

IMPACTO DA SOLUÇÃO DE JUNTAS NO COMPORTAMENTO SÍSMICO DE BLOCOS GEMINADOS

Caso de Estudo no Algarve

DIOGO FILIPE DESIDÉRIO ALMEIDA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientadora: Professora Doutora Elsa de Sá Caetano

Coorientador: Engenheiro Miguel Pedro Garcia Machado Guimarães

JULHO DE 2026

MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2025/2026

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E GEORRECURSOS

Tel. +351-22-508 1901



m.ec@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 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.

À minha família

A natureza não pode ser vencida, exceto se for obedecida

Francis Bacon

AGRADECIMENTOS

O primeiro agradecimento será direcionado para a minha orientadora, a professora Elsa Caetano, e para o meu coorientador, o Eng.º Miguel Guimarães, que colaboraram diretamente comigo para a elaboração desta dissertação e reservaram sempre algum do seu precioso tempo para me conduzir e orientar durante todo o semestre.

Gostaria também de expressar o meu agradecimento a todos os colaboradores da Struconcept, por toda a disponibilidade em ajudar, que demonstraram desde o primeiro dia. O excelente ambiente de trabalho que proporcionaram e o companheirismo que se vive entre a equipa foram fundamentais para estabelecer um equilíbrio emocional durante esta experiência.

Quero também agradecer à minha família: aos meus pais e à minha irmã, por serem o meu porto de abrigo nos bons e maus momentos; ao tio Toninho e à tia Leonor, por me terem acolhido nestes últimos cinco anos, oferecendo-me todas as condições para obter o melhor rendimento possível no ensino superior; aos meus padrinhos, que foram sempre os meus segundos pais; à restante família, tios e primos, que contribuíram para me tornar na pessoa que me formei.

Endereço também os meus agradecimentos aos meus colegas de curso, especialmente aos meus amigos João Pinto, João Rodrigues, Mafalda, Daniela, Pedro, Edgar, Diogo e Tiago, sem esquecer o Matteo, o Renato e o Filipe, por terem tornado esta jornada de cinco anos numa experiência memorável, quer pelos momentos mais sérios de estudo, quer pelos momentos de descontração.

Aos meus amigos de Resende, em particular ao João, ao Leandro, ao Chico e ao Jorge, pelos convívios organizados ocasionalmente, permitindo desanuviar dos estudos durante a nossa estadia no Porto. Agradeço também aos amigos do Gotas d'Orvalho, principalmente ao Miguel, pela preparação e participação em atividades que me permitiram distrair da vida académica durante os fins de semana.

RESUMO

A disposição de juntas construtivas é indispensável para a redução dos efeitos de retração do betão, particularmente em edifícios de grande desenvolvimento em planta. O dimensionamento da largura destes elementos é governado pelos deslocamentos decorrentes das ações térmicas ou da ação sísmica. Em zonas de elevada sismicidade, as oscilações sísmicas podem conduzir a grandes deslocamentos de piso, o que pode obrigar à conceção de juntas de dimensões in comportáveis, quer do ponto de vista arquitetónico, quer do ponto de vista comercial, de modo a evitar o fenómeno de entrechoque. Posto isto, é sensato implementar soluções que permitam mitigar a resposta sísmica da estrutura, tais como dispositivos de amortecimento ou o acoplamento estrutural.

Nesta dissertação, pretende-se avaliar a aplicabilidade da solução de acoplamento estrutural no edifício do caso de estudo, constituído por dois blocos de quatro pisos, com as mesmas propriedades geométricas, tanto em planta como em altura. O acoplamento consiste na ligação dos blocos através da continuidade da laje de um ou mais pisos. Neste trabalho, estuda-se a ligação efetuada pela cobertura, ao nível do terceiro piso e nesses dois pisos em simultâneo. Na análise de cada configuração estrutural, são abordados dois cenários: (1) os blocos possuem as mesmas características dinâmicas; (2) os dois blocos apresentam massas diferentes. Para tal, foi construído um modelo bidimensional no *software Autodesk Robot*, de onde foram retirados parâmetros, tais como os modos de vibração com maior participação, os deslocamentos de piso provocados pela ação sísmica e os esforços axiais registados nas ligações, quando sujeitas às ações sísmica e térmica. Estuda-se também a implementação destas soluções de acoplamento em edifícios fictícios, modelados com base no edifício do caso de estudo, com o dobro da altura ou com o dobro do comprimento. É ainda considerada a relevância da ocorrência de um sismo durante a fase construtiva para o dimensionamento da junta. Por fim, realiza-se uma análise económica simplificada, de modo a avaliar a viabilidade económica da solução.

Este estudo permitiu concluir que o acoplamento evita totalmente o entrechoque, revelando-se a solução de acoplamento pela cobertura a que melhor responde às ações externas e a configuração de acoplamento pelo piso 3 a mais económica.

PALAVRAS-CHAVE: junta de dilatação, junta sísmica, ação sísmica, ação térmica, acoplamento

ABSTRACT

The provision of construction joints is essential to reduce the effects of concrete shrinkage, particularly in large buildings. The design of the width of these elements is governed by the displacements resulting from thermal or seismic actions. In zones of high seismicity, seismic oscillations can lead to large floor displacements, which may need the design of joints with unfeasible dimensions from both architectural and commercial perspectives to avoid the pounding phenomenon. That being said, it is wise to implement solutions that mitigate the structural seismic response, such as damping devices or structural coupling.

In this dissertation, the aim is to evaluate the applicability of the structural coupling solution to the case study building, which consists of two four-story blocks with identical geometric properties in both plan and elevation. Coupling consists of the connection of the blocks through the continuity of the slab on one or more floors. In this work, the connection implemented at the roof level, at the third-floor level, and on both floors simultaneously is studied. In the analysis of each structural configuration, two scenarios are addressed: (1) the blocks have the same dynamic characteristics; (2) the two blocks exhibit different masses. For that purpose, a two-dimensional model was developed in the Autodesk Robot software, from which parameters were extracted, such as the vibration modes with the highest participation factors, the floor displacements induced by the seismic action, and the internal forces recorded in the connections when subjected to seismic and thermal actions. The implementation of these coupling solutions is also studied in fictitious buildings, modeled based on the case study building, with either twice the height or twice the length. Furthermore, the relevance of a seismic event occurring during the construction phase is considered for the joint design. Finally, a simplified economic evaluation is performed to determine whether the implementation of the solution is advantageous.

This study concluded that the coupling completely prevents pounding, revealing that the coupling solution at the roof level is the most effective in responding to external actions, whereas the coupling configuration at the third-floor level is the most economical.

KEYWORDS: expansion joint, seismic joint, seismic action, thermal action, coupling

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	I
RESUMO	III
ABSTRACT	V
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 ENQUADRAMENTO	1
1.2 OBJETIVOS	2
1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....	3
2 ESTADO DA ARTE	5
2.1 JUNTAS ESTRUTURAIS	5
2.2 AÇÕES DOMINANTES PARA O DIMENSIONAMENTO DE JUNTAS.....	8
2.2.1 Ação térmica	8
2.2.2 Retração do betão.....	10
2.2.3 Deformações impedidas.....	10
2.2.4 Ação sísmica	11
2.3 AÇÃO SÍSMICA REGULAMENTAR – EUROCÓDIGO 8	14
2.3.1 Quantificação da ação sísmica	14
2.3.2 Condição de junta sísmica	18
2.4 FENÓMENO DE <i>POUNDING</i>	19
2.5 MÉTODOS DE CONTROLO DE VIBRAÇÕES.....	22
2.5.1 Amortecedores viscosos	22
2.5.2 Amortecedores por atrito.....	24
2.5.3 Acoplamento	25
2.6 ANÁLISE ECONÓMICA	27
2.6.1 Cenário 1.....	27
2.6.2 Cenário 2.....	28

3	CASO DE ESTUDO	29
3.1	DESCRIÇÃO DO CASO DE ESTUDO	29
3.2	DESCRIÇÃO DO MODELO NUMÉRICO	31
3.3	SIMPLIFICAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO	36
3.4	QUANTIFICAÇÃO DAS AÇÕES DOMINANTES PARA DIMENSIONAMENTO DA JUNTA	41
3.4.1	Ação térmica	41
3.4.2	Ação sísmica	44
3.4.3	Conclusão	47
4	ESTUDO DA SOLUÇÃO	49
4.1	METODOLOGIA DE ANÁLISE	49
4.2	BLOCOS INDEPENDENTES	51
4.2.1	Blocos com igual comportamento	51
4.2.2	Blocos com comportamento distinto	55
4.3	ACOPLAMENTO AO NÍVEL DA COBERTURA	58
4.3.1	Blocos com igual comportamento	58
4.3.2	Blocos com comportamento distinto	60
4.4	ACOPLAMENTO AO NÍVEL DO PISO 3	62
4.4.1	Blocos com igual comportamento	62
4.4.2	Blocos com comportamento distinto	63
4.5	ACOPLAMENTO AO NÍVEL DO PISO 3 E DA COBERTURA	66
4.5.1	Blocos com igual comportamento	66
4.5.2	Blocos com comportamento distinto	68
4.6	INFLUÊNCIA DA ALTURA	70
4.6.1	Blocos independentes	70
4.6.2	Acoplamento pela cobertura	72
4.6.3	Acoplamento ao nível do piso 6	76
4.6.4	Acoplamento ao nível do piso 6 e da cobertura	79
4.7	INFLUÊNCIA DO COMPRIMENTO	83

4.7.1 Blocos independentes	83
4.7.2 Acoplamento pela cobertura	86
4.7.3 Acoplamento ao nível do piso 3	88
4.8 FASE CONSTRUTIVA.....	91
4.8.1 Acoplamento pela cobertura	92
4.8.2 Acoplamento pelo terceiro piso	93
4.9 ANÁLISE ECONÓMICA.....	94
4.9.1 Blocos independentes	94
4.9.2 Acoplamento pela cobertura	95
4.9.3 Acoplamento pelo piso 3	97
4.9.4 Conclusão	98
5 DISCUSSÃO DE RESULTADOS	99
6 CONSIDERAÇÕES FINAIS E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	105
6.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	105
6.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	107
ANEXOS	113

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Conceção de juntas em edifícios irregulares em planta [3].	6
Figura 2.2 – Exemplo do tratamento de uma junta [6], com tradução de texto gerada por IA.	6
Figura 2.3 – Vista de uma junta em alçado (Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto).	7
Figura 2.4 – Tratamento da junta pelo interior (Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto).	7
Figura 2.5 – Exemplo de junta utilizada em pontes [8], com tradução de texto gerada por IA.	8
Figura 2.6 – Método da sobreposição modal [18].	12
Figura 2.7 – Zonamento sísmico em Portugal Continental [1].	14
Figura 2.8 – Forma do espectro de resposta elástica dado pelo EC8 [1].	15
Figura 2.9 – Vibração de dois corpos em fase [26].	20
Figura 2.10 - Vibração de dois corpos em oposição de fase [26].	20
Figura 2.11 – Colisão entre pisos [26].	20
Figura 2.12 – Colisão entre piso e pilar [26].	20
Figura 2.13 – Colisão entre edifícios de alturas diferentes [26].	21
Figura 2.14 – Colisão entre edifícios de massas diferentes [26].	21
Figura 2.15 – Edifícios simétricos em planta [26].	21
Figura 2.16 – Edifícios assimétricos em planta [26].	21
Figura 2.17 – Colisão entre edifícios de massas diferentes [26], com tradução de texto gerada por IA.	22
Figura 2.18 – Dispositivo de amortecimento viscoso [30].	23
Figura 2.19 – Constituição do amortecedor viscoso [29], com tradução de texto gerada por IA.	24
Figura 2.20 – Dispositivo de amortecimento por atrito [36].	25
Figura 2.21 – Configuração em “V” invertido [36].	25
Figura 2.22 – <i>Gate to the East</i> , Suzhou, Jiangsu, China [38].	26
Figura 3.1 – Vista 3D do edifício em estudo.	29
Figura 3.2 – Planta de piso-tipo de um bloco.	30
Figura 3.3 – Corte-tipo do edifício.	31
Figura 3.4 – Modelo numérico do caso do estudo.	32
Figura 3.5 – Primeiro modo de vibração da estrutura ($f_1 = 1,61\text{Hz}$).	34
Figura 3.6 – Segundo modo de vibração da estrutura ($f_2 = 2,08\text{Hz}$).	35
Figura 3.7 – Terceiro modo de vibração da estrutura ($f_3 = 2,31\text{Hz}$).	35
Figura 3.8 – Quarto modo de vibração da estrutura ($f_4 = 3,76\text{Hz}$).	35
Figura 3.9 – Modelo simplificado do caso do estudo.	37
Figura 3.10 – Primeiro modo de vibração do modelo simplificado ($f_1 = 1,61\text{Hz}$).	39
Figura 3.11 – Segundo modo de vibração da estrutura ($f_2 = 3,74\text{Hz}$).	40
Figura 3.12 – Comparação do primeiro modo de vibração dos dois modelos.	40
Figura 3.13 – Comparação do segundo modo de vibração dos dois modelos.	40

Figura 3.14 – Modelo 2D do caso do estudo com as ações térmicas aplicadas.	42
Figura 3.15 – Deformada do modelo 2D devido às ações térmicas.	42
Figura 3.16 – Espectro de resposta elástica definido para Loulé e para Loulé.	44
Figura 3.17 – Deformada do modelo 2D sob ação sísmica horizontal.	45
Figura 4.1 – Primeiro modo de vibração da estrutura sem ligação entre blocos ($f_1 = 1,61\text{Hz}$).	51
Figura 4.2 – Segundo modo de vibração da estrutura sem ligação entre blocos ($f_2 = 2,54\text{Hz}$).	51
Figura 4.3 – Terceiro modo de vibração da estrutura sem ligação entre blocos ($f_3 = 3,72\text{Hz}$).	52
Figura 4.4 – Primeiro modo de vibração, considerando um bloco inabitado ($f_1 = 1,64\text{Hz}$).	55
Figura 4.5 – Segundo modo de vibração, considerando um bloco inabitado ($f_2 = 2,60\text{Hz}$).	56
Figura 4.6 – Terceiro modo de vibração, considerando um bloco inabitado ($f_3 = 3,76\text{Hz}$).	56
Figura 4.7 – Primeiro modo de vibração da estrutura, considerando blocos unidos pela cobertura ($f_1 = 1,61\text{Hz}$).	58
Figura 4.8 – Terceiro modo de vibração da estrutura, considerando blocos unidos pela cobertura ($f_2 = 3,74\text{Hz}$).	58
Figura 4.9 – Primeiro modo de vibração da estrutura, considerando blocos unidos pela cobertura e um bloco inabitado ($f_1 = 1,64\text{Hz}$).	60
Figura 4.10 – Segundo modo de vibração da estrutura, considerando blocos unidos pela cobertura e um bloco inabitado ($f_2 = 3,76\text{Hz}$).	60
Figura 4.11 – Terceiro modo de vibração da estrutura, considerando blocos unidos pela cobertura e um bloco inabitado ($f_3 = 9,47\text{Hz}$).	60
Figura 4.12 – Primeiro modo de vibração da estrutura, considerando blocos ligados pelo piso 3 ($f_1 = 1,61\text{Hz}$).	62
Figura 4.13 – Segundo modo de vibração da estrutura, considerando blocos ligados pelo piso 3 ($f_2 = 3,72\text{Hz}$).	62
Figura 4.14 – Primeiro modo de vibração da estrutura, considerando acoplamento ao nível do piso 3 e um bloco inabitado ($f_1 = 1,64\text{Hz}$).	64
Figura 4.15 – Segundo modo de vibração da estrutura, considerando acoplamento ao nível do piso 3 e um bloco inabitado ($f_2 = 3,73\text{Hz}$).	64
Figura 4.16 – Quinto modo de vibração da estrutura, considerando acoplamento ao nível do piso 3 e um bloco inabitado ($f_5 = 10,39\text{Hz}$).	64
Figura 4.17 – Primeiro modo de vibração da estrutura, considerando acoplamento ao nível do piso 3 e da cobertura ($f_1 = 1,60\text{Hz}$).	66
Figura 4.18 – Segundo modo de vibração da estrutura, considerando acoplamento ao nível do piso 3 e da cobertura ($f_2 = 3,72\text{Hz}$).	66
Figura 4.19 – Primeiro modo de vibração do edifício com ligações no piso 3 e cobertura, considerando um bloco inabitado ($f_1 = 1,64\text{Hz}$).	68
Figura 4.20 – Segundo modo de vibração do edifício com ligações no piso 3 e cobertura, considerando um bloco inabitado ($f_2 = 3,73\text{Hz}$).	68

Figura 4.21 – Primeiro modo de vibração do edifício com o dobro da altura ($f_1 = 0,87\text{Hz}$).	70
Figura 4.22 – Segundo modo de vibração do edifício com o dobro da altura ($f_2 = 1,10\text{Hz}$).	70
Figura 4.23 – Primeiro modo de vibração do edifício com o dobro da altura, ligado pela cobertura ($f_1 = 0,88\text{Hz}$).	73
Figura 4.24 – Segundo modo de vibração do edifício com o dobro da altura, ligado pela cobertura ($f_2 = 2,87\text{Hz}$).	73
Figura 4.25 – Terceiro modo de vibração do edifício com o dobro da altura, ligado pela cobertura ($f_3 = 4,00\text{Hz}$).	73
Figura 4.26 – Primeiro modo de vibração do edifício com acoplamento pelo piso 6, considerando 8 pisos ($f_1 = 0,88\text{Hz}$).	76
Figura 4.27 – Primeiro modo de vibração do edifício com acoplamento pelo piso 6, considerando 8 pisos ($f_2 = 2,87\text{Hz}$).	76
Figura 4.28 – Terceiro modo de vibração do edifício com acoplamento pelo piso 6, considerando 8 pisos ($f_3 = 5,19\text{Hz}$).	77
Figura 4.29 – Primeiro modo de vibração dos blocos ligados ao nível do piso 6 e da cobertura, considerando 8 pisos ($f_1 = 0,88\text{Hz}$).	79
Figura 4.30 – Segundo modo de vibração dos blocos ligados ao nível do piso 6 e da cobertura, considerando 8 pisos ($f_2 = 2,87\text{Hz}$).	80
Figura 4.31 – Quarto modo de vibração dos blocos ligados ao nível do piso 6 e da cobertura, considerando o dobro da altura ($f_4 = 7,09\text{Hz}$).	80
Figura 4.32 – Primeiro modo de vibração do edifício considerando quatro blocos independentes ($f_1 = 1,65\text{Hz}$).	83
Figura 4.33 – Segundo modo de vibração do edifício considerando quatro blocos independentes ($f_2 = 2,31\text{Hz}$).	84
Figura 4.34 – Terceiro modo de vibração do edifício considerando quatro blocos independentes ($f_3 = 2,60\text{Hz}$).	84
Figura 4.35 – Quarto modo de vibração do edifício considerando quatro blocos independentes ($f_4 = 2,74\text{Hz}$).	84
Figura 4.36 – Primeiro modo de vibração do edifício considerando quatro blocos ligados pela cobertura ($f_1 = 1,66\text{Hz}$).	86
Figura 4.37 – Segundo modo de vibração do edifício considerando quatro blocos ligados pela cobertura ($f_2 = 3,76\text{Hz}$).	86
Figura 4.38 – Terceiro modo de vibração do edifício considerando quatro blocos ligados pela cobertura ($f_3 = 6,40\text{Hz}$).	86
Figura 4.39 – Primeiro modo de vibração do edifício considerando quatro blocos ligados pelo terceiro piso ($f_1 = 1,66\text{Hz}$).	88
Figura 4.40 – Segundo modo de vibração do edifício considerando quatro blocos ligados pelo terceiro piso ($f_2 = 3,76\text{Hz}$).	89

Figura 4.41 – Terceiro modo de vibração do edifício considerando quatro blocos ligados pelo terceiro piso ($f_3 = 6,67\text{Hz}$).	89
--	----

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 – Aceleração máxima de referência agR (m/s^2) nas várias zonas sísmicas, de acordo com o EC8 [1].....	15
Tabela 2.2 – Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico, de acordo com o Anexo Nacional do EC8 [1].	16
Tabela 2.3 – Valor básico do coeficiente de comportamento, q , para sistemas regulares em altura, de acordo com o EC8 [1].....	17
Tabela 3.1 – Tabela de cargas do modelo numérico.....	33
Tabela 3.2 – Resultados da análise modal do modelo numérico.	34
Tabela 3.3 – Propriedades das secções dos alinhamentos.	37
Tabela 3.4 – Tabela de cargas aplicadas ao modelo simplificado.	38
Tabela 3.5 – Condições de apoio do Modelo Numérico Simplificado.....	39
Tabela 3.6 – Resultados da análise modal do modelo numérico simplificado.	39
Tabela 3.7 – Deslocamentos obtidos para a ação térmica regulamentar.....	43
Tabela 3.8 – Aceleração máxima de referência agR (m/s^2) para os concelhos de Loulé e do Porto, de acordo com o EC8 [1].....	44
Tabela 3.9 – Deslocamentos horizontais retirados da análise sísmica.	45
Tabela 3.10 – Deslocamentos sísmicos modais do modelo 3D [mm].	46
Tabela 3.11 – Comparação entre deslocamentos sob as ações condicionantes.....	47
Tabela 4.1 – Configurações de acoplamento em estudo.	50
Tabela 4.2 – Deslocamentos sísmicos modais [mm].....	53
Tabela 4.3 – Fatores para a combinação de base sísmica.	53
Tabela 4.4 – Deslocamentos sísmicos horizontais no edifício sem ligação.	53
Tabela 4.5 – Fatores para as combinações de base térmica.	54
Tabela 4.6 – Deslocamentos sísmicos modais, considerando um bloco inabitado [mm].....	56
Tabela 4.7 – Deslocamentos sísmicos horizontais considerando um bloco inabitado [mm].....	57
Tabela 4.8 – Deslocamentos sísmicos horizontais no edifício com ligação pela cobertura.	59
Tabela 4.9 – Esforços máximos na ligação da laje de cobertura.	59
Tabela 4.10 – Deslocamentos sísmicos horizontais no edifício com ligação pela cobertura, considerando um bloco inabitado.....	61
Tabela 4.11 – Esforços máximos para a ação sísmica na ligação da laje de cobertura, considerando um bloco inabitado.	61
Tabela 4.12 – Deslocamentos sísmicos horizontais no edifício com ligação ao nível do piso 3.....	63
Tabela 4.13 – Esforços máximos na ligação da laje do piso 3.	63
Tabela 4.14 – Deslocamentos sísmicos horizontais no edifício com ligação ao nível do piso 3.....	65
Tabela 4.15 – Esforços máximos para a ação sísmica na ligação da laje do piso 3, considerando um bloco inabitado.	65

Tabela 4.16 – Deslocamentos sísmicos horizontais no edifício com acoplamento ao nível do piso 3 e da cobertura.....	67
Tabela 4.17 – Esforços máximos nas ligações da laje do piso 3 e da cobertura.	67
Tabela 4.18 – Deslocamentos sísmicos horizontais no edifício com ligação ao nível do piso 3 e da cobertura, considerando um bloco inabitado.....	69
Tabela 4.19 – Esforços máximos nas ligações da laje do piso 3 e da cobertura, considerando um bloco inabitado.	69
Tabela 4.20 – Deslocamentos sísmicos modais no edifício com 8 pisos [mm].	71
Tabela 4.21 – Deslocamentos sísmicos horizontais no edifício com 8 pisos.	72
Tabela 4.22 – Deslocamentos sísmicos horizontais no edifício com ligação ao nível da cobertura, considerando 8 pisos.....	74
Tabela 4.23 – Deslocamentos sísmicos modais no edifício com 8 pisos com acoplamento pela cobertura [mm].	75
Tabela 4.24 – Esforços máximos na ligação da laje de cobertura, considerando o edifício com 8 pisos.	75
Tabela 4.25 – Deslocamentos sísmicos horizontais do edifício com acoplamento pelo piso 6, considerando 8 pisos.....	77
Tabela 4.26 – Deslocamentos sísmicos modais no edifício com acoplamento pelo piso 6, considerando 8 pisos [mm].	78
Tabela 4.27 – Esforços máximos na ligação da laje do piso 6, considerando 8 pisos.	79
Tabela 4.28 – Deslocamentos sísmicos modais no edifício com acoplamento pelo piso 6 e pela cobertura, considerando 8 pisos [mm].	81
Tabela 4.29 – Deslocamentos sísmicos horizontais no edifício com acoplamento pelo piso 6 e pela cobertura, considerando 8 pisos	82
Tabela 4.30 – Esforços máximos nas ligações da laje do piso 6 e da cobertura, considerando 8 pisos.	82
Tabela 4.31 – Deslocamentos sísmicos horizontais considerando quatro blocos independentes.	85
Tabela 4.32 – Deslocamentos sísmicos horizontais considerando quatro blocos ligados pela cobertura.	87
Tabela 4.33 – Esforços máximos nas três ligações pela cobertura.....	88
Tabela 4.34 – Esforços máximos nas ligações ao nível do piso 3.....	89
Tabela 4.35 – Deslocamentos sísmicos horizontais considerando quatro blocos independentes.	90
Tabela 4.36 – Deslocamentos sísmicos horizontais no edifício em fase construtiva, após a betonagem da laje de cobertura.	92
Tabela 4.37 – Deslocamentos sísmicos horizontais no edifício em fase construtiva, após a betonagem da laje do terceiro piso.....	93
Tabela 4.38 – Síntese da análise económica.	98
Tabela 5.1 – Largura mínima da junta [mm], calculada para os cenários condicionantes.	99
Tabela 5.2 – Esforços axiais máximos registados na ligação para a combinação sísmica.....	100

Tabela 5.3 – Esforços axiais máximos registados na ligação para a combinação térmica.....	100
Tabela 5.4 – Esforços axiais máximos [kN] registados na ligação para as combinações sísmica e térmica, no edifício com 8 pisos.	101
Tabela 5.5 – Esforços axiais máximos [kN] registados na ligação para a combinação sísmica, no edifício com 4 blocos contíguos.....	102
Tabela 5.6 – Esforços axiais máximos [kN] registados na ligação para as combinações térmica, no edifício com 4 blocos contíguos.	102
Tabela 5.7 – Custos totais da análise económica.....	103

