utilizados como critérios iniciais de seleção, sendo recomendado o uso de registos com magnitude superior a 5,5 e distância superior a 10 km. Adicionalmente, a forma do espectro de resposta dos registos selecionados deve ser compatível com o espectro de projeto definido no Eurocódigo 8 para o local em análise, sendo o período fundamental da estrutura T_1 o parâmetro de referência para o ajuste espectral [14].

A seleção e o escalamento de acelerogramas reais têm sido objeto de extensa investigação. Hancock et al. (2008) demonstraram que a variabilidade da resposta estrutural, e consequentemente o número de registos necessários para obter uma estimativa com determinado nível de confiança, pode ser significativamente reduzido se o escalamento dos sismos for efetuado de modo a terem a mesma aceleração espectral elástica no período fundamental da estrutura. Estes autores concluíram ainda que tanto o número de registos necessários como o nível de enviesamento da resposta face à resposta estrutural decrescem sistematicamente com o aumento das restrições aplicadas no escalamento e no ajuste espectral dos acelerogramas [13].

Os acelerogramas sintéticos, também designados por acelerogramas artificiais, são gerados numericamente, geralmente por sobreposição de ondas harmónicas com diferentes fases e amplitudes, de modo a corresponderem a um espectro de resposta elástico objetivo, tipicamente o espectro regulamentar do Eurocódigo 8 para 5% de amortecimento. Programas como o SIMQKE (Simulation of Earthquake Ground Motions) permitem a geração deste tipo de registos, cujo espectro médio se situa praticamente sobre o espectro regulamentar, garantindo a compatibilidade espectral com o espectro de projeto [14].

A principal vantagem dos acelerogramas sintéticos reside na sua compatibilidade espectral garantida com o espectro de projeto, o que reduz significativamente a incerteza associada à variabilidade dos registos reais e permite uma estimativa mais estável da resposta estrutural. Para grupos com dimensão igual ou superior a 7 registos, as médias das acelerações obtidas com sismos artificiais apresentam variações na ordem dos 2%, enquanto as médias dos deslocamentos podem apresentar variações até cerca de 20%. A variabilidade dos deslocamentos para este tipo de registos é considerável, estando situada entre os 10% e os 40% [14].

O Eurocódigo 8 estabelece requisitos mínimos para a utilização de acelerogramas em análise não linear dinâmica. Devem ser utilizados, no mínimo, 3 acelerogramas; a média dos valores da resposta espectral de aceleração com período nulo não deve ser inferior a agS ; e no domínio dos períodos compreendidos entre $0,2T_1$ e $2T_1$, nenhum valor do espectro de resposta elástico médio com 5% de amortecimento pode ser inferior a 90% do valor correspondente do espectro de resposta elástico regulamentar. Se forem utilizados pelo menos 7 acelerogramas, a média dos valores obtidos em todas as análises deve ser utilizada como valor de cálculo do efeito da ação, caso contrário, deve utilizar-se o valor mais desfavorável [14].

A questão do número adequado de acelerogramas a utilizar em análises não lineares dinâmicas tem sido amplamente debatida. A literatura especializada sugere que a prática de utilizar poucos registos (três a seis) e considerar o valor máximo da resposta inelástica deve ser abandonada, uma vez que conduz a resultados excessivamente conservativos e com elevada variabilidade [16]. Para grupos com dimensão igual ou superior a sete registos, a média dos valores obtidos apresenta-se como uma medida mais estável e representativa da resposta estrutural [14]. Este número de sete registos é apontado como apropriado para produzir uma dispersão aceitavelmente baixa nos resultados, embora alguns estudos sugiram que podem ser necessários até dez registos para obter uma média constante dos resultados [15].

No caso específico dos acelerogramas sintéticos, uma propriedade fundamental é a elevada consistência estatística entre múltiplos registos gerados a partir de um mesmo espectro de resposta. A diferença entre dois acelerogramas sintéticos gerados a partir do mesmo espectro alvo advém exclusivamente da escolha das fases iniciais (semente aleatória), sendo que o espectro médio de um conjunto de acelerogramas sintéticos se aproxima do espectro objetivo com elevada precisão [16]. Assim, quer se utilize um único acelerograma sintético quer se utilize um conjunto de vários, os resultados apresentam elevada consistência, uma vez que todos os registos são gerados com base no mesmo espectro alvo [17]. Esta característica torna os acelerogramas sintéticos particularmente adequados para análises dinâmicas não lineares, onde a estabilidade e a reprodutibilidade dos resultados são requisitos importantes. Para o caso específico de acelerogramas sintéticos, a utilização de grupos com dimensão igual ou superior a 7 registos permite obter estimativas estáveis da resposta estrutural, sendo a média dos resultados a medida recomendada [14].

2.3 AMORTECIMENTO EM ESTRUTURAS

2.3.1 Conceito de amortecimento e modelo de Rayleigh

O amortecimento é a propriedade que rege a dissipação de energia numa estrutura, sendo um parâmetro fundamental para a determinação da amplitude da resposta sísmica. Para a análise de sistemas lineares, Chopra (2017) estabelece que o amortecimento é classicamente representado pelo modelo de Rayleigh, onde a matriz de amortecimento $[C]$ é expressa como uma combinação linear das matrizes de massa $[M]$ e rigidez $[K]$, através da expressão [18]:

$$[C]=a_0[M]+a_1[K] \quad \text{Eq 2.2}$$

Este modelo permite definir taxas de amortecimento modal (ζ) que variam com a frequência, sendo amplamente adotado pela sua conveniência computacional [18].

2.3.2 Amortecimento e não linearidade

No contexto da análise não linear dinâmica, a aplicação direta de formulações de amortecimento desenvolvidas para sistemas lineares apresenta desafios significativos. Conforme documentado no guia prático do *National Institute of Standards and Technology* (NIST, 2010), as formulações comuns de Rayleigh e de amortecimento modal foram originalmente desenvolvidas para análise linear, onde a matriz de rigidez $[K]$ é constante e os modos de vibração podem ser calculados de forma única. Em análise não linear, onde as rigidezes dos elementos se alteram ao longo da análise, a aplicação do termo proporcional à rigidez pode gerar forças de amortecimento espúrias, particularmente quando este termo inclui contribuições de elementos cuja rigidez muda drasticamente. O NIST (2010) recomenda que, na formulação de Rayleigh, o termo proporcional à rigidez seja cuidadosamente calibrado, excluindo ou minimizando contribuições de elementos com rigidez artificialmente elevada ou cuja rigidez se altera significativamente durante a análise [19].

Uma distinção fundamental introduzida pelo NIST (2010) é a diferença entre amortecimento histerético e amortecimento viscoso equivalente. O amortecimento histerético corresponde à dissipação de energia que ocorre naturalmente através do comportamento não linear dos materiais, sendo capturado diretamente pelos modelos de histerese dos elementos estruturais. Este tipo de amortecimento é inerente aos modelos que incorporam plastificação, fissuração ou outros mecanismos de dissipação não linear. Por outro lado, o amortecimento viscoso equivalente é uma idealização utilizada para representar fontes adicionais de dissipação de energia que não são explicitamente modeladas, tais como: (1) pequenas deformações inelásticas em componentes tratados como elásticos; (2) elementos não estruturais (paredes divisórias, fachadas, acabamentos); e (3) dissipação no solo e fundações, quando não modelados explicitamente [19].

A determinação do valor apropriado de amortecimento viscoso depende de múltiplos fatores específicos do edifício, incluindo os materiais estruturais, o tipo e detalhamento das paredes divisórias e fachadas, a altura do edifício e o tipo de modelo de análise adotado (NIST, 2010). Como sintetizado no PEER/ATC 72-1, medições de amortecimento total, expresso como percentagem do amortecimento crítico no primeiro modo de translação, variam entre valores baixos de 0,5% a 1% em edifícios sujeitos a vibrações ambientais e de vento, até 10% em

edifícios sujeitos a sismos, sendo que, neste último caso, o valor de 10% reflete a dissipação de energia tanto histerética quanto viscosa [19].

Com base nestas observações, o NIST recomenda a especificação de um amortecimento viscoso equivalente na gama de 1% a 5% do amortecimento crítico para o intervalo de períodos elásticos entre $0,2T$ e $1,5T$. Valores de amortecimento devem ser especificados no limite inferior desta gama para: (1) edifícios altos e outras estruturas onde há menor participação de paredes divisórias, fachadas e fundações; e (2) análises para sismos de serviço com deslocamentos relativos entre pisos limitados a cerca de 0,005 (NIST, 2010). Para edifícios altos, as diretrizes do *Pacific Earthquake Engineering Research Center* (PEER, 2010) recomendam que o amortecimento viscoso seja inferior a 2,5% para a gama de modos predominantes, enquanto o *Council on Tall Buildings and Urban Habitat* [20] recomenda valores de amortecimento na gama de 1% a 2% [19].

2.4 ANÁLISES

2.4.1 Análise Time History

A análise *time history* (análise temporal) consiste na determinação da resposta dinâmica de uma estrutura ao longo do tempo, através da integração numérica das equações de movimento, quando sujeita a uma excitação que varia no tempo, tipicamente um acelerograma sísmico [21]. A equação de movimento para um sistema de múltiplos graus de liberdade é expressa como:

$$M \cdot u''(t) + C \cdot u'(t) + K \cdot u(t) = F(t) \quad \text{Eq 2.3}$$

onde M é a matriz de massa, C a matriz de amortecimento, K a matriz de rigidez, $u(t)$, $u'(t)$ e $u''(t)$ são, respetivamente, os deslocamentos, velocidades e acelerações da estrutura, e $F(t)$ o vetor de cargas dinâmicas aplicadas [22]. No caso de excitação sísmica, a carga dinâmica é expressa como:

$$F(t) = M \cdot u''g(t) \quad \text{Eq 2.4}$$

onde $u''g(t)$ é o acelerograma do solo [22]. A solução da equação de movimento pode ser obtida por dois métodos principais: o método de integração direta e o método de superposição modal. O método de integração direta resolve as equações para toda a estrutura em cada intervalo de tempo, sendo o mais preciso. O método de superposição modal combina as respostas modais, sendo geralmente mais eficiente para sistemas lineares [24]. No método de integração direta, o

método de Newmark é frequentemente utilizado para a discretização temporal, sendo caracterizado pelos parâmetros γ e β que controlam a precisão e estabilidade da integração [22]. A definição do passo de tempo (Δt) é um parâmetro crítico na análise *time history*, pois influencia diretamente a precisão e a estabilidade da solução. De acordo com as recomendações técnicas, o passo de tempo deve ser suficientemente pequeno para capturar com precisão a resposta da estrutura, sendo geralmente recomendado que seja inferior a 10% do menor período de vibração relevante da estrutura [23]. O CSI recomenda que os utilizadores realizem análises com passos de tempo decrescentes até que os resultados não sejam mais afetados, garantindo assim a convergência da solução [21].

2.4.2 Análise Não Linear

A análise não linear é utilizada quando as propriedades da estrutura, rigidez, amortecimento ou condições de apoio, variam ao longo da análise, implicando que a matriz de rigidez K ou a matriz de amortecimento C dependem do estado de deformação da estrutura [24]. Em contraste com a análise linear, onde se assume que a relação entre ações e deslocamentos é diretamente proporcional, a análise não linear permite capturar comportamentos mais realistas para níveis de solicitação elevados [19].

A utilização de análise não linear em engenharia sísmica justifica-se pelo facto de a maioria das estruturas, quando sujeitas a sismos de elevada intensidade, ultrapassar o regime elástico linear, desenvolvendo deformações permanentes, fissuração no betão, cedência no aço ou outros mecanismos de dissipação de energia. Estes fenómenos não podem ser representados por uma análise linear, tornando a análise não linear essencial para uma avaliação realista do comportamento estrutural perante ações sísmicas severas [19].

As fontes de não linearidade podem ser classificadas em três categorias principais [18] [19]:

- Não linearidade geométrica: resulta de grandes deformações ou deslocamentos que alteram a configuração da estrutura, afetando o equilíbrio das forças [24].
- $P-\Delta$ (interação entre cargas verticais e deslocamentos horizontais) é um exemplo relevante em edifícios sujeitos a ações sísmicas, podendo levar ao agravamento dos esforços e à perda de estabilidade global [24]

- Não linearidade do material: ocorre quando a relação tensão-deformação dos materiais não é linear, incluindo comportamentos como plasticidade, fissuração no betão, cedência no aço e dano cumulativo [18].
- Não linearidade das condições de fronteira: surge quando as condições de apoio ou ligação entre elementos variam ao longo da análise, por exemplo, em ligações com deslizamento, abertura de juntas, perda de contacto ou levantamento (uplifting) de componentes estruturais [24].

3

CASO DE ESTUDO

O caso de estudo consiste na análise de um edifício modular hipotético, concebido de forma que a agregação de três módulos individuais resulte numa moradia do tipo T1 por pavimento, admitindo-se para cada piso uma altura de 3 m, uma largura de 9 m e um comprimento de 6 m, dimensões estas que decorrem da configuração do módulo base, o qual apresenta, individualmente, 3 m de largura, 3 m de altura e 6 m de comprimento. Atendendo à natureza do estudo, foram consideradas várias alturas para o edifício, variando o número de pisos sucessivamente até que se identificasse a altura que melhor se adequasse às condições impostas para validação do comportamento estrutural. O edifício foi testado em duas zonas sísmicas distintas, numa primeira fase, considerou-se a sua localização em Lisboa, região caracterizada por uma elevada sismicidade, tendo sido consideradas as ações sísmicas do Tipo 1 e do Tipo 2 de acordo com as indicações do Eurocódigo 8, numa segunda fase, admitiu-se a sua implantação no Porto, onde a sismicidade é comparativamente mais moderada, tendo sido adotado o mesmo procedimento [13].

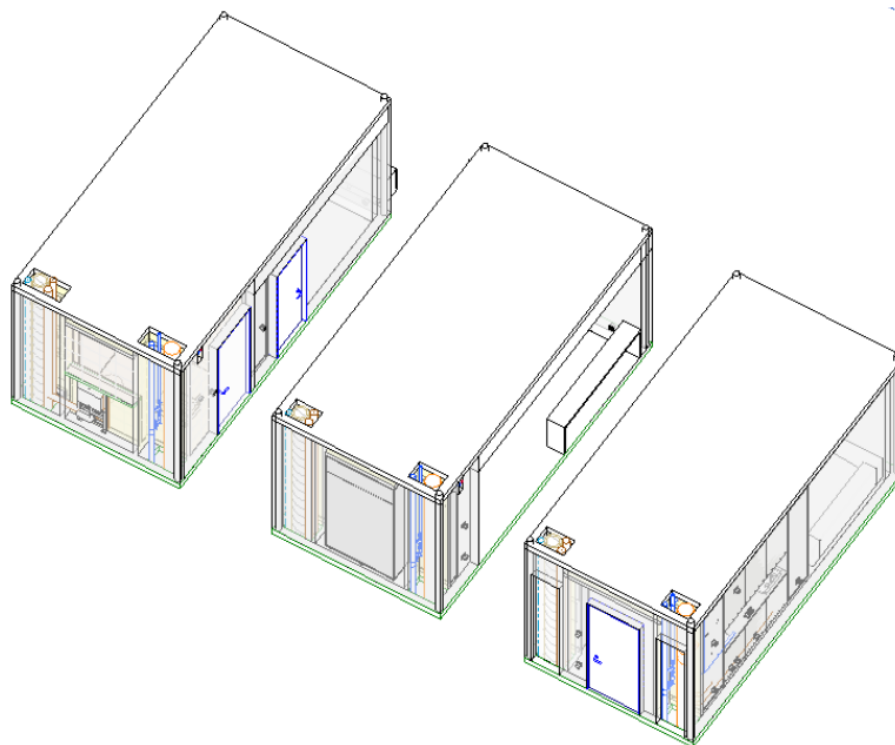


Figura 3.1 – Volumetria módulos betão

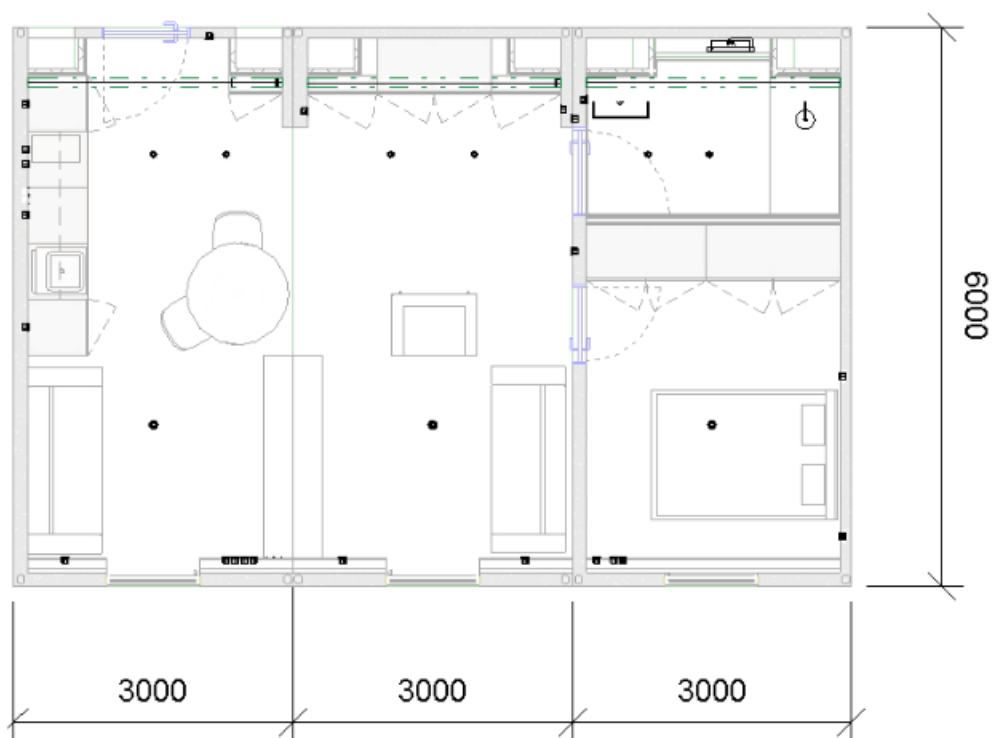


Figura 3.2 – Planta-Baixa Tipologia T1

Os módulos que constituem o edifício em estudo são pré-fabricados em betão armado, apresentando uma geometria paralelepípedica com paredes de espessura de 15 cm e lajes de piso e de teto com 12 cm de espessura. Cada módulo integra ainda uma sacada com largura correspondente à largura do próprio módulo e profundidade de 2 m, a qual faz parte integrante da laje do piso e pode funcionar como varanda ou como corredor do edifício, conferindo flexibilidade ao projeto arquitetónico. A estrutura não dispõe de núcleos de contraventamento nem de qualquer tipo de ligação vertical com capacidade de resistir a esforços de tração, o que permite, em função da intensidade da ação sísmica, um levantamento relativo (uplifting) dos módulos, desde que não se comprometa a estabilidade global do edifício. As ligações verticais entre módulos sobrepostos são materializadas exclusivamente por cones metálicos de posicionamento e corte, responsáveis pela transferência dos esforços horizontais entre pisos consecutivos através da resistência ao corte. Já as ligações horizontais entre módulos lateralmente adjacentes são aparafusadas à laje de teto e dimensionadas para resistir a todos os esforços, embora estas não constituam o foco da presente investigação, pelo que a sua análise não será aprofundada. Entre o teto de um módulo e o piso do módulo imediatamente superior é previsto um espaçamento de 17 cm, sendo que as bordas laterais onde se alojam os cones de posicionamento e corte são sobressalentes nesse vão, garantindo assim o espaço necessário para a sua correta inserção e funcionamento. As paredes laterais funcionam como elementos portantes, sendo nas suas extremidades que se localizam os cones metálicos responsáveis pelo posicionamento dos módulos e pela resistência ao esforço de corte transmitido entre pisos consecutivos.

O material escolhido para o fabrico dos módulos é o betão armado de classe C50/60, cujas propriedades são definidas no Eurocódigo 2. Esta classe de betão caracteriza-se por uma resistência característica à compressão de 50 MPa (f_{ck}), medida em provetes cilíndricos, e uma resistência característica de 60 MPa, medida em provetes cúbicos ($f_{ck,cube}$), garantindo assim uma elevada capacidade resistente. A rigidez do material é definida pelo módulo de elasticidade secante médio (E_{cm}), que para esta classe de betão é de 37 GPa, um parâmetro fundamental na determinação das deformabilidades da estrutura. Relativamente à resistência à tração, o Eurocódigo 2 estabelece uma resistência média à tração axial (f_{ctm}) de 4,1 MPa e uma resistência característica à tração ($f_{ctk,0.05}$) de 2,9 MPa, valores que consideram o comportamento frágil do material à tração. Assume-se ainda um coeficiente de Poisson de 0,2 e uma massa volúmica de aproximadamente 2500 kg/m³, valores que permitem caracterizar

adequadamente o comportamento inercial e as deformações transversais da estrutura. Esta opção justifica-se pela preferência das empresas de pré-fabricação por betões de alta resistência, uma vez que a sua rápida cura permite libertar os moldes num menor intervalo de tempo, acelerando o ciclo produtivo e aumentando a eficiência global do processo de fabrico. A armadura utilizada é de aço da classe A500. Os cones de posicionamento e corte, responsáveis pela transmissão dos esforços horizontais entre módulos, são fabricados em aço S275, com diâmetro variável em função da intensidade do esforço de corte que se prevê atuar em cada local da estrutura, assegurando assim um dimensionamento ajustado e eficiente.

Sendo o objetivo do trabalho a análise do comportamento sísmico do edifício perante a ausência de núcleos de contraventamento e de ligações verticais à tração, serão avaliados os deslocamentos relativos entre pisos (drifts), os esforços de corte nos cones metálicos e as tensões de compressão nas paredes dos módulos. Em particular, quando ocorre o uplifting num dos lados, espera-se um aumento significativo da compressão no lado oposto.

3.1 MODELOS DE CÁLCULO

A modelação para este trabalho foi realizada no SAP2000 versão Ultimate, tendo em vista a necessidade de analisar os modelos de forma não linear, uma vez que o comportamento esperado da estrutura envolve fenómenos como o uplifting e a redistribuição de esforços que não podem ser capturados por análises lineares. O processo de modelação desenvolveu-se em três etapas distintas. Numa primeira fase, foi modelado um pêndulo invertido, utilizado para validar a correta inserção e interpretação dos acelerogramas no programa, garantindo que a excitação sísmica fosse devidamente transmitida ao modelo. Numa segunda fase, foi analisado um pórtico simples, com o objetivo de testar e validar o tipo de *link element* que melhor se adequaria à representação do comportamento das ligações entre módulos. Por fim, na terceira fase, foi modelado o edifício completo com a agregação dos módulos, incorporando as soluções de ligação previamente validadas nas etapas anteriores.

3.1.1 Modelação para validar aplicação de acelerogramas

Para uma melhor compreensão do comportamento dos acelerogramas e da análise *time history* no software SAP2000, foi desenvolvido um modelo de pêndulo invertido, concebido como um sistema de um grau de liberdade. Este modelo é composto por um elemento barra sem massa, com a massa concentrada no seu topo, simulando assim a idealização clássica de um oscilador simples. A barra encontra-se encastrada na base, o que restringe todos os movimentos nessa extremidade, enquanto no topo se permite apenas a translação na direção X, garantindo que o sistema responda exclusivamente nessa direção quando sujeito a uma excitação sísmica. Esta configuração permite um controlo rigoroso de parâmetros fundamentais como a rigidez, a massa e o período de vibração do sistema, conferindo maior confiabilidade à análise e assegurando que os resultados obtidos não são influenciados por variáveis não controladas. Através deste modelo simplificado, foi possível comparar os espectros de resposta obtidos para cada acelerograma com o espectro de resposta do acelerograma artificial correspondente, permitindo validar a correta inserção e interpretação dos registos sísmicos no programa, bem como a adequação da metodologia de análise adotada.

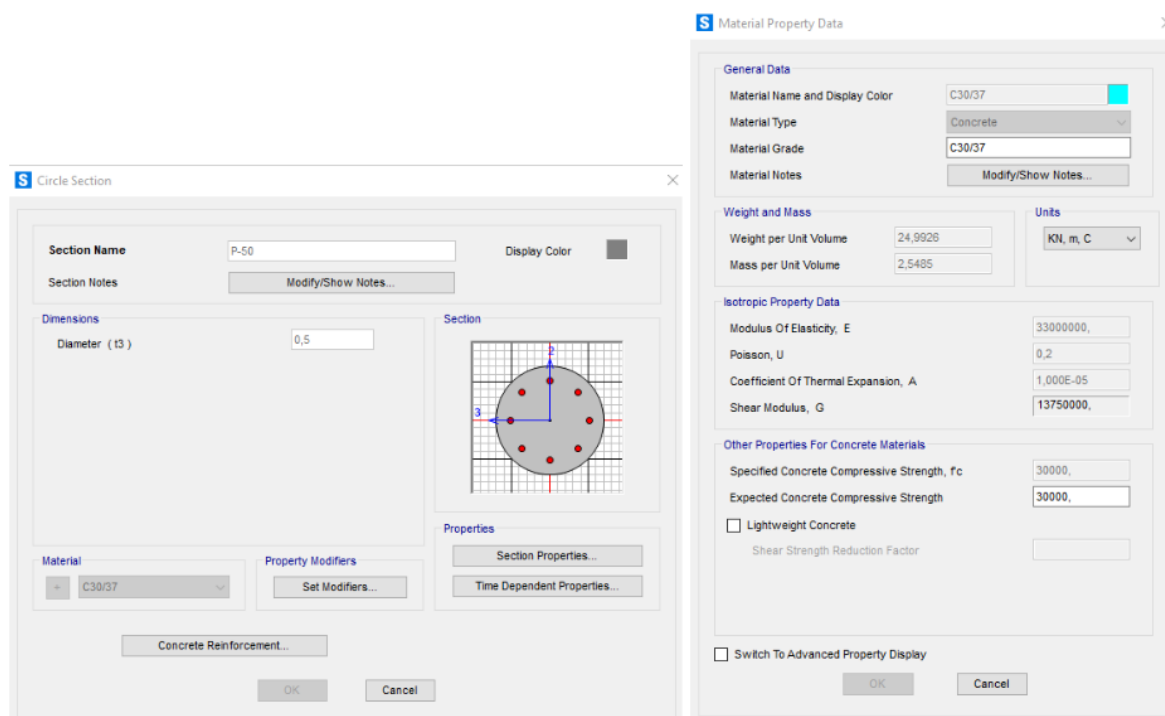


Figura 3.3 – Definições materiais.