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

C	$[N \cdot s/m]$	Coeficiente de amortecimento
F_c	$[N]$	Força de amortecimento viscoso
F_f	$[N]$	Força de amortecimento por atrito
M_i	$[ton]$	Massa modal do modo i
N	$[N]$	Esforço axial
S		Coeficiente do solo
$S_d(T)$		Espetro de cálculo
$S_{De}(T)$		Espetro de resposta elástica do deslocamento
$S_e(T)$		Espetro de resposta elástica
S_{max}		Parâmetro definidor do espectro de resposta elástico
T	$[^{\circ}C]$	Temperatura média de um elemento estrutural
T	$[s]$	Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade
T_0	$[^{\circ}C]$	Temperatura inicial do elemento estrutural quando são introduzidos constrangimentos
T_B	$[s]$	Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante
T_C	$[s]$	Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante
T_D	$[s]$	Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante
T_L	$[anos]$	Período de retorno para o qual se pretende calcular a nova ação sísmica
T_{LR}	$[anos]$	Período de retorno para o qual é definida a ação sísmica de referência
T_{in}	$[^{\circ}C]$	Temperatura média do ambiente interior
T_{out}	$[^{\circ}C]$	Temperatura média do ambiente exterior
ΔT	$[^{\circ}C]$	Diferença entre a temperatura final (t_f) e a temperatura inicial (t_i) do elemento
ΔT_M	$[^{\circ}C]$	Variação diferencial da temperatura
ΔT_u	$[^{\circ}C]$	Variação uniforme da temperatura
a_g	$[m/s^2]$	Valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A
a_{gR}	$[m/s^2]$	Valor de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno do tipo A
d_e	$[mm]$	Deslocamento do mesmo ponto do sistema estrutural, determinado por uma análise linear baseada no espectro de cálculo

$d_{\min}$	[mm]	Distância mínima entre as unidades estruturalmente independentes
d_{junta}	[cm]	Distância nominal entre blocos, definida como largura da junta
d_s	[mm]	Deslocamento de um ponto do sistema estrutural devido à ação sísmica de cálculo
d_{s1}	[mm]	Deslocamento de um ponto do sistema estrutural 1 devido à ação sísmica de cálculo
d_{s2}	[mm]	Deslocamento de um ponto do sistema estrutural 2 devido à ação sísmica de cálculo
l	[m]	Comprimento inicial do elemento
Δl	[m]	Alongamento/encurtamento do elemento
k		Expoente dependente da sismicidade
q		Coeficiente de comportamento
q_d		Coeficiente de comportamento em deslocamento
$\dot{u}$	[m/s]	Velocidade
α_l		Valor pelo qual a ação sísmica horizontal de cálculo é multiplicada para ser atingida pela primeira vez a resistência à flexão em qualquer elemento da estrutura, mantendo-se constantes todas as outras ações de cálculo
α_T	[°C ⁻¹]	Coeficiente de dilatação térmica linear
α_u		Valor pelo qual a ação sísmica horizontal de cálculo é multiplicada para formar rótulas plásticas num número de secções suficiente para provocar a instabilidade global de estrutura, mantendo-se constantes todas as outras ações de cálculo
γ_I		Coeficiente de importância
η		Coeficiente de correlação do amortecimento
μ		Coeficiente de atrito
ϕ_i		Componente horizontal do modo de vibração i

CQC Combinação Quadrática Completa

$EC1 - 1 - 5$ Eurocódigo 1 – Parte 1-5

$EC2$ Eurocódigo 2

$EC8$ Eurocódigo 8

ELS Estado Limite de Serviço

<i>ELU</i>	Estado Limite Último
<i>RCP</i>	Restantes Cargas Permanentes

1

INTRODUÇÃO

1.1 ENQUADRAMENTO

O crescimento populacional das cidades e a sua rápida urbanização, aliados ao aumento dos custos do solo devido à sua maior escassez, têm levado os promotores imobiliários a otimizar o uso dos seus terrenos. Essa otimização do uso do solo, em casos onde a área disponível para construção nova seja bastante extensa, pode gerar edifícios com grande desenvolvimento em planta. Em edifícios com estas características, é de bom senso dispor de juntas de dilatação, separação física entre estruturas adjacentes com o objetivo de acomodar os deslocamentos horizontais fruto das ações térmicas, do efeito de retração do betão e, particularmente em zonas de elevado risco sísmico, os movimentos provocados pela vibração dos edifícios quando sujeitos a ações sísmicas.

O caso de estudo, localizado no Algarve, é composto por um edifício de grande extensão longitudinal, dispondo de uma junta que separa a estrutura em dois corpos com igual geometria. Por se enquadrar numa zona de elevada sismicidade em Portugal, é de extrema importância a adequada separação desses blocos, para evitar a ocorrência do fenómeno de *pounding*. Este conceito refere-se à colisão entre edifícios adjacentes ou blocos adjacentes de um edifício, resultante do movimento independente dos corpos provocado por excitações sísmicas. O efeito de *pounding* destaca-se particularmente quando os corpos têm comportamentos dinâmicos distintos, caracterizado pela diferença de massas e rigidezes. Os corpos, tendo frequências de vibração natural diferentes, oscilam fora de fase, correndo o risco de baterem um no outro, o que pode provocar danos estruturais severos ou, no pior dos cenários, causar o colapso dos mesmos. Sendo assim, é crucial dimensionar uma largura de junta capaz de permitir a vibração livre dos edifícios.

No entanto, as exigências regulamentares estabelecidas no Eurocódigo 8 [1] poderão levar ao dimensionamento de uma junta com largura expressiva, que poderá ser considerada inoportuna do ponto de vista arquitetónico (um espaço vazio entre os dois blocos não seria visualmente agradável), comercial (ocupando área útil de venda valiosa), construtivo (dificuldade na impermeabilização das juntas, possibilitando problemas de infiltrações das águas da chuva) e funcional (desconforto dos utilizadores no atravessamento entre blocos).

Para combater a necessidade de uma junta de grandes dimensões, é preciso definir soluções de conceção estrutural que visem controlar a resposta sísmica do edifício. A estratégia que se procura estudar neste presente relatório consiste em definir uma ligação de continuidade na laje de cobertura entre os dois blocos de um edifício, à qual se dá no nome de acoplamento estrutural. Esta solução pretende sincronizar o movimento dos dois corpos, permitindo assim que trabalhem em conjunto, reduzindo deslocamentos diferenciais entre os blocos e, consequentemente, o tamanho da junta necessária.

1.2 OBJETIVOS

O primeiro e principal objetivo desta dissertação é estudar o efeito da solução de juntas no comportamento sísmico de um edifício constituído por dois blocos geminados, localizado numa zona em que a ação sísmica tem um elevado grau de importância. Para isso, procura-se neste trabalho avaliar os aspetos positivos e negativos da aplicação de uma solução invulgar nesse caso de estudo, que consiste no estabelecimento da continuidade da laje de cobertura, conectando fisicamente os dois blocos do edifício.

Associado a este objetivo principal, define-se um segundo objetivo centrado na aferição da contribuição dos efeitos térmicos, da retração do betão e de deformações impedidas para o dimensionamento da largura da junta de dilatação, comparativamente aos efeitos das ações sísmicas, tendo em conta o risco sísmico associado à localização do edifício que constitui o caso de estudo. Pretende-se ainda fazer um enquadramento regulamentar, através da aplicação das normas europeias (Eurocódigos) para a quantificação das respetivas solicitações.

Ainda na mesma sequência, o terceiro objetivo deste trabalho prende-se com a compreensão da influência de diferentes configurações da referida ligação (por exemplo, continuidade da laje em diferentes níveis) no comportamento sísmico do edifício em estudo, pela avaliação de aspetos como os deslocamentos e esforços na laje, decorrentes das solicitações condicionantes para o dimensionamento da junta, pretendendo-se averiguar as vantagens e desvantagens de cada uma destas configurações.

Para complementação da análise, o quarto objetivo está relacionado com o estudo da influência da altura e do comprimento dos blocos na resposta sísmica do edifício e, por consequência, na viabilidade da solução proposta em edifícios com características geométricas diferentes do edifício em estudo.

O quinto objetivo consiste na análise da resposta sísmica durante a fase construtiva, de modo a concluir sobre a pertinência dos deslocamentos resultantes desse cenário para o dimensionamento da junta.

Para finalizar, o sexto e último objetivo incide na elaboração de uma análise económica às diferentes configurações estruturais estudadas, visando avaliar a solução ou conjunto de soluções mais vantajosas do ponto de vista económico.

1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A estrutura da presente dissertação e o conteúdo dos diversos capítulos está descrita de uma forma sucinta nos parágrafos seguintes.

O primeiro capítulo introduz o tema e o problema que se pretende analisar, na perspetiva de alcançar soluções eficientes em que a largura da junta seja reduzida. Nesta secção são ainda referidos os objetivos da dissertação, bem como a organização do relatório.

No segundo capítulo, correspondente ao Estado da Arte, são discutidos os conceitos inerentes ao problema, tais como a definição de juntas estruturais e do conceito de *pounding*, a descrição das ações que condicionam o seu dimensionamento e o seu enquadramento regulamentar. Aqui são ainda referidas algumas estratégias de resolução que seriam aplicáveis ao caso de estudo. Neste capítulo, é também apresentada a metodologia associada à avaliação económica das configurações estruturais em estudo.

O terceiro capítulo é constituído pela apresentação do caso de estudo, sendo feita a descrição do edifício, bem como os modelos numéricos que o representam. Ainda neste capítulo, são quantificadas as ações que condicionam o dimensionamento da junta, comparando-se os resultados para as diferentes solicitações.

O quarto capítulo é o mais extenso, no qual se realiza uma análise das soluções de acoplamento, estudando-se o comportamento da estrutura considerando várias configurações de ligação entre os blocos e também a influência de características geométricas, como a altura e o comprimento do edifício aliadas ao acoplamento, na dinâmica da estrutura e no dimensionamento da junta. Aqui é ainda discutido o impacto da ocorrência de um sismo durante as fases construtivas mais críticas na definição da largura da junta. No final deste capítulo, efetua-se uma análise económica das configurações estruturais abordadas.

No quinto capítulo discutem-se os resultados, efetuando-se uma análise qualitativa das soluções apresentadas, através da comparação do comportamento sísmico e dos esforços axiais nas ligações entre as várias soluções de acoplamento estudadas. Conclui-se, ainda aqui, sobre os custos económicos da disposição da junta nas configurações referidas, em cenários distintos.

O sexto capítulo conclui a dissertação, onde se apresentam as considerações finais e se propõem sugestões de desenvolvimentos futuros.

2

ESTADO DA ARTE

2.1 JUNTAS ESTRUTURAIS

As juntas estruturais são elementos de grande importância na conceção estrutural de um edifício, tendo como principal objetivo a separação total ou parcial de estruturas. Estas soluções construtivas são necessárias fundamentalmente por dois motivos. Primeiramente, permitem mitigar os efeitos negativos resultantes de deformações impostas, tais como as variações de temperatura, a retração do próprio betão (particularmente, durante a cura) e os deslocamentos provocados por assentamentos da fundação, prevenindo a formação de fissuras de dimensões consideráveis [2]. A segunda razão para a aplicação de juntas estruturais está associada à necessidade de acomodação dos deslocamentos horizontais do edifício, quando sujeito a ações sísmicas.

Habitualmente, distingue-se a terminologia destas separações consoante a ação condicionante: juntas de dilatação, se governadas por variações térmicas; juntas de retração, para evitar complicações relacionadas com a retração do betão; juntas sísmicas, quando dimensionadas para assegurar a integridade estrutural perante eventos sísmicos.

Tipicamente, as juntas permitem resolver estruturas com irregularidades de geometria e/ou com transições bruscas que conduzem a excentricidades entre o centro de rigidez e o centro de massa, tanto em alçado como em planta, de modo a satisfazer os critérios de regularidade estrutural referidos no Eurocódigo 8 [1, 2], nomeadamente, em edifícios com formatos de “L”, “C”, “H”, “I” e “X” [1], como indica a Figura 2.1. É também importante conceber juntas estruturais em edifícios de grande desenvolvimento em planta.

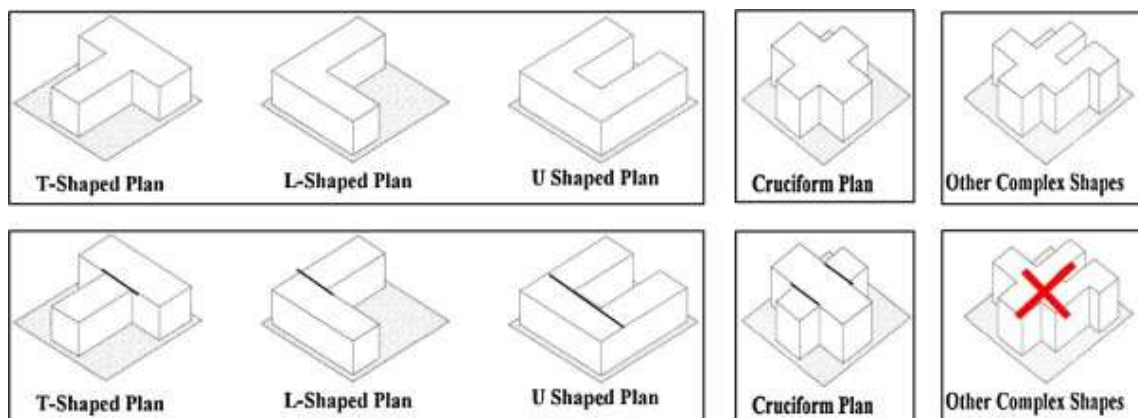


Figura 2.1 – Conceção de juntas em edifícios irregulares em planta [3].

No entanto, a utilização de juntas estruturais introduz preocupações inerentes, que devem ser devidamente tratadas. Estes elementos são frágeis quanto a infiltrações de água, o que implica a necessidade de efetuar um tratamento adequado das juntas, através da disposição de sistemas de selagem resistentes à água, de modo a evitar a intrusão de água que possa deteriorar os componentes da junta [4]. Os movimentos térmicos indesejados são outra deficiência que deverá ser acautelada. O fenómeno de pontes térmicas envolve a movimentação de calor através de arestas da estrutura. De modo a mitigar esses efeitos, é importante o tratamento térmico das juntas, para garantir conforto aos utilizadores dos edifícios [5]. A Figura 2.2 ilustra um exemplo de tratamento de uma junta de um edifício. A Figura 2.3 apresenta uma junta de dilatação presente na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, demonstrando-se o tratamento pelo interior desta solução de engenharia na Figura 2.4.

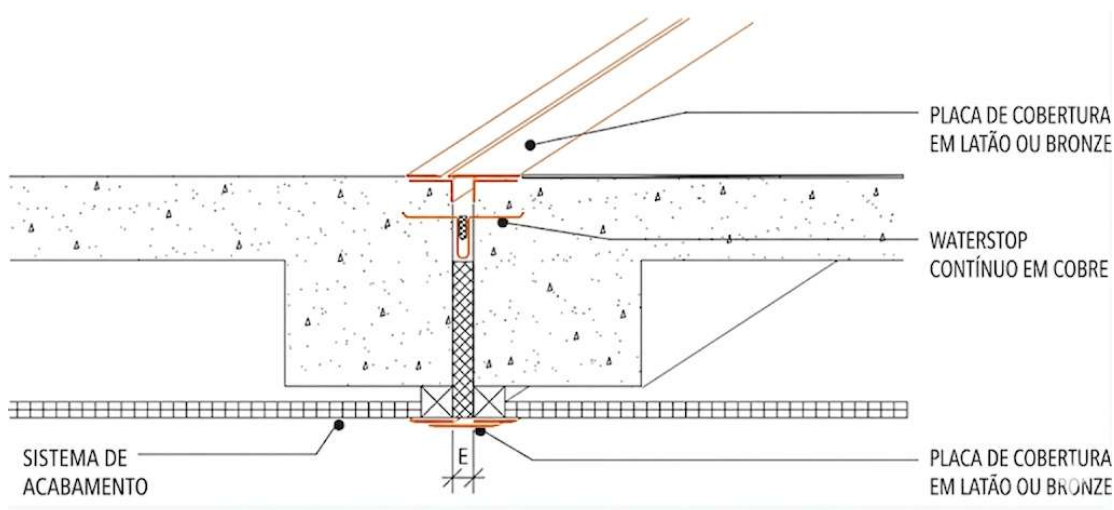


Figura 2.2 – Exemplo do tratamento de uma junta [6], com tradução de texto gerada por IA.



Figura 2.3 – Vista de uma junta em alçado (Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto).



Figura 2.4 – Tratamento da junta pelo interior (Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto).

A questão do tratamento de juntas estruturais é um tema com maior exploração no âmbito das pontes e viadutos. As ações de grande amplitude observadas nestas estruturas obrigam à disposição de aberturas de maiores dimensões, em relação às concebidas à escala dos edifícios. No entanto, nas pontes e viadutos, diferentemente dos edifícios, as juntas são essencialmente concebidas para promover uma transição suave para os utilizadores e para mitigar o desgaste por impacto mecânico à passagem dos veículos. O problema da estanqueidade deve ser também acautelado, de modo a evitar infiltrações que provoquem a lixiviação do betão e a corrosão das armaduras do intradorso do tabuleiro. Nos apoios, é necessário ter atenção ao desgaste do neopreno e da corrosão das armaduras dos pilares ou encontros [7].

Desse modo, existe um vasto leque de soluções de juntas aplicáveis em pontes, conforme a amplitude dos movimentos que se prevejam na estrutura. Estas soluções variam tipicamente entre juntas enterradas para pequenos desvios (20 a 40mm), juntas de perfil elastomérico para deslocamentos intermédios (até 80mm), e sistemas modulares ou de dentes para grandes amplitudes de movimento (superiores a 80mm até mais de 1000mm) [7]. A Figura 2.5 exemplifica uma solução de junta utilizada em pontes.

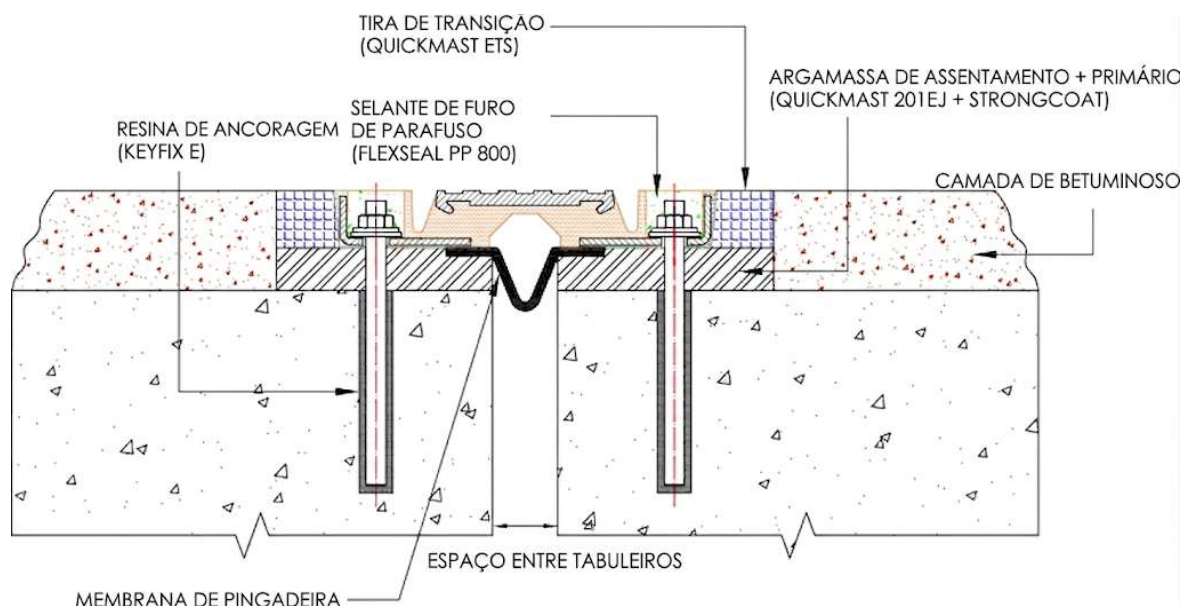


Figura 2.5 – Exemplo de junta utilizada em pontes [8], com tradução de texto gerada por IA.

2.2 AÇÕES DOMINANTES PARA O DIMENSIONAMENTO DE JUNTAS

2.2.1 Ação térmica

Estruturas como as de edifícios longos são sensíveis a ações térmicas e, desse modo, devem ser definidas juntas de dilatação, para evitar a fissuração do betão, ou então a estrutura deve ser dimensionada com o objetivo de comportar as tensões geradas por estas ações [9].

As variações de temperatura atuantes em estruturas hiperestáticas geram reações exteriores autoequilibradas [2], com esforços e tensões que ao atingirem o limite da resistência à tração do betão, podem conduzir à formação de fissuras. Quando as estruturas ou partes de uma estrutura solicitadas não se encontram impedidas, podem-se deformar livremente, não se gerando quaisquer reações.

O alongamento resulta de propriedades intrínsecas à estrutura, como o coeficiente de dilatação térmica do material que a compõe, α_T , e a sua geometria, presentes na seguinte expressão.

$$\Delta l = \alpha_T \cdot \Delta T \cdot l \quad (2.1)$$

Em que:

Δl – alongamento/encurtamento do elemento;

α_T – coeficiente de dilatação linear, característico do material (normalmente em $^{\circ}\text{C}^{-1}$);

ΔT – diferença entre a temperatura final (t_f) e a temperatura global (t_i) do elemento;

l – comprimento inicial do elemento.

A regulamentação em vigor aplicável na análise de ações térmicas numa estrutura consta no Eurocódigo 1 – Parte 1-5 [10]. O EC1-1-5 define ΔT_u , componente da variação uniforme da temperatura, como a diferença entre a temperatura média de um elemento, T , e a sua temperatura inicial, T_0 . Define ainda uma componente linear da variação diferencial de temperatura, ΔT_M , obtida pela diferença entre as temperaturas nas superfícies exterior e interior de uma secção transversal, ou nas superfícies de camadas individuais e uma diferença de temperatura entre diversas partes de uma estrutura, obtida pela diferença entre as temperaturas médias dessas partes, ΔT_p [10].

A variação uniforme da temperatura, que provoca uma expansão longitudinal dos elementos expostos, pode-se quantificar através da expressão abaixo.

$$\Delta T_u = T - T_0 \quad (2.2)$$

em que:

T – temperatura média de um elemento estrutural;

T_0 – temperatura inicial do elemento estrutural quando são introduzidos constrangimentos.

A determinação de T é feita com base na teoria da transmissão térmica. No entanto, de modo a maximizar a contribuição da ação térmica, considerou-se o valor de T igual ao valor de T_{out} , temperatura média do ambiente exterior. T_{out} é calculada, para zonas de edifícios acima do solo, tendo em conta a temperatura máxima do ar à sombra, T_{max} , definida de acordo com o Anexo Nacional do EC1-1-5 [10] e quantificada com base na região térmica.

A variação diferencial de temperatura atuante num elemento causa o alongamento das fibras superiores e o encurtamento das fibras inferiores, encurvando-o. Esse fenómeno pode ser pouco expressivo no que toca a deslocamentos horizontais, mas impactante nos esforços da estrutura. Essa ação pode ser dada pela seguinte expressão.

$$\Delta T_M = T_{out} - T_{in} \quad (2.3)$$

em que:

T_{out} – temperatura média do ambiente exterior;

T_{in} – temperatura média do ambiente interior.

2.2.2 Retração do betão

A retração do betão é um fenómeno complexo e praticamente inevitável, que consiste na diminuição progressiva de volume que ocorre ao longo do tempo, de forma independente da aplicação de cargas externas ou de variações térmicas sazonais, resultante essencialmente da perda de água por evaporação (retração por secagem) e do processo de hidratação do cimento (retração autogénea).

A contabilização dos efeitos de retração está descrita no Eurocódigo 2 [11]. A retração não restringida por secagem do betão é calculada com base na humidade relativa do ambiente e na classe de resistência do material. A extensão causada por este fenómeno será tanto maior quanto menor for a classe de resistência do betão e quanto menor for a humidade relativa, conforme o Quadro 3.2 do EC2 [11]. Quanto ao encurtamento por retração autogénea, é linearmente crescente conforme o valor da resistência à compressão do betão, f_{ck} .

No que concerne ao dimensionamento da largura da junta, os efeitos da retração revelam-se geralmente conservativos. Dado que este fenómeno resulta no encurtamento das componentes estruturais, a largura da separação tende a aumentar, afastando o risco de batimento (*pounding*) entre blocos adjacentes. Consequentemente, pode-se concluir que o dimensionamento da junta é condicionado, na generalidade dos casos, exclusivamente pelas ações que provocam a aproximação dos blocos, nomeadamente a flexão lateral devida à ação sísmica e as variações térmicas positivas.

2.2.3 Deformações impedidas

Em estruturas hiperestáticas, a restrição a deformações impostas por fenómenos de retração, variações de temperatura e/ou assentamentos de apoio gera tensões internas de tração. Uma vez que a resistência do betão à tração é significativamente inferior à sua resistência à compressão, a ocorrência de fissuração torna-se expectável quando estas tensões excedem a capacidade resistente do material em idades precoces [12].

A introdução de juntas construtivas (ou 'fissuras intencionais') visa, portanto, reduzir o grau de hiperestaticidade da estrutura, segmentando-a em blocos independentes com maior liberdade de movimentação. Desse modo, para se poder prescindir da consideração dos efeitos de variações de temperatura e de retração, o Eurocódigo 2 [11] estabelece, como regra prática, um espaçamento máximo de 30m.

2.2.4 Ação sísmica

Um sismo resulta da libertação súbita de energia na crosta terrestre, propagando-se sob a forma de ondas elásticas que impõem uma excitação dinâmica ao solo e, consequentemente, na base das estruturas [13]. Esta propagação ocorre através de ondas de volume (P e S) e de superfície (Love e Rayleigh). Enquanto as ondas P (primárias) e S (secundárias) se propagam pelo interior do globo, as ondas de superfície, caracterizadas por amplitudes superiores e frequências mais baixas, são tipicamente responsáveis pelo maior potencial de destruição em meios urbanos. O seu carácter oscilatório impõe solicitações cíclicas complexas que podem exceder a capacidade de deformação dos elementos estruturais [14].

A ação sísmica resulta da imposição de movimentos oscilatórios nas fundações. A resposta das estruturas face a esses movimentos é governada pelas características dinâmicas da própria estrutura. As frequências naturais de vibração de uma estrutura são regidas essencialmente pela distribuição da massa e da rigidez, parâmetros que são, por isso, fundamentais na conceção dos edifícios [13, 15, 16].

A vibração de uma estrutura ocorre segundo padrões específicos relacionados com as suas frequências naturais, conhecidos como modos de vibração. O número de modos de vibração, assim como o de frequências naturais, está dependente da geometria da estrutura, das propriedades do material constituinte e das condições fronteira [17]. Uma abordagem frequente da resposta sísmica passa pela aplicação do método da sobreposição modal, através do qual esta resposta é calculada através da soma das contribuições modais, de acordo com o ilustrado na Figura 2.6.

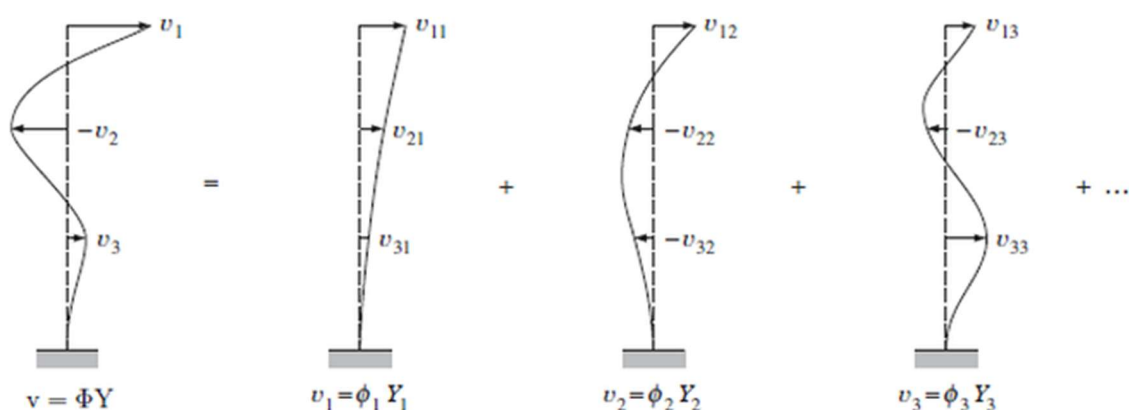


Figura 2.6 – Método da sobreposição modal [18].

A análise modal de uma estrutura permite determinar as suas frequências naturais e modos de vibração [17]. A avaliação da participação da massa da estrutura em cada um dos modos é uma boa maneira de caracterizar o comportamento real do edifício quando sujeito à ação sísmica. Numa análise sísmica através do método da sobreposição modal, considera-se que o número de modos de vibração a utilizar é dado pelo número de modos cuja participação de massa mobilizada é igual ou superior a 90%.

Uma estrutura massiva (estrutura de betão) e uma estrutura leve (estrutura metálica) têm comportamentos sísmicos muito distintos. Em estruturas massivas, existe um maior contributo das forças de inércia, em grande parte, resultantes do peso próprio, ou seja, neste tipo de edifícios, a energia é dissipada sob a forma de esforços na estrutura. Uma estrutura leve, por outro lado, dissipa a energia sísmica sob a forma de trabalho de deformação, observando-se deslocamentos mais evidentes, o que evita o desenvolvimento de esforços exagerados.

É também importante introduzir o conceito de estrutura dúctil. As estruturas mais leves podem ser dimensionadas de modo a ultrapassar o limite de elasticidade, havendo funcionamento da estrutura em plasticidade. É permitido realizar uma análise plástica destes sistemas estruturais, tirando partido da flexibilidade e ductilidade dos materiais que a compõem, através da contribuição de deformações para além do limite elástico, sem comprometer a resistência estrutural [13, 16].

O conteúdo de frequências da ação sísmica, designado por conteúdo espectral sísmico, está correlacionada com a distância da estrutura ao epicentro do sismo. A composição geológica heterogénea do solo de propagação das ondas sísmicas permite a atenuação de componentes caracterizadas por frequências mais elevadas. Deste modo, sismos próximos conservam um espectro de frequências mais elevadas, caracterizados por frequências acima de 1Hz, uma vez que não existe tempo e distância suficientes para que a energia associada a altas frequências se dissipe. Em contrapartida, o conteúdo espectral de sismos distantes é dominado por baixas frequências, abaixo de 1Hz, visto que grande parte da energia de elevada frequência se dissipa ao longo do trajeto [16].

A qualidade e as características geotécnicas do solo de fundação exercem também um papel determinante na resposta sísmica de uma estrutura. Quando as ondas sísmicas se propagam do substrato rochoso para as camadas superficiais de solo mais brando, ocorre frequentemente a amplificação do movimento à superfície [19]. Para além disso, este tipo de solos tem a capacidade de atenuar as acelerações de alta frequência, acentuando drasticamente as componentes de longo período. Em contraste, solos de elevada compacidade, preservam o conteúdo espectral de alta frequência.

O cenário mais preocupante ocorre quando a frequência natural de um edifício se encaixa na banda de frequências do conteúdo espectral [20], conduzindo a uma amplificação dos deslocamentos sísmicos. Deste modo, estruturas mais rígidas são mais sensíveis a sismos com conteúdo espectral de alta frequência, enquanto que estruturas de maior flexibilidade são mais penalizadas por espectros dominados por baixas frequências.

Posto isto, a ação sísmica é preponderante para o dimensionamento da largura da junta adotada no caso de estudo, uma vez que os deslocamentos ao nível dos pisos provocados pela vibração da estrutura devem ser acomodados pela junta, de modo a evitar a colisão entre os edifícios.

2.3 AÇÃO SÍSMICA REGULAMENTAR – EUROCÓDIGO 8

2.3.1 Quantificação da ação sísmica

De acordo com o EC8 [1], a ação sísmica é definida com base na sismicidade da região, caracterizada por um valor de referência da aceleração máxima na base num terreno do tipo A (solo rochoso), a_{gR} . A ação sísmica no território português é classificada em dois tipos, de acordo com o Anexo Nacional: Ação sísmica Tipo 1, representativa de um sismo de grande magnitude com epicentro no Atlântico (sismo “afastado”) e Ação sísmica Tipo 2, para um sismo de magnitude moderada com epicentro no continente (sismo “próximo”), conforme a Figura 2.7 [21].

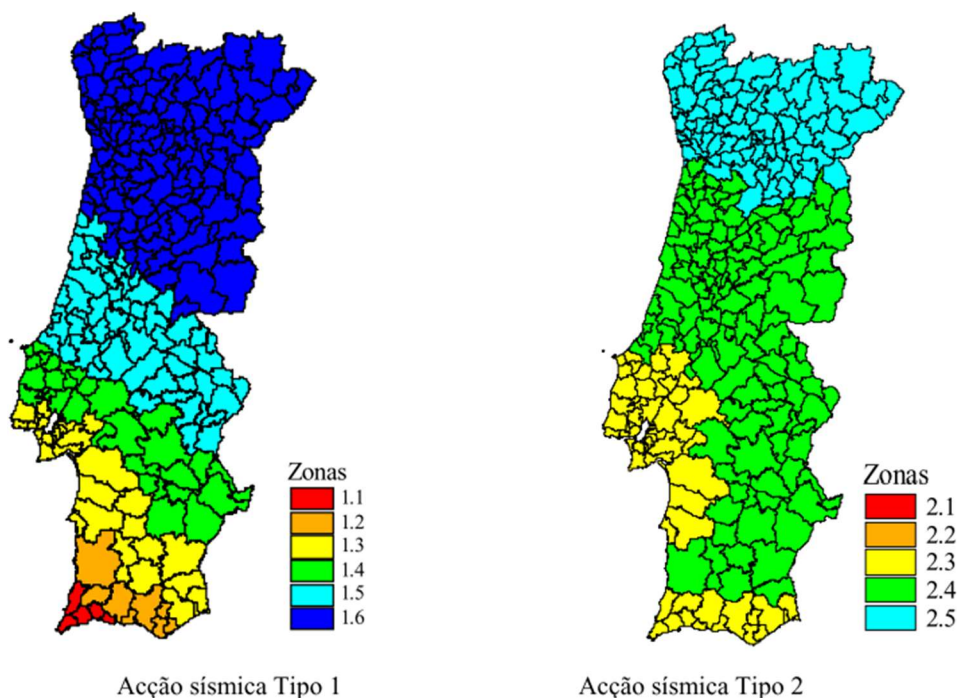


Figura 2.7 – Zonamento sísmico em Portugal Continental [1].

Com base nos conceitos apresentados, a aceleração máxima de referência, a_{gR} (m/s^2), apresenta-se na Tabela 2.1, para as várias zonas sísmicas consideradas no Anexo Nacional do Eurocódigo 8 [1].

O valor de referência da aceleração máxima deve ainda ser multiplicado por um coeficiente γ_1 , que tem em conta a importância do edifício em estudo. Em edifícios correntes para habitação, a classe de importância a considerar é a classe II, para a qual o valor do coeficiente de importância γ_1 é igual a 1,0 para os dois tipos de ação sísmica. Desse modo, obtém-se o valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A, a_g .

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR} \quad (2.4)$$

Tabela 2.1 – Aceleração máxima de referência a_{gR} (m/s²) nas várias zonas sísmicas, de acordo com o EC8 [1].

Ação sísmica Tipo 1		Ação 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	-	-

O EC8 [1] representa o movimento sísmico num dado ponto da superfície do terreno através de um espectro de resposta elástica à superfície do terreno (Figura 2.8).

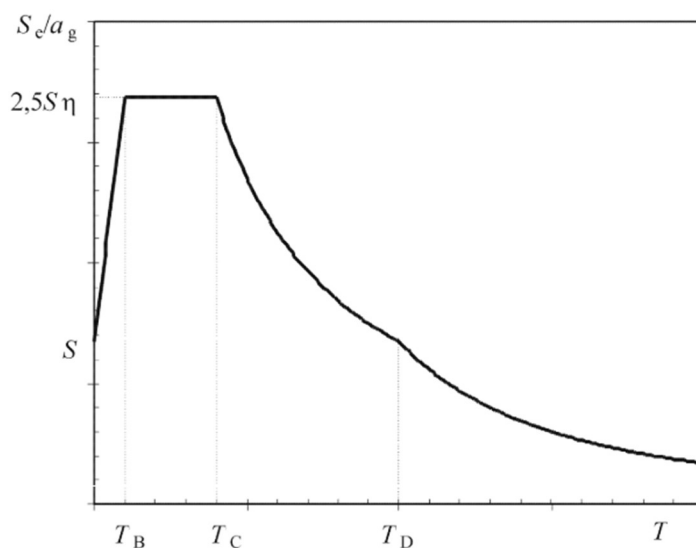


Figura 2.8 – Forma do espectro de resposta elástica dado pelo EC8 [1].

em que:

$S_e(T)$ – espectro de resposta elástica;

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

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 do solo;

η – coeficiente de correção do amortecimento ($\eta = 1$, para 5% de amortecimento viscoso).

Os parâmetros S , η , T_B , T_C e T_D descrevem a forma dos espectros de resposta elásticos para os diferentes tipos de solo e são quantificados no Anexo Nacional do EC8, aqui representados na Tabela 2.2.

O valor do parâmetro S é dado em função de $S_{\max}$ e de a_g , conforme as seguintes expressões

$$\text{para } a_g \leq 1\text{m/s}^2 \quad S = S_{\max} \quad (2.5)$$

$$\text{para } 1\text{m/s}^2 \leq a_g \leq 4\text{m/s}^2 \quad S = S_{\max} - \frac{S_{\max} - 1}{3}(a_g - 1) \quad (2.6)$$

$$\text{para } a_g \geq 4\text{m/s}^2 \quad S = 1 \quad (2.7)$$

Tabela 2.2 – Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico, de acordo com o Anexo Nacional do EC8 [1].

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

Com a definição dos parâmetros acima enumerados, é assim possível construir o espectro de cálculo e avaliar a componente horizontal da ação sísmica tendo em conta o período de vibração da estrutura, T , e o seu coeficiente de comportamento, q , de acordo com as expressões abaixo representadas.

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (2.8)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (2.9)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (2.10)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (2.11)$$

A aplicação de um coeficiente de comportamento, q , tem como objetivo considerar o comportamento não linear da estrutura, aplicando uma correção dos esforços/deslocamentos obtidos para uma análise linear [22] (no caso dos deslocamentos, sempre de forma conservativa). Os valores adotados para esse coeficiente dependem do sistema estrutural do edifício e da classe de ductilidade, que se encontram representados na Tabela 2.3.

Tabela 2.3 – Valor básico do coeficiente de comportamento, q , para sistemas regulares em altura, de acordo com o EC8 [1].

Tipo Estrutural	DCM	DCH
Sistema porticado, sistema misto, sistema de paredes acopladas	$3,0\alpha_u/\alpha_l$	$4,5\alpha_u/\alpha_l$
Sistema de paredes não acopladas	3,0	$4,0\alpha_u/\alpha_l$
Sistema torsionalmente flexível	2,0	3,0
Sistema de pêndulo invertido	1,5	2,0

O fator de majoração α_u/α_l , indicado na Tabela 2.3, expressa a relação entre o valor da ação sísmica para a qual os elementos estruturais atingem a plastificação, α_l , e o valor da ação sísmica para a qual ocorre a formação da última rótula plástica [1]. Os valores deste coeficiente podem ser definidos conforme o sistema estrutural. No caso de um edifício corrente, é válida a utilização de um coeficiente de comportamento igual a 3,0.

A partir do espectro de resposta elástico de aceleração anteriormente definido, pode ser definido um espectro de resposta elástica do deslocamento, $S_{De}(T)$, através da seguinte expressão.

$$S_{De}(T) = S_e(T) \left[\frac{T}{2\pi} \right]^2 \quad (2.12)$$

A passagem dos deslocamentos obtidos para o espectro elástico para os deslocamentos de cálculo ocorre à custa do coeficiente de comportamento, q , de acordo com a equação abaixo.

$$d_s = q_d d_e \quad (2.13)$$

d_s – deslocamento de um ponto do sistema estrutural devido à ação sísmica de cálculo;

q_d – coeficiente de comportamento em deslocamento, que se admite ser igual a q , salvo indicação em contrário;

d_e – deslocamento do mesmo ponto do sistema estrutural, determinado por uma análise linear baseada no espectro de cálculo.

O valor de d_s não tem que ser superior ao valor determinado pelo espectro elástico ($q = 1$). Geralmente, q_d é superior a q , se o período fundamental da estrutura for inferior a T_C .

2.3.2 Condição de junta sísmica

O Eurocódigo 8 [1] define, na cláusula 4.4.2.7, as condições necessárias para que seja satisfeita a segurança ao choque entre unidades estruturalmente independentes.

Para edifícios, ou unidades estruturalmente independentes, que não pertencem à mesma propriedade, a distância mínima entre os potenciais pontos de choque da estrutura e o limite da propriedade deve ser igual ou superior ao deslocamento horizontal máximo do edifício ao nível onde há maior probabilidade de choque, calculado através da seguinte expressão.

$$d_{\min} \geq d_s = q_d d_e \quad (2.14)$$

$d_{\min}$ – distância mínima entre as unidades estruturalmente independentes;

No caso de edifícios ou corpos estruturalmente independentes, que pertencem à mesma propriedade, a distância mínima deve ser igual ou superior à raiz quadrada da soma dos quadrados dos deslocamentos horizontais máximos ao nível onde há maior probabilidade de choque, representada pela expressão abaixo.

$$d_{\min} \geq \sqrt{d_{s1}^2 + d_{s2}^2} \quad (2.15)$$

d_{s1} – deslocamento de um ponto do sistema estrutural 1 devido à ação sísmica de cálculo;

d_{s2} – deslocamento de um ponto do sistema estrutural 2 devido à ação sísmica de cálculo;

No caso de os níveis de um edifício ou unidade estruturalmente independente forem os mesmos do edifício ou unidade adjacente, independentemente de pertencerem da mesma propriedade, o regulamento refere que a distância mínima acima definida pode ser reduzida por um fator igual a 0,7 [1].

2.4 FENÓMENO DE *POUNDING*

Quando dois edifícios adjacentes possuem propriedades dinâmicas iguais, normalmente associado a construções que pertencem ao mesmo empreendimento, ambos irão oscilar com as mesmas frequências, quando excitados com a ação sísmica. Nesta situação, se a vibração dos corpos for sincronizada, ou seja, vibrarem em fase, o risco de eles embaterem é muito reduzido, como se traduz na Figura 2.9 [23, 24].

No entanto, como dificilmente existem dois edifícios com características exatamente iguais, a oscilação independente dos edifícios quando submetidos a um abalo sísmico é determinante para definir a distância de separação entre eles, de modo a evitar o seu batimento [24], também conhecido como *pounding* (em português, entrechoque, como designado no EC8 [1]).

O fenómeno de *pounding* refere-se à colisão entre corpos provocada pela sua vibração fora de fase, podendo causar danos severos na estrutura das construções e levar ao seu colapso [25]. A Figura 2.10 ilustra o fenómeno.

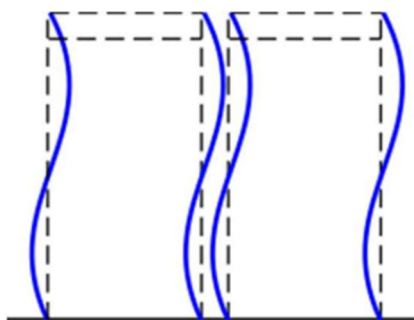


Figura 2.9 – Vibração de dois corpos em fase [26].

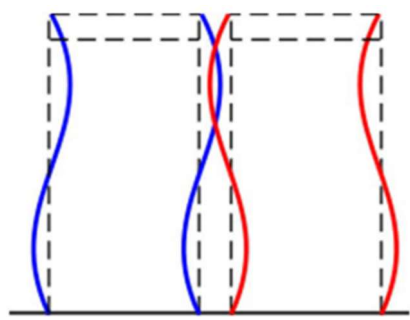


Figura 2.10 - Vibração de dois corpos em oposição de fase [26].

Existem dois tipos de *pounding*: entre pisos e entre piso e pilar [26, 27]. A situação de colisão entre pisos, apresentada na Figura 2.11, acontece quando os edifícios se encontram alinhados em altura, ou seja, os pisos dos dois edifícios estão ao mesmo nível. Neste caso, a integridade estrutural global é mantida, uma vez que a força de impacto é transferida de uma laje para a outra, funcionando como diafragmas rígidos. A situação agrava-se quando os pisos dos edifícios adjacentes se encontram desalinhados em altura, como se verifica na Figura 2.12. Neste caso, a colisão ocorre entre o piso de um edifício e o pilar de outro, sujeitando o pilar a elevados esforços de corte [26]. Como os pilares são elementos importantes para a estabilidade dos edifícios, pode ocorrer o colapso do piso ou progressivamente do edifício.



Figura 2.11 – Colisão entre pisos [26].

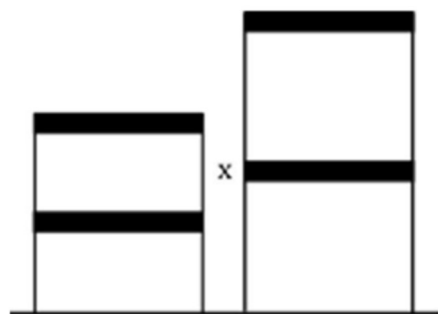


Figura 2.12 – Colisão entre piso e pilar [26].

Em dois edifícios adjacentes com características dinâmicas diferentes, situação apresentada na Figura 2.13, a probabilidade de ocorrer uma colisão deste tipo é maior. Por apresentarem frequências fundamentais de vibração diferentes, o movimento dessincronizado dos corpos pode fazê-los embater um no outro. Visto que os maiores deslocamentos horizontais se verificam nos pisos superiores, a probabilidade de ocorrer *pounding*, neste caso, é maior ao nível da laje de cobertura do edifício com menos pisos.

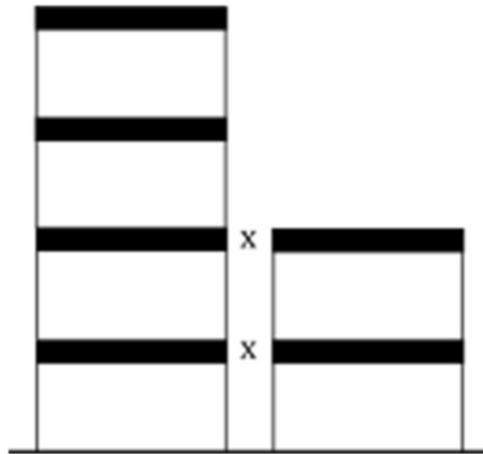


Figura 2.13 – Colisão entre edifícios de alturas diferentes [26].

Pode ainda ocorrer o fenómeno em questão entre corpos com massas diferentes, como indica a Figura 2.14. Nesta situação, o edifício mais leve será naturalmente o mais prejudicado, podendo sofrer danos estruturais graves.



Figura 2.14 – Colisão entre edifícios de massas diferentes [26].

A simetria entre os dois blocos é também influente na sua interação aquando do batimento. Quando os dois corpos são idealmente alinhados em planta, representado na Figura 2.15, apenas ocorrerá translação horizontal de forma simétrica. No entanto, na situação representada na Figura 2.16, que retrata dois corpos assimétricos, com diferentes áreas de implantação, é possível que ocorra *pounding* torsional, provocado pela excentricidade entre os centros de massa dos dois edifícios [26].



Figura 2.15 – Edifícios simétricos em planta [26].

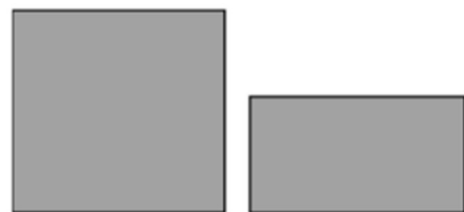


Figura 2.16 – Edifícios assimétricos em planta [26].

Num alinhamento de edifícios, os blocos das extremidades costumam ser os mais afetados pelo fenómeno de *pounding* (efeito de pêndulo de Newton ou efeito de quarteirão), como identificado na Figura 2.17.

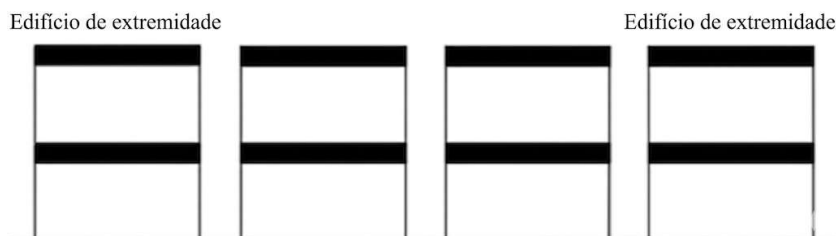


Figura 2.17 – Colisão entre edifícios de massas diferentes [26], com tradução de texto gerada por IA.

2.5 MÉTODOS DE CONTROLO DE VIBRAÇÕES

De modo a prevenir catástrofes devido ao colapso do edificado, foi-se ao longo dos tempos concebendo e implementando soluções que garantissem às construções um melhor comportamento sísmico.

Com a evolução da preocupação com o efeito das ações sísmicas nos edifícios, foram criados dispositivos com o objetivo de controlar as vibrações dos edifícios. Pode-se separar estes sistemas em 4 grupos: passivo, ativo, semi-ativo e híbridos [28].

Existe uma vasta disponibilidade de soluções de controlo de vibrações. No entanto, não se tratando do objetivo principal deste trabalho abordar com detalhe todos os dispositivos de controlo de vibrações, apenas se dará enfoque àqueles que se considerarem relevantes para o caso de estudo, como é o caso dos amortecedores viscosos e dos amortecedores por atrito.

2.5.1 Amortecedores viscosos

Os amortecedores viscosos funcionam a partir do movimento de um fluido de baixa compressibilidade através de orifícios calibrados de um pistão. O fluido, normalmente um silicone, atravessa os orifícios lentamente e, quando solicitado por movimentos rápidos, é comprimido, gerando forças de amortecimento, causando a dissipação de uma certa quantidade de energia sob a forma de calor [29]. Como o funcionamento destes dispositivos é ativado para variações de deslocamento bruscas, a sua aplicação é apenas eficiente em ações de natureza dinâmica. Um exemplo deste género de instrumentos está ilustrado na Figura 2.18.



Figura 2.18 – Dispositivo de amortecimento viscoso [30].

O que está na base do funcionamento dos amortecedores é a velocidade dos deslocamentos do pistão, de acordo com a expressão (2.20).

$$F_c = C \cdot \dot{u}^\alpha \quad (2.16)$$

F_c – força de amortecimento;

C – coeficiente de amortecimento, dependente da viscosidade do fluido e geometria dos orifícios;

$\dot{u}$ – velocidade do pistão.

$\alpha = 1$, considerando um comportamento linear.

O deslocamento máximo do edifício coincide com o momento em que a velocidade é nula (ponto de inversão do movimento). Pelo contrário, a velocidade é máxima quando o edifício atinge a posição central da oscilação. Deste modo, estes dispositivos permitem melhorar o desempenho sísmico através de dissipação de energia através de forças de amortecimento fora de fase com os deslocamentos máximos da estrutura, reduzindo desse modo esforços e os próprios deslocamentos [28, 31-33].

Estes equipamentos possibilitam essencialmente o aumento da taxa de amortecimento sem alterar significativamente as características de rigidez do edifício [31]. Estes dispositivos apresentam também uma baixa sensibilidade em uma ampla faixa de frequências e temperaturas e uma dimensão relativamente compacta, comparada aos esforços que suportam, o que contribui para o sucesso da sua aplicabilidade [31].

Um amortecedor viscoso tem como principais componentes um pistão, um cilindro e um fluido viscoso [29], como indica a Figura 2.19.



Figura 2.19 – Constituição do amortecedor viscoso [29], com tradução de texto gerada por IA.