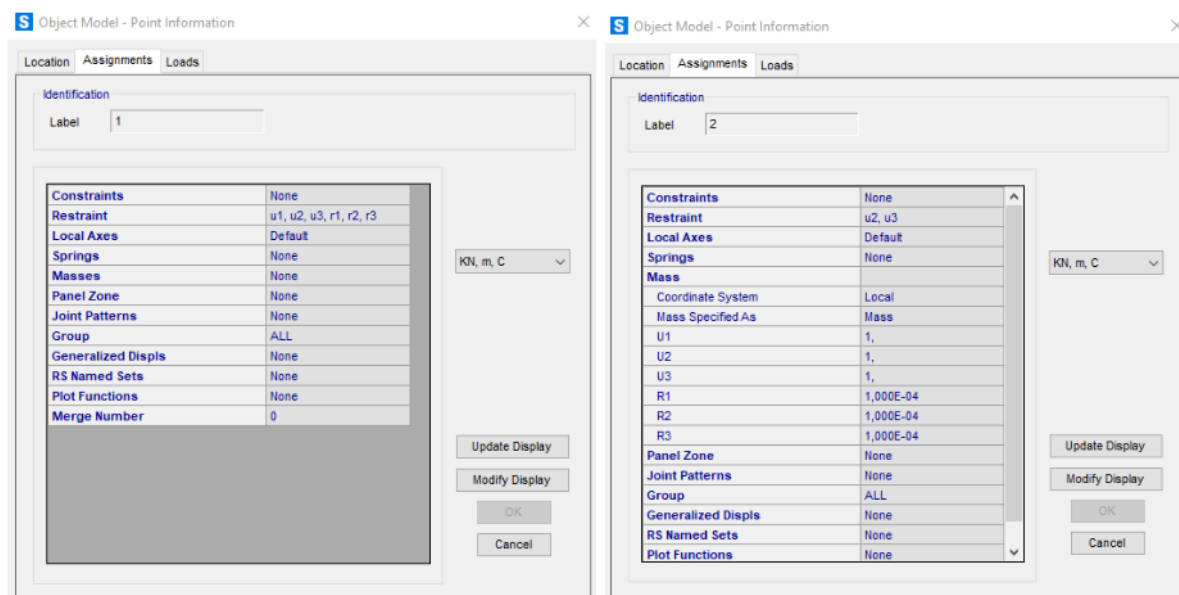


Figura 3.4 – Definições pontos.

A partir deste modelo, foram aplicados 10 espectros de resposta e os respetivos 10 acelerogramas, cuja caracterização será detalhada na secção relativa às ações sísmicas, com o objetivo de avaliar a consistência dos deslocamentos máximos obtidos por ambas as abordagens. Os espectros de resposta foram definidos através da função *Response Spectrum* do SAP2000, sendo posteriormente atribuídos a um *load case* do tipo *Response Spectrum*, enquanto os acelerogramas foram inseridos na função *Time History* e aplicados num *load case* do tipo *Time History*. Tanto os espectros como os acelerogramas foram importados através da opção *From File*, a partir de ficheiros no formato *txt*, garantindo a correta transferência dos dados para o programa. Para uma melhor análise e comparação dos resultados, o *scale factor* dos espectros e dos acelerogramas foi aumentado para 10, amplificando a resposta estrutural e facilitando a identificação de eventuais discrepâncias entre as duas metodologias. Esta dupla abordagem permitiu comparar os resultados obtidos pelas duas metodologias, garantindo a coerência da resposta estrutural e a correta implementação dos registos sísmicos no modelo.

Load Case Data - Response Spectrum

×

Load Case Name

TESTE1-SPEC1-METROS

Set Def Name

Notes

Modify/Show...

Load Case Type

Response Spectrum

Design...

Modal Combination

☒ CQC

☐ SRSS

☐ Absolute

☐ GMC

☐ NRC 10 Percent

☐ Double Sum

GMC f1

1,

GMC f2

0,

Periodic + Rigid Type

SRSS

Modal Load Case

Use Modes from this Modal Load Case

MODAL

☒ Standard - Acceleration Loading

☐ Advanced - Displacement Inertia Loading

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	TESTE1-SPE	10,
Accel	U1	TESTE1-SPEC1-	10,

Add

Modify

Delete

☐ Show Advanced Load Parameters

Other Parameters

Modal Damping

Constant at 0,05

Modify/Show...

Directional Combination

☒ SRSS

☐ CQC3

☐ Absolute

Scale Factor

Mass Source

Previous (MSSSRC1)

Diaphragm Eccentricity

Eccentricity Ratio

0,

Override Eccentricities

Override...

OK

Cancel

Figura 3.5 – Definições load case.

40

Load Case Data - Linear Modal History

Load Case Name: TESTE1-ACEL1-METROS

Initial Conditions: ☒ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Modal Load Case: Use Modes from Case: MODAL

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	Accel 1	10,
Accel	U1	Accel 1	10,

Time Step Data: Number of Output Time Steps: 3002, Output Time Step Size: 0,01

Other Parameters: Modal Damping: Constant at 0,05

Load Case Type: Time History

Analysis Type: ☒ Linear

History Type: ☒ Transient

Solution Type: ☒ Modal

Mass Source: Previous (MSSSRC1)

Figura 3.6 – Definição load case

Deste modo, foi possível verificar que os deslocamentos máximos obtidos no *load case* de *Response Spectrum* e no *load case* de *Time History* apresentaram resultados coincidentes, confirmando a consistência entre as duas abordagens e validando a correta implementação dos espectros e dos acelerogramas no modelo.

Tabela 3.1 – Deslocamentos de espectros e deslocamentos de acelerogramas.

TABLE: Joint Displacements									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
2	TESTE1-SPEC1-METROS	LinRespSpec	Max	0,004122	0	0	0	0,002033	0
2	TESTE1-SPEC2-METROS	LinRespSpec	Max	0,004263	0	0	0	0,002102	0
2	TESTE1-SPEC3-METROS	LinRespSpec	Max	0,004114	0	0	0	0,002029	0
2	TESTE1-SPEC4-METROS	LinRespSpec	Max	0,004007	0	0	0	0,001976	0
2	TESTE1-SPEC5-METROS	LinRespSpec	Max	0,004186	0	0	0	0,002064	0
2	TESTE1-SPEC6-METROS	LinRespSpec	Max	0,004139	0	0	0	0,002041	0
2	TESTE1-SPEC7-METROS	LinRespSpec	Max	0,00404	0	0	0	0,001992	0
2	TESTE1-SPEC8-METROS	LinRespSpec	Max	0,004005	0	0	0	0,001975	0
2	TESTE1-SPEC9-METROS	LinRespSpec	Max	0,004115	0	0	0	0,002029	0
2	TESTE1-SPEC10-METROS	LinRespSpec	Max	0,004007	0	0	0	0,001976	0

TABLE: Joint Displacements									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
2	TESTE1-ACEL1-METROS	LinModHis	Max	0,00414	0	0	0	0,002042	0
2	TESTE1-ACEL1-METROS	LinModHis	Min	-0,0039	0	0	0	-0,00192	0
2	TESTE1-ACEL2-METROS	LinModHis	Max	0,004007	0	0	0	0,001976	0
2	TESTE1-ACEL2-METROS	LinModHis	Min	-0,00421	0	0	0	-0,00207	0
2	TESTE1-ACEL3-METROS	LinModHis	Max	0,003961	0	0	0	0,001954	0
2	TESTE1-ACEL3-METROS	LinModHis	Min	-0,00418	0	0	0	-0,00206	0
2	TESTE1-ACEL4-METROS	LinModHis	Max	0,003995	0	0	0	0,00197	0
2	TESTE1-ACEL4-METROS	LinModHis	Min	-0,00398	0	0	0	-0,00196	0
2	TESTE1-ACEL5-METROS	LinModHis	Max	0,004165	0	0	0	0,002054	0
2	TESTE1-ACEL5-METROS	LinModHis	Min	-0,00386	0	0	0	-0,00191	0
2	TESTE1-ACEL6-METROS	LinModHis	Max	0,003941	0	0	0	0,001943	0
2	TESTE1-ACEL6-METROS	LinModHis	Min	-0,00408	0	0	0	-0,00201	0
2	TESTE1-ACEL7-METROS	LinModHis	Max	0,003436	0	0	0	0,001694	0
2	TESTE1-ACEL7-METROS	LinModHis	Min	-0,00409	0	0	0	-0,00202	0
2	TESTE1-ACEL8-METROS	LinModHis	Max	0,00408	0	0	0	0,002012	0
2	TESTE1-ACEL8-METROS	LinModHis	Min	-0,00395	0	0	0	-0,00195	0
2	TESTE1-ACEL9-METROS	LinModHis	Max	0,004119	0	0	0	0,002031	0
2	TESTE1-ACEL9-METROS	LinModHis	Min	-0,00403	0	0	0	-0,00199	0
2	TESTE1-ACEL10-METROS	LinModHis	Max	0,004119	0	0	0	0,002031	0
2	TESTE1-ACEL10-METROS	LinModHis	Min	-0,00403	0	0	0	-0,00199	0

3.1.2 Modelação para validar dos links elements

Para a correta escolha do *link element* a utilizar e para um melhor entendimento do seu comportamento, foi desenvolvido um modelo de pórtico com dois pavimentos, composto por três pilares, com o objetivo de estudar o levantamento (*uplifting*) entre pavimentos, bem como o levantamento da base do pórtico. Foram colocados *link elements* na base do pórtico e entre os pavimentos, permitindo simular o levantamento relativo entre pisos, fenómeno análogo ao que se espera verificar entre módulos sobrepostos. Foram testados dois tipos de *link elements*, o elemento *Gap* e o elemento *Multilinear Elastic*, tendo sido comparado o seu desempenho perante as solicitações impostas. Esta análise permitiu avaliar qual dos dois elementos melhor se adequava à representação do comportamento das ligações entre módulos, nomeadamente no que respeita ao levantamento entre pavimentos e à transferência de esforços de compressão e corte.

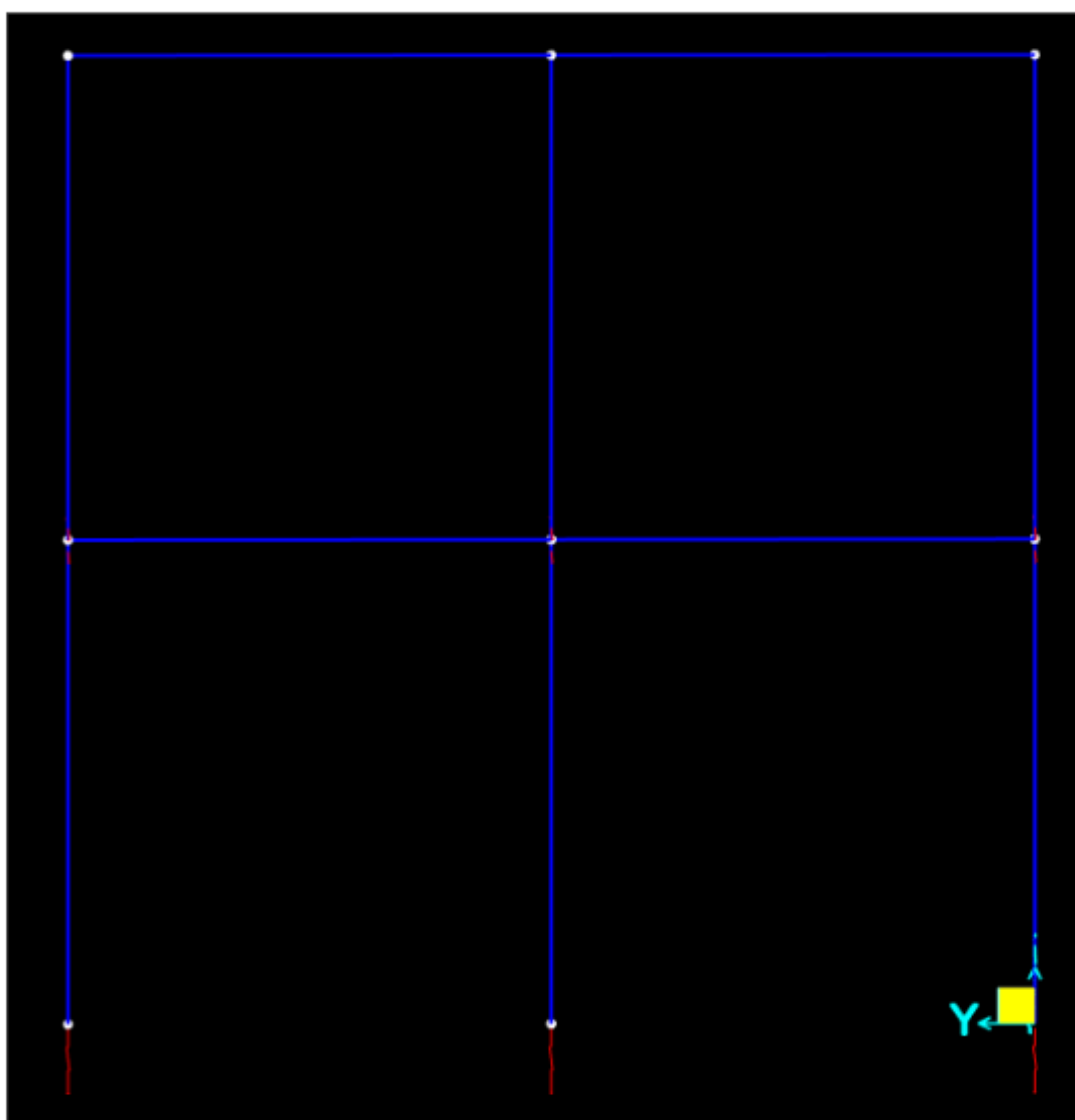


Figura 3.7 – Pórtico com link elements de apoio.

O principal objetivo deste modelo era fazê-lo funcionar de modo que os apoios resistissem apenas a esforços de compressão e corte, sem mobilizar resistência à tração, reproduzindo assim o comportamento esperado para as ligações entre módulos. Para tal, foi necessário recorrer à análise não linear disponível no SAP2000 Ultimate, uma vez que os *link elements* utilizados introduzem comportamentos não lineares que não podem ser capturados por uma análise linear. Quando o elemento do tipo Gap foi testado, verificou-se uma divergência entre os esforços nas barras e as reações nos apoios. Esta discrepância deveu-se ao facto de o pórtico apresentar deslocamentos negativos na direção Z global, o que levava a que o elemento Gap, ao permitir encurtamento excessivo nessa direção, gerasse reações nos apoios significativamente superiores às que efetivamente se verificariam na realidade, comprometendo a fiabilidade dos resultados. Face a esta limitação, foi estudada a possibilidade de utilização do elemento *Multilinear Elastic*, o qual, quando configurado para resistir apenas à compressão, se revelou adequado e permitiu obter resultados consistentes. Para além da escolha do *link element*, foi também necessário estudar a correta configuração da análise não linear, tendo-se concluído que era necessário a criação de dois *load cases* distintos, um *load case* não linear designado *Gravity*, que incluía todas as cargas gravíticas, no caso deste modelo, apenas o peso próprio, e um segundo *load case*, correspondente à ação sísmica, do tipo *Time History*. Esta definição de *load cases* revelou-se mais complexa do que no modelo anterior, exigindo não só a configuração como não linear, mas também a utilização do *solution type Direct Integration*, conforme recomendado pelo manual do SAP2000 para este tipo de análises. Especial atenção foi dedicada à definição do número de *steps*, que para os acelerogramas utilizados foi de 3002, e ao tamanho do passo de integração, estabelecido em 0,01 segundos, parâmetros que serão explorados com maior detalhe no tópico relativo às ações sísmicas. Foi ainda configurada a sequência de aplicação dos *load cases*, assegurando que o *load case* sísmico fosse aplicado após o *load case Gravity*, de modo a considerar devidamente o efeito das cargas permanentes e sobrecargas no comportamento da estrutura.

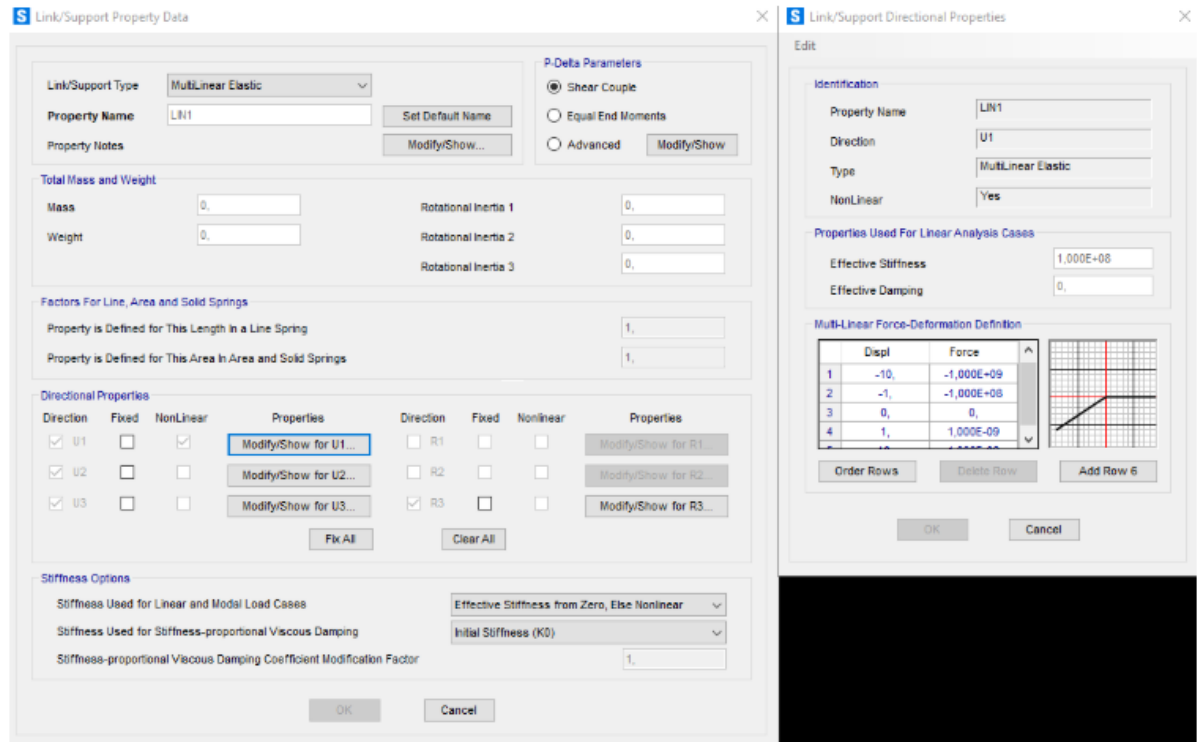


Figura 3.8 – Definição link elemento.

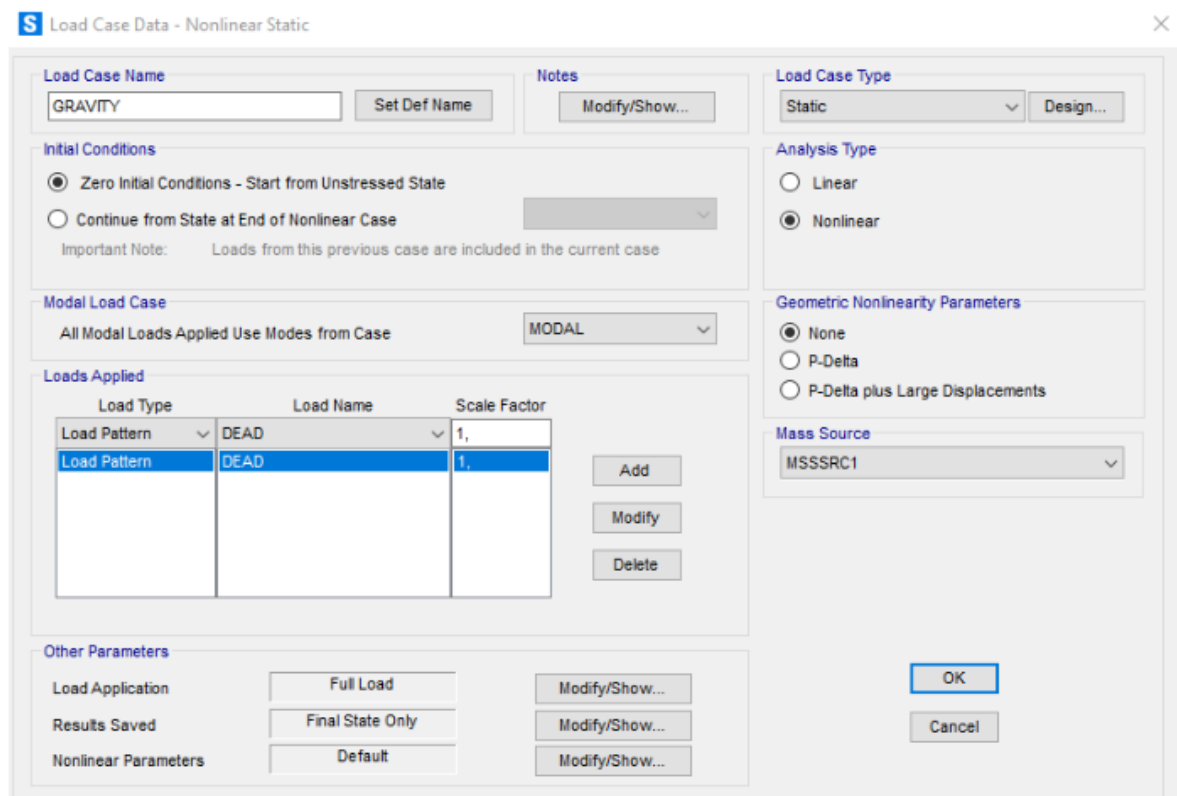


Figura 3.9 – Definição load case Gravity.

S Load Case Data - Nonlinear Direct Integration History

Load Case Name:

Notes:

Load Case Type:

Analysis Type: ☐ Linear ☒ Nonlinear ☐ Modal ☒ Direct Integration

Solution Type: ☐ Modal ☒ Direct Integration

Geometric Nonlinearity Parameters: ☒ None ☐ P-Delta ☐ P-Delta plus Large Displacements

History Type: ☒ Transient ☐ Periodic ☐ Consider Collapse

Mass Source:

Initial Conditions: ☐ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State ☒ Continue from State at End of Nonlinear Case

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U2	ACEL1	1,
Accel	U2	ACEL1	1,

☐ Show Advanced Load Parameters

Time Step Data: Number of Output Time Steps: Output Time Step Size:

Other Parameters: Damping: Time Integration: Nonlinear Parameters:

Figura 3.10 – Definição load case acelerograma.

Com este procedimento, foi possível averiguar que os *link elements* funcionam da forma desejada, ou seja, sem resistir a esforços de tração e permitindo o levantamento relativo entre pisos, sendo que os esforços nas barras se mostraram coincidentes com as reações na base, validando assim a correta configuração do modelo e a adequação do elemento *Multilinear Elastic* para a simulação do comportamento pretendido.

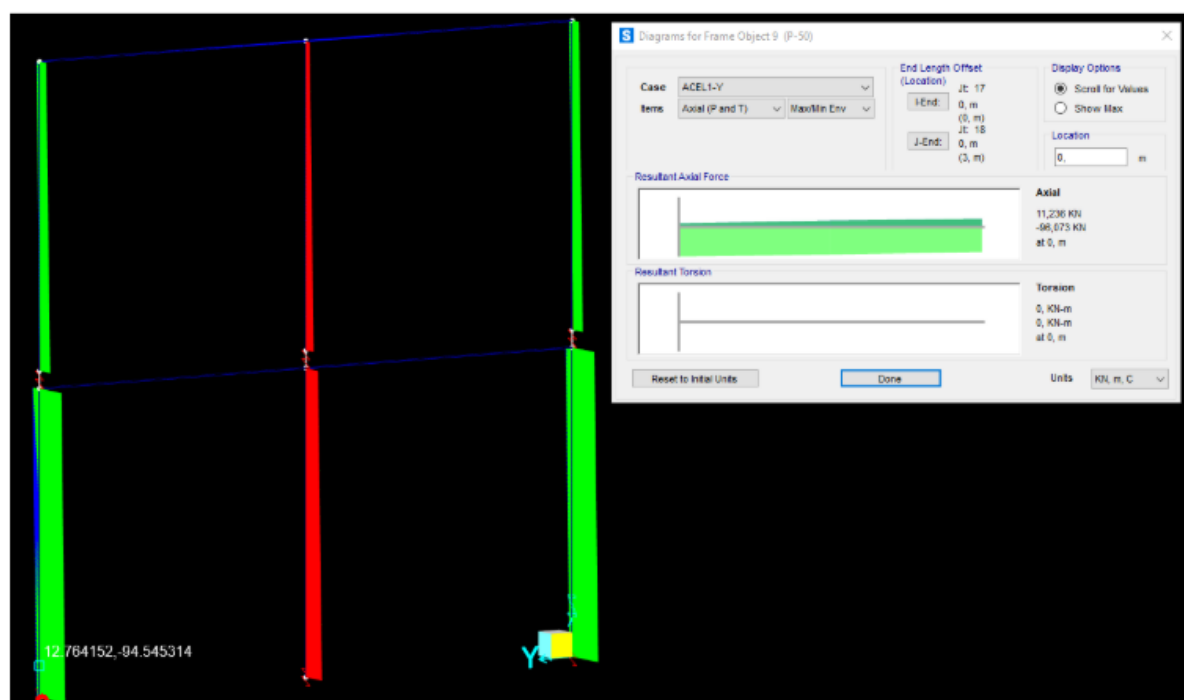


Figura 3.11 – Esforços axiais nas barras do pórtico.