2.5.2 Amortecedores por atrito

Outros dispositivos que permitem a dissipação de energia sob a forma de calor são os amortecedores por atrito. Como o nome indica, essa dissipação ocorre por atrito entre duas superfícies. A força de amortecimento depende do força axial transmitida às duas superfícies, e do seu respetivo coeficiente de atrito [34], como indica a expressão (2.20).

$$F_f = \mu \cdot N \quad (2.17)$$

F_f – força de amortecimento provocada pelo atrito;

μ – coeficiente de atrito;

N – esforço axial transmitido às superfícies de contacto.

Este tipo de equipamentos tanto pode ser utilizado em construção nova, como na reabilitação de edifícios existentes. Contrariamente aos sistemas viscosos, o amortecimento não depende da velocidade, oferecendo o mesmo desempenho quer a variação do movimento seja rápida, quer seja lenta. Também não é necessária a utilização de fluidos e, por isso, elimina-se o risco de fugas e a necessidade de selagem do cilindro. No entanto, o desgaste das superfícies sujeitas ao atrito requer especial atenção, sendo de grande importância a manutenção ou substituição periódica destes componentes [35].

O sistema de amortecimento por atrito consiste em placas de aço intercaladas com *friction pads* (anilhas). Quando ocorre vibração do edifício, existe uma rotação relativa entre as placas, limitada pelo aperto das placas garantido por parafusos adequados. A resistência criada pelo atrito entre as superfícies opõem-se ao movimento horizontal provocado pelo sismo e, desse modo, a energia cinética do sismo é convertida em calor, dissipando energia que eventualmente se traduziria em deslocamentos, causando danos estruturais [36].

A Figura 2.20 ilustra o dispositivo de amortecimento por atrito, enquanto a Figura 2.21 demonstra uma das configurações possíveis para o emprego destes dispositivos.



Figura 2.20 – Dispositivo de amortecimento por atrito [36].



Figura 2.21 – Configuração em “V” invertido [36].

2.5.3 Acoplamento

Uma estratégia muito interessante para o controlo do comportamento sísmico dos corpos é o acoplamento estrutural, que consiste na ligação entre duas unidades estruturais, através de um ou mais níveis, por continuidade da laje. Esta solução possibilita a sincronização das oscilações sísmicas de estruturas independentes, de modo a mitigar os deslocamentos horizontais diferenciais, evitando o entrechoque.

O acoplamento de estruturas é de aplicação mais comum em edifícios com grande desenvolvimento em altura (torres, arranha-céus), como é o caso do *Gate to the East*, também conhecido como *Gate of the Orient*, na cidade chinesa de Suzhou.

Este arranha-céus com 301,8 metros de altura, apresentado na Figura 2.22, encaixa-se na tipologia de *conjoined towers*, que se caracterizam pela transformação de duas torres com comportamento independente em consola num único sistema porticado hiperestático, proporcionada pela ligação das unidades estruturais. Essa ligação efetuada nos últimos oito pisos leva ao funcionamento em conjunto das torres, permitindo a distribuição de esforços entre as estruturas.

Outra vantagem decorrente da conexão das torres está relacionada com o comportamento face a ações dinâmicas. O acoplamento não só aumenta drasticamente a rigidez à torção e à flexão do conjunto, como impede que as torres oscilem em frequências ou direções opostas, forçando um comportamento modal unificado. Deste modo, é possível reduzir consideravelmente os deslocamentos horizontais relativos entre pisos e as forças sísmicas no topo, aliviando o dimensionamento dos elementos estruturais mais solicitados e garantindo o cumprimento dos critérios de segurança do Estado Limite de Utilização [37].



Figura 2.22 – *Gate to the East*, Suzhou, Jiangsu, China [38].

Esta dissertação pretende explorar o emprego de uma solução deste género no edifício que constitui o caso de estudo, com vista à redução da largura da separação, minimizando o espaço subtraído à área de construção pela disposição da junta.

2.6 ANÁLISE ECONÓMICA

Visto que uma das razões para o desenvolvimento de uma solução, com vista à redução da largura da junta, está relacionada com o fator comercial, relacionado com a perda de área útil de venda pela disposição da separação, torna-se interessante realizar uma análise económica relativamente à implementação da solução de acoplamento.

Devem ser consideradas duas hipóteses de aproveitamento da junta: (1) a deslocação dos utilizadores entre blocos encontra-se impedida, por conta da disposição de paredes não estruturais, separando funcionalmente os blocos; (2) a deslocação dos utilizadores entre blocos é possível, através da implementação de perfis metálicos que unem os blocos e absorvem os deslocamentos diferenciais.

Estes dois cenários deverão ser analisados para a configuração base (sem ligação entre blocos) e a configuração com acoplamento estrutural.

2.6.1 Cenário 1

Para o primeiro cenário, deve-se avaliar a perda do valor de venda por disposição da junta, V_{perda} , dada por:

$$V_{\text{perda}} = \sum_{i=1}^n (L_i \times e_{\text{junta}} \times P_{m^2,i}) \quad (2.18)$$

Em que:

L_i – comprimento linear da junta que atravessa a área útil do piso i ;

e_{junta} – largura total consumida pela junta, incluindo a folga estrutural e a espessura das paredes adjacentes;

$P_{m^2,i}$ – valor médio de mercado do metro quadrado de área útil comercializável para o piso i ;

n – número total de pisos afetados.

A este valor, adicionam-se gastos relacionados com a implementação de perfis metálicos para remate das juntas na cobertura e nas fachadas. Esses custos podem ser dados por:

$$C_{\text{materiais}} = L_{\text{total,pisos}} \times P_{m,\text{pisos}} + L_{\text{total,fachada}} \times P_{m,\text{fachadas}} \quad (2.19)$$

Em que:

$L_{\text{total, pisos}}$ – comprimento linear total de aplicação do material nos pisos;

$P_{\text{m, pisos}}$ – preço por metro do material para pisos;

$L_{\text{total, fachadas}}$ – comprimento linear total de aplicação do material nas fachadas;

$P_{\text{m, fachadas}}$ – preço por metro do material aplicável a fachadas.

Aos custos dos materiais, devem ser ainda somados os custos relacionados com a manutenção dos mesmos, que, de forma simplificada, será tomada como 25% do seu custo e os gastos com mão de obra para a sua instalação, C_{MO} , definidos com base no tipo de trabalho a realizar e na trabalhabilidade do material.

$$C_{\text{MO}} = L_{\text{total, pisos}} \times P_{\text{m, MO, pisos}} + L_{\text{total, fachada}} \times P_{\text{m, MO, fachadas}} \quad (2.20)$$

É ainda necessário quantificar os custos relacionados com a colocação extra de betão armado, de modo a formar a ligação, que podem ser calculados através da seguinte expressão:

$$C_{\text{ligação}} = P_{\text{m}^3, \text{betão}} \times V_{\text{betão}} + P_{\text{m}^3, \text{aço}} \times V_{\text{aço}} + P_{\text{m}^2, \text{cofragem}} \times V_{\text{cofragem}} \quad (2.21)$$

Os custos totais relacionados com o primeiro cenário podem ser calculados da seguinte maneira:

$$C_{\text{total, cenário 1}} = V_{\text{perda}} + 1,25C_{\text{materiais}} + C_{\text{MO}} + C_{\text{ligação}} \quad (2.22)$$

2.6.2 Cenário 2

No segundo cenário, a área útil perdida por disposição da junta no cenário 1 é aproveitada. Para tal, o dono de obra está obrigado a gastos com os equipamentos de proteção e selagem em todos os pisos superiores, à exceção do piso de acoplamento.

Devem ser igualmente contabilizados neste cenário os custos de manutenção, os custos de mão de obra e os custos relacionados com a realização da ligação. Sendo assim, o custo total da disposição da junta no segundo cenário será dado pela seguinte expressão:

$$C_{\text{total, cenário 2}} = 1,25C_{\text{materiais}} + C_{\text{MO}} + C_{\text{ligação}} \quad (2.23)$$

3

CASO DE ESTUDO

3.1 DESCRIÇÃO DO CASO DE ESTUDO

O caso de estudo consiste num edifício habitacional localizado no Algarve, na zona de Vilamoura, freguesia de Quarteira, pertencente ao concelho de Loulé. Trata-se de um dos lotes que constituem o empreendimento. A vista 3D do edifício encontra-se representada na Figura 3.1.

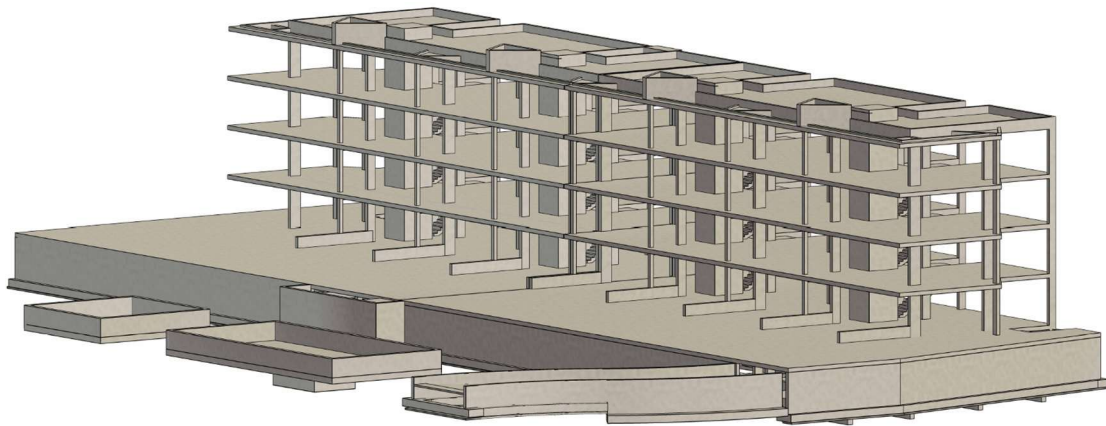


Figura 3.1 – Vista 3D do edifício em estudo.

Este edifício apresenta uma configuração retangular, constituído por um corpo superior recuado de quatro pisos, com dimensões aproximadas de 70m de comprimento e 15m de largura, e pelo nível da cave, que se prolonga para além dos limites da superestrutura, com 86m de comprimento e 27m de largura. Para reduzir problemas com a retração do betão, foi concebida uma junta que separa o edifício em dois blocos geminados simétricos. A Figura 3.2 retrata a planta de um piso-tipo de um dos blocos.

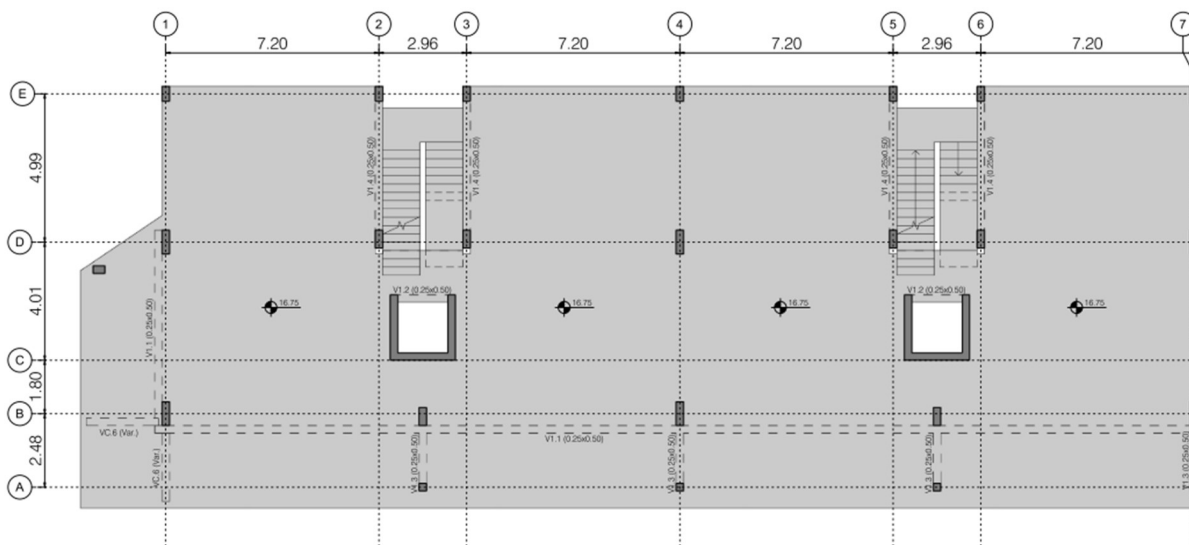


Figura 3.2 – Planta de piso-tipo de um bloco.

Estruturalmente, o edifício é executado em betão armado, com betão da classe de resistência C30/37, dispondo de um sistema de laje aligeirada com 30cm de espessura, com aligeiramentos de 15cm nas zonas interiores de vãos. Recorre-se a vigas nos contornos das lajes, para além das vigas delimitadoras das caixas de escadas. Empregam-se ainda vigas-cachorro que sustentam o prolongamento em consola da laje dos pisos elevados.

Os elementos verticais organizam-se em 14 alinhamentos na direção y (sete em cada bloco, numerados de 1 a 7) e cinco alinhamentos na direção x (representados pelas letras de A a E). Na transição entre os alinhamentos 2 e 3 e os alinhamentos 5 e 6, ao longo do alinhamento C (Figura 3.2), existem caixas de elevadores, que atuam como núcleos de contraventamento, com uma secção em formato de “U”, conferindo grande parte da rigidez ao edifício.

Quanto ao seu desenvolvimento em altura, o edifício possui um piso subterrâneo, com a funcionalidade de garagem subterrânea, com um pé direito piso a piso de 3m. Acima do nível do solo, existe o piso do rés do chão, com um pé direito piso a piso de 3,35m. Os três níveis superiores, com fim habitacional, possuem um pé direito piso a piso de 3,2m. Finalmente, o edifício dispõe de uma cobertura, plana e inacessível, exceto para fins de manutenção de equipamentos. A Figura 3.3 apresenta um corte-tipo do edifício.

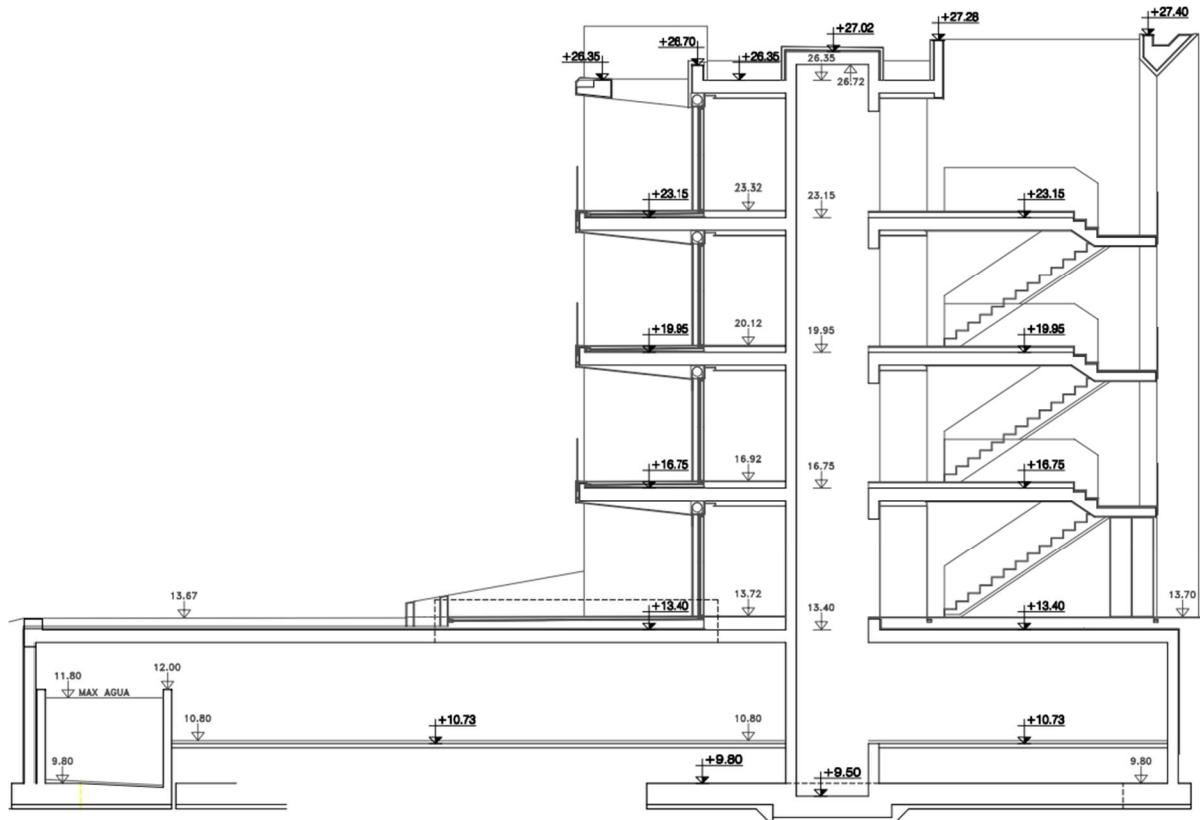


Figura 3.3 – Corte-tipo do edifício.

3.2 DESCRIÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

Para dimensionamento da estrutura e o estudo do seu comportamento face às diferentes ações, foi desenvolvido e fornecido internamente pelo Joaquim Rodrigues, colaborador da Struconcept [39], um modelo numérico do edifício em *Autodesk Robot*, sendo considerados, por nó, seis graus de liberdade na análise (translação nas três direções do espaço e rotações em torno de cada eixo).

As vigas e pilares foram modelados através de elementos de barra, aos quais foram atribuídas as respetivas secções. Elementos como lajes, paredes e núcleos de contraventamento definiram-se como elementos de superfície/área, sendo calculados como elementos de casca (*shell*). Na modelação destes elementos, prestou-se especial atenção à discretização coerente das malhas, de modo a assegurar a correta transmissão dos esforços nos nós comuns.

As fundações do edifício foram realizadas por estacas. Desse modo, foram modelados os maciços de encabeçamento através de elementos de casca, definidos com a geometria respeitante a cada um dos maciços, garantindo-se a compatibilidade entre os nós das malhas dos painéis e os nós de extremidade dos pilares/paredes suprajacentes. Como elementos de barra conectados aos maciços de encabeçamento, foram também modelados os lintéis que interligam os maciços, assegurando um comportamento conjunto das fundações e, por fim, as estacas, caracterizadas como apoios lineares com rigidez à translação horizontal ($k_x = 5000\text{kN/m}$ e $k_y = 5000\text{kN/m}$) e com deslocamento impedido na direção vertical. O modelo numérico 3D do edifício encontra-se representado na Figura 3.4.

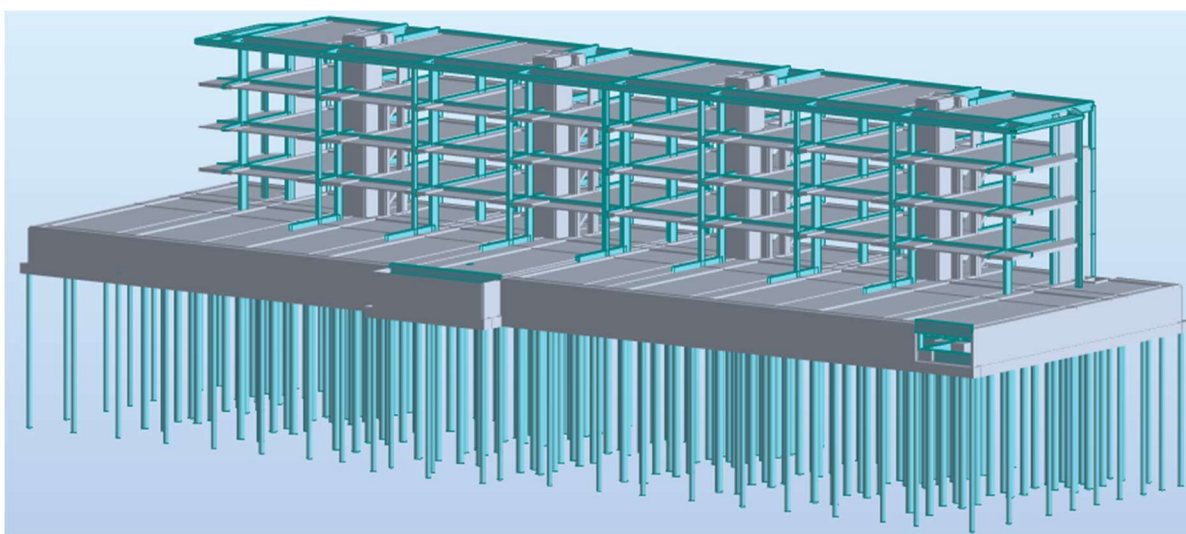


Figura 3.4 – Modelo numérico do caso do estudo.

Quanto ao carregamento da estrutura, para além da consideração do peso próprio dos elementos estruturais, atribuíram-se aos elementos de área as cargas que dizem respeito às restantes cargas permanentes (RCP) e às sobrecargas de utilização, de acordo com Tabela 3.1.

Na zona exterior do piso 0, as restantes cargas permanentes e as sobrecargas tomam valores diferentes. Devido à pavimentação e ajardinamento dessa área, consideraram-se RCP iguais a 9kN/m^2 e sobrecargas de 5kN/m^2 .

Tabela 3.1 – Tabela de cargas do modelo numérico.

Pisos	Restantes Cargas Permanentes [kN/m ²]	Sobrecargas [kN/m ²]	Carregamento por piso [kN]	Massa por piso [ton]
Cobertura	3,0	1,0	10210	1041
3	3,0	2,0	11402	1163
2	3,0	2,0	11409	1163
1	3,0	2,0	11422	1165
0	3,0	2,0	40835	4164
Cave	0	0	33481	3414
Total			118759	12110

Para além das cargas aplicadas nos elementos representativos de lajes, foram definidos *claddings* (revestimentos), elementos de área sem peso próprio, que permitem adicionar cargas de natureza não estrutural, como revestimentos, acabamentos e/ou o vento.

No seguimento da aplicação das cargas verticais, verificaram-se os valores das reações piso a piso apresentados na tabela acima, informação relevante para a quantificação das cargas a atribuir ao modelo simplificado referido mais à frente neste capítulo.

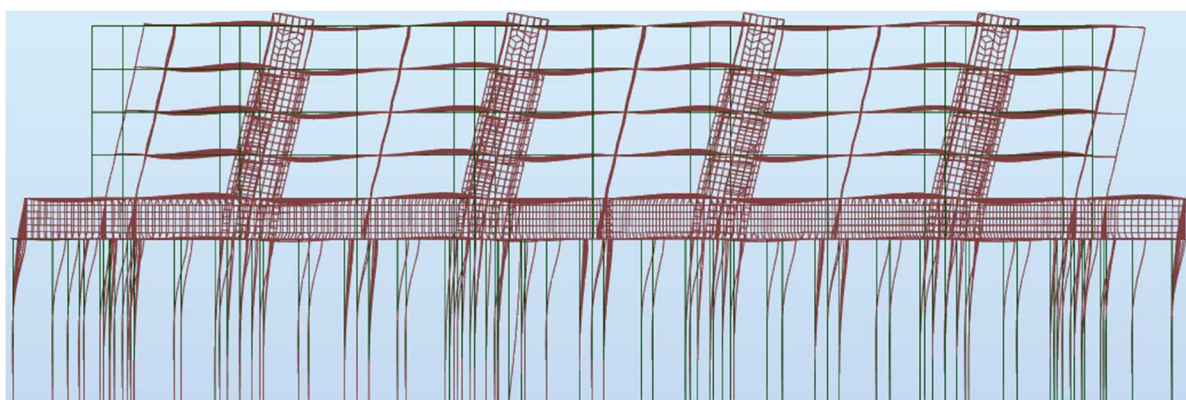
Após a conversão das cargas para massa, contabilizando-se a total contribuição do peso próprio e das restantes cargas permanentes e 40% das sobrecargas, realizou-se uma análise modal, considerando-se o número de modos necessários tal que a participação da massa atinja os 90%. Assim, foram determinados 30 modos de vibração, com destaque para os quatro primeiros, cujas características se apresentam na Tabela 3.2 e cujas configurações modais se encontram representadas na Figura 3.5, na Figura 3.6, na Figura 3.7 e na Figura 3.8.

Tabela 3.2 – Resultados da análise modal do modelo numérico.

Modos	Frequências [Hz]	Períodos [s]	Massa modal [ton]	Massa total [ton]	Descrição
1	1,61	0,62	2611	11226	Translação na direção longitudinal
2	2,08	0,48	-		Translação na direção transversal
3	2,31	0,43	-		Torção
4	3,76	0,27	6482		Translação na direção longitudinal

A partir da análise da Tabela 3.2, conclui-se que o primeiro modo de vibração é essencialmente caracterizado por uma translação na direção x , como indica a Figura 3.5. Em contraste, o modo 2 possui uma componente dominante de deslocamento horizontal ao longo da direção transversal, conforme ilustrado na Figura 3.6. No terceiro modo de vibração, destaca-se o comportamento torsional da estrutura (Figura 3.7). O modo 4 retoma o comportamento predominantemente translativo em x (Figura 3.5). A massa modal, M_i , para a direção longitudinal, foi calculada de acordo com as componentes modais, ϕ_i , através da seguinte expressão:

$$M_i = \frac{1}{\phi_i^2} \quad (3.1)$$

Figura 3.5 – Primeiro modo de vibração da estrutura ($f_1 = 1,61\text{Hz}$).

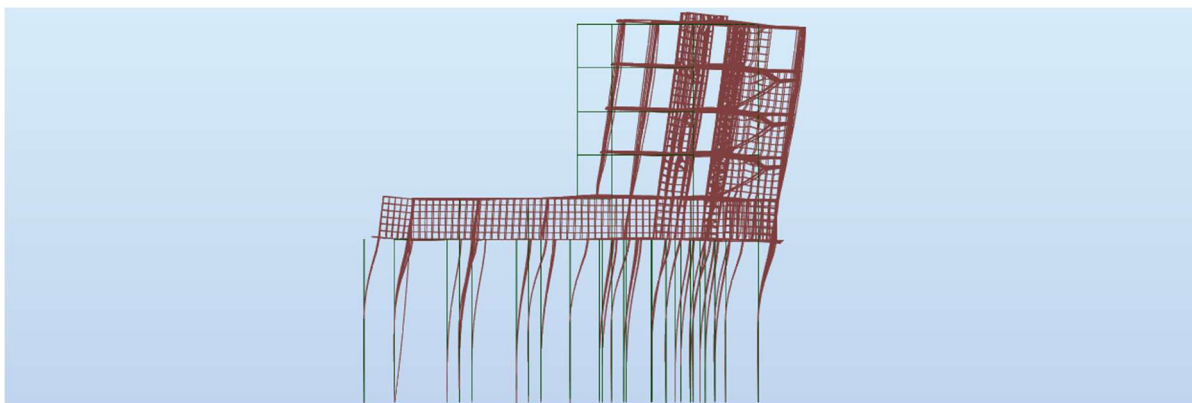


Figura 3.6 – Segundo modo de vibração da estrutura ($f_2 = 2,08\text{Hz}$).