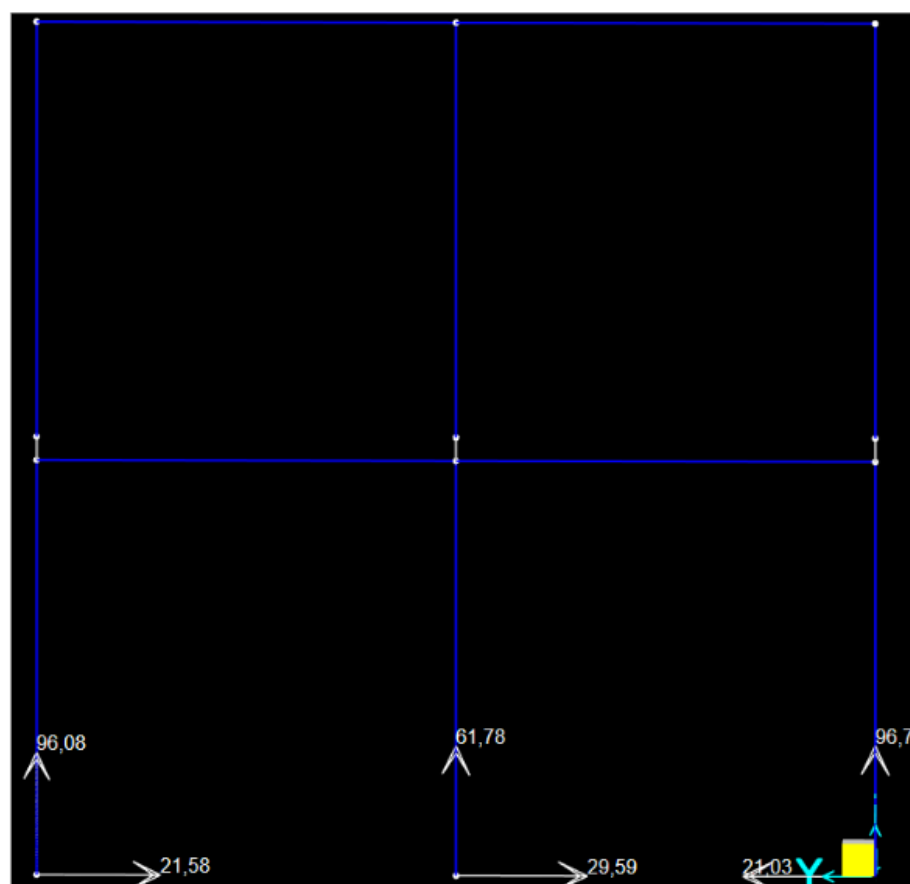


Figura 3.12 – Reação nos apoios do Pórtico

3.1.3 Modelação do caso de estudo

Para a modelação do edifício modular, foram tidos em consideração todos os ensinamentos e procedimentos validados nas modelações anteriores, nomeadamente no que respeita à aplicação dos acelerogramas, à análise *time history*, à escolha do *link element* e à configuração da análise não linear. Neste modelo, as lajes e as paredes foram representadas através de *shell elements*, permitindo uma discretização adequada da geometria e do comportamento estrutural dos elementos de betão. As ligações entre módulos foram materializadas através de *link elements*, distinguindo-se as ligações verticais, configuradas para resistir apenas a esforços de compressão e corte, sem mobilização de resistência à tração, e as ligações horizontais, dimensionadas para resistir a todos os esforços, tal como validado no modelo de pórtico.

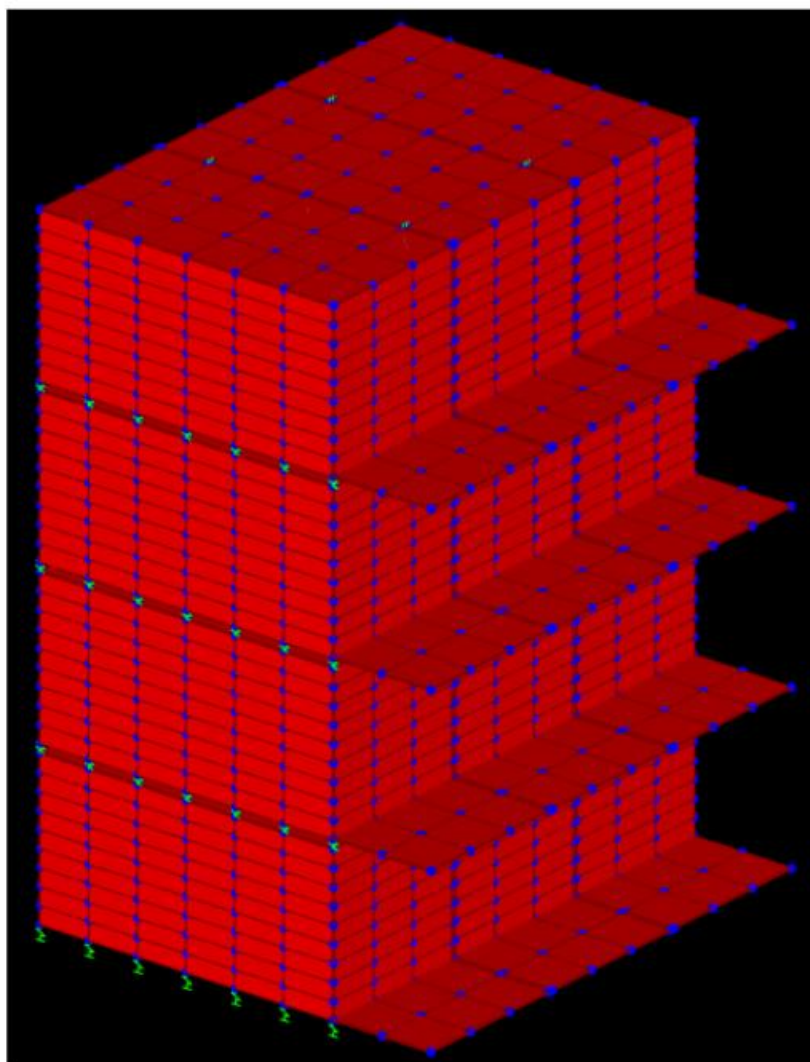


Figura 3.13 – Modelo de calculo módulos de betão SAP2000.

Os elementos *shell* que representam as paredes dos módulos foram dimensionados com uma malha de 0,5 m por 1,0 m, de modo a permitir uma análise mais refinada e detalhada da distribuição de esforços ao longo da altura e da largura das paredes, enquanto as *shells* correspondentes às lajes de piso e de teto adotaram uma malha de 1,0 m por 1,0 m, opção que concilia a precisão necessária na análise das paredes com a contenção do esforço computacional, evitando um aumento excessivo do número de *links* entre módulos e, consequentemente, tempos de análise demasiado prolongados. As propriedades dos materiais seguiram o especificado no caso de estudo, com o betão da classe C50/60 a ser modelado com uma rigidez reduzida a metade do seu valor original, conforme recomendado pelo Eurocódigo 8 para análises sísmicas, de modo a refletir a diminuição da rigidez devida à fendilhação do betão sob a ação sísmica. As espessuras adotadas para as lajes 12 cm e para as paredes 15 cm mantêm-se coerentes com os valores previamente apresentados no estado da arte e no caso de estudo, garantindo a consistência entre a modelação e as premissas estabelecidas para a investigação. A geometria das paredes internas dos módulos seguiu rigorosamente as definições arquitetónicas estabelecidas no caso de estudo, assegurando que a modelação estrutural reflete fielmente a compartimentação prevista para o edifício.

Os *link elements* utilizados para modelar as ligações entre módulos foram definidos como *multilinear elastic*, conforme validado na etapa anterior, admitindo-se não linearidade apenas na direção vertical, onde pode ocorrer o fenómeno de *uplifting*, uma vez que não é considerada qualquer resistência à tração nesta direção. Apenas os quatro *links* posicionados nos cantos dos módulos, locais onde serão colocados os cones de posicionamento e corte, foram modelados com capacidade de resistir a esforços de corte, refletindo a função estrutural destes elementos na transmissão dos esforços horizontais entre pisos consecutivos. Os restantes *links*, distribuídos ao longo das paredes, têm como principal finalidade simular o aumento da compressão nos locais onde ocorre o levantamento relativo, permitindo uma melhor perceção das zonas onde os módulos se descolam e da consequente redistribuição de esforços na estrutura. Estes *links* apresentam um comprimento de 17 cm, correspondente ao espaçamento previsto entre a laje de teto de um módulo e a laje de piso do módulo imediatamente superior. Relativamente às ligações horizontais entre módulos lateralmente adjacentes, estas foram modeladas como elementos rígidos, uma vez que não se considera não linearidade neste tipo de ligação e estas não constituem objeto de estudo da presente análise. Por fim, os *links* que simulam a ligação vertical entre módulos foram definidos com elevada rigidez na direção

horizontal, para uma adequada análise das ações sísmicas, e com elevada rigidez na direção vertical, mas apenas para resistir a esforços de compressão, garantindo a transmissão de cargas gravíticas sem interferir no mecanismo de *uplifting*.

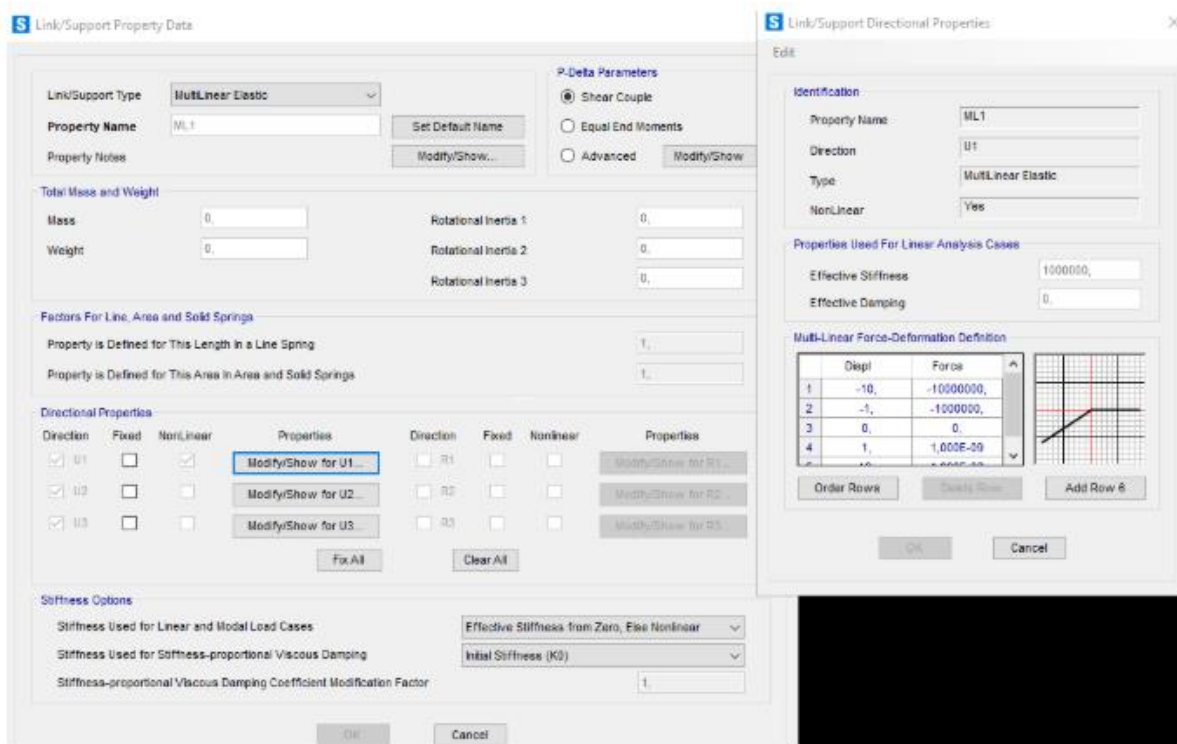


Figura 3.14– Definições link elements

Em relação à definição das cargas sísmicas no modelo, adotou-se um procedimento análogo ao utilizado nos modelos de validação previamente desenvolvidos, embora, neste caso, dado que os acelerogramas sintéticos gerados a partir do mesmo espectro de resposta apresentam uma elevada consistência entre si, tenha sido selecionado apenas um dos dez acelerogramas artificiais para conduzir a análise. Este acelerograma foi aplicado separadamente nas direções X e Y, com o intuito de avaliar o comportamento do edifício perante a atuação sísmica em cada uma das direções principais de forma isolada, uma vez que a combinação sísmica definida pelo Eurocódigo 8, que considera a atuação simultânea de 100% da ação numa direção com 30% da ação na direção perpendicular, não é aplicável a análises com recurso a acelerogramas, sendo esta formulação concebida especificamente para análises por espectro de resposta. Foram considerados dois *load cases* não lineares um primeiro, que inclui todas as cargas gravíticas do edifício, e um segundo, dedicado ao sismo através da análise *time history nao linear*, no qual

se considerou o efeito $P-\Delta$, de modo a capturar a interação entre as cargas verticais e os deslocamentos horizontais induzidos pela ação sísmica. Tendo em conta que o SAP2000 utiliza a formulação de amortecimento de Rayleigh, foi realizado um estudo modal do edifício para identificar o período fundamental da estrutura, bem como o período correspondente ao modo que mobiliza mais de 90% da massa total, parâmetros estes indispensáveis para a definição adequada dos coeficientes de amortecimento na análise dinâmica. O valor de amortecimento adotado, após uma análise cuidada dos materiais e das recomendações apresentadas no estado da arte, foi de 2%, justificado pelo facto de se tratar de uma estrutura modular de betão, e não de uma estrutura de betão armado convencional, o que, aliado ao comportamento predominantemente elástico da estrutura, à reduzida dissipação de energia por histerese, uma vez que não se considera plasticidade nos *link elements*, e à menor participação de elementos não estruturais na dissipação de energia, típica de edifícios modulares, posiciona este valor no limite inferior da gama recomendada pela literatura especializada para edifícios altos, conforme discutido no estado da arte.

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: GRAVITY [Set Def Name] [Modify/Show...]

Initial Conditions:
☒ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
☐ Continue from State at End of Nonlinear Case [v]
 Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case:
 All Modal Loads Applied Use Modes from Case: MODAL [v]

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	DEAD	1,
Load Pattern	DEAD	1,
Load Pattern	Qk-A	1,
Load Pattern	Qk-H	1,

[Add] [Modify] [Delete]

Analysis Type:
☐ Linear
☒ Nonlinear

Geometric Nonlinearity Parameters:
☒ None
☐ P-Delta
☐ P-Delta plus Large Displacements

Mass Source: MSSSRC1 [v]

Other Parameters:
 Load Application: Full Load [Modify/Show...]
 Results Saved: Final State Only [Modify/Show...]
 Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Figura 3.15– Definição load case Gravity.

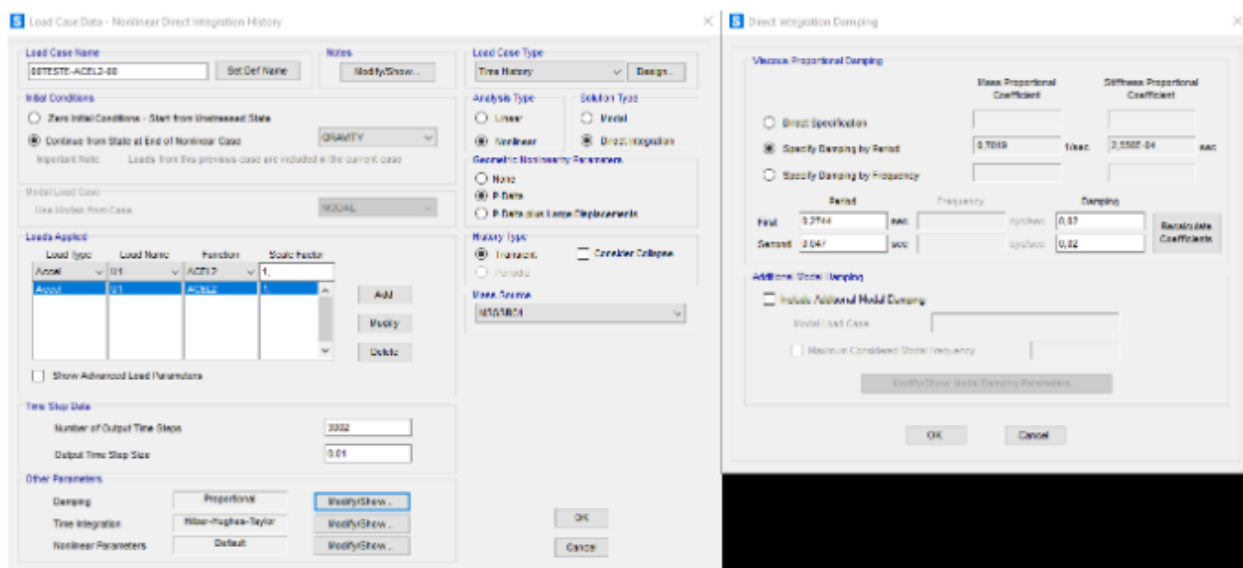


Figura 3.16– Definição load case acelerograma 2.

3.2 AÇÕES

Neste capítulo são apresentadas as ações que foram consideradas na análise do edifício, designadamente as ações permanentes, que incluem o peso próprio dos elementos estruturais e as restantes cargas permanentes, as sobrecargas e as ações sísmicas. No que respeita à ação sísmica, será dada particular atenção aos acelerogramas utilizados, discutindo-se os seus valores e a forma como foram aplicados no modelo.

3.2.1 Cargas permanentes

O peso próprio associado aos elementos estruturais foi calculado com base no material que os constitui, considerando-se para o betão armado uma massa volúmica de 25 kN/m^3 , valor este definido no Eurocódigo 1 para betões de massa normal [29]. O peso próprio é designado nos modelos por DEAD. Salienta-se que esta carga é aplicada automaticamente pelo SAP2000 a partir das propriedades dos materiais e das secções definidas na modelação, não sendo necessário introduzi-la manualmente como uma carga adicional, o que garante a coerência entre a geometria modelada e a massa da estrutura. Os valores adotados para as restantes cargas

permanentes, que incluem os revestimentos dos pisos e outras cargas não estruturais, foram de $2,0 \text{ kN/m}^2$ para todas as lajes de piso, independentemente do piso em causa, tendo sido esta carga uniformemente distribuída aplicada em toda a área dos pavimentos. Esta carga é designada nos modelos por RCP.

3.2.2 Sobrecargas

Os valores das sobrecargas a considerar na análise do edifício foram definidos de acordo com o Eurocódigo 1, parte 1-1, que estabelece os valores característicos das cargas impostas em edifícios em função da categoria de utilização dos espaços [29]. Para os pisos correntes do edifício, que se destinam a atividades domésticas e residenciais, foi adotada a categoria A, à qual corresponde um valor característico para a carga uniformemente distribuída q_k de $2,0 \text{ kN/m}^2$ [29]. Esta carga foi designada no modelo por Q_kA e aplicada em todas lajes de piso. Para a cobertura do edifício, considerada não acessível exceto para operações de manutenção e reparação correntes, foi adotada a categoria H, cujo valor característico recomendado para a carga uniformemente distribuída é de $0,4 \text{ kN/m}^2$ [29]. Esta carga foi designada por Q_kH e aplicada exclusivamente na laje de teto do último piso.

3.2.3 Cargas sísmica e acelerogramas

A ação sísmica foi definida com base nos espectros de resposta do Eurocódigo 8, considerando as duas zonas sísmicas em estudo, Lisboa e Porto, e os dois tipos de ação sísmica, Tipo 1 e Tipo 2, de acordo com a classificação definida no regulamento para Portugal continental e com características dos cenário mostrado na imagem abaixo [13].

Dados - Cenário 1 (Porto)			Dados - Cenário 2 (Lisboa)		
Localidade	Porto		Localidade	Lisboa	
Terreno	C		Terreno	C	
CI	II		CI	II	
ξ	5%		ξ	5%	
q	1.00		q	1.00	

Espectro Horizontal - Tipo 1			Espectro Horizontal - Tipo 1		
Zona	1.6		Zona	1.3	
a_{gR}	0.35	m/s ²	a_{gR}	1.50	m/s ²
a_g	0.35	m/s ²	a_g	1.50	m/s ²
S	1.60		S	1.50	
T_B	0.10	s	T_B	0.10	s
T_C	0.60	s	T_C	0.60	s
T_D	2.00	s	T_D	2.00	s

Espectro Horizontal - Tipo 2			Espectro Horizontal - Tipo 2		
Zona	2.5		Zona	2.3	
a_{gR}	0.80	m/s ²	a_{gR}	1.70	m/s ²
a_g	0.80	m/s ²	a_g	1.70	m/s ²
S	1.60		S	1.46	
T_B	0.10	s	T_B	0.10	s
T_C	0.25	s	T_C	0.25	s
T_D	2.00	s	T_D	2.00	s

Figura 3.17– Cenários sísmicos.

A partir das informações anteriormente definidas, designadamente os espectros de resposta e os parâmetros sísmicos para cada zona e tipo de ação sísmica, foram gerados acelerogramas sintéticos, bem como os respetivos espectros de resposta, de modo que estes representassem, com a maior fidelidade possível, as características da ação sísmica prevista para cada local em análise.

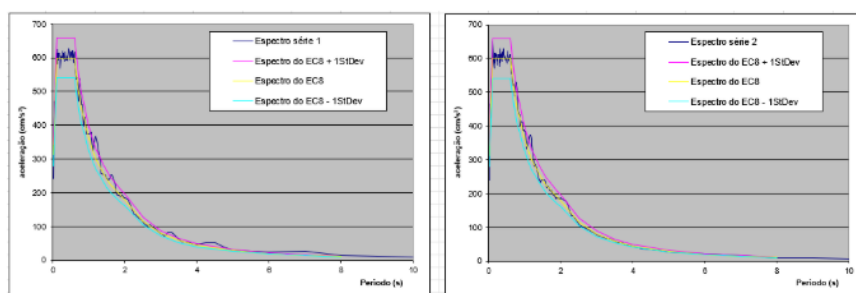


Figura 3.18 – Espectros sísmicos

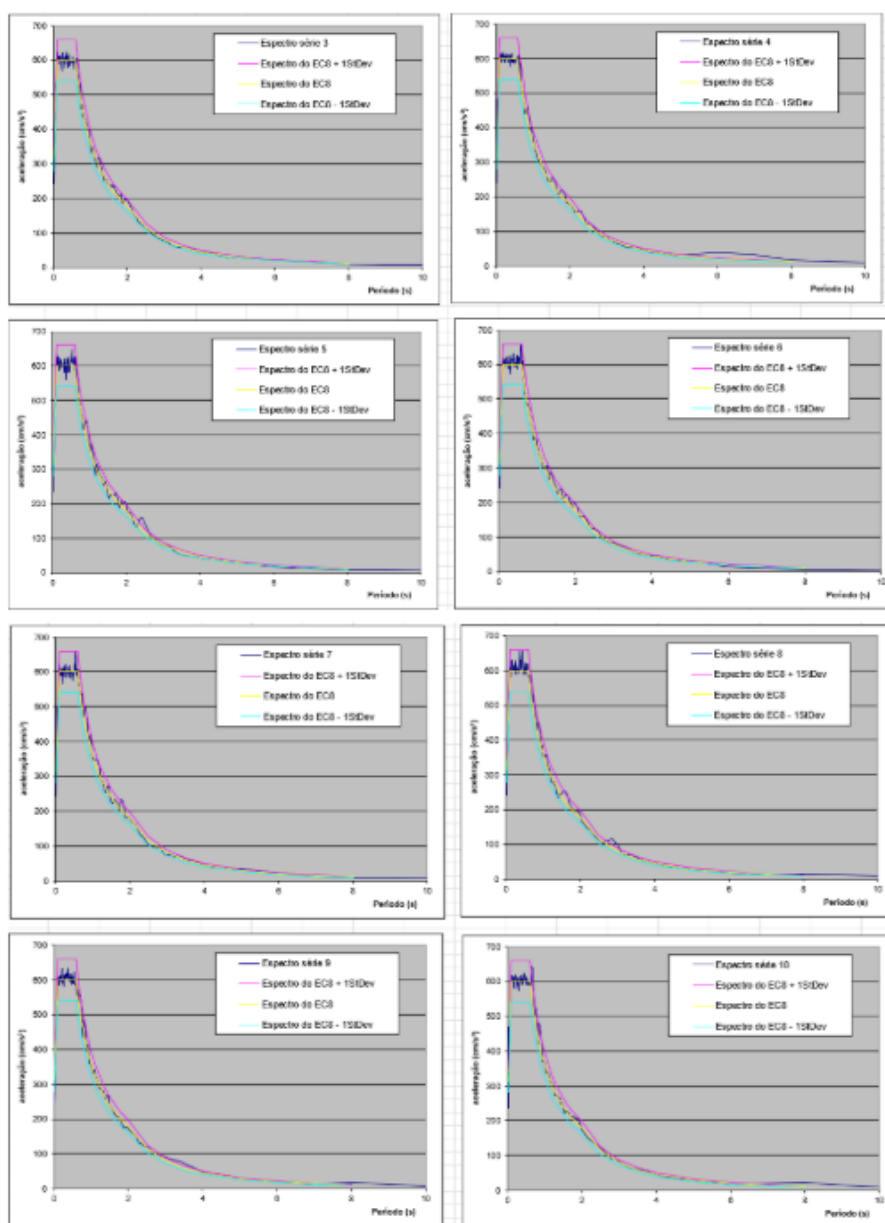


Figura 3.19 – Espectros sísmicos

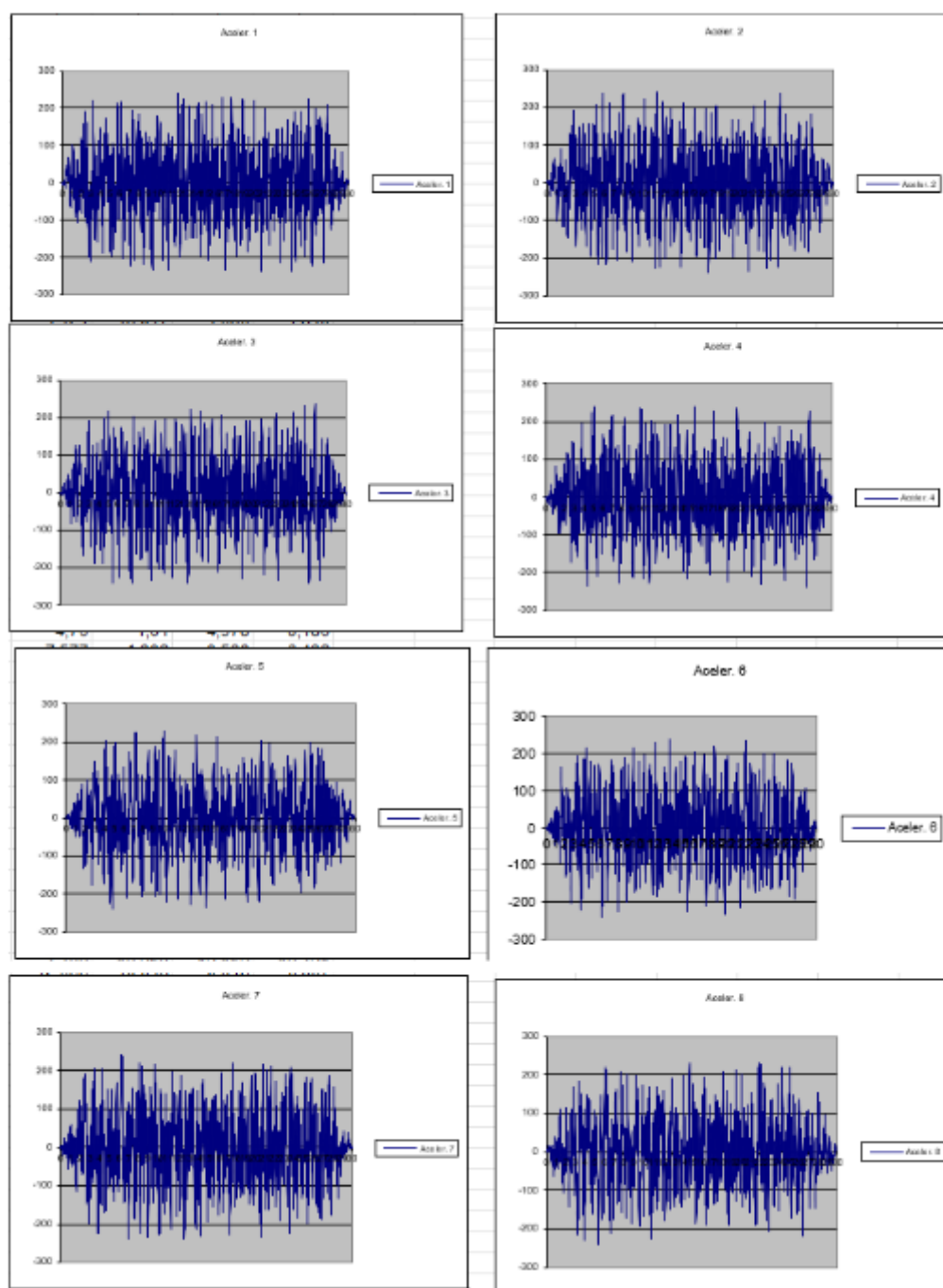


Figura 3.20 – Acelerogramas.