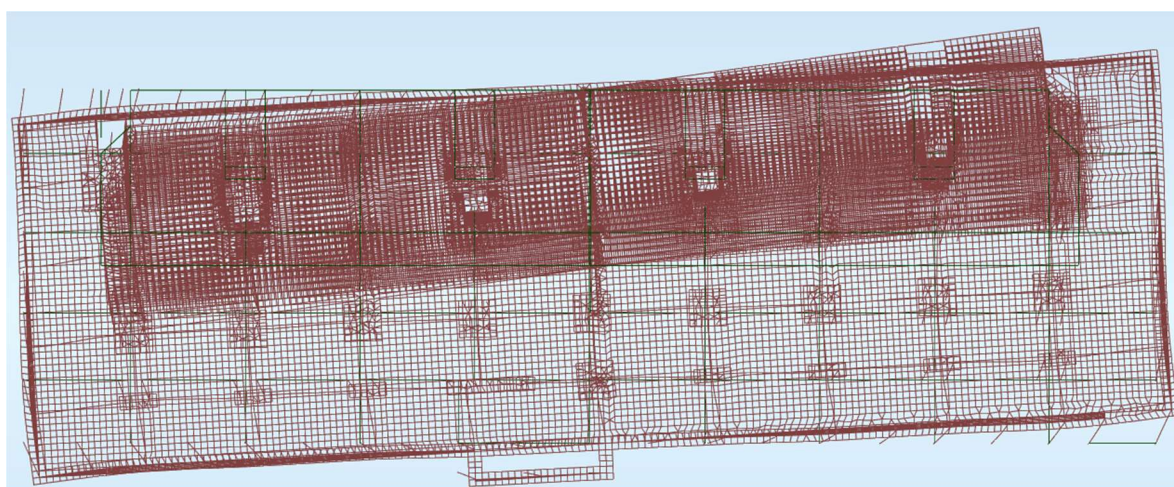


Figura 3.7 – Terceiro modo de vibração da estrutura ($f_3 = 2,31\text{Hz}$).

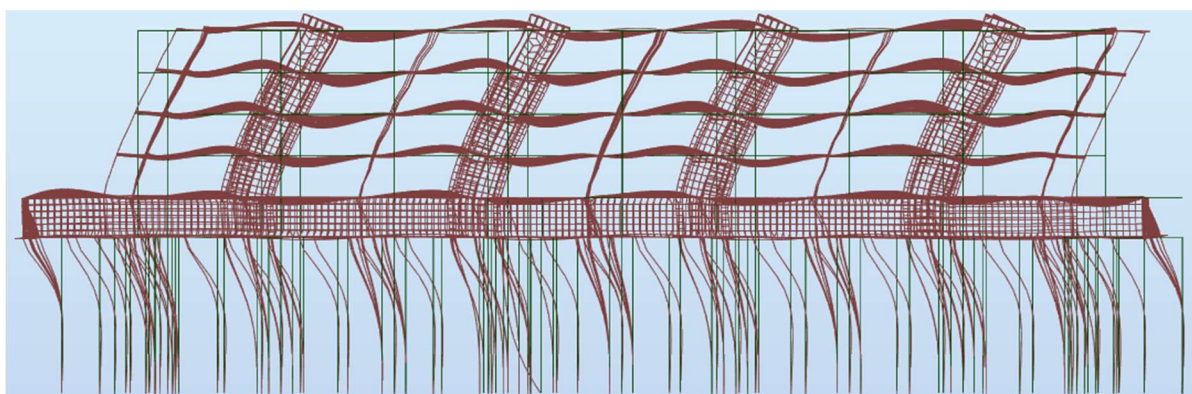


Figura 3.8 – Quarto modo de vibração da estrutura ($f_4 = 3,76\text{Hz}$).

3.3 SIMPLIFICAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

A construção de um modelo bidimensional, considerando apenas três graus de liberdade por nó (translações nas direções horizontal x e vertical z e rotação em torno do eixo y), advém da vontade de entender o comportamento estrutural do edifício face às diferentes ações e de estudar diferentes composições estruturais de uma forma simplificada, sem envolver demasiado esforço computacional. Portanto, a modelação desta estrutura simplificada foi toda ela elaborada com base nas características do modelo real.

A transformação do modelo numérico real num modelo simplificado foi efetuada através da conversão dos alinhamentos em elementos verticais equivalentes, aos quais são atribuídas as propriedades mecânicas e geométricas, quantificadas na Tabela 3.3, que garantem a representatividade da rigidez dos elementos do conjunto original.

Na definição das propriedades das secções dos elementos representativos, foram consideradas como preponderantes apenas a área da secção transversal (A) e a inércia em torno do eixo y (I_y). Esta simplificação justifica-se pelo facto de estas grandezas governarem, respetivamente, a rigidez axial e a rigidez à flexão no plano de análise, sendo as restantes propriedades consideradas desprezáveis para o comportamento global do modelo simplificado.

Por sua vez, os elementos horizontais representam as lajes de cada um dos pisos, excetuando o piso da cave, representado por elementos de barra de secção fictícia apenas com o intuito de aplicação das cargas verticais pertencentes às fundações. Posto isto, os elementos horizontais constituintes dos níveis 1 a 4 (cobertura) são constituídos por uma laje com 13,3m de largura e a laje do piso 0 foi modelada com uma largura de 26,6m. A espessura foi definida com 30cm para todas as lajes. A Figura 3.9 apresenta um esquema cotado do modelo numérico simplificado.

O processo de compatibilização dos modelos passou por duas etapas fundamentais: a equivalência de massas e a compatibilidade da rigidez das fundações.

Na obtenção de igualdade de massas, recorreu-se às reações por piso retiradas do modelo numérico 3D. Assim, esses valores, quantificados na Tabela 3.4, foram convertidos em cargas verticais lineares, aplicadas nos elementos horizontais, com base no comprimento de cada tramo. De modo a igualar a massa mobilizada na análise modal do modelo real, as cargas foram multiplicadas por um fator igual a 0,94, obtendo-se assim uma massa igual a 11225 toneladas.

Tabela 3.3 – Propriedades das secções dos alinhamentos.

Alinhamento	Pisos	Área [m ²]	Inércia em y [m ⁴]
1	3	0,525	0,002735
	0 a 2	0,525	0,002735
	-1	2,6	2,67135
2	3	2,575	2,9589
	0 a 2	3,35	3,4482
	-1	3,025	3,449
3	3	0,625	0,003256
	0 a 2	0,625	0,003256
	-1	0,825	0,004297
4	3	2,575	2,9589
	0 a 2	3,35	3,4482
	-1	3,025	3,449
5	3	0,65	0,003386
	0 a 2	0,65	0,003386
	-1	0,85	0,004427

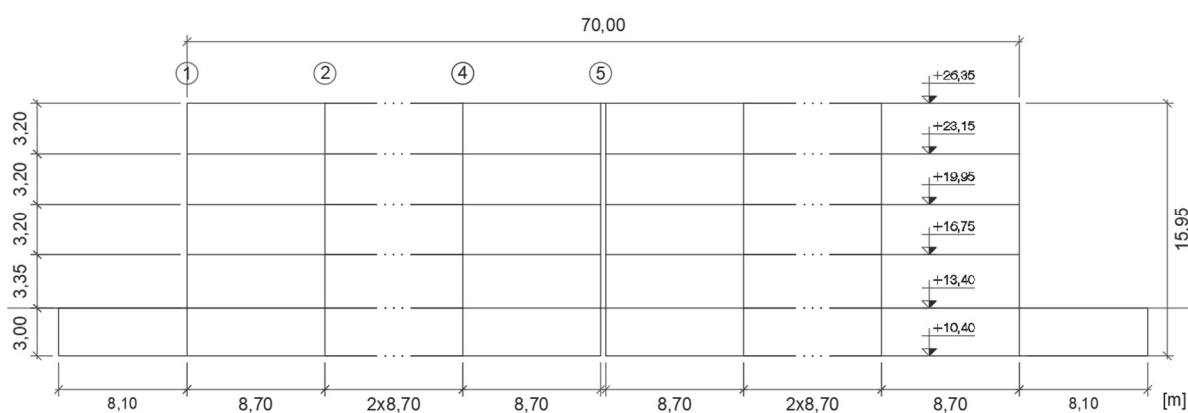


Figura 3.9 – Modelo simplificado do caso do estudo.

Tabela 3.4 – Tabela de cargas aplicadas ao modelo simplificado.

Pisos	Peso próprio [kN/m]	RCP [kN/m]	Sobrecarga [kN/m]	Carga total/piso [kN/m]	Massa/piso [ton]
Cobertura	116,83	29,17	0,00	146,00	1041
3	96,70	38,25	28,11	163,06	1163
2	96,68	38,29	28,18	163,15	1163
1	97,12	38,29	27,93	163,34	1165
0	197,51	177,22	99,38	474,11	4164
Cave	388,73	0,00	0,00	388,73	3414
				Total	12110

Na conversão dos apoios lineares do modelo real para apoios nodais no modelo simplificado, considerou-se que a estacaria evita o assentamento do edifício, sendo possível considerar impedido o deslocamento vertical. Na direção longitudinal, adotaram-se apoios elásticos, admitindo que a base do edifício se pode deslocar nessa direção, definidos com valores diferentes de rigidez para os dois primeiros níveis da estrutura, uma vez que para o nível da cave foi considerada uma constante de rigidez conferida pelas fundações, enquanto, para o piso do rés-do-chão, admitiu-se a restrição imposta pelas paredes de contenção da cave. Nos apoios interiores do piso subterrâneo, assumiu-se também uma constante de natureza torsional, fornecida pelo funcionamento em grupo das estacas.

A configuração das constantes de rigidez das condições de apoio do modelo numérico simplificado envolveu um processo iterativo que visava o ajuste dos primeiros modos de vibração relativamente ao modelo real, com vista à obtenção de valores de frequências semelhantes. Sendo assim, a solução encontrada que exprime da forma mais realista as condições de apoio da estrutura adotou apoios elásticos definidos com os valores de rigidez apresentados na Tabela 3.5. Os dois primeiros modos de vibração do modelo numérico simplificado encontram-se caracterizados na Tabela 3.6.

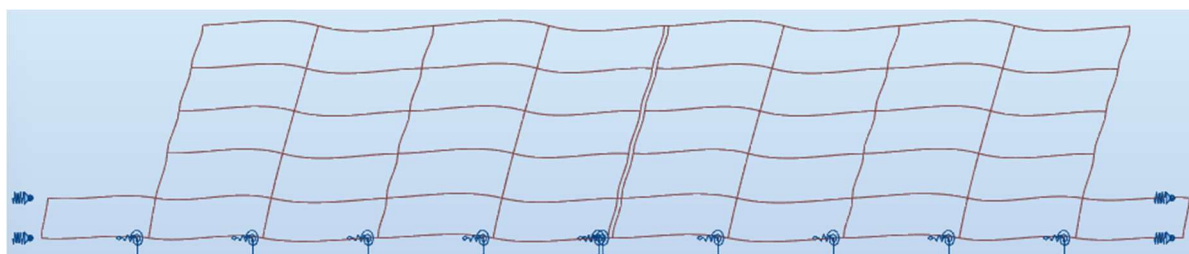
Tabela 3.5 – Condições de apoio do Modelo Numérico Simplificado.

Apoio	Rigidez Longitudinal [kN/m]	Rigidez de Rotação [kNm/grau]
Extremidade - Nível 0	110000	Livre
Extremidade - Nível Cave	220000	Livre
Interiores - Nível Cave	220000	100000

Tabela 3.6 – Resultados da análise modal do modelo numérico simplificado.

Modos	Frequências [Hz]	Períodos [s]	Massa modal [ton]	Massa total [ton]	Descrição
1	1,61	0,62	2765	11225	Translação na direção longitudinal
2	3,74	0,27	6726		

O primeiro modo de vibração do modelo simplificado envolve uma translação na direção longitudinal do edifício, em correspondência com o primeiro modo de vibração do modelo real, como retrata a Figura 3.10. Uma vez que no modelo bidimensional não é possível considerar o comportamento da estrutura na direção transversal (na direção do eixo y), o segundo e terceiro modos de vibração do modelo real não são retratáveis no modelo simplificado. Desse modo, o segundo modo de vibração do modelo simplificado corresponde ao quarto modo de vibração do modelo real, no qual se destaca novamente a componente de translação em x , verificando-se para este modo um maior deslocamento na base, comprovado na Figura 3.11, evidenciando a importância das configurações de rigidez dos apoios elásticos.

Figura 3.10 – Primeiro modo de vibração do modelo simplificado ($f_1 = 1,61\text{Hz}$).

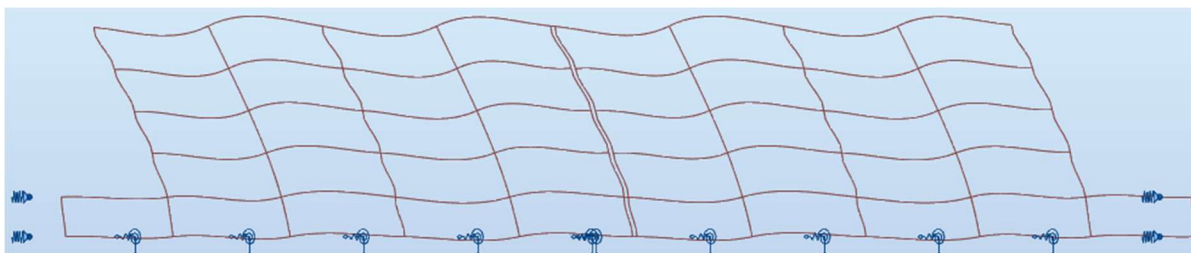


Figura 3.11 – Segundo modo de vibração da estrutura ($f_2 = 3,74\text{Hz}$).

Os gráficos abaixo estabelecem a comparação entre os deslocamentos modais dos dois modelos. A Figura 3.12 compara os primeiros modos de vibração dos dois modelos, enquanto a Figura 3.13 correlaciona o segundo modo do modelo simplificado com o quarto modo do modelo real.

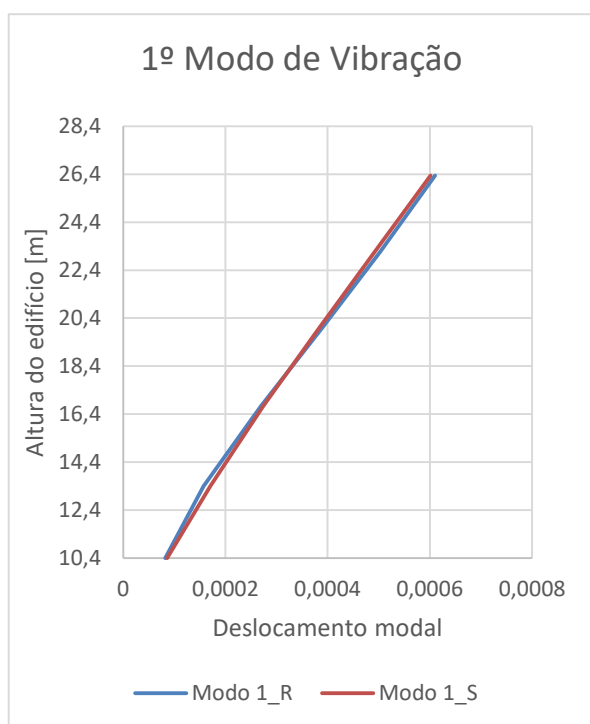


Figura 3.12 – Comparação do primeiro modo de vibração dos dois modelos.

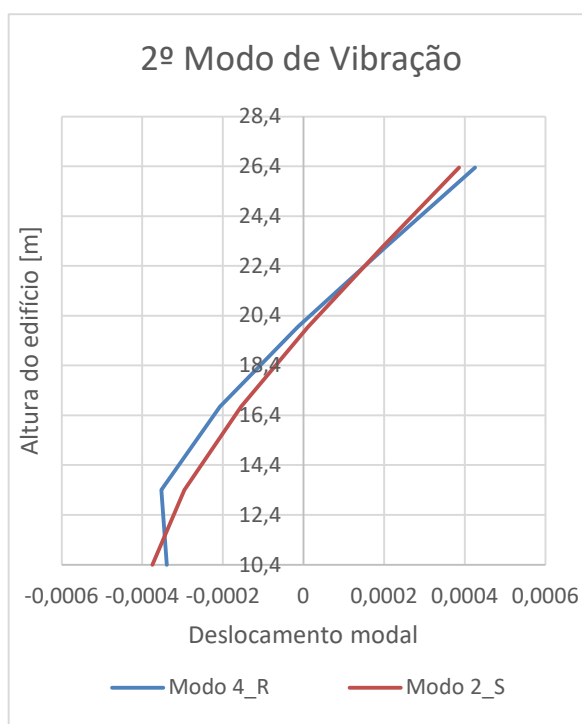


Figura 3.13 – Comparação do segundo modo de vibração dos dois modelos

As curvas dos modos de vibração do modelo real encontram-se retratadas a azul e as do modelo simplificado a laranja.

Com base na observação dos gráficos e na sobreposição dos modos de vibração, constata-se que, na conceção das condições de apoio, se deu preferência à compatibilização do primeiro modo de vibração em detrimento do segundo, uma vez que o ajuste de um dos modos provocava o desarranjo do outro.

3.4 QUANTIFICAÇÃO DAS AÇÕES DOMINANTES PARA DIMENSIONAMENTO DA JUNTA

Tendo em conta a localização de um edifício, a contribuição das diferentes ações para o dimensionamento das juntas estruturais pode variar. Neste subcapítulo, pretende-se, com base no modelo simplificado em 2D do caso de estudo, confirmar que a ação mais condicionante é o sismo, por se localizar numa zona com elevado risco sísmico.

Tirando partido da semelhança de características estruturais dos dois blocos, na contabilização das ações térmica e sísmica apenas se considerou a modelação de um dos blocos, para simplificação do tratamento dos resultados. É também importante referir que, na análise sísmica, se reduziu a rigidez dos elementos verticais para metade, de modo a considerar o funcionamento do betão fissurado, como prescrito pelo EC8 [1].

3.4.1 Ação térmica

Para efeito de avaliação da largura da junta, as ações térmicas relevantes são aquelas que solicitem uma expansão do edifício. Assim, as variações de temperatura positivas que se verificam para a época do verão são as condicionantes.

Para a zona do Algarve, pertencente à zona B, o valor de $T_{\max}$ é igual a 40°C. Quanto a T_0 , pode ser considerada igual a 15°C, na falta de melhor informação. Assim, pode-se definir uma variação uniforme da temperatura igual a 25°C. T_{out} será considerado igual a $T_{\max}$, assumindo que o edifício terá um comportamento refletor, desprezando o sobreaquecimento da fachada por efeito da absorção da radiação solar. O valor de T_{in} , para a estação do verão, é igual a 25°C. Posto isto, a variação diferencial de temperatura será igual a 15°C.

A Figura 3.14 demonstra a aplicação das ações térmicas acima retratadas ao modelo simplificado e a Figura 3.15 representa a deformada da estrutura. Na Tabela 3.7 estão quantificados os deslocamentos horizontais provocados pelas variações de temperatura.

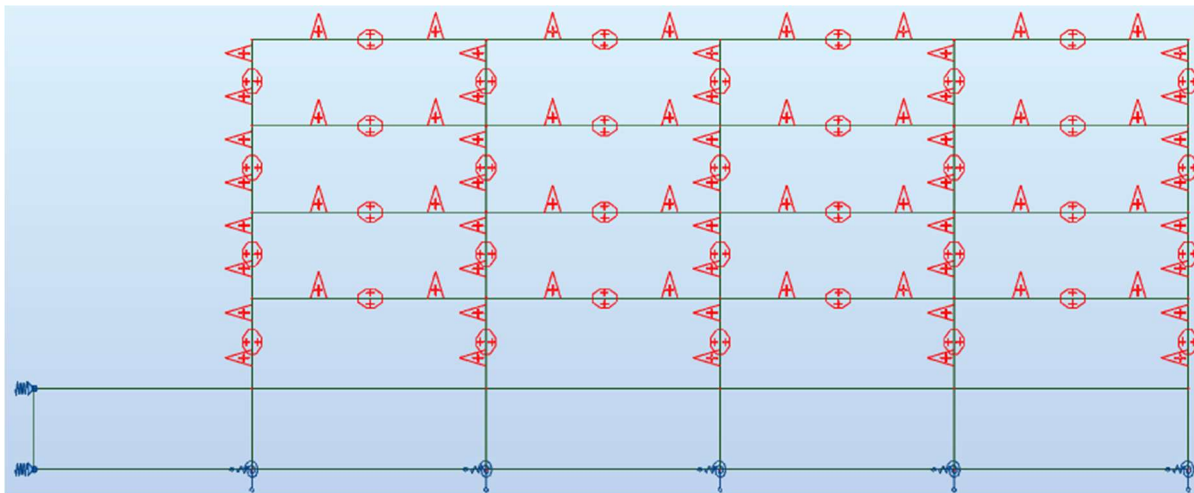


Figura 3.14 – Modelo 2D do caso do estudo com as ações térmicas aplicadas.

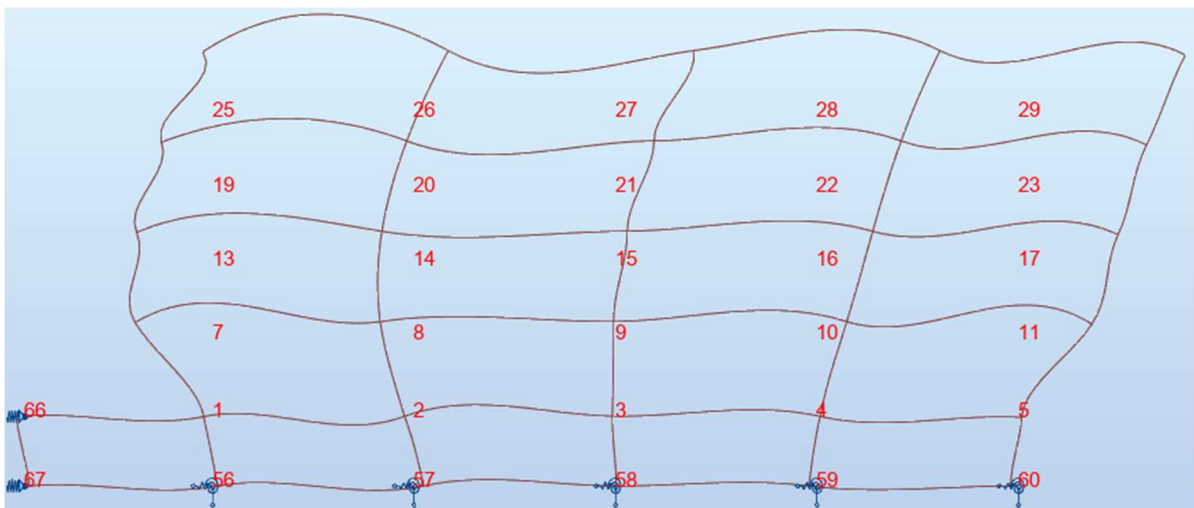


Figura 3.15 – Deformada do modelo 2D devido às ações térmicas.

Tabela 3.7 – Deslocamentos obtidos para a ação térmica regulamentar.

Nó	Piso	Deslocamentos horizontais [mm]		
		Varição Uniforme da Temperatura	Varição Diferencial da Temperatura	Deslocamentos Totais
29	Cobertura	5,15	3,13	8,28
23	3	5,08	1,27	6,36
17	2	4,85	0,09	4,94
11	1	4,09	-0,44	3,65
5	R/C	0,48	-0,32	0,16
60	Cave	-0,44	0,06	-0,37

De notar que, a contribuição da variação uniforme da temperatura para a quantificação dos deslocamentos horizontais é superior à contribuição da variação diferencial de temperatura.

Em comparação com o anterior regulamento utilizado em Portugal, o Regulamento de Segurança e Ações (RSA) [40], o EC1-1-5 é muito mais rigoroso, uma vez que o RSA apenas considera uma variação uniforme de temperatura de 15°C para edifícios de betão armado ($\alpha_T = 10 \times 10^{-6} \text{°C}^{-1}$).

Aplicando a regulamentação antiga ao caso de estudo, considerando um bloco com 35m de comprimento, pode-se calcular o seguinte alongamento:

$$\Delta l = 10 \times 10^{-6} \times 15 \times 35 = 0,00525\text{m} \quad (3.2)$$

O alongamento total da cobertura é de 0,00525m, verificando-se assim um deslocamento horizontal do piso nas extremidades do edifício de 0,002625m (2,625mm). Pode-se então concluir que a norma em vigor é mais conservativa do que o regulamento anterior.

3.4.2 Ação sísmica

Para estudo da influência do zonamento sísmico nos deslocamentos, recorreu-se ao modelo simplificado em 2D, onde se considerou a ação sísmica atuante no concelho do Porto em comparação com a ação sísmica a atuar no concelho de Loulé, no Algarve, desprezando o contributo das condições de terreno, considerando-se terreno tipo A para ambos os casos.

A Tabela 3.8 apresenta os valores da aceleração máxima de referência para os dois tipos de ação sísmica e para as duas regiões portuguesas. Na Figura 3.16, encontram-se definidos os espectros de resposta elástica para o concelho de Loulé e do Porto.

Tabela 3.8 – Aceleração máxima de referência a_{gR} (m/s²) para os concelhos de Loulé e do Porto, de acordo com o EC8 [1].