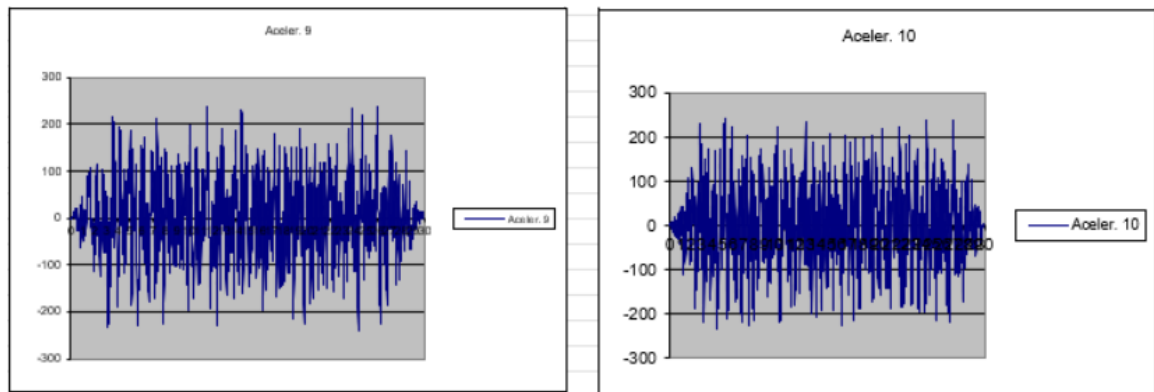


Figura 3.21 – Acelerogramas.

Tendo isso em vista, o acelerograma selecionado para representar a ação sísmica a aplicar no modelo numérico do edifício modular foi o acelerograma dois de cada cenário, uma vez que este apresentou valores de deslocamento muito próximos da média dos resultados obtidos com os dez acelerogramas no modelo de pêndulo invertido, garantindo assim que a resposta estrutural obtida não seria influenciada por desvios significativos em relação à tendência média. Estes acelerogramas foram aplicados na direção X e na direção Y, separadamente, para cada um dos quatro cenários sísmicos considerados, Lisboa Tipo 1, Lisboa Tipo 2, Porto Tipo 1 e Porto Tipo 2, permitindo assim avaliar o comportamento do edifício perante diferentes fontes e intensidades sísmicas, bem como a resposta direcional da estrutura.

4 RESULTADOS

Neste capítulo serão apresentados os resultados obtidos a partir dos modelos de cálculo desenvolvidos no software SAP2000 Ultimate, tendo em conta os quatro cenários sísmicos propostos no trabalho, Lisboa com ação sísmica do Tipo 1 e do Tipo 2, e Porto com ação sísmica do Tipo 1 e do Tipo 2, avaliados segundo os três critérios previamente definidos: os deslocamentos relativos entre pisos (drifts), as tensões de compressão no betão nas zonas onde se verifica um aumento de compressão devido ao levantamento relativo dos módulos, e os esforços de corte nas ligações verticais, nomeadamente nos cones de posicionamento e corte. Os *load cases* que representam a ação sísmica no modelo são designados por 00TESTE-ACEL2-00, para a direção X, que corresponde à direção paralela à face de 6 m do módulo, e por 00TESTE-ACEL2-90, para a direção Y, que corresponde à direção paralela à face de 3 m do módulo. Para a análise e verificação destes parâmetros, foram utilizadas as disposições regulamentares dos Eurocódigos, bem como os critérios definidos na Avaliação Técnica Europeia ETA 11/0266, de 7 de setembro de 2015, relativa ao sistema modular Compact Habit.

4.1 LISBOA

Os primeiros resultados a serem apresentados dizem respeito ao edifício implantado em Lisboa, sendo exibidos, para cada tipo de ação sísmica, o modelo correspondente ao número máximo de módulos que se conseguiu empilhar sucessivamente, após uma análise iterativa em que se foi aumentando o número de pisos progressivamente, bem como o modelo imediatamente superior, ou seja, aquele que, por apresentar uma primeira falha nos requisitos de verificação, definiu o limite da altura máxima admissível para a estrutura. Para o cenário em análise, verificou-se que o edifício com quatro módulos empilhados cumpriu todos os requisitos regulamentares, mas já próximo de incompatibilidades arquitetónicas, enquanto o acréscimo de um quinto módulo resultou na primeira não conformidade, inviabilizando assim a sua utilização para um maior número de pisos. Deste modo, a comparação entre estes dois modelos permite identificar tanto o comportamento do edifício na sua configuração limite como a primeira não conformidade que inviabiliza um acréscimo de pisos.

4.1.1.1 Deslocamento relativo entre pisos

A verificação dos deslocamentos relativos entre pisos, comumente designados por drifts, foi realizada em conformidade com os requisitos estabelecidos no Eurocódigo 8, mais especificamente na secção 4.4.3.2, a qual define os critérios de limitação de danos para edifícios sujeitos à ação sísmica. De acordo com o quadro regulamentar, o valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos, dr , deve ser limitado de forma a garantir que os danos nos elementos não estruturais não comprometam a utilização do edifício. A norma estabelece três situações distintas para a verificação desta condição. Para edifícios com elementos não estruturais frágeis fixos à estrutura, o deslocamento relativo entre pisos deve ser limitado a $dr \cdot \nu \leq 0,005h$. Para edifícios com elementos não estruturais dúcteis ou quando estes são fixos de forma a não interferir com as deformações da estrutura, o limite é $dr \cdot \nu \leq 0,0075h$. Para edifícios sem elementos não estruturais ou com elementos fixos de modo a não interferir com as deformações estruturais, o limite é $dr \cdot \nu \leq 0,010h$. O coeficiente de redução ν tem em conta o mais baixo período de retorno da ação sísmica associada ao requisito de limitação de danos, assumindo o valor de 0,4 para a ação sísmica do Tipo 1 e 0,55 para a ação sísmica do Tipo 2 [13].

Para o edifício modular em estudo, a verificação dos drifts foi efetuada considerando o caso mais restritivo dos três previstos na secção 4.4.3.2 do Eurocódigo 8, correspondente a edifícios com elementos não estruturais frágeis fixos à estrutura, para o qual o deslocamento relativo entre pisos deve respeitar o limite de $dr \cdot v \leq 0,005h$, tendo-se adotado este critério por ser o mais conservador. Com base neste critério, foram extraídos dos modelos os deslocamentos de cada piso para as ações sísmicas aplicadas nas direções X e Y, permitindo assim calcular os deslocamentos relativos entre pisos consecutivos e verificar se os valores obtidos se encontravam dentro do limite regulamentar estabelecido.

Tabela 4.1 – Drifts sismo tipo 1 direção X.

SISMO LISBOA TIPO 1 DIREÇÃO X					
	deslocamentos (max)(m)	deslocamentos (min)(m)			
modulo1 (piso)	0,000301	-0,00029			
modulo 2 (piso)	0,002732	-0,004221			
modulo 3 (piso)	0,005452	-0,009214			
modulo4 (piso)	0,00798	-0,014097			
modulo 4 (cobertura)	0,009755	-0,018308			
	drifts(+)(m)	drifts(-)(m)	drifts(+)(m)	drifts(+)(m)	v
entre 1 e 2	0,002431	0,003931	0,003022	0,004522	0,4
entre 2 e 3	0,00272	0,004993	0,009673	0,011946	0,4
entre 3 e 4	0,002528	0,004883	0,017194	0,019549	0,4
entre 4 e cobertura	0,001775	0,004211	0,023852	0,026288	0,4
drifts(+) * v(m)	drifts(-) * v(m)	drifts(-) * v(m)	drifts(+ -) * v(m)	h * 0,005(m)	$dr \cdot v \leq 0,005h$
0,0009724	0,0015724	0,0012088	0,0018088	0,01585	OK
0,001088	0,0019972	0,0038692	0,0047784	0,01585	OK
0,0010112	0,0019532	0,0068776	0,0078196	0,01585	OK
0,00071	0,0016844	0,0095408	0,0105152	0,01585	OK

Tabela 4.2 – Drifts sismo tipo 1 direção Y.

SISMO LISBOA TIPO 1 DIREÇÃO Y					
	deslocamentos (max)(m)	deslocamentos (min)(m)			
modulo1 (piso)	0,000152	-0,000087			
modulo 2 (piso)	0,003172	-0,004061			
modulo 3 (piso)	0,007109	-0,008203			
modulo4 (piso)	0,011082	-0,012083			
modulo 4 (cobertura)	0,014611	-0,01544			
	drifts(+)(m)	drifts(-)(m)	drifts(-+)(m)	drifts(+)(-)(m)	v
entre 1 e 2	0,00302	0,003974	0,003259	0,004213	0,4
entre 2 e 3	0,003937	0,004142	0,01117	0,011375	0,4
entre 3 e 4	0,003973	0,00388	0,019285	0,019192	0,4
entre 4 e cobertura	0,003529	0,003357	0,026694	0,026522	0,4
drifts(+)*v(m)	drifts(-)*v(m)	drifts(-+)*v(m)	drifts(+)(-)*v(m)	h*0,005(m)	$d_r \cdot v \leq 0,005h$
0,001208	0,0015896	0,0013036	0,0016852	0,01585	OK
0,0015748	0,0016568	0,004468	0,00455	0,01585	OK
0,0015892	0,001552	0,007714	0,0076768	0,01585	OK
0,0014116	0,0013428	0,0106776	0,0106088	0,01585	OK

Tabela 4.3 – Drifts sismo tipo 2 direção X.

SISMO LISBOA TIPO 2 DIREÇÃO X					
	deslocamentos (max)(m)	deslocamentos (min)(m)			
modulo1 (piso)	0,000335	-0,000257			
modulo 2 (piso)	0,003109	-0,003133			
modulo 3 (piso)	0,00642	-0,00775			
modulo4 (piso)	0,009572	-0,01261			
modulo 4 (cobertura)	0,011871	-0,016856			
	drifts(+)(m)	drifts(-)(m)	drifts(-+)(m)	drifts(+)(-)(m)	v
entre 1 e 2	0,002774	0,002876	0,003366	0,003468	0,55
entre 2 e 3	0,003311	0,004617	0,009553	0,010859	0,55
entre 3 e 4	0,003152	0,00486	0,017322	0,01903	0,55
entre 4 e cobertura	0,002299	0,004246	0,024481	0,026428	0,55
drifts(+)*v(m)	drifts(-)*v(m)	drifts(-+)*v(m)	drifts(+)(-)*v(m)	h*0,005(m)	$d_r \cdot v \leq 0,005h$
0,0015257	0,0015818	0,0018513	0,0019074	0,01585	OK
0,00182105	0,00253935	0,00525415	0,00597245	0,01585	OK
0,0017336	0,002673	0,0095271	0,0104665	0,01585	OK
0,00126445	0,0023353	0,01346455	0,0145354	0,01585	OK

Tabela 4.4 – Drifts sismo tipo 2 direção Y.

SISMO LISBOA TIPO 2 DIREÇÃO Y					
	deslocamentos (max)(m)	deslocamentos (min)(m)			
modulo1 (piso)	0,000179	-0,000076			
modulo 2 (piso)	0,003109	-0,00365			
modulo 3 (piso)	0,007183	-0,007633			
modulo4 (piso)	0,011371	-0,011491			
modulo 4 (cobertura)	0,015106	-0,014748			
	drifts(+)(m)	drifts(-)(m)	drifts(+)(m)	drifts(+)(m)	ν
entre 1 e 2	0,00293	0,003574	0,003185	0,003829	0,55
entre 2 e 3	0,004074	0,003983	0,010833	0,010742	0,55
entre 3 e 4	0,004188	0,003858	0,019004	0,018674	0,55
entre 4 e cobertura	0,003735	0,003257	0,026597	0,026119	0,55
drifts(+) * ν (m)	drifts(-) * ν (m)	drifts(+/-) * ν (m)	drifts(+/-) * ν (m)	$h * 0,005$ (m)	$d_r \cdot \nu \leq 0,005h$
0,0016115	0,0019657	0,00175175	0,00210595	0,01585	OK
0,0022407	0,00219065	0,00595815	0,0059081	0,01585	OK
0,0023034	0,0021219	0,0104522	0,0102707	0,01585	OK
0,00205425	0,00179135	0,01462835	0,01436545	0,01585	OK

Após a verificação normativa, constatou-se que para o edifício com quatro módulos não se registaram problemas relativamente aos deslocamentos relativos entre pisos, estando todos os valores obtidos dentro do limite regulamentar estabelecido. Esta verificação foi efetuada considerando inclusive um cenário muito desfavorável, em que os módulos adjacentes se deslocam em sentidos contrários, situação que, embora improvável, foi propositadamente testada para garantir que a estrutura se mantém dentro dos limites regulamentares mesmo nas condições mais extremas

4.1.1.2 Limitação de tensão de compressão

Seguindo as recomendações do Eurocódigo 2, a tensão limite de compressão no betão a considerar para a verificação da segurança em Estado Limite Último, garantindo que será aplicada uma camada de material de assentamento, é o valor de cálculo da resistência à compressão, f_{cd} , que tem em conta o coeficiente de segurança parcial para o betão, γ_c [34]. Para o betão C50/60 adotado no presente estudo, com uma resistência característica à compressão de 50 MPa, e adotando o valor recomendado de $\gamma_c=1,5$, obtém-se um valor de cálculo $f_{cd} = 50/1,5=33,3$ MPa, valor acima do qual se considera que a segurança da estrutura pode estar comprometida.

Primeiramente, foram avaliadas as tensões nas *shells* da estrutura, para o sismo tipo 1, considerando a ação sísmica na direção X, designada no SAP2000 como 00TESTE-ACEL2-00, tendo sido possível, a partir dos resultados obtidos, identificar a zona mais crítica, que se encontra entre o teto do primeiro pórtico do lado esquerdo do edifício e o piso do segundo pórtico, conforme ilustrado na imagem. Esta localização crítica decorre da configuração arquitetónica do módulo, uma vez que, nesse ponto de ligação, não existem paredes internas, o que condiciona a distribuição dos esforços, tornando esta zona particularmente solicitada pela ação sísmica.

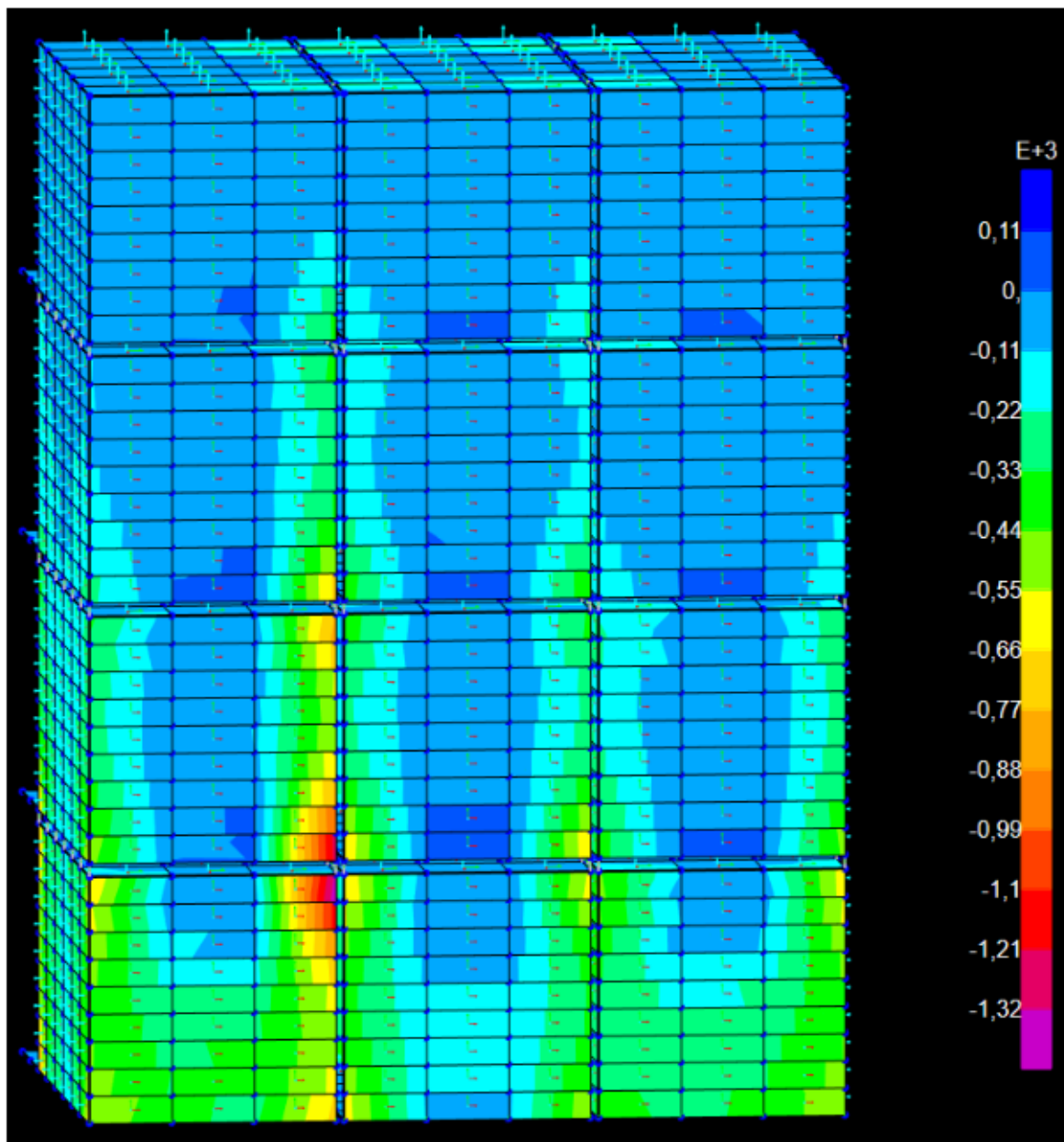


Figura 4.1 – Esforços axiais nas paredes dos módulos.

A partir desta análise foi possível extrair o esforço axial atuante no *link element* que estabelece a ligação entre os dois módulos, de modo a verificar se o valor obtido excede a tensão de compressão de cálculo do betão, f_{cd} , e assim avaliar a ocorrência de esmagamento do betão na zona de contacto entre módulos.

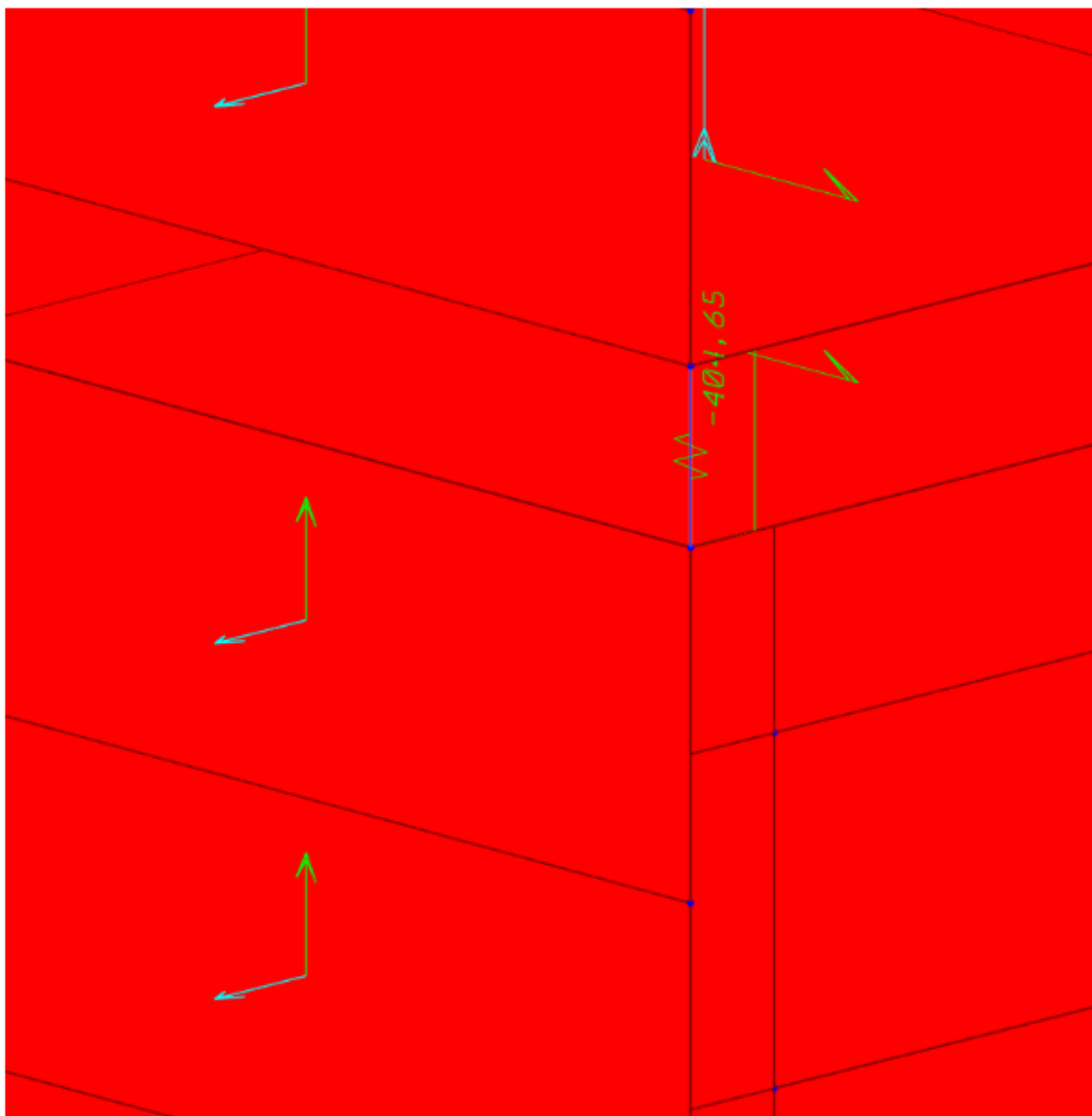


Figura 4.2 – Esforços axiais nos links dos módulos.

Como o betão utilizado é da classe C50/60 e as paredes dos módulos têm uma espessura de 0,15 m, e tendo em conta que, neste caso particular, a ausência de paredes internas faz com que a zona de contacto entre módulos se restrinja a uma área de 0,15 m × 0,15 m, correspondente

ao encontro perpendicular entre a parede do módulo superior e a parede do módulo inferior, a carga resistente que esta área pode suportar é dada pela seguinte expressão:

$$FRd = f_{cd} \times A = 50/1.5 \times 10^3 \times (0,15 \times 0,15) = 749,25 \text{ kN} \quad \text{Eq 4.1}$$

Este valor é superior à carga axial atuante de 401,65 kN, demonstrando que o betão na zona de contacto entre módulos apresenta capacidade resistente suficiente para suportar os esforços de compressão decorrentes da ação sísmica.

Seguidamente, foram avaliadas as tensões nas *shells* da estrutura, considerando a ação sísmica na direção Y, designada no SAP2000 como 00TESTE-ACEL2-90, tendo sido possível, a partir dos resultados obtidos, identificar a zona mais crítica, que se encontra entre o teto do primeiro pórtico do lado esquerdo do edifício e o piso do segundo pórtico, conforme ilustrado na imagem. Esta localização crítica decorre da configuração arquitetónica do módulo, uma vez que, nesse ponto de ligação, não existem paredes internas, o que condiciona a distribuição dos esforços, tornando esta zona particularmente solicitada pela ação sísmica.

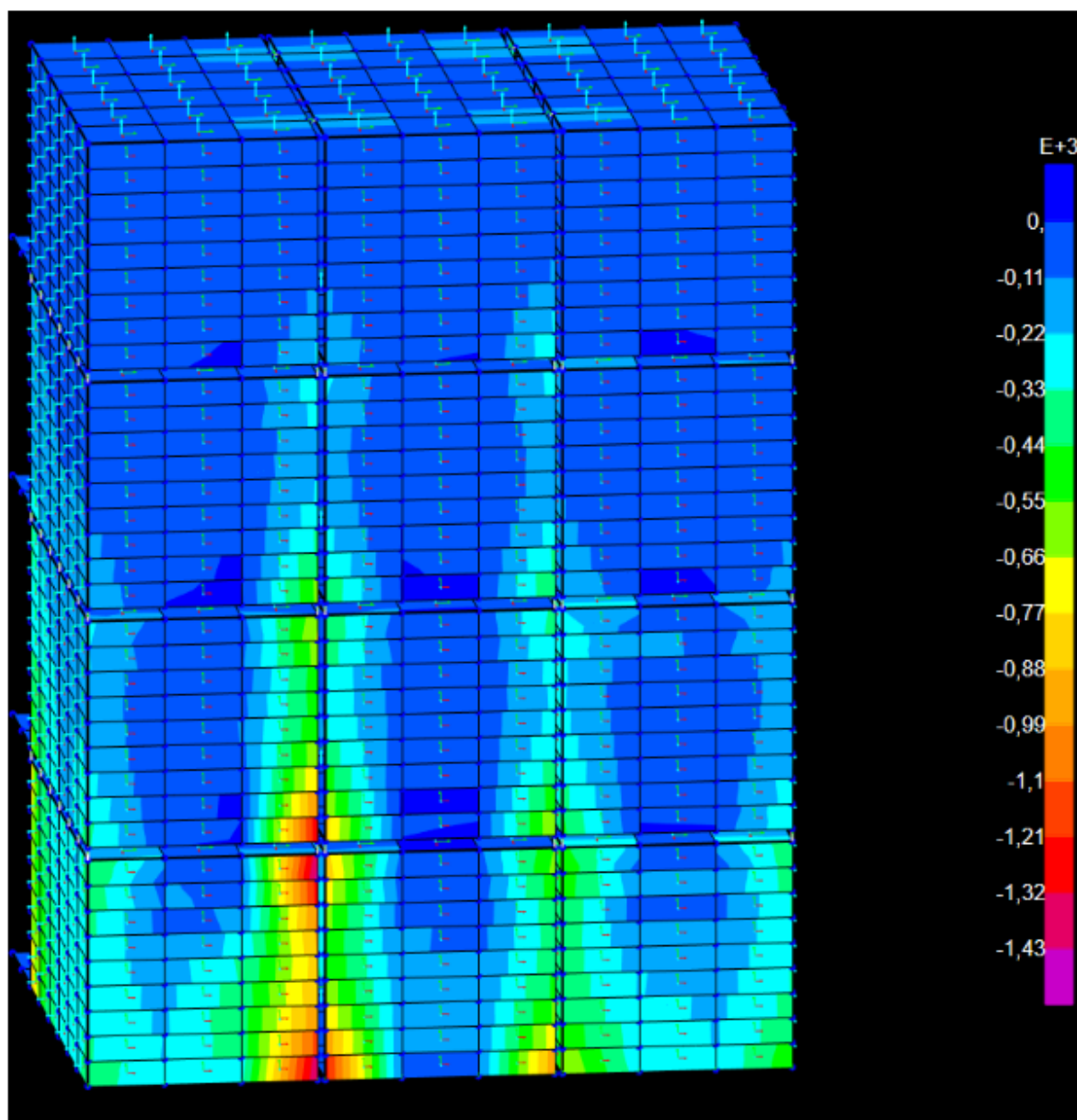


Figura 4.3 – Esforços axiais nas paredes dos módulos.

A partir desta análise foi possível extrair o esforço axial atuante no *link element* que estabelece a ligação entre os dois módulos, de modo a verificar se o valor obtido excede a tensão de compressão de cálculo do betão, f_{cd} , e assim avaliar a ocorrência de esmagamento do betão na zona de contacto entre módulos.

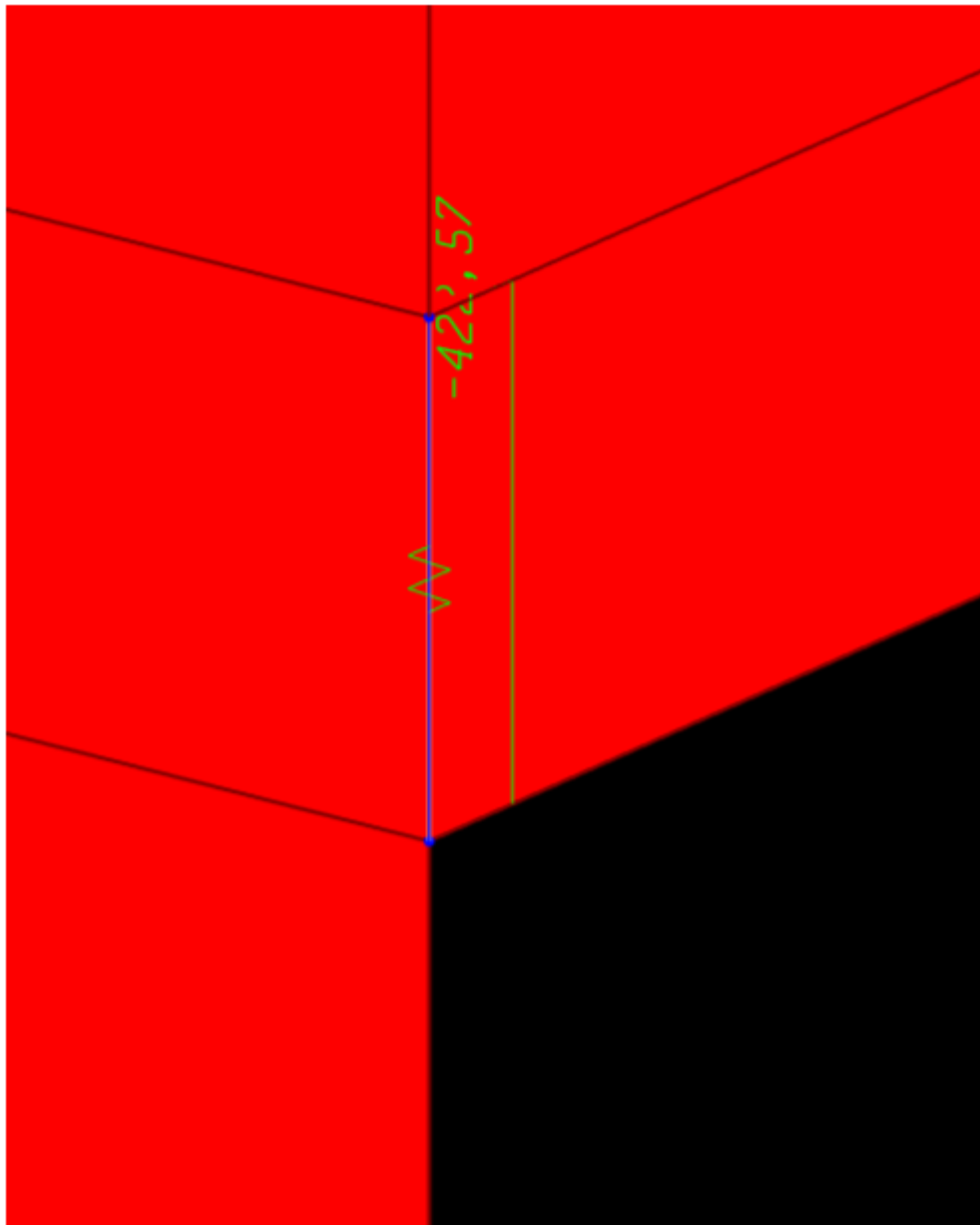


Figura 4.4 – Esforços axiais nos links dos módulos.

Como o betão utilizado é da classe C50/60 e as paredes dos módulos têm uma espessura de 0,15 m, e tendo em conta que, neste caso particular, a ausência de paredes internas faz com que a zona de contacto entre módulos se restrinja a uma área de 0,15 m × 0,15 m, correspondente ao encontro perpendicular entre a parede do módulo superior e a parede do módulo inferior, a carga resistente que esta área pode suportar é dada pela seguinte expressão:

$$FRd = f_{cd} \times A = 50/1.5 \times 10^3 \times (0,15 \times 0,15) = 749,25 \text{ kN} \quad \text{Eq 4.1}$$

Este valor é superior à carga axial atuante de 422,57 kN, demonstrando que o betão na zona de contacto entre módulos apresenta capacidade resistente suficiente para suportar os esforços de compressão decorrentes da ação sísmica.

O mesmo procedimento foi adotado para o sismo Tipo 2, tendo sido avaliadas as tensões nas *shells* da estrutura para a ação sísmica na direção X, designada no SAP2000 como 00TESTE-ACEL2-00, tendo-se verificado que a zona mais crítica se mantém entre o teto do primeiro pórtico do lado esquerdo do edifício e o piso do segundo pórtico, conforme ilustrado na imagem. Esta localização crítica decorre da configuração arquitetónica do módulo, uma vez que, nesse ponto de ligação, não existem paredes internas, o que condiciona a distribuição dos esforços, tornando esta zona particularmente solicitada pela ação sísmica.

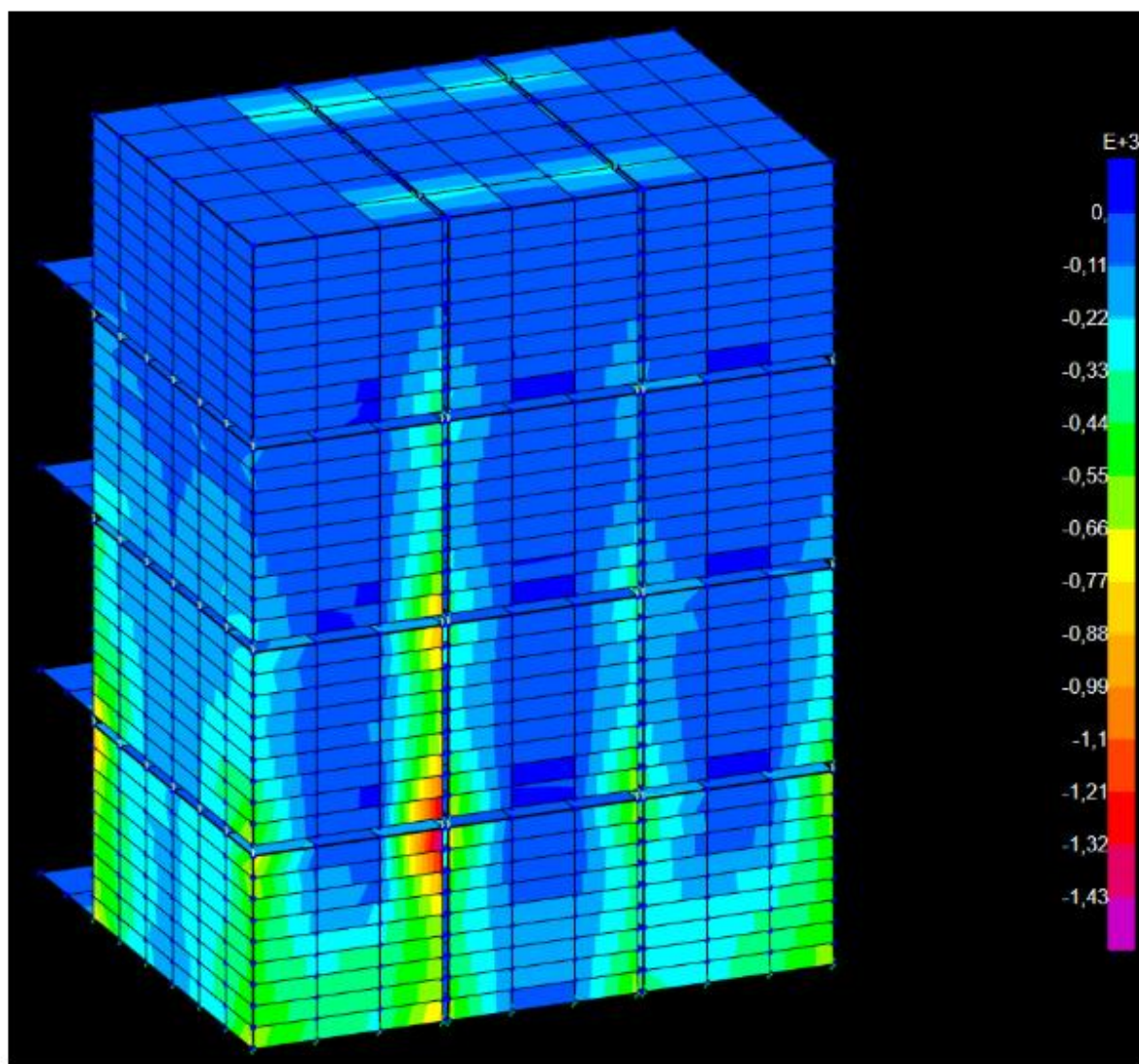


Figura 4.5 – Esforços axiais nas paredes dos módulos.

A partir desta análise foi possível extrair o esforço axial atuante no *link element* que estabelece a ligação entre os dois módulos, de modo a verificar se o valor obtido excede a tensão de compressão de cálculo do betão, f_{cd} , e assim avaliar a ocorrência de esmagamento do betão na zona de contacto entre módulos.

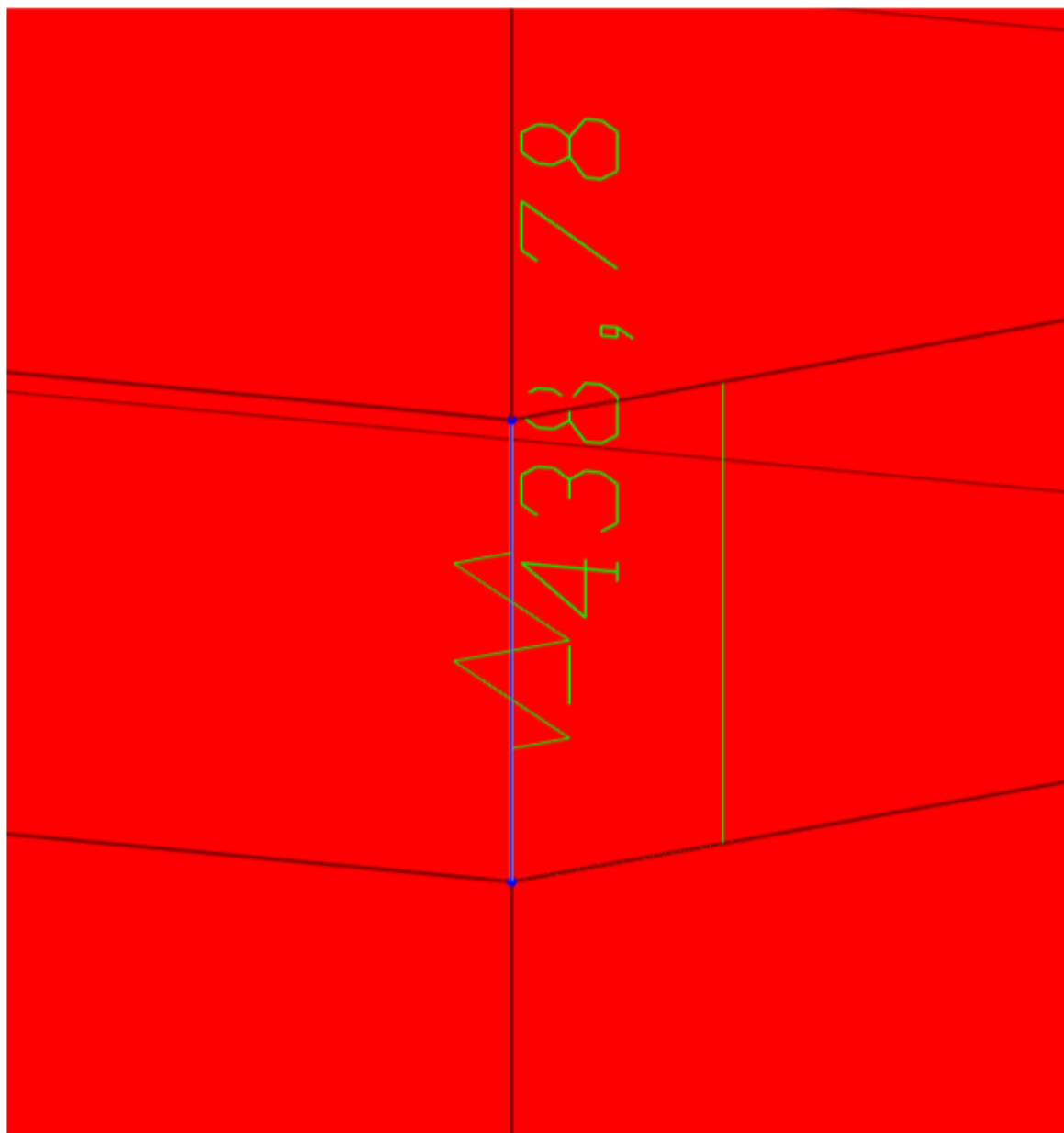


Figura 4.6 – Esforços axiais nos links dos módulos.

Como o betão utilizado é da classe C50/60 e as paredes dos módulos têm uma espessura de 0,15 m, e tendo em conta que, neste caso particular, a ausência de paredes internas faz com que a zona de contacto entre módulos se restrinja a uma área de 0,15 m × 0,15 m, correspondente ao encontro perpendicular entre a parede do módulo superior e a parede do módulo inferior, a carga resistente que esta área pode suportar é dada pela seguinte expressão:

$$FRd = f_{cd} \times A = 50/1.5 \times 10^3 \times (0,15 \times 0,15) = 749,25 \text{ kN} \quad \text{Eq 4.1}$$

Este valor é superior à carga axial atuante de 438,78 kN, demonstrando que o betão na zona de contacto entre módulos apresenta capacidade resistente suficiente para suportar os esforços de compressão decorrentes da ação sísmica.

Seguidamente, foram avaliadas as tensões nas *shells* da estrutura, considerando a ação sísmica na direção Y, designada no SAP2000 como 00TESTE-ACEL2-90, tendo sido possível, a partir dos resultados obtidos, identificar a zona mais crítica, que se encontra entre o teto do primeiro pórtico do lado esquerdo do edifício e o piso do segundo pórtico, conforme ilustrado na imagem. Esta localização crítica decorre da configuração arquitetónica do módulo, uma vez que, nesse ponto de ligação, não existem paredes internas, o que condiciona a distribuição dos esforços, tornando esta zona particularmente solicitada pela ação sísmica

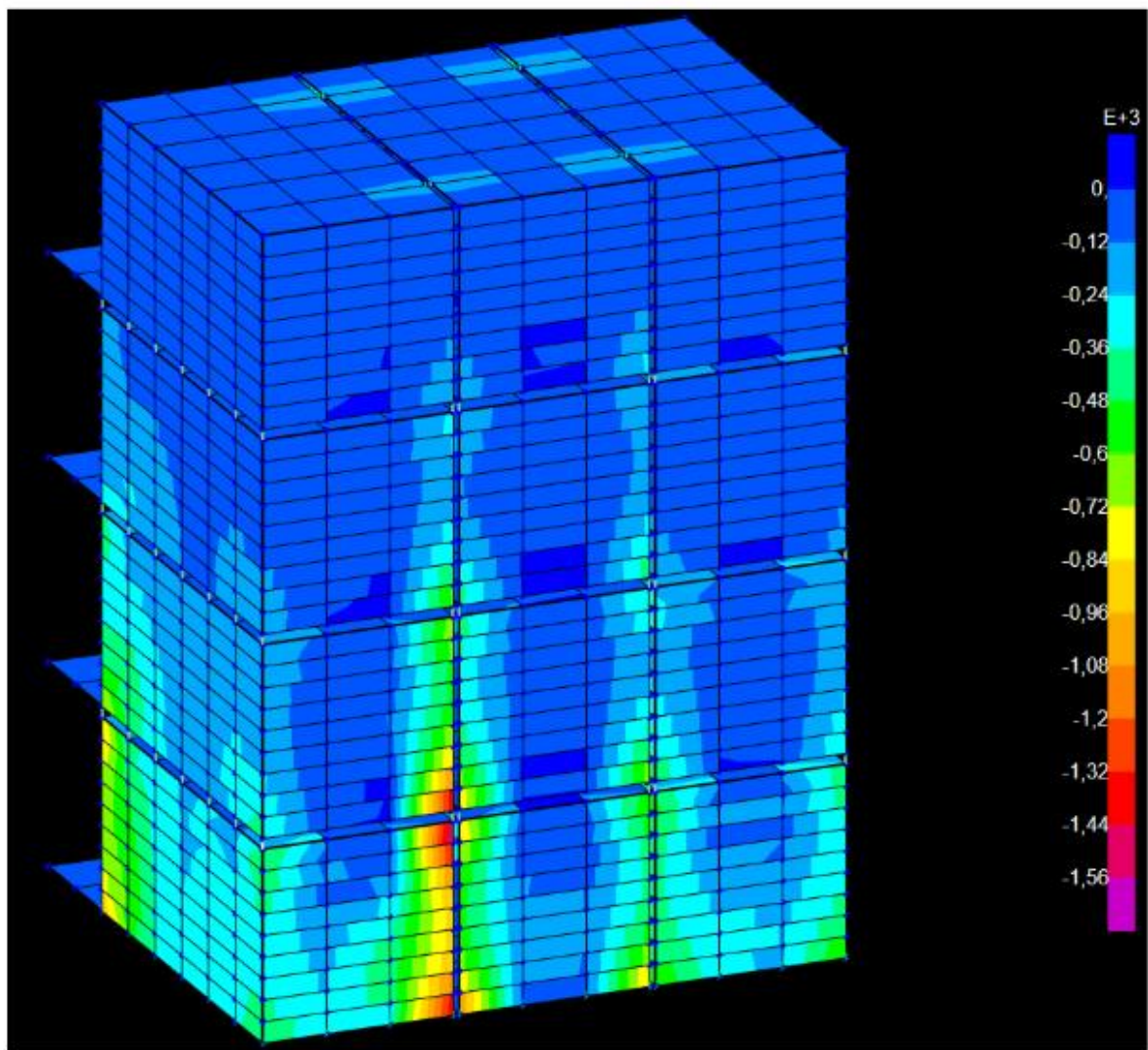


Figura 4.7 – Esforços axiais nas paredes dos módulos.

A partir desta análise foi possível extrair o esforço axial atuante no *link element* que estabelece a ligação entre os dois módulos, de modo a verificar se o valor obtido excede a tensão de compressão de cálculo do betão, f_{cd} , e assim avaliar a ocorrência de esmagamento do betão na zona de contacto entre módulos.

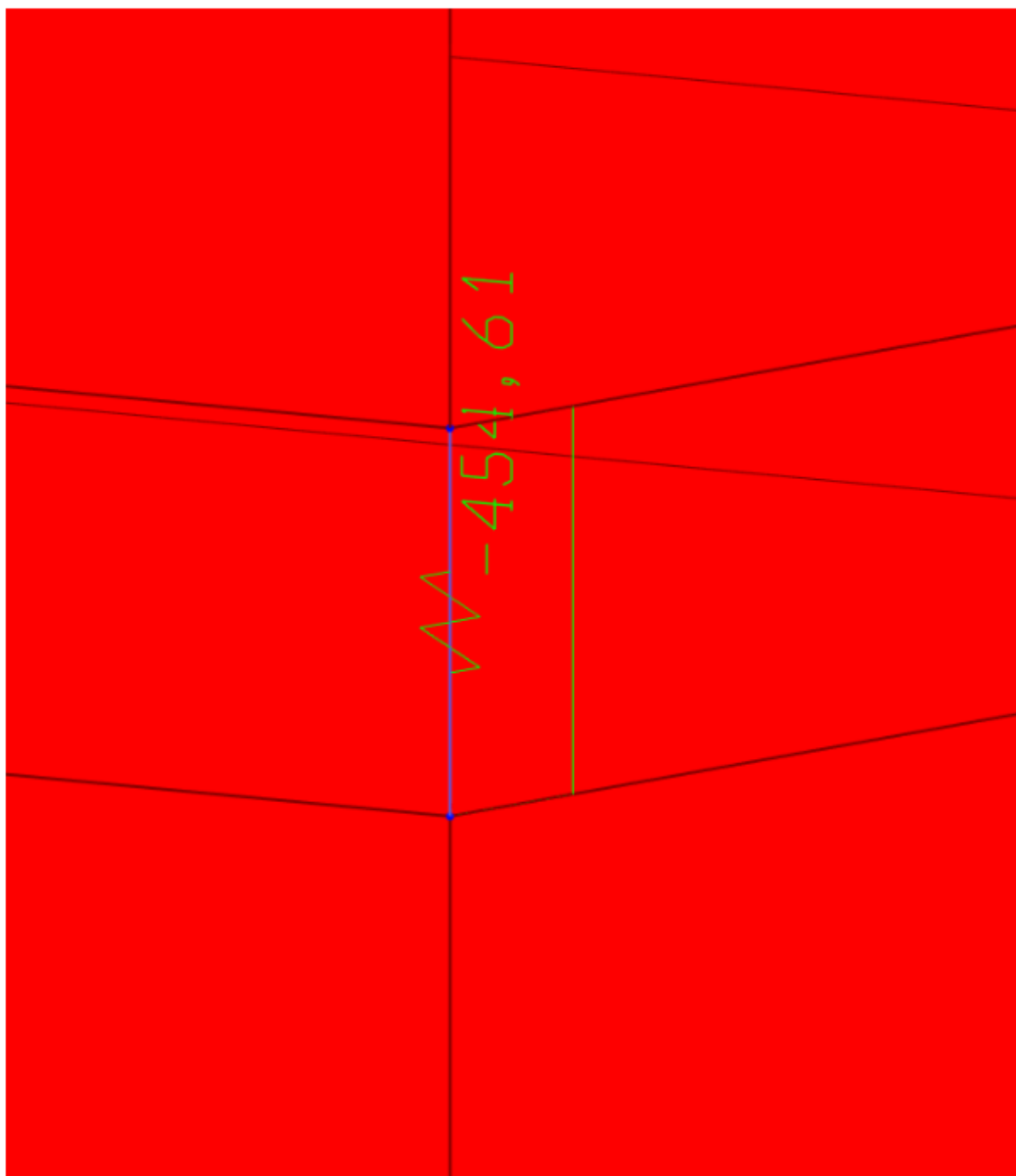


Figura 4.8 – Esforços axiais nos links dos módulos.