Concelho	Ação sísmica Tipo 1		Ação Sísmica Tipo 2	
	Zona Sísmica	a_{gR} (m/s ²)	Zona Sísmica	a_{gR} (m/s ²)
Loulé	1.2	2,0	2.3	1,7
Porto	1.6	0,35	2.5	0,8

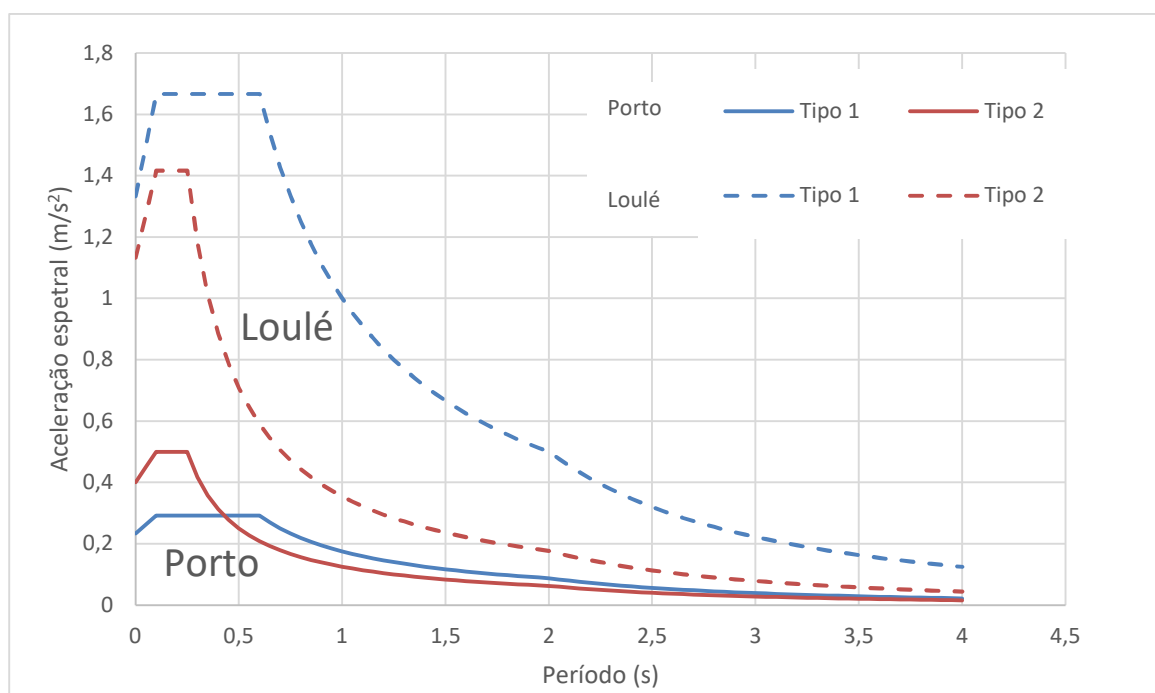


Figura 3.16 – Espectro de resposta elástica definido para Loulé e para Loulé.

A Figura 3.17 demonstra a deformada sob efeito da ação sísmica aplicada ao modelo 2D. A Tabela 3.9 apresentam os deslocamentos obtidos para as duas zonas, de acordo com os dois tipos de ação sísmica.

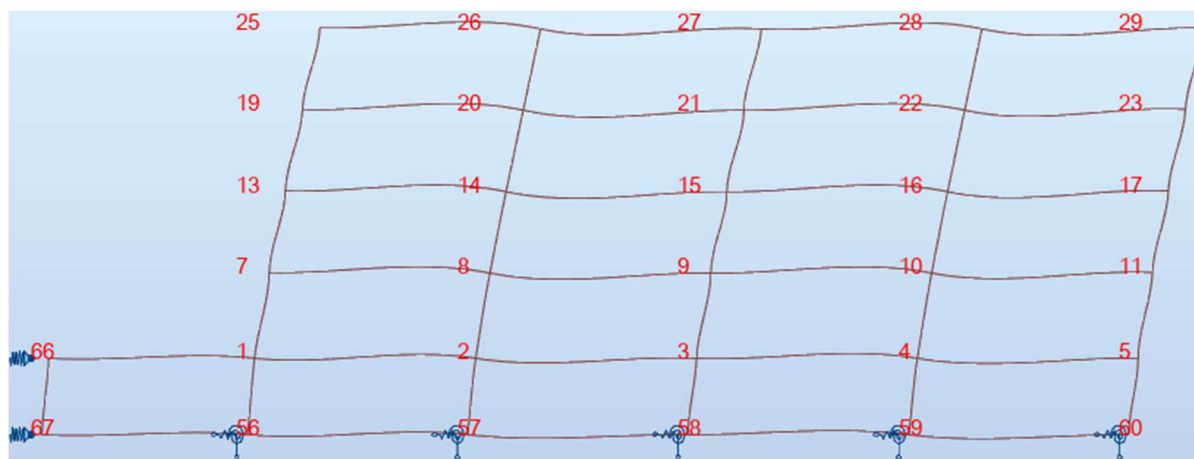


Figura 3.17 – Deformada do modelo 2D sob ação sísmica horizontal.

Tabela 3.9 – Deslocamentos horizontais retirados da análise sísmica.

Nó	Piso	Deslocamentos horizontais [mm]			
		Ação Sísmica Tipo 1		Ação Sísmica Tipo 2	
		Algarve (Loulé)	Porto	Algarve (Loulé)	Porto
29	Cobertura	94,14	16,47	33,68	15,85
23	3	74,61	13,06	26,49	12,47
17	2	55,31	9,68	19,61	9,23
11	1	37,20	6,51	13,55	6,38
5	R/C	21,05	3,68	8,88	4,18
60	Cave	10,58	1,85	6,42	3,02

Com base nos resultados obtidos do software, pode-se deduzir que, para a ação sísmica do tipo 1, os deslocamentos observados no Algarve são quase seis vezes maiores do que os que se observariam para o mesmo edifício no Porto e, para a ação sísmica do tipo 2, os deslocamentos verificados são superiores ao dobro. Logo, confirma-se que a ação sísmica no Algarve é muito mais condicionante do que no Porto para a conceção estrutural de um edifício.

No entanto, o modelo bidimensional é incapaz de simular possíveis efeitos torsionais do edifício quando sujeito à ação sísmica. A relevância destes efeitos está relacionada com a excentricidade existente entre o centro de massa e o centro de rigidez da estrutura. De modo a averiguar o impacto da torção no dimensionamento da largura da junta, procedeu-se à quantificação dos deslocamentos sísmicos modais dos nós dos elementos verticais de canto do modelo tridimensional, por serem estes os pontos onde se preveem maiores deslocamentos horizontais por rotação em planta do edifício. Os resultados desta análise encontram-se sintetizados na Tabela 3.10.

Tabela 3.10 – Deslocamentos sísmicos modais do modelo 3D [mm].

Piso	Modo 1	Modo 3	Modo 4	CQC
	Translação na direção longitudinal	Torção	Translação na direção longitudinal	
Cobertura	76,65	-1,25	-5,76	76,73
3	62,62	-1,05	-2,36	62,58
2	48,23	-0,88	0,75	48,19
1	33,42	-0,75	3,47	33,60
R/C	19,90	-0,62	5,16	20,59

Através da análise comparativa dos deslocamentos do primeiro e terceiro modos e dos resultados da combinação CQC (Combinação Quadrática Completa), constata-se que a componente torsional da estrutura, associada ao terceiro modo, não tem impacto significativo nos deslocamentos relativos na interface dos blocos. Deste modo, demonstra-se que a contribuição da torção é desprezável para o dimensionamento da junta sísmica.

Pela análise da Tabela 3.10, pode-se inferir também que o comportamento sísmico da estrutura é essencialmente regido pelo primeiro modo de vibração, pela comparação dos deslocamentos sísmicos modais do primeiro modo com os deslocamentos retirados para a CQC.

3.4.3 Conclusão

Com base nos resultados obtidos no modelo simplificado para as diferentes ações, confirmou-se que a ação sísmica é indubitavelmente a mais relevante para o dimensionamento da junta, uma vez que se verificam maiores deslocamentos relativos entre a cobertura e o solo, comprovado pela comparação dos valores da Tabela 3.11.

Tabela 3.11 – Comparação entre deslocamentos sob as ações condicionantes.

Nó	Piso	Deslocamentos máximos provocados pela ação sísmica [mm]	Deslocamentos totais provocados pela ação térmica [mm]
29	Cobertura	94,14	8,28
23	3	74,61	6,36
17	2	55,31	4,94
11	1	37,20	3,65
5	R/C	21,05	0,16
60	Cave	10,58	-0,37

4

ESTUDO DA SOLUÇÃO

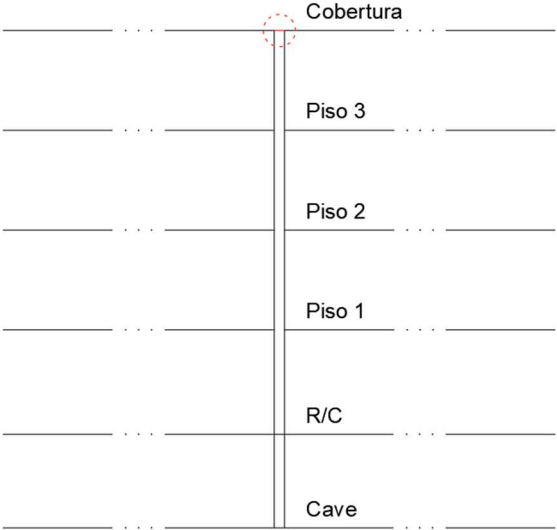
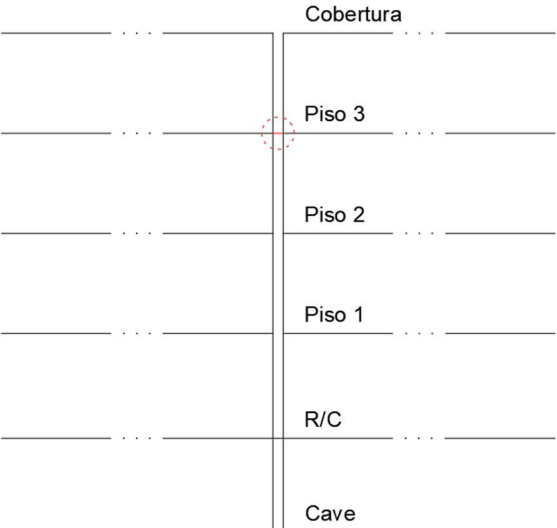
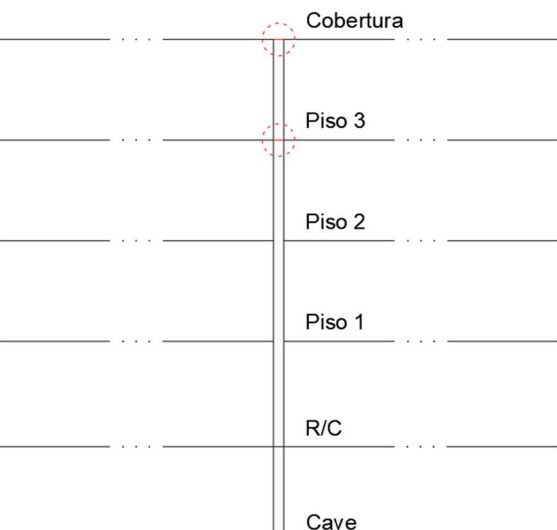
4.1 METODOLOGIA DE ANÁLISE

O presente estudo pretende analisar a aplicabilidade de uma solução de acoplamento dos dois blocos do edifício, transformando dois corpos estruturalmente independentes em blocos com comportamento sincronizado, funcionando como uma unidade estrutural única, reduzindo os deslocamentos diferenciais entre os blocos, através da fixação a um ou mais níveis por continuidade da laje e, do mesmo modo, o tamanho da junta.

Com base neste pressuposto, procura-se avaliar o efeito de diferentes configurações de ligação entre os dois blocos no comportamento sísmico do edifício, não desprezando a contribuição do comportamento térmico, tanto para a determinação da largura da junta, como para a quantificação dos esforços nas ligações provocados pelo impedimento das deformações diferenciais. Na Tabela 4.1, apresentam-se as configurações que serão abordadas. Para cada tipo de ligação, será estudada a sua aplicação em dois cenários diferentes: (1) considerando os blocos com as mesmas características dinâmicas; (2) blocos com características dinâmicas distintas. Será também analisada a sua utilização em situações fictícias, modeladas com base no caso de estudo, com características geométricas distintas, tanto em altura (blocos com o dobro da altura), como em comprimento (blocos com o dobro do comprimento). Será abordada ainda a hipótese de um sismo ocorrer durante a fase construtiva.

De acordo com o EC8, o dimensionamento de uma junta sísmica considera os deslocamentos totais das unidades estruturais como condicionantes no caso de serem estruturalmente independentes. No entanto, o acoplamento torna o movimento dos corpos dependente e sincronizado, eliminando o risco de entrechoque. Assim, pode-se assumir que o dimensionamento da junta passa a ser regido pelo deslocamento relativo entre os blocos.

Tabela 4.1 – Configurações de acoplamento em estudo.

Ligação ao nível da cobertura	
Ligação ao nível do terceiro piso	
Ligação no terceiro piso e na cobertura	

4.2 BLOCOS INDEPENDENTES

Com o objetivo de fundamentar o dimensionamento da junta estrutural, analisa-se, nesta secção, o comportamento independente dos dois blocos do edifício. Esta avaliação engloba os dois cenários já caracterizados: a configuração de blocos iguais e a configuração com propriedades dinâmicas distintas. A metodologia assenta na análise dos modos de vibração e respetiva participação modal, através dos deslocamentos sísmicos modais, e na quantificação dos deslocamentos máximos, cujos resultados servirão de critério quantitativo para a definição geométrica da junta, para ambos os casos.

4.2.1 Blocos com igual comportamento

Para o cenário previsto (dois blocos com as mesmas características dinâmicas), consideraram-se configurações do primeiro, do segundo e do terceiro modos de vibração da estrutura, representadas na Figura 4.1, na Figura 4.2 e na Figura 4.3, respetivamente.

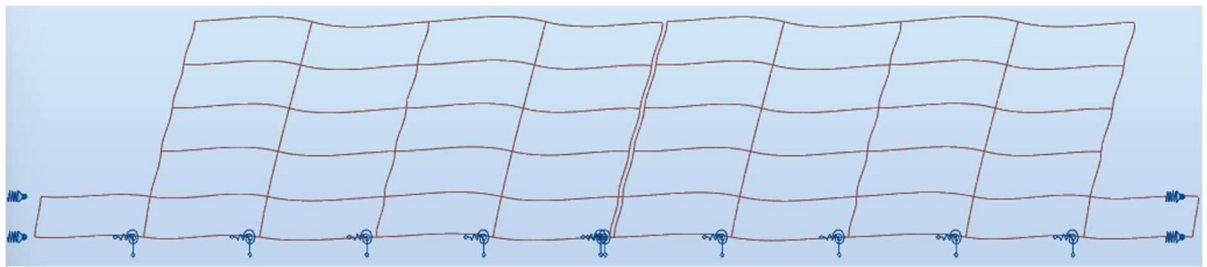


Figura 4.1 – Primeiro modo de vibração da estrutura sem ligação entre blocos ($f_1 = 1,61\text{Hz}$).

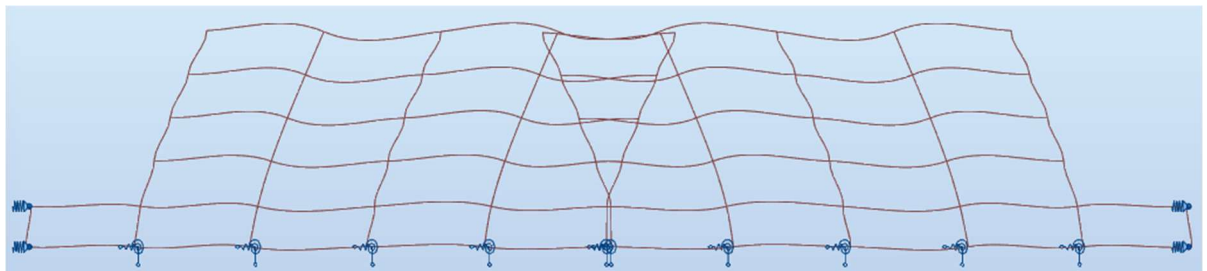


Figura 4.2 – Segundo modo de vibração da estrutura sem ligação entre blocos ($f_2 = 2,54\text{Hz}$).

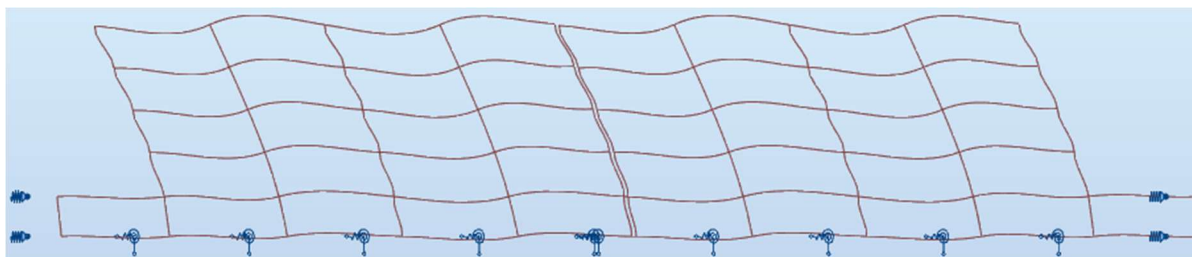


Figura 4.3 – Terceiro modo de vibração da estrutura sem ligação entre blocos ($f_3 = 3,72\text{Hz}$).

Através de uma análise modal, verifica-se que o primeiro modo assume essencialmente um comportamento de translação sincronizada dos blocos na direção longitudinal, identificando-se os maiores deslocamentos ao nível da cobertura. Já o segundo modo caracteriza-se por uma vibração dos blocos em oposição de fase. O risco de *pounding* associado a este modo justifica a necessidade de avaliar soluções que controlem o comportamento dinâmico global da estrutura. O terceiro modo recupera o movimento translativo na direção longitudinal do primeiro modo, havendo neste caso um maior deslocamento horizontal na base do edifício.

De forma a facilitar a distinção das duas unidades estruturais do edifício, o bloco que se encontra à esquerda será doravante designado por bloco A e o bloco da direita por bloco B.

Os deslocamentos sísmicos foram obtidos pela Combinação Quadrática Completa (CQC) dos deslocamentos sísmicos modais. A Tabela 4.2 apresenta os deslocamentos sísmicos modais do bloco A para os três primeiros modos e para a CQC. Da sua análise, retira-se que o comportamento sísmico do edifício é regido essencialmente pelo primeiro modo e que o segundo modo, responsável pela oscilação em oposição de fase, tem participação nula, visto que a estrutura modelada é perfeitamente simétrica. O comportamento geral da estrutura no modelo, para este cenário, levaria à conclusão de que para este modo não haveria qualquer risco de *pounding*, pois a sua simetria origina um fator de participação global nulo. No entanto, consideramos a resposta individualizada de cada bloco, em que os deslocamentos horizontais têm a mesma magnitude, mas com sentidos opostos, revelando-se, portanto, condicionante para a possibilidade de ocorrência de entrechoque. Por sua vez, o terceiro modo de vibração apresenta deslocamentos com uma magnitude significativamente inferior à registada no primeiro modo. Consequentemente, a sua contribuição para a resposta global do edifício, através da regra de combinação quadrática completa (CQC), revela-se negligenciável, o que denota uma reduzida taxa de participação de massa associada a este modo na direção longitudinal.

Tabela 4.2 – Deslocamentos sísmicos modais [mm].

Piso	Modo 1	Modo 2	Modo 3	CQC
Cobertura	152,16	0,00	-13,10	152,60
3	120,93	0,00	-5,39	121,00
2	89,73	0,00	1,81	89,76
1	59,89	0,00	7,81	60,47
R/C	32,03	0,00	12,14	34,35
Cave	11,14	0,00	13,25	17,39

Os deslocamentos de piso para dimensionamento da junta, cujos valores se apresentam na Tabela 4.4, foram quantificados para a combinação de Estado Limite de Serviço, acrescida da contribuição sísmica, de acordo com a Tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Fatores para a combinação de base sísmica.

Combinação	Peso próprio	Restantes Cargas Permanentes	Sobrecargas	Ação Sísmica
Sísmica	1,0	1,0	0,4	1,0

Tabela 4.4 – Deslocamentos sísmicos horizontais no edifício sem ligação.

Piso	Deslocamentos horizontais totais [mm]		Deslocamentos relativos [mm]
	Bloco A	Bloco B	
Cobertura	152,90	152,30	0,60
3	121,28	120,73	0,55
2	89,97	89,55	0,42
1	60,60	60,34	0,27
R/C	34,35	34,35	0,00
Cave	17,39	17,39	0,00

Segundo o referido anteriormente na secção 2.3.2, a junta deve ser dimensionada da seguinte forma:

$$d_{\text{junta}} = 0,7 \times \sqrt{152,90^2 + 152,30^2} = 151,07\text{mm} \quad (4.1)$$

Os deslocamentos sísmicos obrigam à disposição de uma junta com, no mínimo, 151,07mm, o que se torna inconcebível do ponto de vista do dono de obra.

Para a determinação da largura da junta tendo em conta os efeitos térmicos, formaram-se as seguintes combinações de Estado Limite Último (ELU): (1) considerando a ação térmica como a ação base (sobrecarga: $\psi_0 = 0,4$); (2) considerando a sobrecarga como ação base (ação térmica: $\psi_0 = 0,6$), de acordo com a Tabela 4.5.

Tabela 4.5 – Fatores para as combinações de base térmica.

Ação base	Peso próprio	Restantes Cargas Permanentes	Sobrecargas	Ação Térmica
Térmica	1,35	1,35	0,4x1,5	1,5
Sobrecarga	1,35	1,35	1,5	0,6x1,5

O dimensionamento de uma junta com base na ação térmica é calculado para a soma dos deslocamentos horizontais totais registados nos dois blocos, na zona da separação. Com base na combinação que considera como ação base a ação térmica, determinou-se o deslocamento máximo na cobertura de 11,32mm em cada bloco. Desse modo, a largura da junta deve ser calculada da seguinte forma:

$$d_{\text{junta}} = 11,32 + 11,32 = 22,64\text{mm} \quad (4.2)$$

A junta deve garantir a separação física entre os dois blocos com uma espessura mínima de 22,64mm, de modo a acomodar as deformações de origem térmica calculadas para a estrutura.

4.2.2 Blocos com comportamento distinto

Uma vez que, na realidade, os blocos nunca serão perfeitamente simétricos, contrariamente ao admitido anteriormente, é necessário ter em conta essas imperfeições e diferenças entre as características dinâmicas dos blocos. De forma a simular essas situações, supôs-se que um dos blocos se encontra inabitado ou que, por alguma razão, foi abandonado. Para esse efeito, no modelo simplificado, desconsideraram-se as sobrecargas no bloco B, criando uma diferença de massas entre os blocos e, conseqüentemente, na sua dinâmica.

Assim, o primeiro, o segundo e terceiro modos de vibração da estrutura para este caso, representados na Figura 4.4, Figura 4.5 e Figura 4.6, respetivamente, revelam-se bastante idênticos às configurações desenvolvidas pela situação anteriormente apresentada, notando-se um ligeiro aumento das frequências de vibração, pelo facto de a massa ter sido reduzida num dos blocos. No entanto, na Figura 4.4, assim como na Figura 4.6, denota-se uma ligeira aproximação dos blocos, verificando-se deslocamentos totais de piso superiores no bloco A (bloco com maior massa) relativamente ao bloco B (bloco inabitado).

Quanto ao segundo modo, apresentado na Figura 4.5, prevê-se que tenha agora alguma participação, uma vez que o comportamento dinâmico dos blocos é diferente, contrariamente ao cenário anterior. Assim, na Tabela 4.7 apresenta os deslocamentos conseqüentes da combinação de ação base sísmica para a referida situação, evidenciando-se novamente a predominância do primeiro modo na resposta sísmica da estrutura e, por conseguinte, no cálculo da largura da separação entre os blocos.

Tabela 4.6, encontram-se quantificados os deslocamentos sísmicos modais registados na zona da junta, para os dois primeiros modos, considerando o cenário de o bloco B se encontrar inabitado.

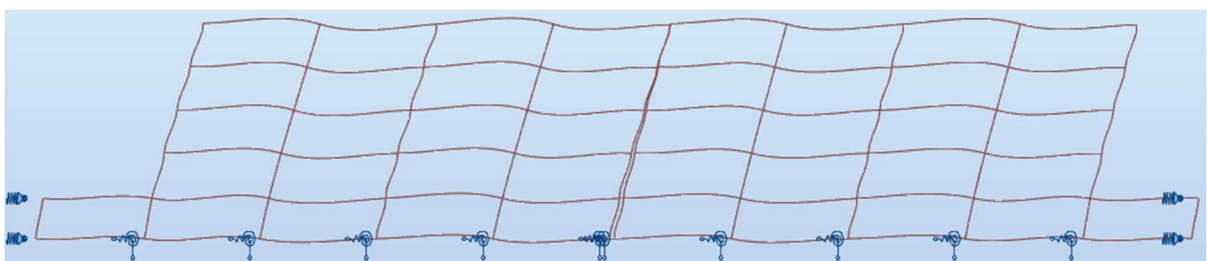
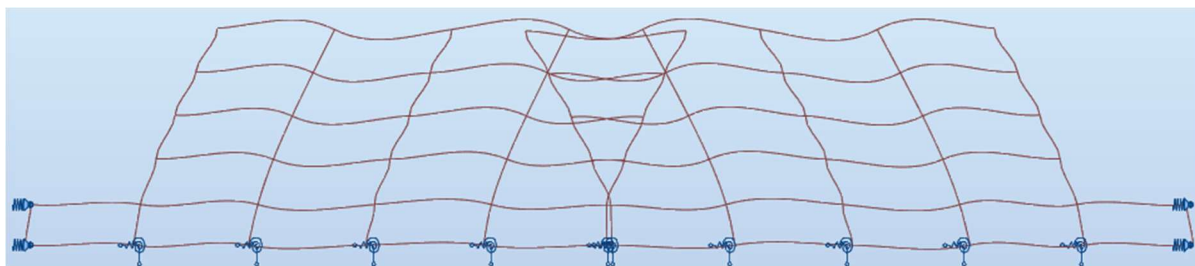


Figura 4.4 – Primeiro modo de vibração, considerando um bloco inabitado ($f_1 = 1,64\text{Hz}$).