Como o betão utilizado é da classe C50/60 e as paredes dos módulos têm uma espessura de 0,15 m, e tendo em conta que, neste caso particular, a ausência de paredes internas faz com que a zona de contacto entre módulos se restrinja a uma área de $0,15 \text{ m} \times 0,15 \text{ m}$, correspondente ao encontro perpendicular entre a parede do módulo superior e a parede do módulo inferior, a carga resistente que esta área pode suportar é dada pela seguinte expressão:

$$FRd = f_{cd} \times A = 50/1.5 \times 10^3 \times (0,15 \times 0,15) = 749,25 \text{ kN} \quad \text{Eq 4.1}$$

Este valor é superior à carga axial atuante de 454,61 kN, demonstrando que o betão na zona de contacto entre módulos apresenta capacidade resistente suficiente para suportar os esforços de compressão decorrentes da ação sísmica.

4.1.1.3 Resistência ao corte

Para a verificação da capacidade resistente da junta horizontal ao esforço transversal, adotou-se como referência a resistência última fornecida pelo sistema de cones de posicionamento e corte da Compact Habit ($VRd = 83,5 \text{ kN/cone}$, conforme ETA 11/0266). Com os resultados da análise dinâmica não linear que serão apresentados nesse tópico determinou-se o esforço transversal máximo atuante na junta, $VEd, \max$. O número de conectores, n , foi definido de modo a satisfazer a condição:

$$n \cdot (VRd / \gamma_M) \geq VEd, \max \quad \text{Eq 4.2}$$

onde é o coeficiente de segurança parcial $\gamma_M = 1,15$. Esta estimativa serve como um primeiro indicador da viabilidade da ligação para os esforços em análise.

Com base nesta premissa, foram extraídos do SAP2000 os valores do esforço de corte atuante em cada ligação, para o sismo Tipo 1 na direção X, através dos *link elements* localizados na região mais crítica, encontrando-se os valores obtidos ordenados na tabela da primeira à última ligação.

Tabela 4.5 – Esforços de corte nos link elements para sismo tipo 1 direção X.

TABLE: Element Forces - Links								
Link	LinkElem	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3
Text	Text	Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN
65	65	I-End	00TESTE-ACEL2-00	NonDirHist	Max	4,762E-12	355,343	112,125
65	65	J-End	00TESTE-ACEL2-00	NonDirHist	Max	4,762E-12	355,343	112,125
65	65	I-End	00TESTE-ACEL2-00	NonDirHist	Min	-534,866	-186,485	-84,214
65	65	J-End	00TESTE-ACEL2-00	NonDirHist	Min	-534,866	-186,485	-84,214
264	264	I-End	00TESTE-ACEL2-00	NonDirHist	Max	1,807E-12	310,507	123,633
264	264	J-End	00TESTE-ACEL2-00	NonDirHist	Max	1,807E-12	310,507	123,633
264	264	I-End	00TESTE-ACEL2-00	NonDirHist	Min	-435,815	-200,795	-97,943
264	264	J-End	00TESTE-ACEL2-00	NonDirHist	Min	-435,815	-200,795	-97,943
310	310	I-End	00TESTE-ACEL2-00	NonDirHist	Max	3,76E-13	215,213	86,233
310	310	J-End	00TESTE-ACEL2-00	NonDirHist	Max	3,76E-13	215,213	86,233
310	310	I-End	00TESTE-ACEL2-00	NonDirHist	Min	-211,95	-170,794	-87,279
310	310	J-End	00TESTE-ACEL2-00	NonDirHist	Min	-211,95	-170,794	-87,279
356	356	I-End	00TESTE-ACEL2-00	NonDirHist	Max	1,776E-14	121,528	47,386
356	356	J-End	00TESTE-ACEL2-00	NonDirHist	Max	1,776E-14	121,528	47,386
356	356	I-End	00TESTE-ACEL2-00	NonDirHist	Min	-75,194	-105,841	-56,284
356	356	J-End	00TESTE-ACEL2-00	NonDirHist	Min	-75,194	-105,841	-56,284

Utilizando estes valores na equação de verificação, determinou-se o número de cones necessário para cada ligação ao longo da altura do edifício. Para a ligação entre a fundação e o primeiro módulo, correspondente ao maior esforço de corte registado, são necessários 5 cones por extremidade do módulo. Para a ligação entre o primeiro e o segundo módulo, são igualmente necessários 5 cones. Para a ligação entre o segundo e o terceiro módulo, o número reduz-se para 3 cones, enquanto para a ligação entre o terceiro e o quarto módulo são necessários apenas 2 cones.

Seguidamente, foram extraídos do SAP2000 os valores do esforço de corte atuante em cada ligação, para o sismo Tipo 1 na direção Y, através dos *link elements* localizados na região mais crítica, encontrando-se os valores obtidos ordenados na tabela da primeira à última ligação.

Tabela 4.6 – Esforços de corte nos link elements para sismo tipo 1 direção Y.

TABLE: Element Forces - Links								
Link	LinkElem	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3
Text	Text	Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN
65	65	I-End	00TESTE-ACEL2-90	NonDirHist	Max	1,319E-12	214,445	151,611
65	65	J-End	00TESTE-ACEL2-90	NonDirHist	Max	1,319E-12	214,445	151,611
65	65	I-End	00TESTE-ACEL2-90	NonDirHist	Min	-361,164	-118,411	-87,283
65	65	J-End	00TESTE-ACEL2-90	NonDirHist	Min	-361,164	-118,411	-87,283
264	264	I-End	00TESTE-ACEL2-90	NonDirHist	Max	5,006E-13	189,16	151,702
264	264	J-End	00TESTE-ACEL2-90	NonDirHist	Max	5,006E-13	189,16	151,702
264	264	I-End	00TESTE-ACEL2-90	NonDirHist	Min	-303,588	-139,836	-116,251
264	264	J-End	00TESTE-ACEL2-90	NonDirHist	Min	-303,588	-139,836	-116,251
310	310	I-End	00TESTE-ACEL2-90	NonDirHist	Max	2,011E-13	135,088	86,68
310	310	J-End	00TESTE-ACEL2-90	NonDirHist	Max	2,011E-13	135,088	86,68
310	310	I-End	00TESTE-ACEL2-90	NonDirHist	Min	-151,953	-119,68	-97,122
310	310	J-End	00TESTE-ACEL2-90	NonDirHist	Min	-151,953	-119,68	-97,122
356	356	I-End	00TESTE-ACEL2-90	NonDirHist	Max	7,382E-14	66,807	43,604
356	356	J-End	00TESTE-ACEL2-90	NonDirHist	Max	7,382E-14	66,807	43,604
356	356	I-End	00TESTE-ACEL2-90	NonDirHist	Min	-73,071	-77,08	-63,601
356	356	J-End	00TESTE-ACEL2-90	NonDirHist	Min	-73,071	-77,08	-63,601

Utilizando estes valores na equação de verificação, determinou-se o número de cones necessário para cada ligação ao longo da altura do edifício. Para a ligação entre a fundação e o primeiro módulo, correspondente ao maior esforço de corte registado, são necessários 3 cones por extremidade do módulo. Para a ligação entre o primeiro e o segundo módulo, são igualmente necessários 3 cones. Para a ligação entre o segundo e o terceiro módulo, o número reduz-se para 2 cones, enquanto para a ligação entre o terceiro e o quarto módulo são necessários apenas 1 cones.

O mesmo procedimento foi adotado para a avaliação dos esforços de corte nas ligações verticais, tendo sido repetido para o sismo Tipo 2 nas duas direções de aplicação da ação sísmica.

Tabela 4.7 – Esforços de corte nos link elements para sismo tipo 2 direção X.

TABLE: Element Forces - Links								
Link	LinkElem	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3
Text	Text	Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN
65	65	I-End	00TESTE-ACEL2-00	NonDirHist	Max	3,385E-12	382,041	149,855
65	65	J-End	00TESTE-ACEL2-00	NonDirHist	Max	3,385E-12	382,041	149,855
65	65	I-End	00TESTE-ACEL2-00	NonDirHist	Min	-585,362	-191,268	-96,297
65	65	J-End	00TESTE-ACEL2-00	NonDirHist	Min	-585,362	-191,268	-96,297
264	264	I-End	00TESTE-ACEL2-00	NonDirHist	Max	2,664E-12	347,85	160,694
264	264	J-End	00TESTE-ACEL2-00	NonDirHist	Max	2,664E-12	347,85	160,694
264	264	I-End	00TESTE-ACEL2-00	NonDirHist	Min	-481,982	-215,371	-94,426
264	264	J-End	00TESTE-ACEL2-00	NonDirHist	Min	-481,982	-215,371	-94,426
310	310	I-End	00TESTE-ACEL2-00	NonDirHist	Max	5,965E-13	255,261	94,22
310	310	J-End	00TESTE-ACEL2-00	NonDirHist	Max	5,965E-13	255,261	94,22
310	310	I-End	00TESTE-ACEL2-00	NonDirHist	Min	-213,998	-172,565	-94,646
310	310	J-End	00TESTE-ACEL2-00	NonDirHist	Min	-213,998	-172,565	-94,646
356	356	I-End	00TESTE-ACEL2-00	NonDirHist	Max	3,553E-14	150,295	51,08
356	356	J-End	00TESTE-ACEL2-00	NonDirHist	Max	3,553E-14	150,295	51,08
356	356	I-End	00TESTE-ACEL2-00	NonDirHist	Min	-76,252	-104,65	-60,68
356	356	J-End	00TESTE-ACEL2-00	NonDirHist	Min	-76,252	-104,65	-60,68

Tabela 4.8 – Esforços de corte nos link elements para sismo tipo 2 direção Y.

TABLE: Element Forces - Links								
Link	LinkElem	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3
Text	Text	Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN
65	65	I-End	00TESTE-ACEL2-90	NonDirHist	Max	1,781E-12	260,131	179,303
65	65	J-End	00TESTE-ACEL2-90	NonDirHist	Max	1,781E-12	260,131	179,303
65	65	I-End	00TESTE-ACEL2-90	NonDirHist	Min	-409,422	-119,592	-76,063
65	65	J-End	00TESTE-ACEL2-90	NonDirHist	Min	-409,422	-119,592	-76,063
264	264	I-End	00TESTE-ACEL2-90	NonDirHist	Max	6,606E-13	235,671	180,292
264	264	J-End	00TESTE-ACEL2-90	NonDirHist	Max	6,606E-13	235,671	180,292
264	264	I-End	00TESTE-ACEL2-90	NonDirHist	Min	-326,188	-144,271	-97,314
264	264	J-End	00TESTE-ACEL2-90	NonDirHist	Min	-326,188	-144,271	-97,314
310	310	I-End	00TESTE-ACEL2-90	NonDirHist	Max	1,328E-13	168,105	102,904
310	310	J-End	00TESTE-ACEL2-90	NonDirHist	Max	1,328E-13	168,105	102,904
310	310	I-End	00TESTE-ACEL2-90	NonDirHist	Min	-159,301	-130,523	-100,661
310	310	J-End	00TESTE-ACEL2-90	NonDirHist	Min	-159,301	-130,523	-100,661
356	356	I-End	00TESTE-ACEL2-90	NonDirHist	Max	3,553E-14	81,804	43,031
356	356	J-End	00TESTE-ACEL2-90	NonDirHist	Max	3,553E-14	81,804	43,031
356	356	I-End	00TESTE-ACEL2-90	NonDirHist	Min	-79,005	-82,099	-66,607
356	356	J-End	00TESTE-ACEL2-90	NonDirHist	Min	-79,005	-82,099	-66,607

Os resultados obtidos para o sismo Tipo 2 revelaram-se semelhantes aos registados para o sismo Tipo 1, evidenciando igualmente a necessidade de um número elevado de cones de posicionamento e corte para garantir a estabilidade da estrutura, embora, neste cenário, a solução se mantenha exequível dentro das condicionantes arquitetónicas do módulo.

4.1.1.4 Falha

Quando o edifício foi modelado com cinco módulos, os esforços de corte nas ligações exigiram um número de cones incompatível com a arquitetura do módulo, uma vez que, para o sismo Tipo 1 na direção X, que corresponde ao cenário menos exigente que o sismo Tipo 2 em Lisboa, como foi possível verificar no modelo com quatro módulos, já se verificava a necessidade de mais de seis conectores por extremidade do módulo, número este que se revela impraticável face às dimensões e à configuração dos elementos, uma vez que a geometria das paredes não permite alojar mais de seis cones em cada extremidade. O esforço de corte máximo registado para este cenário foi de 431,96 kN, valor que, para ser resistido, exigiria um número de cones superior ao que a arquitetura do módulo permite. Esta limitação sugere a necessidade de recorrer a outro tipo de ligação, capaz de transmitir esforços de corte mais elevados, embora essa alternativa não seja objeto de estudo no presente trabalho.

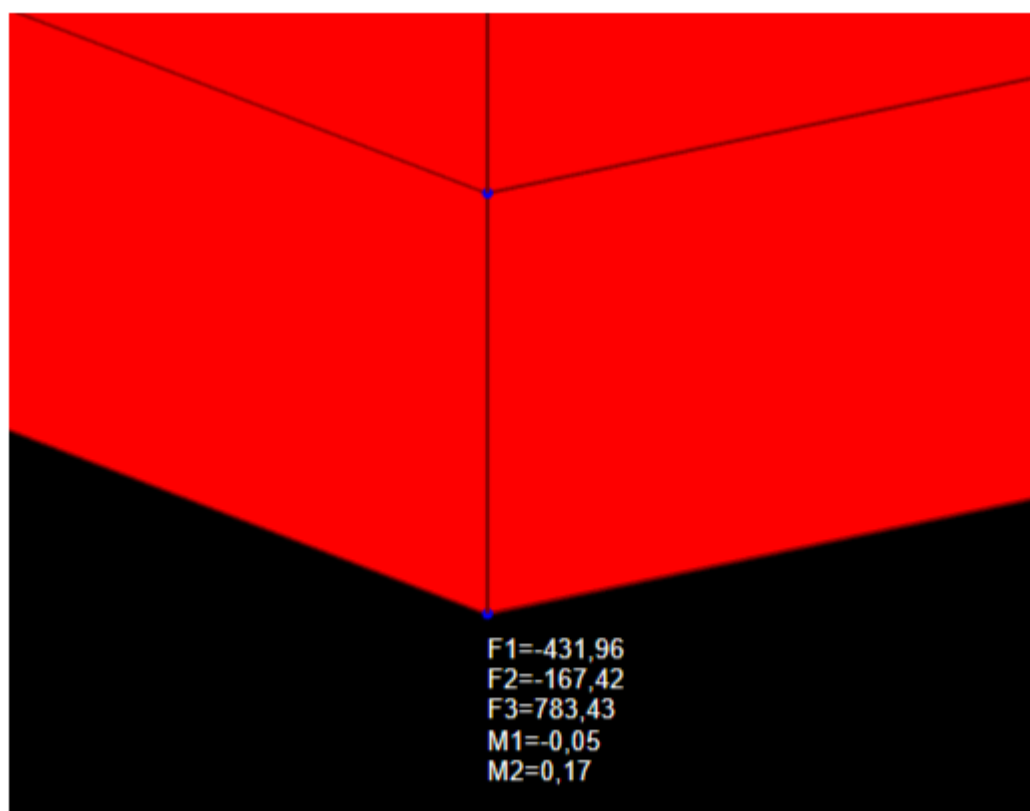


Figura 4.9 – Reação no apoio mais solicitado do módulo.

4.2 PORTO

Os resultados agora apresentados dizem respeito ao edifício implantado no Porto, sendo exibidos, para cada tipo de ação sísmica, o modelo correspondente ao número máximo de módulos que se conseguiu empilhar sucessivamente, após uma análise iterativa em que se foi aumentando o número de pisos progressivamente. Para o cenário em análise, verificou-se que o edifício com seis módulos empilhados cumpriu todos os requisitos regulamentares, não se tendo identificado qualquer não conformidade até esse número de pisos. Deste modo, a análise foi interrompida no sexto pavimento, uma vez que os resultados obtidos até então já permitiam compreender o comportamento da estrutura e a tendência da evolução dos esforços com o aumento da altura, não se justificando a continuação do processo iterativo para um maior número de pisos.

4.2.1 Deslocamento relativo entre pisos

Para a verificação dos deslocamentos relativos entre pisos, aplicou-se o mesmo critério já descrito para o caso de Lisboa, considerando o caso mais restritivo previsto na secção 4.4.3.2 do Eurocódigo 8, correspondente a edifícios com elementos não estruturais frágeis fixos à estrutura, para o qual o deslocamento relativo entre pisos deve respeitar o limite de $d_r \cdot v \leq 0,005h$. Com base neste critério, foram extraídos dos modelos os deslocamentos de cada piso para as ações sísmicas aplicadas nas direções X e Y, permitindo assim calcular os deslocamentos relativos entre pisos consecutivos e verificar se os valores obtidos se encontravam dentro do limite regulamentar estabelecido.

Tabela 4.9 – Drifts sismo tipo 1 direção X.

SISMO PORTO TIPO 1 DIREÇÃO X						
	deslocamentos (max)(m)	deslocamentos (min)(m)				
modulo1 (piso)	0,000121	-0,00009				
modulo 2 (piso)	0,000818	-0,001188				
modulo 3 (piso)	0,001729	-0,002907				
modulo4 (piso)	0,002713	-0,004865				
modulo 5 (piso)	0,00374	-0,006863				
modulo 6 (piso)	0,004697	-0,008773				
modulo 6 (cobertura)	0,005492	-0,010393				
	drifts(+)(m)	drifts(-)(m)	drifts(-+)(m)	drifts(+)(m)	v	
entre 1 e 2	0,000697	0,001098	0,000908	0,001309	0,4	
entre 2 e 3	0,000911	0,001719	0,002917	0,003725	0,4	
entre 3 e 4	0,000984	0,001958	0,00562	0,006594	0,4	
entre 4 e 5	0,001027	0,001998	0,008605	0,009576	0,4	
entre 5 e 6	0,000957	0,00191	0,01156	0,012513	0,4	
entre 6 e cobertura	0,000795	0,00162	0,014265	0,01509	0,4	
drifts(+)*v(m)	drifts(-)*v(m)	drifts(-+)*v(m)	drifts(+)*v(m)	h*0,005(m)	$d_r \cdot v \leq 0,005h$	
0,0002788	0,0004392	0,0003632	0,0005236	0,01585	OK	
0,0003644	0,0006876	0,0011668	0,00149	0,01585	OK	
0,0003936	0,0007832	0,002248	0,0026376	0,01585	OK	
0,0004108	0,0007992	0,003442	0,0038304	0,01585	OK	
0,0003828	0,000764	0,004624	0,0050052	0,01585	OK	
0,000318	0,000648	0,005706	0,006036	0,01585	OK	

Tabela 4.10 – Drifts sismo tipo 1 direção Y.

SISMO PORTO TIPO 2 DIREÇÃO X						
	deslocamentos (max)(m)	deslocamentos (min)(m)				
modulo1 (piso)	0,000265	-0,000119				
modulo 2 (piso)	0,002053	-0,002122				
modulo 3 (piso)	0,004421	-0,005612				
modulo4 (piso)	0,006833	-0,009712				
modulo 5 (piso)	0,009	-0,013944				
modulo 6 (piso)	0,011169	-0,018086				
modulo 6 (cobertura)	0,01305	-0,021701				
	drifts(+)(m)	drifts(-)(m)	drifts(-+)(m)	drifts(+)(m)	v	
entre 1 e 2	0,001788	0,002003	0,002172	0,002387	0,55	
entre 2 e 3	0,002368	0,00349	0,006543	0,007665	0,55	
entre 3 e 4	0,002412	0,0041	0,012445	0,014133	0,55	
entre 4 e 5	0,002167	0,004232	0,018712	0,020777	0,55	
entre 5 e 6	0,002169	0,004142	0,025113	0,027086	0,55	
entre 6 e cobertura	0,001881	0,003615	0,031136	0,03287	0,55	
drifts(+)*v(m)	drifts(-)*v(m)	drifts(-+)*v(m)	drifts(+)*v(m)	h*0,005(m)	$d_r \cdot v \leq 0,005h$	
0,0009834	0,00110165	0,001086	0,00114576	0,01585	OK	
0,0013024	0,0019195	0,0032715	0,0036792	0,01585	OK	
0,0013266	0,002255	0,0062225	0,00678384	0,01585	OK	
0,00119185	0,0023276	0,009356	0,00997296	0,01585	OK	
0,00119295	0,0022781	0,0125565	0,01300128	0,01585	OK	
0,00103455	0,00198825	0,015568	0,0157776	0,01585	OK	

Tabela 4.11 – Drifts sismo tipo 2 direção X.

SISMO PORTO TIPO 2 DIREÇÃO X					
	deslocamentos (max)(m)	deslocamentos (min)(m)			
modulo1 (piso)	0,000265	-0,000119			
modulo 2 (piso)	0,002053	-0,002122			
modulo 3 (piso)	0,004421	-0,005612			
modulo4 (piso)	0,006833	-0,009712			
modulo 5 (piso)	0,009	-0,013944			
modulo 6 (piso)	0,011169	-0,018086			
modulo 6 (cobertura)	0,01305	-0,021701			
	drifts(+)(m)	drifts(-)(m)	drifts(+)(m)	drifts(+)(m)	v
entre 1 e 2	0,001788	0,002003	0,002172	0,002387	0,55
entre 2 e 3	0,002368	0,00349	0,006543	0,007665	0,55
entre 3 e 4	0,002412	0,0041	0,012445	0,014133	0,55
entre 4 e 5	0,002167	0,004232	0,018712	0,020777	0,55
entre 5 e 6	0,002169	0,004142	0,025113	0,027086	0,55
entre 6 e cobertura	0,001881	0,003615	0,031136	0,03287	0,55
drifts(+) * v(m)	drifts(-) * v(m)	drifts(-) * v(m)	drifts(+)- * v(m)	h * 0,005(m)	$d_r \cdot v \leq 0,005h$
0,0009834	0,00110165	0,0011946	0,00131285	0,01585	OK
0,0013024	0,0019195	0,00359865	0,00421575	0,01585	OK
0,0013266	0,002255	0,00684475	0,00777315	0,01585	OK
0,00119185	0,0023276	0,0102916	0,01142735	0,01585	OK
0,00119295	0,0022781	0,01381215	0,0148973	0,01585	OK
0,00103455	0,00198825	0,0171248	0,0180785	0,01585	OK

Tabela 4.12 – Drifts sismo tipo 2 direção y.

SISMO PORTO TIPO 2 DIREÇÃO Y					
	deslocamentos (max)(m)	deslocamentos (min)(m)			
modulo1 (piso)	0,00013	-0,000065			
modulo 2 (piso)	0,001589	-0,002507			
modulo 3 (piso)	0,004027	-0,005375			
modulo4 (piso)	0,006709	-0,008431			
modulo 5 (piso)	0,00931	-0,011424			
modulo 6 (piso)	0,011791	-0,014193			
modulo 6 (cobertura)	0,014302	-0,016596			
	drifts(+)(m)	drifts(-)(m)	drifts(+)(m)	drifts(+)(m)	v
entre 1 e 2	0,001459	0,002442	0,001654	0,002637	0,55
entre 2 e 3	0,002438	0,002868	0,006534	0,006964	0,55
entre 3 e 4	0,002682	0,003056	0,012084	0,012458	0,55
entre 4 e 5	0,002601	0,002993	0,017741	0,018133	0,55
entre 5 e 6	0,002481	0,002769	0,023215	0,023503	0,55
entre 6 e cobertura	0,002511	0,002403	0,028495	0,028387	0,55
drifts(+) * v(m)	drifts(-) * v(m)	drifts(-) * v(m)	drifts(+)- * v(m)	h * 0,005(m)	$d_r \cdot v \leq 0,005h$
0,00080245	0,0013431	0,0009097	0,00145035	0,01585	OK
0,0013409	0,0015774	0,0035937	0,0038302	0,01585	OK
0,0014751	0,0016808	0,0066462	0,0068519	0,01585	OK
0,00143055	0,00164615	0,00975755	0,00997315	0,01585	OK
0,00136455	0,00152295	0,01276825	0,01292665	0,01585	OK
0,00138105	0,00132165	0,01567225	0,01561285	0,01585	OK

Após a verificação normativa, constatou-se que para o edifício com quatro módulos não se registaram problemas relativamente aos deslocamentos relativos entre pisos, estando todos os valores obtidos dentro do limite regulamentar estabelecido. Esta verificação foi efetuada considerando inclusive um cenário muito desfavorável, em que os módulos adjacentes se deslocam em sentidos contrários, situação que, embora improvável, foi propositadamente testada para avaliar o comportamento da estrutura em condições extremas. Neste cenário, verificou-se uma inconformidade no sismo Tipo 2 na direção X, que mereceria uma análise mais minuciosa dos deslocamentos nos instantes exatos de ocorrência para aferir da real possibilidade de os módulos se deslocarem dessa forma, embora se encontre ainda dentro dos parâmetros do Eurocódigo 8, uma vez que este caso não é especificamente previsto na regulamentação e foi analisado como uma situação adicional para avaliar a robustez da estrutura.

4.2.2 Limitação de tensão de compressão

Para o edifício implantado no Porto, iniciando a análise pelo sismo Tipo 1 na direção X, a zona mais crítica manteve-se entre o teto do primeiro pórtico do lado esquerdo e o piso do segundo pórtico, localização que decorre da configuração arquitetónica do módulo, uma vez que, nesse ponto de ligação, não existem paredes internas, o que condiciona a distribuição dos esforços, tornando esta zona particularmente solicitada pela ação sísmica. A partir dos resultados obtidos, extraiu-se o esforço axial atuante no *link element* que estabelece a ligação entre os dois módulos, tendo-se verificado que a carga resistente da zona de contacto, calculada com base no valor de f_{cd} do betão C50/60, é de 749,25 kN, valor superior ao esforço axial atuante, demonstrando assim que o betão na zona de contacto entre módulos apresenta capacidade resistente suficiente para suportar os esforços de compressão decorrentes da ação sísmica.

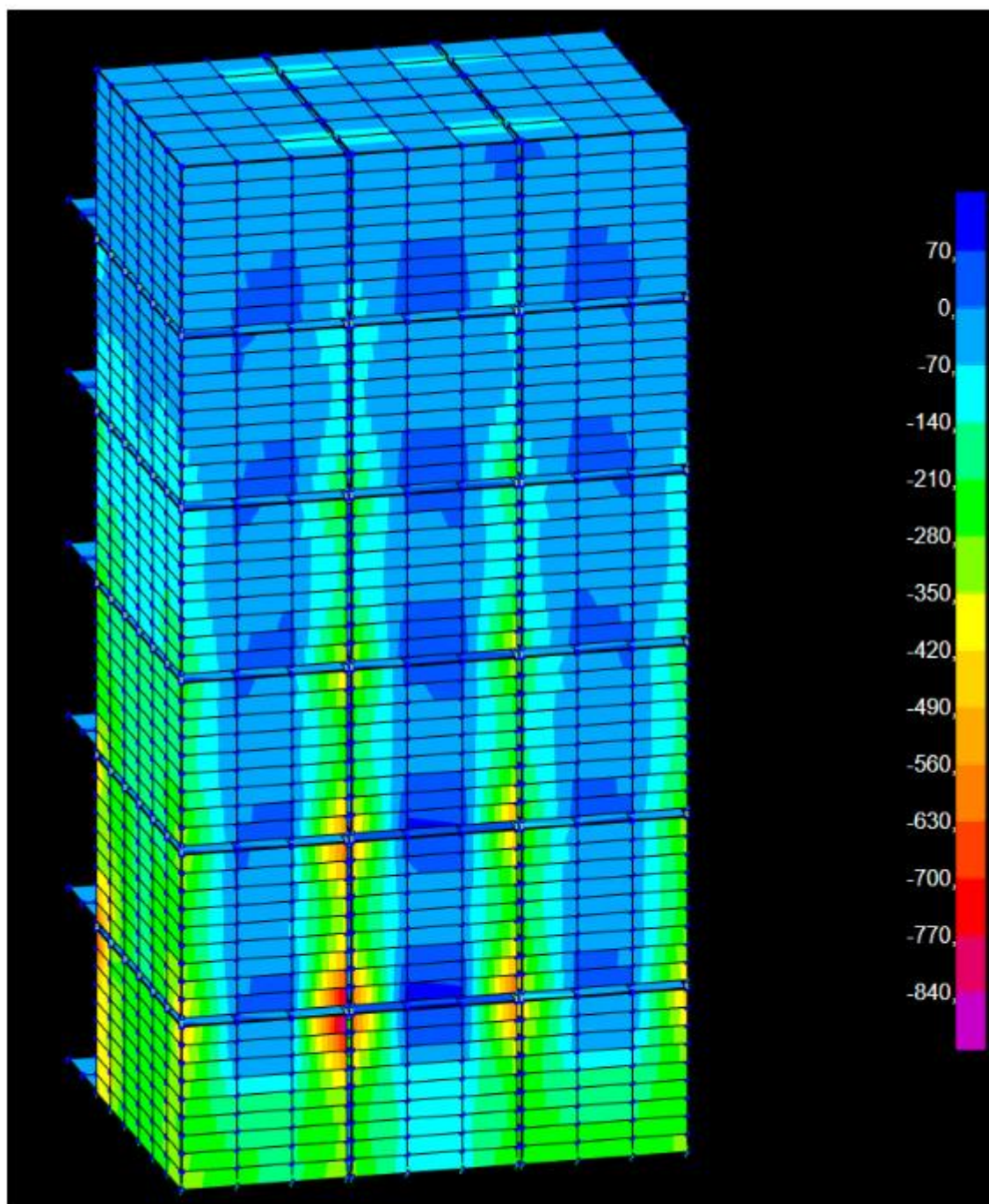


Figura 4.10 – Esforços axiais nas paredes dos módulos.

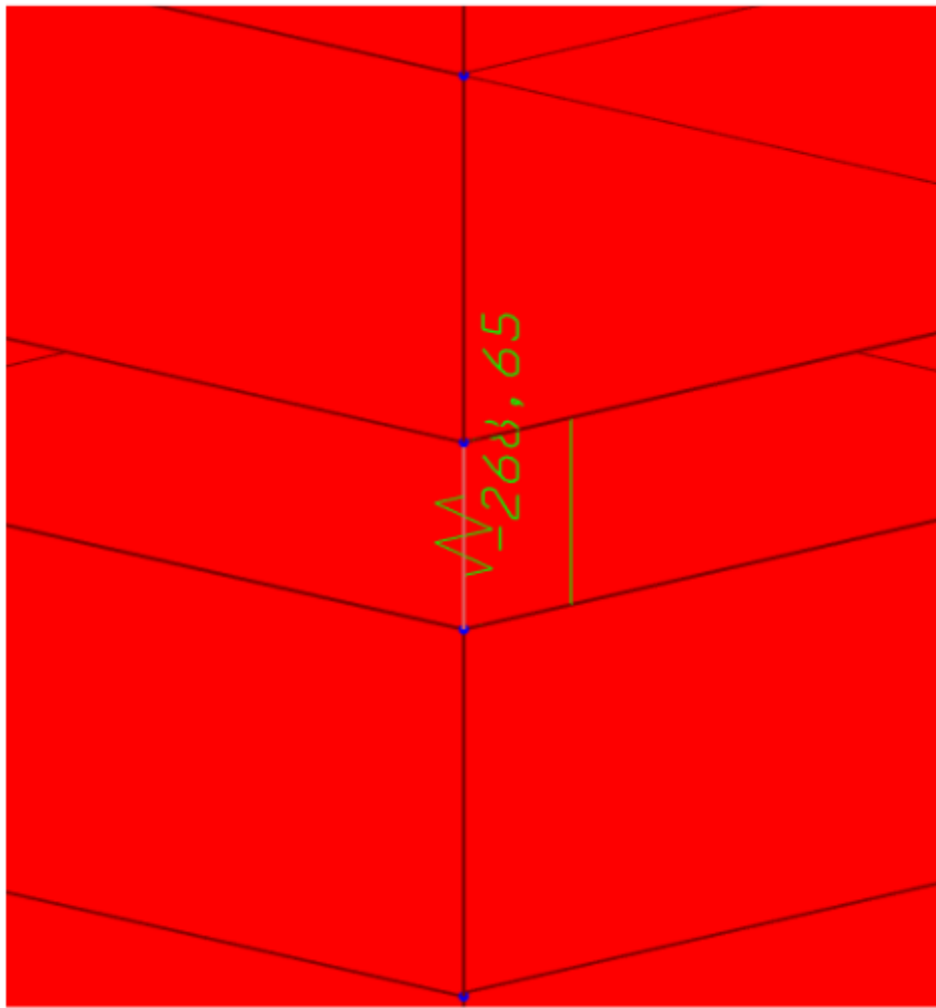


Figura 4.11 – Esforços axiais nos links dos módulos.

O valor é superior à carga axial atuante de 268,65 kN, demonstrando que o betão na zona de contacto entre módulos apresenta capacidade resistente suficiente para suportar os esforços de compressão decorrentes da ação sísmica.

Seguidamente, foram avaliadas as tensões nas *shells* da estrutura, considerando a ação sísmica na direção Y, designada no SAP2000 como 00TESTE-ACEL2-90, tendo sido possível, a partir dos resultados obtidos, identificar a zona mais crítica, que se encontra entre o teto do primeiro pórtico do lado esquerdo do edifício e o piso do segundo pórtico, conforme ilustrado na imagem.

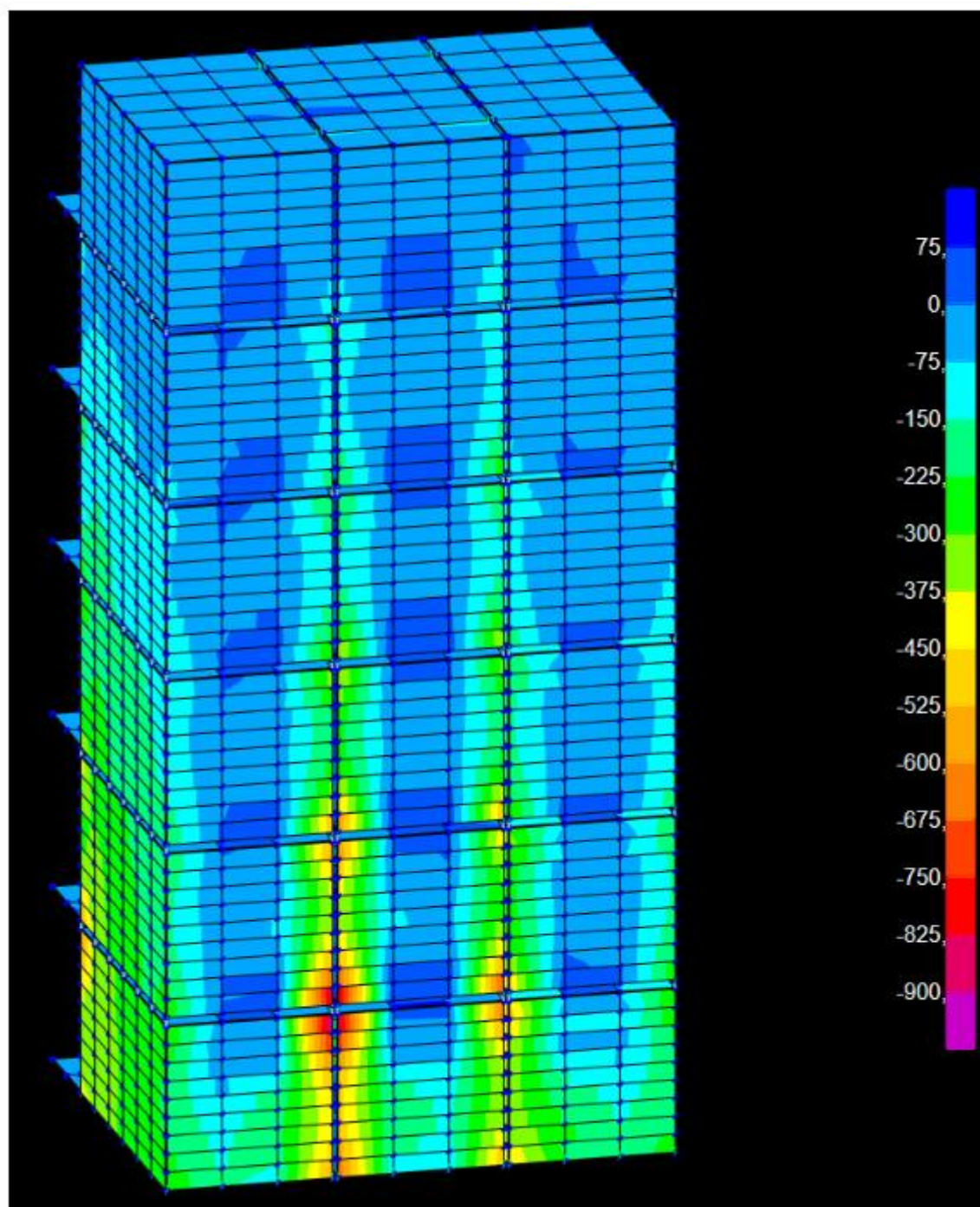


Figura 4.12 – Esforços axiais nas paredes dos módulos.

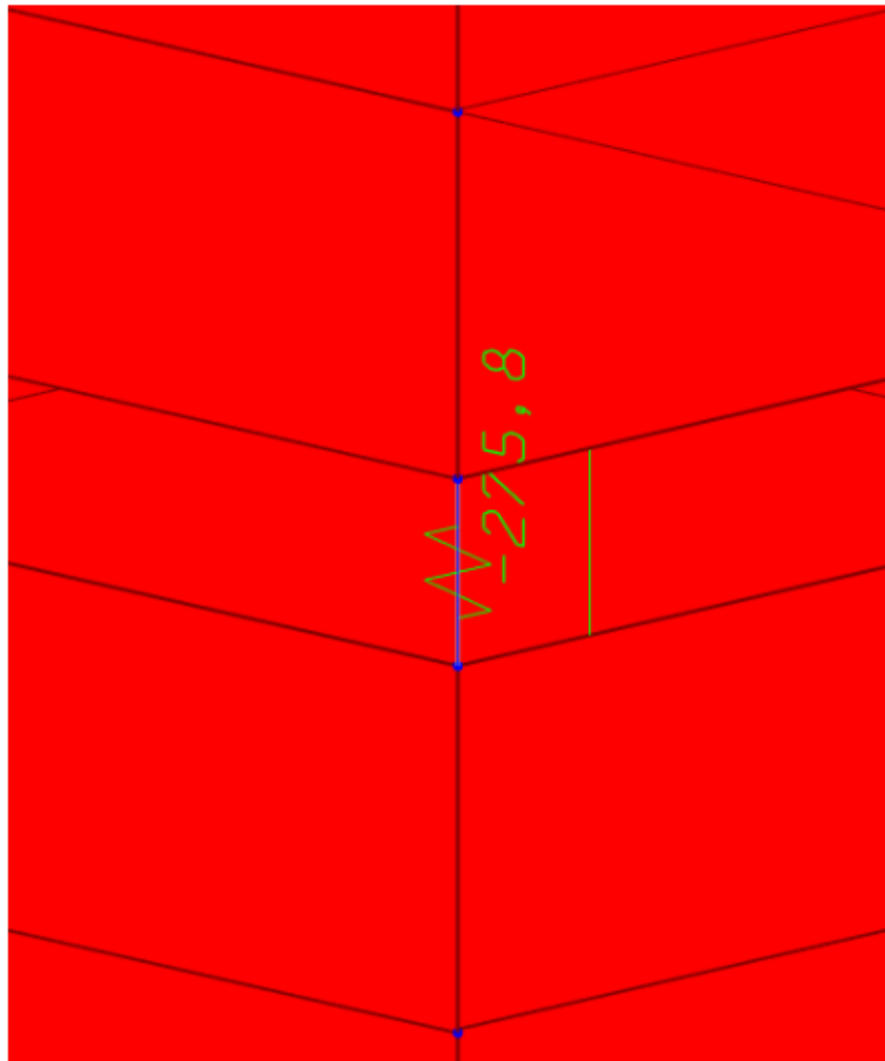


Figura 4.13 – Esforços axiais nos links dos módulos.

O valor é superior à carga axial atuante de 275,8 kN, demonstrando que o betão na zona de contacto entre módulos apresenta capacidade resistente suficiente para suportar os esforços de compressão decorrentes da ação sísmica.

O mesmo procedimento foi adotado para o sismo Tipo 2, tendo sido avaliadas as tensões nas *shells* da estrutura para a ação sísmica na direção X, designada no SAP2000 como 00TESTE-ACEL2-00, tendo-se verificado que a zona mais crítica se mantém entre o teto do primeiro pórtico do lado esquerdo do edifício e o piso do segundo pórtico, conforme ilustrado na imagem.

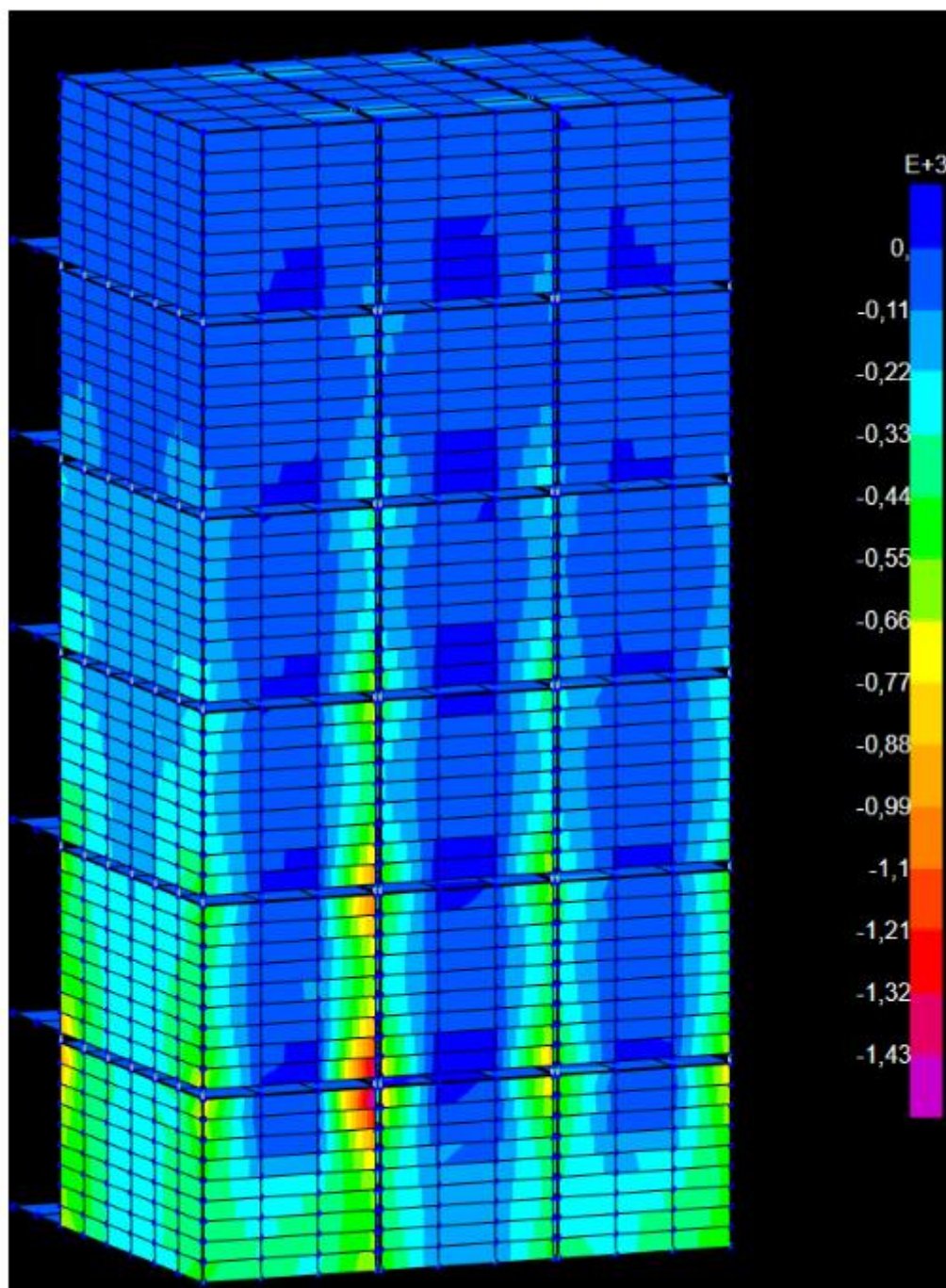


Figura 4.14 – Esforços axiais nas paredes dos módulos.

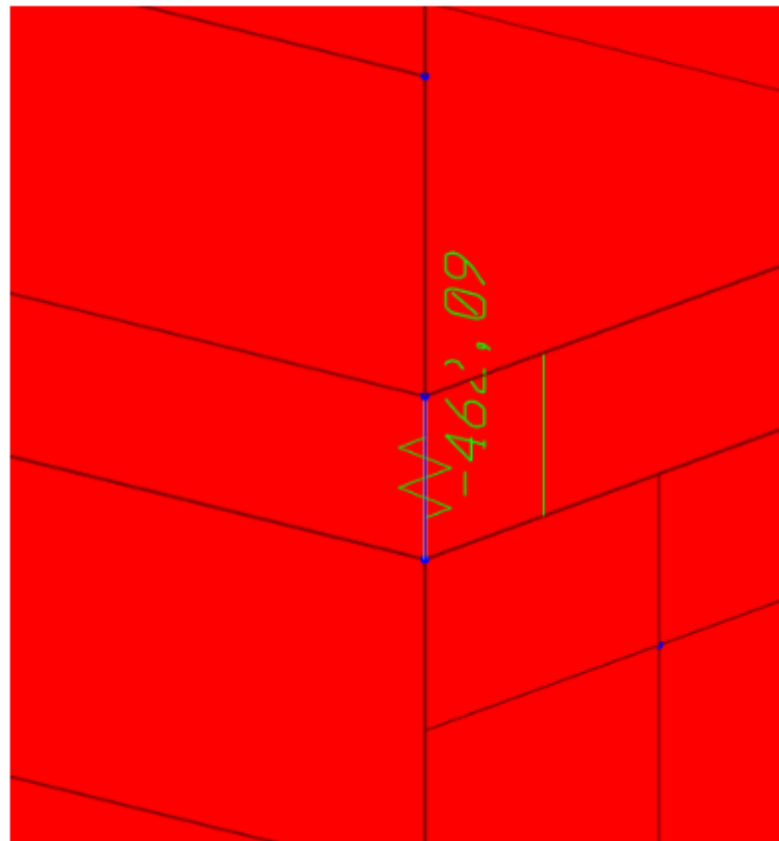


Figura 4.15 – Esforços axiais nos links dos módulos.

O valor é superior à carga axial atuante de 462,09 kN, demonstrando que o betão na zona de contacto entre módulos apresenta capacidade resistente suficiente para suportar os esforços de compressão decorrentes da ação sísmica.

Seguidamente, foram avaliadas as tensões nas *shells* da estrutura, considerando a ação sísmica na direção Y, designada no SAP2000 como 00TESTE-ACEL2-90, tendo sido possível, a partir dos resultados obtidos, identificar a zona mais crítica, que se encontra entre o teto do primeiro pórtico do lado esquerdo do edifício e o piso do segundo pórtico, conforme ilustrado na imagem.

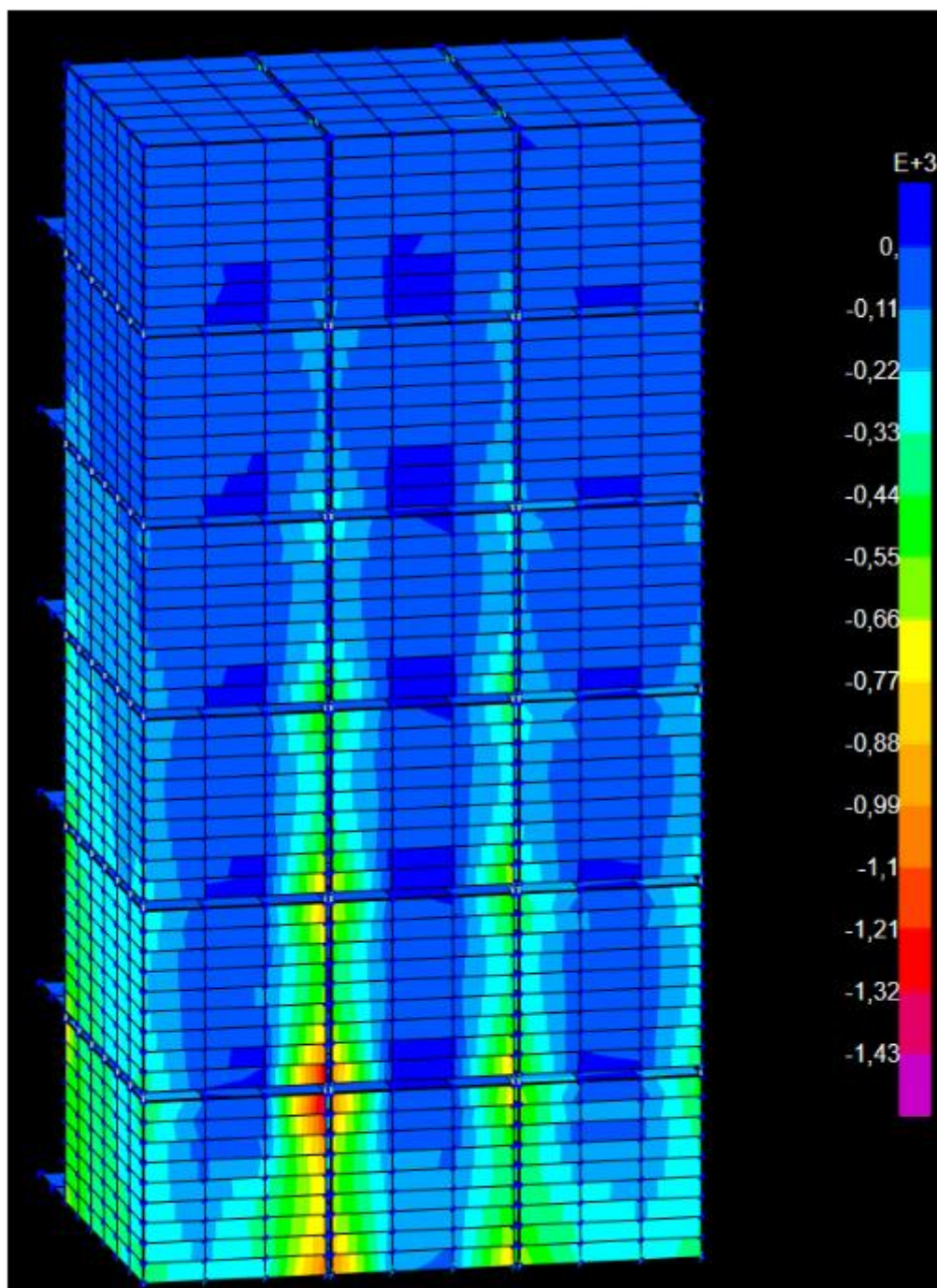


Figura 4.16 – Esforços axiais nas paredes dos módulos.