Figura 4.5 – Segundo modo de vibração, considerando um bloco inabitado ($f_2 = 2,60\text{Hz}$).Figura 4.6 – Terceiro modo de vibração, considerando um bloco inabitado ($f_3 = 3,76\text{Hz}$).

A Tabela 4.7 apresenta os deslocamentos consequentes da combinação de ação base sísmica para a referida situação, evidenciando-se novamente a predominância do primeiro modo na resposta sísmica da estrutura e, por conseguinte, no cálculo da largura da separação entre os blocos.

Tabela 4.6 – Deslocamentos sísmicos modais, considerando um bloco inabitado [mm].

Piso	Modo 1			Modo 2		
	Bloco A	Bloco B	Deslocamentos relativos	Bloco A	Bloco B	Deslocamentos relativos
Cobertura	155,11	140,46	14,65	4,89	-5,70	10,59
3	122,76	111,93	10,83	3,53	-4,17	7,70
2	90,47	83,50	6,97	2,20	-2,68	4,88
1	59,70	56,34	3,36	1,00	-1,32	2,32
R/C	31,00	31,00	0,01	-0,09	-0,09	0,01
Cave	10,76	10,78	-0,02	-0,04	-0,03	-0,01

Tabela 4.7 – Deslocamentos sísmicos horizontais considerando um bloco inabitado [mm].

Piso	Deslocamentos horizontais totais [mm]		Deslocamentos relativos [mm]
	Bloco A	Bloco B	
Cobertura	155,63	141,17	14,46
3	122,98	112,14	10,84
2	90,66	83,59	7,06
1	60,38	56,93	3,45
R/C	33,35	33,35	0,01
Cave	17,01	17,02	-0,01

Os deslocamentos sísmicos obtidos para este cenário obrigam à disposição de uma junta com largura mínima de 147,09mm de largura, conforme o cálculo apresentado.

$$d_{\text{junta}} = 0,7 \times \sqrt{155,62^2 + 141,17^2} = 147,09\text{mm} \quad (4.3)$$

A redução do deslocamento máximo desenvolvido pelo bloco B, consequente da diminuição da sua massa, leva ao dimensionamento de uma separação ligeiramente menor do que a definida para a situação anterior.

No entanto, em termos de deslocamentos relativos entre os blocos, o cenário que considera blocos com diferentes massas é condicionante para a quantificação dos esforços desenvolvidos ao nível das ligações.

4.3 ACOPLAMENTO AO NÍVEL DA COBERTURA

Com o intuito de reduzir a separação entre os blocos, estudou-se a introdução de uma ligação rígida entre os blocos ao nível da laje de cobertura, por se tratar do nível propício à ocorrência dos deslocamentos sísmicos horizontais mais elevados. Pretende-se, deste modo, mitigar os deslocamentos diferenciais entre blocos e avaliar os esforços que se desenvolvem nos elementos de ligação, principalmente no cenário de assimetria dinâmica dos blocos.

4.3.1 Blocos com igual comportamento

Os principais modos de vibração desta configuração estrutural foram já descritos na secção 3.3. O primeiro modo corresponde a uma translação sincronizada dos blocos na direção x , observando-se um aumento dos deslocamentos totais consoante a altura do edifício, como demonstra a Figura 4.7. O segundo modo de vibração, representado na Figura 4.8 é caracterizado também por um comportamento de translação na direção longitudinal, mas com maiores deslocamentos observados na base da estrutura.

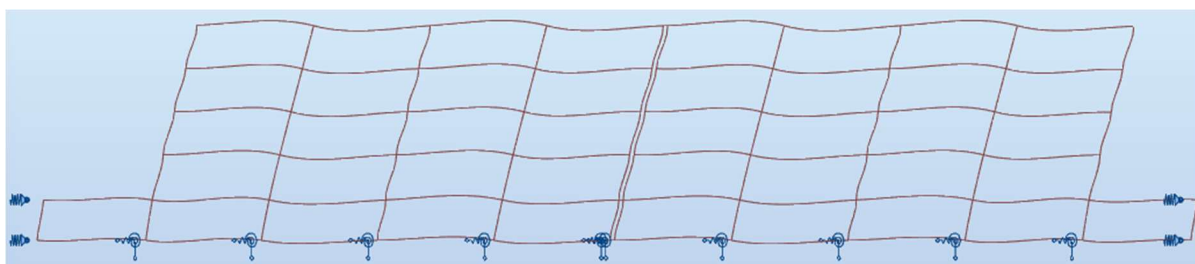


Figura 4.7 – Primeiro modo de vibração da estrutura, considerando blocos unidos pela cobertura ($f_1 = 1,61\text{Hz}$).

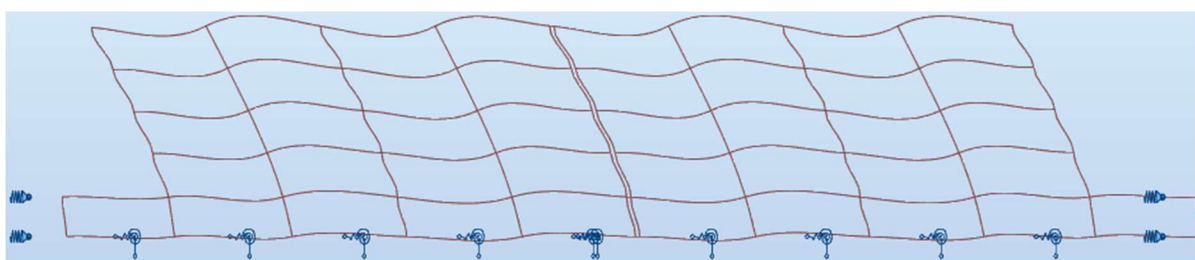


Figura 4.8 – Segundo modo de vibração da estrutura, considerando blocos unidos pela cobertura ($f_2 = 3,74\text{Hz}$).

Os deslocamentos retirados do modelo simplificado de cálculo para esta configuração estrutural apresentam-se na Tabela 4.8.

Tabela 4.8 – Deslocamentos sísmicos horizontais no edifício com ligação pela cobertura.

Piso	Deslocamentos horizontais totais [mm]		Deslocamentos relativos [mm]
	Bloco A	Bloco B	
Cobertura	151,70	151,70	0,00
3	120,33	120,22	0,11
2	89,27	89,11	0,15
1	60,11	59,98	0,12
R/C	34,05	34,05	0,00
Cave	17,19	17,19	0,00

Pelo facto de as unidades estruturais passarem a ter uma resposta única, a junta pode ser agora dimensionada com base nos deslocamentos diferenciais. Posto isto, a ação térmica volta a ter um contributo imprescindível que deve ser tido em conta, principalmente na avaliação dos esforços registados na laje, na zona da ligação.

Os esforços provenientes do impedimento dos deslocamentos diferenciais para as ações já descritas encontram-se quantificados na Tabela 4.9. Pela análise da tabela, constata-se que a ação térmica é determinante na verificação de segurança à rotura da ligação por continuidade da laje, uma vez que para a combinação de ELU com a ação térmica como ação base se identifica o maior esforço axial.

Tabela 4.9 – Esforços máximos na ligação da laje de cobertura.

Esforços de cálculo	Ação sísmica	Ação térmica	
		Ação base – Térmica	Ação base - Sobrecarga
Esforço axial [kN]	48,08	2657,97	1643,05
Esforço Transverso [kN]	352,62	-33,46	-33,46
Momento fletor [kNm]	-766,39	-294,53	-516,83

4.3.2 Blocos com comportamento distinto

Em comparação com a configuração da estrutura sem ligação entre os blocos, para o cenário em que um dos blocos se considera inabitado, o acoplamento pela cobertura permite a sincronização dos deslocamentos horizontais, como se comprova visualmente pela Figura 4.9 e pela Figura 4.10 e pelos valores apresentados na

Tabela 4.10. A análise modal permitiu ainda identificar o modo de vibração, representado na Figura 4.11, caracterizado pelo comportamento dos blocos em oposição de fase, que ocorre para uma frequência de 9,47Hz, contrastando com configuração sem qualquer ligação entre os blocos, em que o modo caracterizado pela oposição de fase ocorre para uma frequência significativamente menor ($f_2 = 2,60\text{Hz}$).

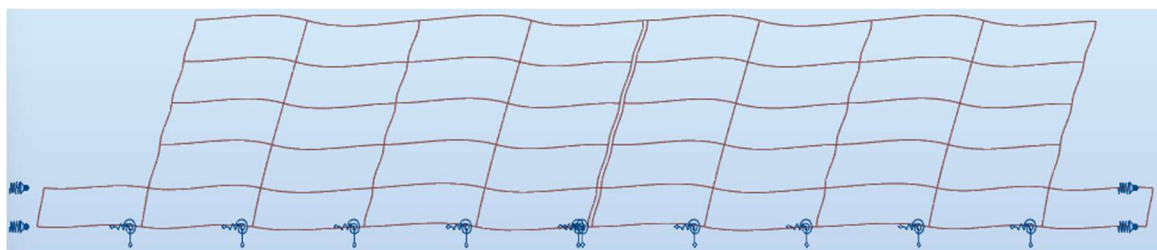


Figura 4.9 – Primeiro modo de vibração da estrutura, considerando blocos unidos pela cobertura e um bloco inabitado ($f_1 = 1,64\text{Hz}$).

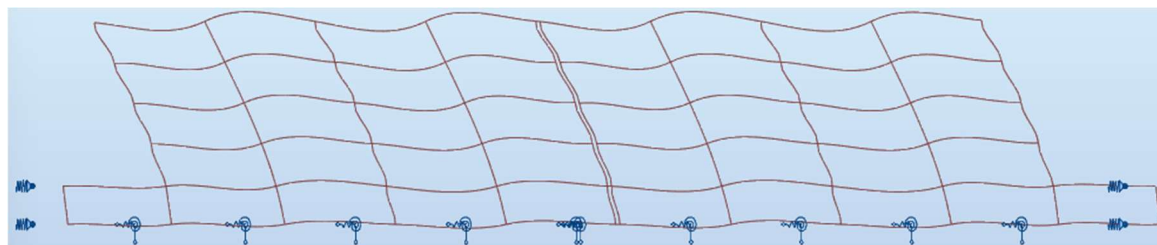


Figura 4.10 – Segundo modo de vibração da estrutura, considerando blocos unidos pela cobertura e um bloco inabitado ($f_2 = 3,76\text{Hz}$).

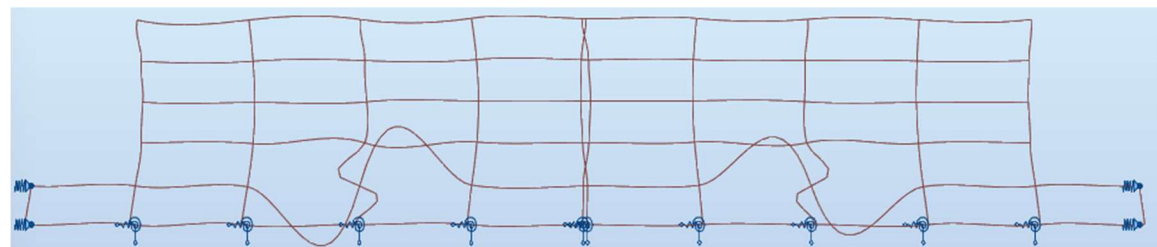


Figura 4.11 – Terceiro modo de vibração da estrutura, considerando blocos unidos pela cobertura e um bloco inabitado ($f_3 = 9,47\text{Hz}$).

Tabela 4.10 – Deslocamentos sísmicos horizontais no edifício com ligação pela cobertura, considerando um bloco inabitado.

Piso	Deslocamentos horizontais totais [mm]		Deslocamentos relativos [mm]
	Bloco A	Bloco B	
Cobertura	148,71	148,71	0,00
3	118,09	117,55	0,54
2	87,65	87,01	0,65
1	59,04	58,57	0,46
R/C	33,44	33,44	0,00
Cave	17,03	17,04	0,00

Os deslocamentos relativos entre os blocos com solução de acoplamento revelam-se residuais, o que determina que as deformações induzidas pelas ações térmicas passem a assumir o carácter condicionante no dimensionamento da junta.

O impedimento dos deslocamentos relativos observados para a combinação de base sísmica que, neste cenário, são mais evidentes, provocará um aumento dos esforços suportados ao nível da ligação. No entanto, mesmo no cenário que maximiza o papel da ação sísmica, a dominância da ação térmica na quantificação dos esforços axiais na laje mantém-se, como se retira da Tabela 4.11. No entanto, é de reparar que a diferença entre as características dinâmicas dos blocos não tem grande impacto no desenvolvimento de esforços de origem térmica.

Tabela 4.11 – Esforços máximos para a ação sísmica na ligação da laje de cobertura, considerando um bloco inabitado.

Esforços de cálculo	Ação sísmica	Ação térmica	
		Ação base – Térmica	Ação base - Sobrecarga
Esforço axial [kN]	78,17	2660,8	1650,13
Esforço Transverso [kN]	-27,51	-149,55	-323,68
Momento fletor [kNm]	-746,13	-327,14	-598,35

4.4 ACOPLAMENTO AO NÍVEL DO PISO 3

A união dos blocos por continuidade da laje ao nível do piso 3 não só sincroniza o movimento oscilatório dos blocos, como permite reduzir deslocamentos diferenciais nos níveis intermédios do edifício, em particular para o cenário que considera o comportamento heterogéneo dos blocos.

4.4.1 Blocos com igual comportamento

Os principais modos e frequências obtidos para a configuração estrutural caracterizada pelo acoplamento dos blocos ao nível do terceiro piso (Figura 4.12 e Figura 4.14) não sofrem alterações, relativamente à configuração que estabelece a ligação pela cobertura.

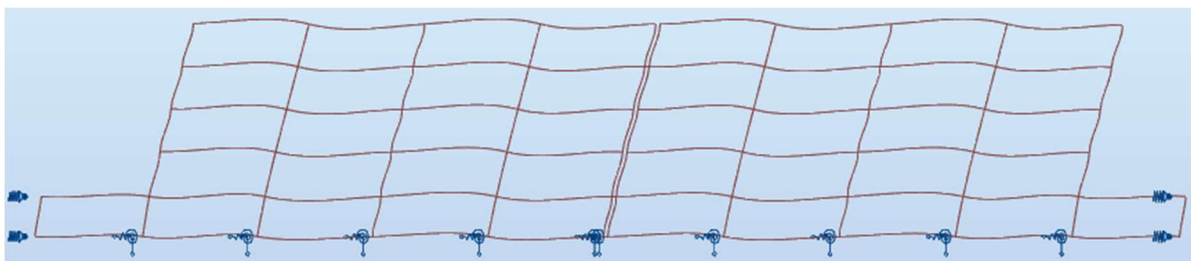


Figura 4.12 – Primeiro modo de vibração da estrutura, considerando blocos ligados pelo piso 3 ($f_1 = 1,61\text{Hz}$).

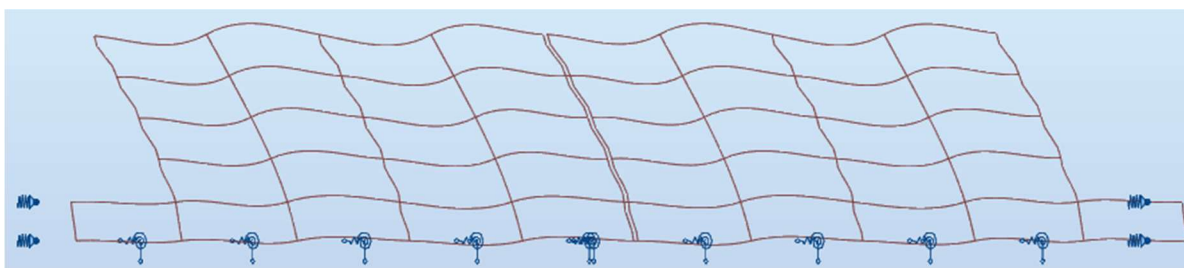


Figura 4.13 – Segundo modo de vibração da estrutura, considerando blocos ligados pelo piso 3 ($f_2 = 3,72\text{Hz}$).

A Tabela 4.12 apresenta os valores dos deslocamentos horizontais resultantes da combinação de base sísmica.

Tabela 4.12 – Deslocamentos sísmicos horizontais no edifício com ligação ao nível do piso 3.

Piso	Deslocamentos horizontais totais [mm]		Deslocamentos relativos [mm]
	Bloco A	Bloco B	
Cobertura	152,53	152,59	-0,06
3	121,00	121,00	0,00
2	89,81	89,75	0,05
1	60,54	60,44	0,10
R/C	34,37	34,37	0,00
Cave	17,40	17,40	0,00

A Tabela 4.13 apresenta os esforços para as combinações sísmica e térmicas, evidenciando-se mais uma vez que a ação térmica tem maior impacto no desenvolvimento de esforços na ligação. É de notar que, nesta configuração, os esforços acomodados pela ligação são nitidamente maiores para as combinações de base térmica, comparativamente à solução de acoplamento pela cobertura.

Tabela 4.13 – Esforços máximos na ligação da laje do piso 3.

Esforços de cálculo	Ação sísmica	Ação térmica	
		Ação base – Térmica	Ação base - Sobrecarga
Esforço axial [kN]	83,20	3788,74	2364,37
Esforço Transverso [kN]	588,71	37,02	47,45
Momento fletor [kNm]	-800,16	-386,79	-936,27

4.4.2 Blocos com comportamento distinto

Assim como a configuração de ligação pela cobertura, o acoplamento ao nível do terceiro piso permite obter uma resposta satisfatória ao controlo dos deslocamentos diferenciais entre os blocos sob ação sísmica. A análise da Figura 4.14, da Figura 4.15 e da Tabela 4.14 permite comprovar o descrito.

A análise modal realizada a este modelo permitiu identificar o modo de vibração caracterizado pela oposição de fase para uma frequência igual a 10,39Hz (Figura 4.16), substancialmente superior à registada para a configuração estrutural sem qualquer ligação. Assim, do mesmo modo que o modelo com a ligação pela cobertura, esta solução de acoplamento desloca o comportamento de oposição de fase para frequências maiores, anulando praticamente a sua participação.

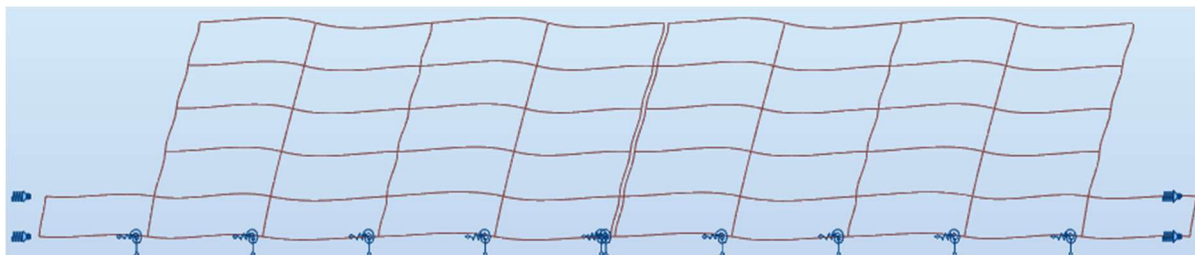


Figura 4.14 – Primeiro modo de vibração da estrutura, considerando acoplamento ao nível do piso 3 e um bloco inabitado ($f_1 = 1,64\text{Hz}$).

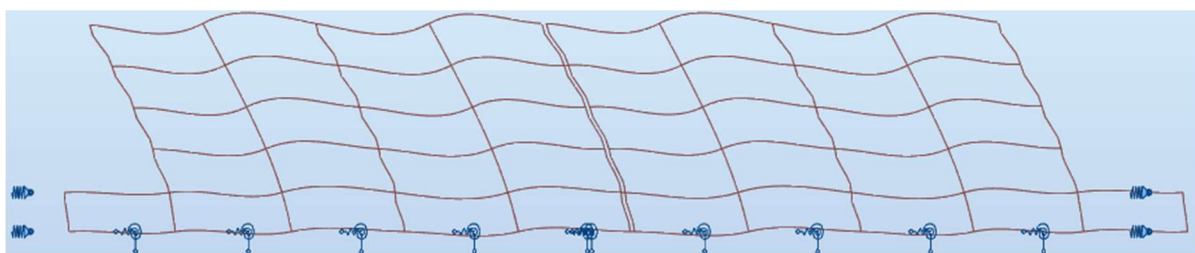


Figura 4.15 – Segundo modo de vibração da estrutura, considerando acoplamento ao nível do piso 3 e um bloco inabitado ($f_2 = 3,73\text{Hz}$).

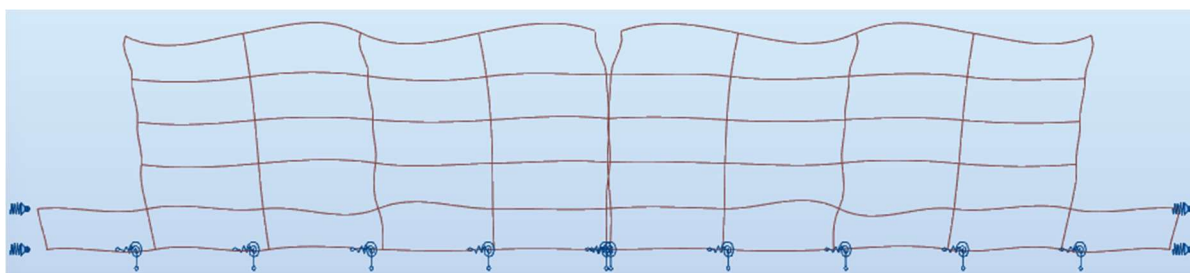


Figura 4.16 – Quinto modo de vibração da estrutura, considerando acoplamento ao nível do piso 3 e um bloco inabitado ($f_5 = 10,39\text{Hz}$).

Tabela 4.14 – Deslocamentos sísmicos horizontais no edifício com ligação ao nível do piso 3.

Piso	Deslocamentos horizontais totais [mm]		Deslocamentos relativos [mm]
	Bloco A	Bloco B	
Cobertura	149,64	149,55	0,09
3	118,57	118,57	0,00
2	88,07	87,80	0,27
1	59,40	59,13	0,27
R/C	33,77	33,77	0,00
Cave	17,24	17,24	0,00

A configuração de ligação pela laje do terceiro piso permite uma maior redução dos deslocamentos diferenciais para os pisos intermédios, em comparação com os resultados obtidos para a configuração de ligação pela cobertura.

Na Figura 4.25 estão quantificados esforços na laje do piso 3, na zona da ligação, para as combinações relevantes. Mais uma vez se demonstra que a diferença de propriedades dinâmicas dos blocos não afeta os esforços desenvolvidos pelas ações térmicas.

Tabela 4.15 – Esforços máximos para a ação sísmica na ligação da laje do piso 3, considerando um bloco inabitado.

Esforços	Ação sísmica	Ação térmica	
		Ação base – Térmica	Ação base - Sobrecarga
Esforço axial [kN]	299,28	3796,79	2355,64
Esforço Transverso [kN]	512,92	-153,82	-215,7
Momento fletor [kNm]	-739,97	-336,56	-651,76

4.5 ACOPLAMENTO AO NÍVEL DO PISO 3 E DA COBERTURA

A configuração estrutural, caracterizada pela conexão aos níveis da cobertura e do piso 3, simultaneamente, pretende aliar os benefícios das duas configurações anteriormente referidas.

4.5.1 Blocos com igual comportamento

Os dois principais modos de vibração desta configuração estão caracterizados na Figura 4.17 na Figura 4.18. Os modos e frequências, retirados da análise modal realizada à configuração de acoplamento nos dois níveis, apresentam uma semelhança evidente em relação aos modos e frequências obtidos para as configurações descritas a montante.

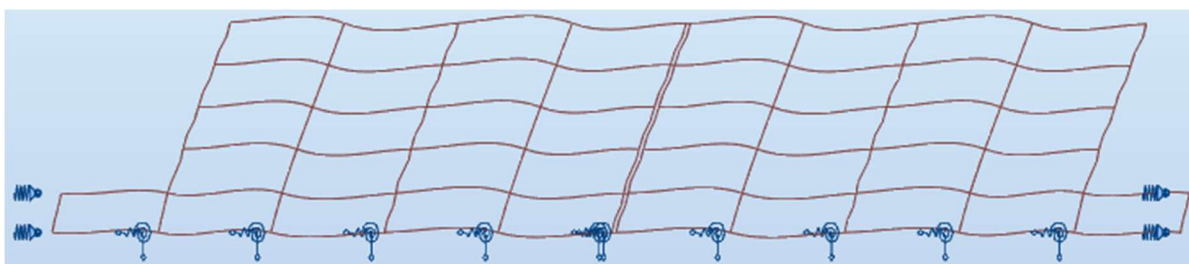


Figura 4.17 – Primeiro modo de vibração da estrutura, considerando acoplamento ao nível do piso 3 e da cobertura ($f_1 = 1,60\text{Hz}$).

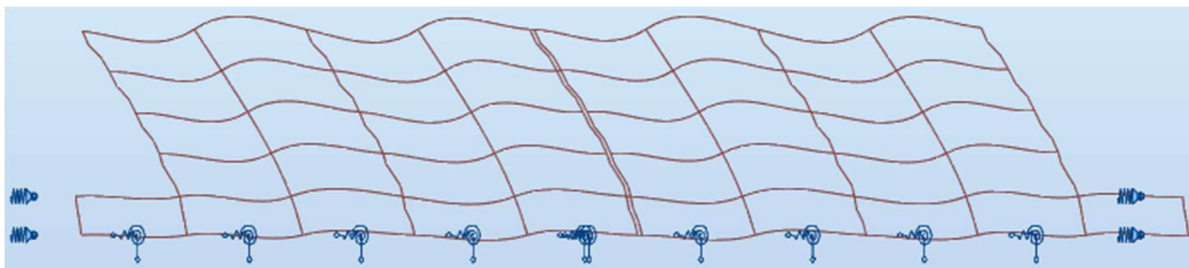


Figura 4.18 – Segundo modo de vibração da estrutura, considerando acoplamento ao nível do piso 3 e da cobertura ($f_2 = 3,72\text{Hz}$).

A análise sísmica permitiu obter os deslocamentos apresentados na Tabela 4.16.