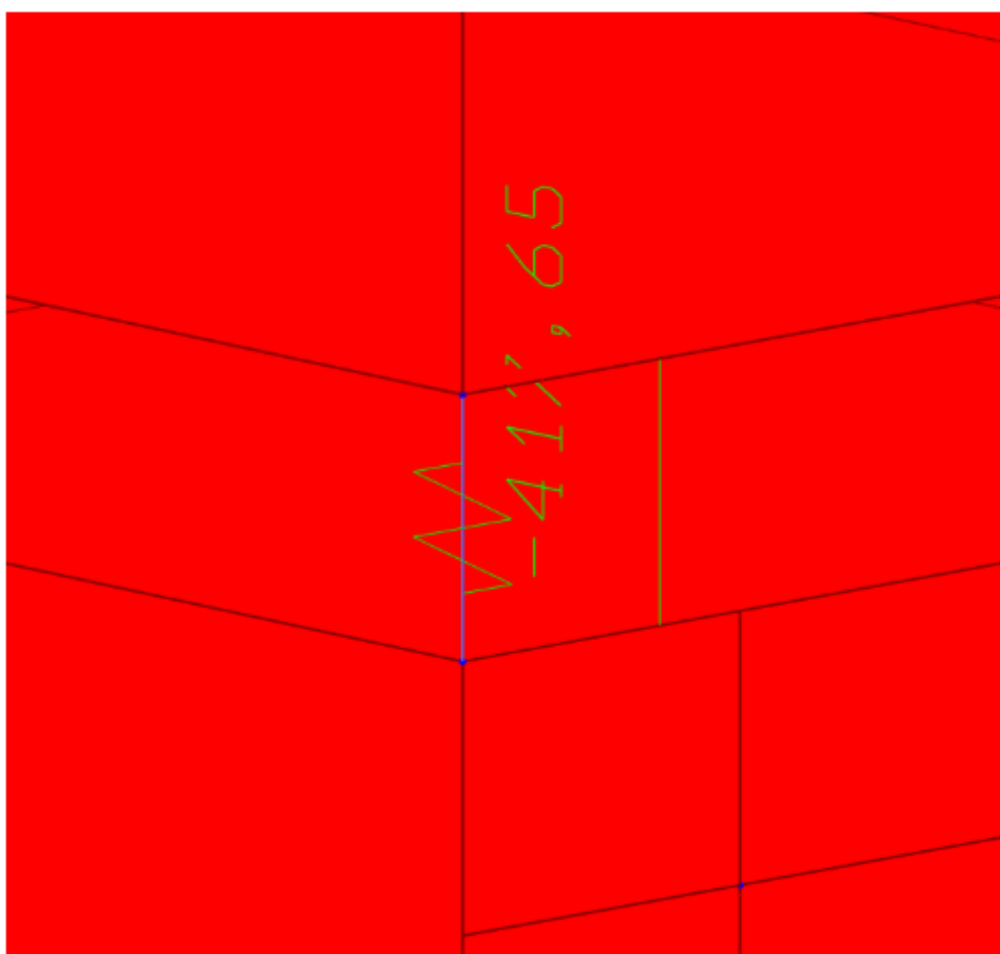


Figura 4.17 – Esforços axiais nos links dos módulos.

O valor é superior à carga axial atuante de 417,75 kN, demonstrando que o betão na zona de contacto entre módulos apresenta capacidade resistente suficiente para suportar os esforços de compressão decorrentes da ação sísmica.

4.2.3 Resistência ao corte

Para a verificação da capacidade resistente da junta horizontal ao esforço transversal, adotou-se como referência a resistência última fornecida pelo sistema de cones de posicionamento e corte da Compact Habit ($VRd = 83,5\text{kN/cone}$, conforme ETA 11/0266). Com os resultados da análise dinâmica não linear que serão apresentados nesse tópico determinou-se o esforço transversal máximo atuante na junta, VED,max . O número de conectores, n , foi definido de modo a satisfazer a condição:

$$n \cdot (VRd/\gamma M) \geq VED,max \quad \text{Eq 4.2}$$

onde é o coeficiente de segurança parcial $\gamma M = 1,15$. Esta estimativa serve como um primeiro indicador da viabilidade da ligação para os esforços em análise.

Com base nesta premissa, foram extraídos do SAP2000 os valores do esforço de corte atuante em cada ligação, para o sismo Tipo 1 na direção X, através dos *link elements* localizados na região mais crítica.

Tabela 4.13 – Esforços de corte nos link elements para sismo tipo 1 direção X.

Link	LinkElem	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3
Text	Text	Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN
65	65	I-End	00TESTE-ACEL2-00	NonDirHist	Max	2,64E-13	121,166	32,139
65	65	J-End	00TESTE-ACEL2-00	NonDirHist	Max	2,64E-13	121,166	32,139
65	65	I-End	00TESTE-ACEL2-00	NonDirHist	Min	-316,813	-89,779	-41,384
65	65	J-End	00TESTE-ACEL2-00	NonDirHist	Min	-316,813	-89,779	-41,384
87	87	I-End	00TESTE-ACEL2-00	NonDirHist	Max	-28,849	47,512	0,33
87	87	J-End	00TESTE-ACEL2-00	NonDirHist	Max	-28,849	47,512	0,33
87	87	I-End	00TESTE-ACEL2-00	NonDirHist	Min	-98,907	-76,35	-46,654
87	87	J-End	00TESTE-ACEL2-00	NonDirHist	Min	-98,907	-76,35	-46,654
137	137	I-End	00TESTE-ACEL2-00	NonDirHist	Max	-24,239	22,455	-5,88
137	137	J-End	00TESTE-ACEL2-00	NonDirHist	Max	-24,239	22,455	-5,88
137	137	I-End	00TESTE-ACEL2-00	NonDirHist	Min	-37,405	-48,988	-30,363
137	137	J-End	00TESTE-ACEL2-00	NonDirHist	Min	-37,405	-48,988	-30,363
264	264	I-End	00TESTE-ACEL2-00	NonDirHist	Max	2,496E-13	100,439	40,417
264	264	J-End	00TESTE-ACEL2-00	NonDirHist	Max	2,496E-13	100,439	40,417
264	264	I-End	00TESTE-ACEL2-00	NonDirHist	Min	-341,922	-112,79	-55,537
264	264	J-End	00TESTE-ACEL2-00	NonDirHist	Min	-341,922	-112,79	-55,537
310	310	I-End	00TESTE-ACEL2-00	NonDirHist	Max	1,451E-14	80,768	23,051
310	310	J-End	00TESTE-ACEL2-00	NonDirHist	Max	1,451E-14	80,768	23,051
310	310	I-End	00TESTE-ACEL2-00	NonDirHist	Min	-259,054	-109,997	-57,394
310	310	J-End	00TESTE-ACEL2-00	NonDirHist	Min	-259,054	-109,997	-57,394
356	356	I-End	00TESTE-ACEL2-00	NonDirHist	Max	-20,557	63,572	11,374
356	356	J-End	00TESTE-ACEL2-00	NonDirHist	Max	-20,557	63,572	11,374
356	356	I-End	00TESTE-ACEL2-00	NonDirHist	Min	-175,907	-94,176	-55,058
356	356	J-End	00TESTE-ACEL2-00	NonDirHist	Min	-175,907	-94,176	-55,058

Utilizando estes valores na equação de verificação, determinou-se o número de cones necessário para cada ligação ao longo da altura do edifício, tendo-se verificado que nenhuma ligação necessita de mais de 2 cones por extremidade do módulo.

Seguidamente, foram extraídos do SAP2000 os valores do esforço de corte atuante em cada ligação, para o sismo Tipo 1 na direção Y, através dos *link elements* localizados na região mais crítica, encontrando-se os valores obtidos.

Tabela 4.14 – Esforços de corte nos link elements para sismo tipo 1 direção Y.

TABLE: Element Forces - Links								
Link	LinkElem	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3
Text	Text	Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN
65	65	I-End	00TESTE-ACEL2-90	NonDirHist	Max	-26,969	56,669	36,665
65	65	J-End	00TESTE-ACEL2-90	NonDirHist	Max	-26,969	56,669	36,665
65	65	I-End	00TESTE-ACEL2-90	NonDirHist	Min	-249,614	-21,667	-45,953
65	65	J-End	00TESTE-ACEL2-90	NonDirHist	Min	-249,614	-21,667	-45,953
87	87	I-End	00TESTE-ACEL2-90	NonDirHist	Max	-53,131	8,397	-1,476
87	87	J-End	00TESTE-ACEL2-90	NonDirHist	Max	-53,131	8,397	-1,476
87	87	I-End	00TESTE-ACEL2-90	NonDirHist	Min	-73,214	-36,431	-48,5
87	87	J-End	00TESTE-ACEL2-90	NonDirHist	Min	-73,214	-36,431	-48,5
137	137	I-End	00TESTE-ACEL2-90	NonDirHist	Max	-23,952	-1,338	-6,134
137	137	J-End	00TESTE-ACEL2-90	NonDirHist	Max	-23,952	-1,338	-6,134
137	137	I-End	00TESTE-ACEL2-90	NonDirHist	Min	-37,633	-27,99	-33,364
137	137	J-End	00TESTE-ACEL2-90	NonDirHist	Min	-37,633	-27,99	-33,364
264	264	I-End	00TESTE-ACEL2-90	NonDirHist	Max	-97,91	41,6	45,348
264	264	J-End	00TESTE-ACEL2-90	NonDirHist	Max	-97,91	41,6	45,348
264	264	I-End	00TESTE-ACEL2-90	NonDirHist	Min	-222,42	-41,961	-53,377
264	264	J-End	00TESTE-ACEL2-90	NonDirHist	Min	-222,42	-41,961	-53,377
310	310	I-End	00TESTE-ACEL2-90	NonDirHist	Max	-91,198	28,043	24,954
310	310	J-End	00TESTE-ACEL2-90	NonDirHist	Max	-91,198	28,043	24,954
310	310	I-End	00TESTE-ACEL2-90	NonDirHist	Min	-170,092	-46,837	-60,984
310	310	J-End	00TESTE-ACEL2-90	NonDirHist	Min	-170,092	-46,837	-60,984
356	356	I-End	00TESTE-ACEL2-90	NonDirHist	Max	-77,826	17,602	9,365
356	356	J-End	00TESTE-ACEL2-90	NonDirHist	Max	-77,826	17,602	9,365
356	356	I-End	00TESTE-ACEL2-90	NonDirHist	Min	-121,32	-43,871	-58,394
356	356	J-End	00TESTE-ACEL2-90	NonDirHist	Min	-121,32	-43,871	-58,394

Utilizando estes valores na equação de verificação, determinou-se o número de cones necessário para cada ligação ao longo da altura do edifício, tendo-se verificado que nenhuma ligação necessita de mais de 1 cones por extremidade do módulo.

Seguidamente, foram extraídos do SAP2000 os valores do esforço de corte atuante em cada ligação, para o sismo Tipo 2 na direção X, através dos *link elements* localizados na região mais crítica, encontrando-se os valores obtidos.

Tabela 4.15 – Esforços de corte nos link elements para sismo tipo 2 direção X.

TABLE: Element Forces - Links								
Link	LinkElem	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3
Text	Text	Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN
65	65	I-End	00TESTE-ACEL2-00	NonDirHist	Max	1,507E-12	264,835	89,339
65	65	J-End	00TESTE-ACEL2-00	NonDirHist	Max	1,507E-12	264,835	89,339
65	65	I-End	00TESTE-ACEL2-00	NonDirHist	Min	-471,981	-118,999	-50,174
65	65	J-End	00TESTE-ACEL2-00	NonDirHist	Min	-471,981	-118,999	-50,174
87	87	I-End	00TESTE-ACEL2-00	NonDirHist	Max	7,083E-15	112,738	32,951
87	87	J-End	00TESTE-ACEL2-00	NonDirHist	Max	7,083E-15	112,738	32,951
87	87	I-End	00TESTE-ACEL2-00	NonDirHist	Min	-141,665	-109,2	-66,507
87	87	J-End	00TESTE-ACEL2-00	NonDirHist	Min	-141,665	-109,2	-66,507
137	137	I-End	00TESTE-ACEL2-00	NonDirHist	Max	-14,836	58,397	10,907
137	137	J-End	00TESTE-ACEL2-00	NonDirHist	Max	-14,836	58,397	10,907
137	137	I-End	00TESTE-ACEL2-00	NonDirHist	Min	-44,74	-69,028	-41,004
137	137	J-End	00TESTE-ACEL2-00	NonDirHist	Min	-44,74	-69,028	-41,004
264	264	I-End	00TESTE-ACEL2-00	NonDirHist	Max	1,41E-12	242,802	108,352
264	264	J-End	00TESTE-ACEL2-00	NonDirHist	Max	1,41E-12	242,802	108,352
264	264	I-End	00TESTE-ACEL2-00	NonDirHist	Min	-526,21	-149,789	-74,955
264	264	J-End	00TESTE-ACEL2-00	NonDirHist	Min	-526,21	-149,789	-74,955
310	310	I-End	00TESTE-ACEL2-00	NonDirHist	Max	4,748E-13	201,114	78,342
310	310	J-End	00TESTE-ACEL2-00	NonDirHist	Max	4,748E-13	201,114	78,342
310	310	I-End	00TESTE-ACEL2-00	NonDirHist	Min	-377,362	-143,389	-77,117
310	310	J-End	00TESTE-ACEL2-00	NonDirHist	Min	-377,362	-143,389	-77,117
356	356	I-End	00TESTE-ACEL2-00	NonDirHist	Max	1,473E-13	154,271	58,536
356	356	J-End	00TESTE-ACEL2-00	NonDirHist	Max	1,473E-13	154,271	58,536
356	356	I-End	00TESTE-ACEL2-00	NonDirHist	Min	-249,759	-132,317	-77,208
356	356	J-End	00TESTE-ACEL2-00	NonDirHist	Min	-249,759	-132,317	-77,208

Utilizando estes valores na equação de verificação, determinou-se o número de cones necessário para cada ligação ao longo da altura do edifício, tendo-se verificado que nenhuma ligação necessita de mais de 2 cones por extremidade do módulo.

Seguidamente, foram extraídos do SAP2000 os valores do esforço de corte atuante em cada ligação, para o sismo Tipo 2 na direção Y, através dos *link elements* localizados na região mais crítica, encontrando-se os valores obtidos.

Tabela 4.16 – Esforços de corte nos link elements para sismo tipo 2 direção Y.

TABLE: Element Forces - Links								
Link	LinkElem	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3
Text	Text	Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN
65	65	I-End	00TESTE-ACEL2-90	NonDirHist	Max	1,749E-13	121,68	130,24
65	65	J-End	00TESTE-ACEL2-90	NonDirHist	Max	1,749E-13	121,68	130,24
65	65	I-End	00TESTE-ACEL2-90	NonDirHist	Min	-334,353	-102,421	-65,436
65	65	J-End	00TESTE-ACEL2-90	NonDirHist	Min	-334,353	-102,421	-65,436
87	87	I-End	00TESTE-ACEL2-90	NonDirHist	Max	-34,715	44,249	25,324
87	87	J-End	00TESTE-ACEL2-90	NonDirHist	Max	-34,715	44,249	25,324
87	87	I-End	00TESTE-ACEL2-90	NonDirHist	Min	-88,999	-68,973	-63,874
87	87	J-End	00TESTE-ACEL2-90	NonDirHist	Min	-88,999	-68,973	-63,874
137	137	I-End	00TESTE-ACEL2-90	NonDirHist	Max	-20,435	17,501	14,779
137	137	J-End	00TESTE-ACEL2-90	NonDirHist	Max	-20,435	17,501	14,779
137	137	I-End	00TESTE-ACEL2-90	NonDirHist	Min	-43,691	-46,356	-43,157
137	137	J-End	00TESTE-ACEL2-90	NonDirHist	Min	-43,691	-46,356	-43,157
264	264	I-End	00TESTE-ACEL2-90	NonDirHist	Max	1,534E-13	107,088	134,567
264	264	J-End	00TESTE-ACEL2-90	NonDirHist	Max	1,534E-13	107,088	134,567
264	264	I-End	00TESTE-ACEL2-90	NonDirHist	Min	-309,508	-114,518	-86,792
264	264	J-End	00TESTE-ACEL2-90	NonDirHist	Min	-309,508	-114,518	-86,792
310	310	I-End	00TESTE-ACEL2-90	NonDirHist	Max	-12,564	83,139	78,859
310	310	J-End	00TESTE-ACEL2-90	NonDirHist	Max	-12,564	83,139	78,859
310	310	I-End	00TESTE-ACEL2-90	NonDirHist	Min	-222,871	-112,59	-88,246
310	310	J-End	00TESTE-ACEL2-90	NonDirHist	Min	-222,871	-112,59	-88,246
356	356	I-End	00TESTE-ACEL2-90	NonDirHist	Max	-29,009	65,363	39,173
356	356	J-End	00TESTE-ACEL2-90	NonDirHist	Max	-29,009	65,363	39,173
356	356	I-End	00TESTE-ACEL2-90	NonDirHist	Min	-153,754	-95,006	-72,167
356	356	J-End	00TESTE-ACEL2-90	NonDirHist	Min	-153,754	-95,006	-72,167

Utilizando estes valores na equação de verificação, determinou-se o número de cones necessário para cada ligação ao longo da altura do edifício, tendo-se verificado que nenhuma ligação necessita de mais de 2 cones por extremidade do módulo.

5

CONCLUSÃO

5.1 CONCLUSÕES GERAIS

O presente trabalho teve como objetivo analisar a viabilidade de execução de estruturas modulares em betão armado nas cidades do Porto e de Lisboa, quando sujeitas a ações sísmicas, sem recurso a núcleos de contraventamento nem a ligações verticais com capacidade de resistir a esforços de tração, permitindo apenas ligações resistentes ao corte entre módulos e admitindo um certo levantamento relativo entre eles. Para tal, foram utilizados acelerogramas sintéticos e análises não lineares *time-history* no software SAP2000, com modelos de cálculo devidamente calibrados para o efeito.

Os resultados obtidos permitem concluir que, para a cidade do Porto, a solução estudada apresenta uma boa margem de utilização, uma vez que se analisaram modelos com até seis módulos empilhados, os quais cumpriram todos os requisitos regulamentares estabelecidos, não se tendo registado qualquer não conformidade ao longo do processo iterativo. Esta robustez decorre da sismicidade mais moderada da região, que impõe solicitações menos exigentes à estrutura.

Em contrapartida, para a cidade de Lisboa, onde a sismicidade é significativamente mais elevada, os modelos com quatro módulos empilhados já revelaram a necessidade de um número elevado de ligações resistentes ao corte, nomeadamente através de cones de posicionamento e corte, para garantir a estabilidade da estrutura. No modelo com cinco módulos, a situação agravou-se, tendo-se verificado um excesso de ligações de corte incompatível com a arquitetura do módulo, uma aproximação ao limite de compressão do betão na zona de contacto entre

módulos e um aumento significativo dos deslocamentos relativos entre pisos (*drifts*), evidenciando que a solução se aproxima do seu limite de aplicabilidade.

Deste modo, conclui-se que o sistema modular estudado, caracterizado pela ausência de núcleos de rigidez e de ligações verticais à tração, se adequa melhor a regiões de sismicidade moderada, como o Porto, onde permite a construção de edifícios modulares com maior número de pisos. Para regiões de elevada sismicidade, como Lisboa, esta solução revela-se mais limitada, sendo necessárias soluções de ligação mais robustas ou a introdução de elementos adicionais de contraventamento para que se possa atingir alturas superiores.

5.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Propõem-se as seguintes opções para trabalhos a desenvolver futuramente:

- Realizar análises com o acelerograma aplicado no ângulo mais crítico, de modo a avaliar a resposta da estrutura perante a componente direcional mais desfavorável da ação sísmica;
- Incorporar núcleos de contraventamento nos modelos, de forma a quantificar o ganho de rigidez e a redução dos deslocamentos e esforços nas ligações;
- Introduzir ligações verticais com capacidade de resistir a esforços de tração, avaliando o impacto na redução do levantamento relativo (*uplifting*) e na melhoria do comportamento global da estrutura.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] European Commission (2025). The European Affordable Housing Plan. Bruxelas: Comissão Europeia.
- [2] OECD (2026). OECD Economic Survey: Portugal - Tackling Portugal's Housing Affordability Challenge. Paris: Organisation for Economic Co-operation and Development.
- [3] Liew, J. Y. R., & Chua, Y. S. (2024). Innovative modular systems for high-rise buildings. *Engineering Structures*, 323, 119270.
- [4] McKinsey & Company (2019). Modular construction: From projects to products (Relatório). McKinsey & Company.
- [5] Freitas, F. M. (2014). Construção Modular Sustentável - Propostas de um projeto tipo (Tese de Mestrado). Instituto Politécnico de Viana do Castelo.
- [6] Costa. Estudo do Comportamento Dinâmico de uma Estrutura Modular.
- [7] Thai, H.-T., Ngo, T., & Uy, B. (2020). A review on modular construction for high-rise buildings. *Structures*, 28, 106-121. (Publicado pela Elsevier).
- [8] Lawson, M., Ogden, R., & Goodier, C. (2014). Design in Modular Construction. CRC Press - Taylor & Francis Group.
- [9] Kim, S. E., & Jolly, C. K. (2013). Multi-story Precast Concrete Frame Structure.
- [10] Gibb, A.G.F. (1999). Off-site Fabrication - Pre-Assembly, Pre-Fabrication, and Modularisation. Dunbeath, Scotland: Whittles Publishing Services.
- [11] Lacey, A.W., Chen, W., Hao, H., & Bi, K. (2018). Review of connections in modular construction. *Construction and Building Materials*, 173, 682-702.
- [12] PNSN (Pacific Northwest Seismic Network). Frequently Asked Questions – Earthquakes.
- [13] CEN (2010). NP EN 1998-1 Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios. Instituto Português da Qualidade. (Anexo Nacional)
- [14] Santos, R. S. (2013). Influência do Número de Registos Sísmicos na Avaliação do Comportamento de Estruturas (Dissertação de Mestrado). Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal.

- [15] Bommer, J. J., & Acevedo, A. B. (2004). The selection and scaling of real accelerograms for use in dynamic analysis. *Journal of Earthquake Engineering*, 8(4), 591-618.
- [16] Gasparini, D.A., & Vanmarcke, E.H. (1976). SIMQKE: A Program for Artificial Motion Generation – User's Manual.
- [17] Yanni, H., Fragiadakis, M., & Mitseas, I. P. (2024). Probabilistic generation of hazard-consistent suites of fully non-stationary seismic records. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 53(10), 3140-3164.
- [18] Chopra, A.K. (2017). *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering* (5th ed.). Pearson.
- [19] NIST (National Institute of Standards and Technology). (2010). *Nonlinear Structural Analysis for Seismic Design: A Guide for Practicing Engineers* (NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4, NIST GCR 10-917-5).
- [20] Willford, M., Whittaker, A., & Klemencic, R. (2008). *Recommendations for the seismic design of high-rise buildings*. Council on Tall Buildings and Urban Habitat, Illinois Institute of Technology, Chicago, IL.
- [21] CSI (2024). *Time-history analysis – Technical Knowledge Base*.
- [22] Autodesk (2025). *Non-linear time history analysis – Robot Structural Analysis*.
- [23] MIDAS (2024). *Nonlinear time history analysis - MIDAS Civil*.
- [24] Ejder (2019). *Nonlinear Time History Analysis Method in SAP2000*.
- [25] Hall, J. F. (2006). Problems encountered from the use (or misuse) of Rayleigh damping. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 35(5), 525-545.
- [26] Sextos, A. G., Kappos, A. J., & Pitilakis, K. D. (2011). Seismic response of an irregular RC building to near-fault ground motions. *Engineering Structures*, 33(2), 388-403.
- [27] ITeC (Institut de Tecnologia de la Construcció de Catalunya). (2015). *European Technical Assessment ETA 11/0266 - Compact Habit® unit*. Barcelona: ITeC.
- [28] CEN (2010). *NP EN 1992-1-1 Eurocódigo 2 – Projeto de estruturas de betão. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. Instituto Português da Qualidade.

- [29] CEN (2009). NP EN 1991-1-1 Eurocódigo 1 – Ações em estruturas. Parte 1-1: Ações gerais – Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios. Instituto Português da Qualidade.
- [30] CEN (2004). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings (EN 1998-1). Bruxelas: CEN.
- [31] CEN (2004). NP EN 1998-1 Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios. Instituto Português da Qualidade.
- [32] Carr, A.J. (2002). SIMQKE – A Program for Artificial Motion Generation.
- [33] Hancock, J., Bommer, J. J., & Stafford, P. J. (2008). An evaluation of the selection and scaling of accelerograms for the seismic analysis of structures. *Earthquake Spectra*, 24(4), 873-899.
- [34] PEER (2010). Seismic Design Guidelines for Tall Buildings. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley.
- [35] PEER/ATC (2010). Modeling and Acceptance Criteria for Seismic Design and Analysis of Tall Buildings (PEER/ATC 72-1 Report). Applied Technology Council, Redwood City, CA.