Tabela 4.16 – Deslocamentos sísmicos horizontais no edifício com acoplamento ao nível do piso 3 e da cobertura.

Piso	Deslocamentos horizontais totais [mm]		Deslocamentos relativos [mm]
	Bloco A	Bloco B	
Cobertura	152,58	152,58	0,00
3	121,01	121,01	0,00
2	89,81	89,74	0,07
1	60,54	60,44	0,10
R/C	34,37	34,37	0,00
Cave	17,40	17,40	0,00

A Tabela 4.17 apresenta os esforços para as combinações referidas anteriormente, evidenciando-se novamente que a ação térmica é a mais condicionante na geração de esforços na ligação.

Tabela 4.17 – Esforços máximos nas ligações da laje do piso 3 e da cobertura.

Esforços de cálculo	Ligação no piso 3			Ligação na cobertura		
	Ação sísmica	Ação térmica		Ação sísmica	Ação térmica	
		Ação base Térmica	Ação base Sobrecarga		Ação base Térmica	Ação base Sobrecarga
Esforço axial [kN]	101,45	3651,3	2286,05	-15,84	105,28	59,15
Esforço Transverso [kN]	739,57	37,02	47,45	188,34	32,52	32,52
Momento fletor [kNm]	-901,9	-418,52	-995,04	-802,93	-313,02	-588,47

4.5.2 Blocos com comportamento distinto

A solução de acoplamento ao nível do piso 3 e da cobertura permitiu, do mesmo modo que as outras configurações de ligação já descritas, a compatibilização dos deslocamentos horizontais dos dois blocos, quando sujeitos a oscilações por ação sísmica, comprovada pela análise da Figura 4.19, da Figura 4.20 e da Tabela 4.18.

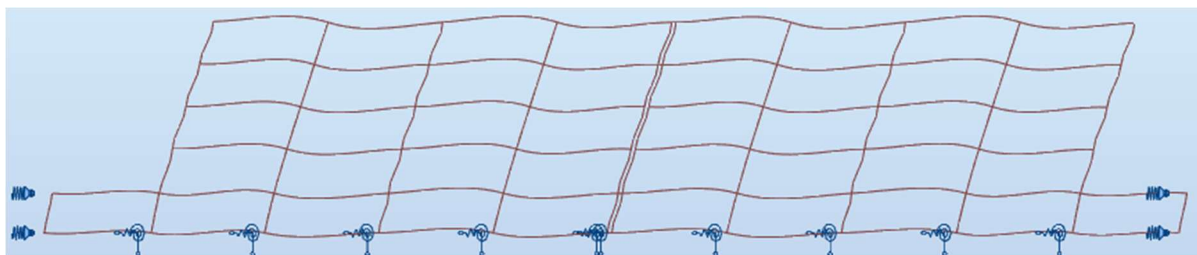


Figura 4.19 – Primeiro modo de vibração do edifício com ligações no piso 3 e cobertura, considerando um bloco inabitado ($f_1 = 1,64\text{Hz}$).

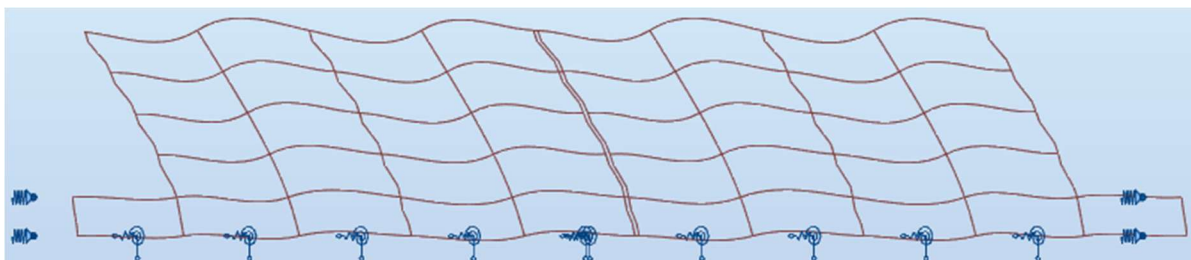


Figura 4.20 – Segundo modo de vibração do edifício com ligações no piso 3 e cobertura, considerando um bloco inabitado ($f_2 = 3,73\text{Hz}$).

Após a realização de uma análise modal mais profunda, decompondo a ação sísmica em 10 modos de vibração distintos, não foi possível encontrar, para esta configuração de acoplamento, um modo de vibração que desenvolvesse um comportamento de oposição de fase, o que anula qualquer hipótese de ocorrência de *pounding*.

A Tabela 4.18 apresenta os deslocamentos horizontais decorrentes da combinação de base sísmica.

Tabela 4.18 – Deslocamentos sísmicos horizontais no edifício com ligação ao nível do piso 3 e da cobertura, considerando um bloco inabitado.

Piso	Deslocamentos horizontais totais [mm]		Deslocamentos relativos [mm]
	Bloco A	Bloco B	
Cobertura	149,62	149,62	0,00
3	118,58	118,58	0,00
2	88,08	87,79	0,29
1	59,40	59,12	0,28
R/C	33,76	33,76	0,00
Cave	17,24	17,24	0,00

Os esforços registados para a ação sísmica, considerando o cenário de blocos com características dinâmicas distintas, experimentam um aumento, comparativamente à situação de blocos com características iguais, por força dos maiores deslocamentos relativos que se identificam no primeiro cenário. No entanto, a ação térmica continua a ter um papel dominante no desenvolvimento de esforços na ligação.

Tabela 4.19 – Esforços máximos nas ligações da laje do piso 3 e da cobertura, considerando um bloco inabitado.

Esforços de cálculo	Ligação no piso 3			Ligação na cobertura		
	Ação sísmica	Ação térmica		Ação sísmica	Ação térmica	
		Ação base Térmica	Ação base Sobrecarga		Ação base Térmica	Ação base Sobrecarga
Esforço axial [kN]	212,78	3656,66	2299,47	3,45	101,78	50,41
Esforço Transverso [kN]	486,7	68,17	125,33	31,12	-175,1	-388,98
Momento fletor [kNm]	-789,98	-319,98	-748,69	-811,99	-341,49	-659,64

4.6 INFLUÊNCIA DA ALTURA

De modo a averiguar a aplicabilidade da estratégia de acoplamento em edifícios com maior desenvolvimento em altura, estuda-se agora um edifício fictício, mantendo-se as características do edifício original do caso de estudo em termos de secções e cargas, de modo a facilitar a análise, com o dobro do número de pisos acima do nível do solo, portanto, oito pisos.

Este estudo deve ser feito para o cenário mais desfavorável, ou seja, considerando que um dos blocos não se encontra habitado (o bloco B), de modo a obter um comportamento diferencial entre os blocos.

4.6.1 Blocos independentes

Os dois principais modos de vibração para esta configuração estrutural sem qualquer ligação entre os blocos estão representados na Figura 4.21 e na Figura 4.22.

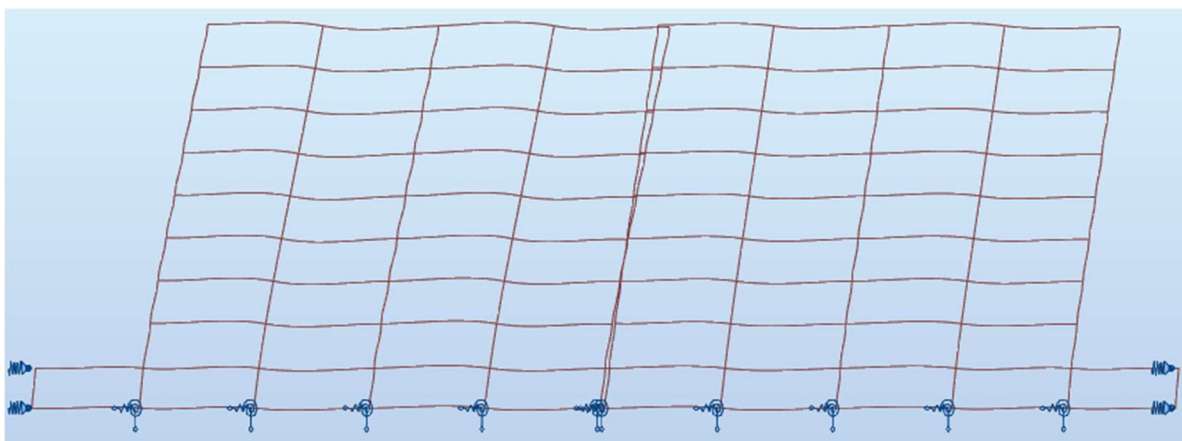


Figura 4.21 – Primeiro modo de vibração do edifício com o dobro da altura ($f_1 = 0,87\text{Hz}$).

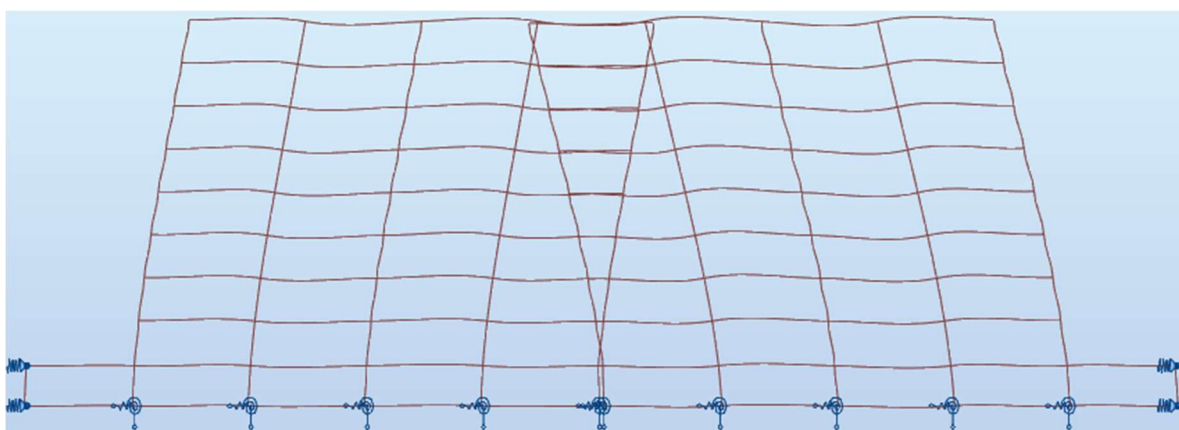


Figura 4.22 – Segundo modo de vibração do edifício com o dobro da altura ($f_2 = 1,10\text{Hz}$).

O primeiro modo de vibração, assim como nas configurações estruturais anteriormente apresentadas, é caracterizado por uma translação horizontal na direção longitudinal x , que neste caso, ocorre para uma frequência de 0,87Hz. Já no segundo modo de vibração, verifica-se o fenómeno de oposição de fase, que se pretende evitar, para uma frequência igual a 1,10Hz. A Tabela 4.20 apresenta os deslocamentos sísmicos modais para os modos descritos.

Tabela 4.20 – Deslocamentos sísmicos modais no edifício com 8 pisos [mm].

Piso	Modo 1			Modo 2		
	Bloco A	Bloco B	Deslocamentos relativos	Bloco A	Bloco B	Deslocamentos relativos
Cobertura	313,38	222,91	90,47	30,15	-46,11	76,26
7	276,37	197,84	78,53	25,94	-40,00	65,94
6	238,30	172,06	66,24	21,62	-33,75	55,37
5	199,43	145,72	53,70	17,26	-27,43	44,69
4	160,24	119,08	41,16	12,95	-21,15	34,10
3	121,69	92,67	29,02	8,83	-15,11	23,94
2	85,12	67,31	17,82	5,09	-9,55	14,64
1	52,19	43,98	8,21	1,95	-4,77	6,72
R/C	23,08	23,06	0,02	-0,67	-0,68	0,01
Cave	5,38	5,43	-0,05	-0,18	-0,14	-0,04

Para a combinação de ELS de base sísmica, foram quantificados os deslocamentos horizontais que constam na Tabela 4.21.

Tabela 4.21 – Deslocamentos sísmicos horizontais no edifício com 8 pisos.

Piso	Deslocamentos horizontais totais [mm]		Deslocamentos relativos [mm]
	Bloco A	Bloco B	
Cobertura	308,70	239,63	69,07
7	271,65	211,42	60,24
6	234,05	183,02	51,02
5	196,29	154,71	41,57
4	158,87	126,83	32,04
3	122,56	99,85	22,71
2	88,41	74,44	13,97
1	57,88	51,50	6,39
R/C	31,70	31,69	0,01
Cave	17,01	17,02	-0,02

Estabelecendo uma comparação entre os deslocamentos sísmicos modais da Tabela 4.20 e os deslocamentos obtidos para a combinação sísmica da Tabela 4.21, pode-se concluir que, mesmo para o edifício com o dobro da altura, o primeiro modo continua a ter uma componente maioritária na determinação dos deslocamentos sísmicos, evidenciando-se a participação de outros modos, pelo facto de se notar alguma diferença entre os deslocamentos obtidos para o primeiro modo comparativamente aos registados para a combinação de base sísmica.

4.6.2 Acoplamento pela cobertura

Experimenta-se agora a implementação da solução de acoplamento pela cobertura, conforme descrito na secção 4.3, num edifício com o dobro do número de pisos do edifício do caso de estudo.

A Figura 4.23, a Figura 4.24 e a Figura 4.25 ilustram, respetivamente, o primeiro, o segundo e o terceiro modos de vibração da estrutura com 8 pisos.

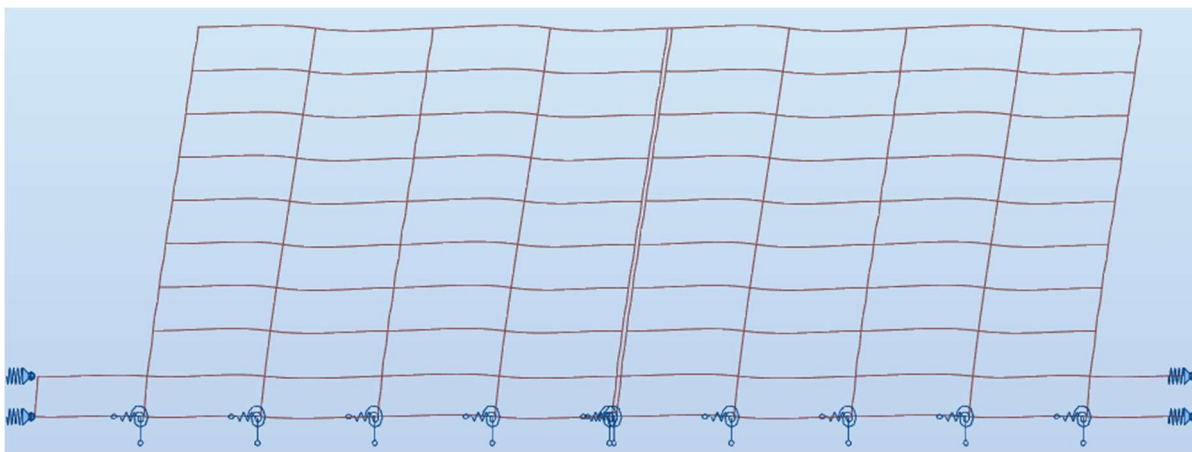


Figura 4.23 – Primeiro modo de vibração do edifício com o dobro da altura, ligado pela cobertura ($f_1 = 0,88\text{Hz}$).

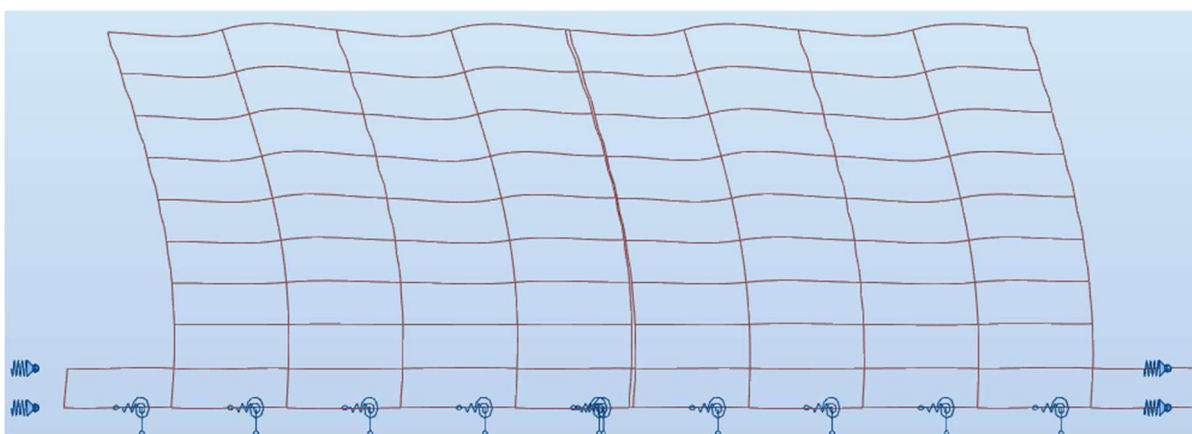


Figura 4.24 – Segundo modo de vibração do edifício com o dobro da altura, ligado pela cobertura ($f_2 = 2,87\text{Hz}$).

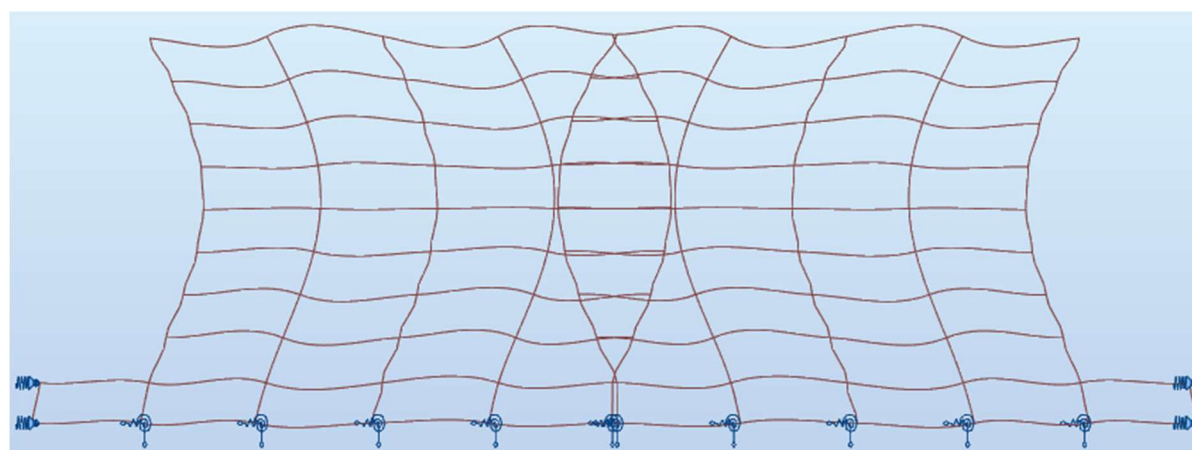


Figura 4.25 – Terceiro modo de vibração do edifício com o dobro da altura, ligado pela cobertura ($f_3 = 4,00\text{Hz}$).

Pela observação do comportamento da estrutura com acoplamento ao nível da cobertura nos dois primeiros modos de vibração, valida-se o funcionamento sincronizado dos blocos quando sujeitos a oscilações sísmicas. A Tabela 4.22 demonstra esse comportamento, através da redução significativa dos deslocamentos relativos.

Tabela 4.22 – Deslocamentos sísmicos horizontais no edifício com ligação ao nível da cobertura, considerando 8 pisos.

Piso	Deslocamentos horizontais totais [mm]		Deslocamentos relativos [mm]
	Bloco A	Bloco B	
Cobertura	276,80	276,79	0,00
7	244,55	243,56	0,99
6	211,83	210,01	1,82
5	178,99	176,46	2,53
4	146,34	143,32	3,02
3	114,40	111,27	3,13
2	83,97	81,25	2,73
1	56,29	54,51	1,78
R/C	32,03	32,02	0,01
Cave	17,35	17,36	-0,01

O terceiro modo, ilustrado na Figura 4.25, merece especial atenção por se evidenciar um comportamento em oposição de fase, que pode ter um contributo relevante para o dimensionamento da junta. Posto isto, é necessário calcular os deslocamentos modais, presentes na Tabela 4.23.

Tanto no segundo modo como no terceiro modo, identificam-se deslocamentos relativos nos pisos intermédios com alguma relevância, como se constata pela análise dos valores da Tabela 4.23.

Tabela 4.23 – Deslocamentos sísmicos modais no edifício com 8 pisos com acoplamento pela cobertura [mm].

Piso	Modo 2			Modo 3		
	Bloco A	Bloco B	Deslocamentos relativos	Bloco A	Bloco B	Deslocamentos relativos
Cobertura	-28,23	-28,23	0,01	0,08	0,07	0,01
7	-13,32	-17,58	4,26	2,25	-2,38	4,63
6	0,63	-6,80	7,43	3,73	-4,15	7,88
5	12,75	3,28	9,47	4,56	-5,26	9,82
4	21,90	11,86	10,04	4,61	-5,58	10,18
3	27,24	18,19	9,05	3,90	-5,08	8,98
2	28,50	21,77	6,72	2,62	-3,91	6,53
1	26,15	22,53	3,62	1,07	-2,37	3,44
R/C	20,93	20,92	0,01	-0,60	-0,61	0,01
Cave	15,68	15,70	-0,02	-0,50	-0,48	-0,02

Os valores dos esforços de cálculo retirados do modelo, aqui apresentados na Tabela 4.24, permitem inferir que, em edifícios mais altos, a ação sísmica tem uma maior pertinência no desenvolvimento de esforços na ligação, que, no entanto, continuam a ser dominados pela ação térmica.

Tabela 4.24 – Esforços máximos na ligação da laje de cobertura, considerando o edifício com 8 pisos.

Esforços de cálculo	Ação sísmica	Ação térmica	
		Ação base – Térmica	Ação base - Sobrecarga
Esforço axial [kN]	658,5	1286,45	781,1
Esforço Transverso [kN]	529,07	-303,67	-710,38
Momento fletor [kNm]	-794,14	-252,17	-551,67

4.6.3 Acoplamento ao nível do piso 6

Nesta composição estrutural de 8 pisos, a configuração que desenvolverá um desempenho semelhante ao desenvolvido pela ligação ao nível do terceiro piso no edifício do caso de estudo é uma solução de acoplamento no piso 6.

Para a configuração agora em estudo, obtiveram-se os principais modos ilustrados na Figura 4.26, na Figura 4.27 e na Figura 4.28.

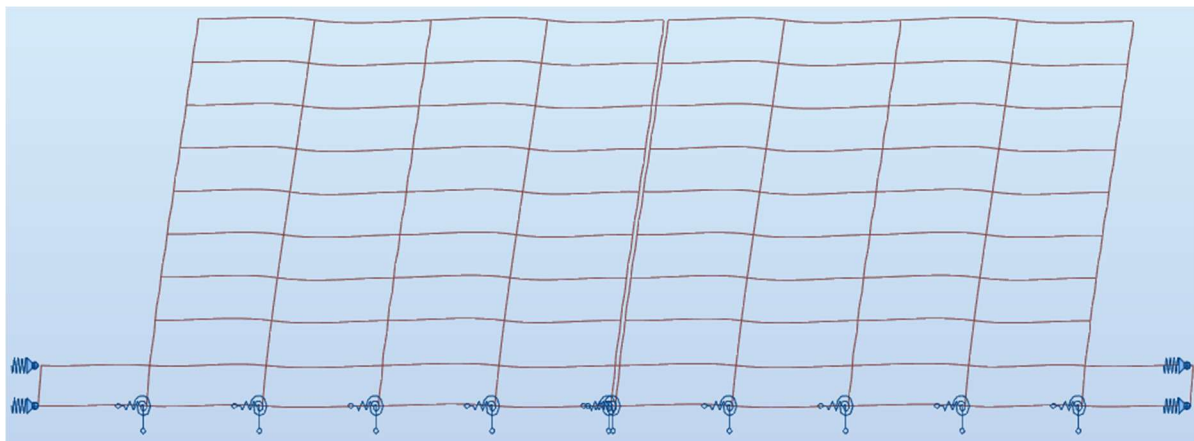


Figura 4.26 – Primeiro modo de vibração do edifício com acoplamento pelo piso 6, considerando 8 pisos ($f_1 = 0,88\text{Hz}$).

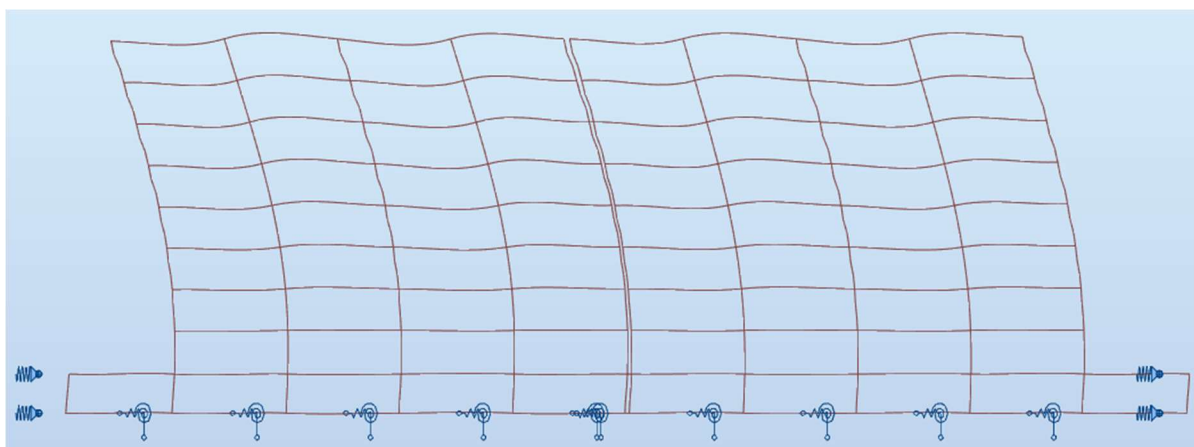


Figura 4.27 – Primeiro modo de vibração do edifício com acoplamento pelo piso 6, considerando 8 pisos ($f_2 = 2,87\text{Hz}$).

O modo 3, representado na Figura 4.28, é caracterizado pelo comportamento de oposição de fase, que deve ser acautelado.

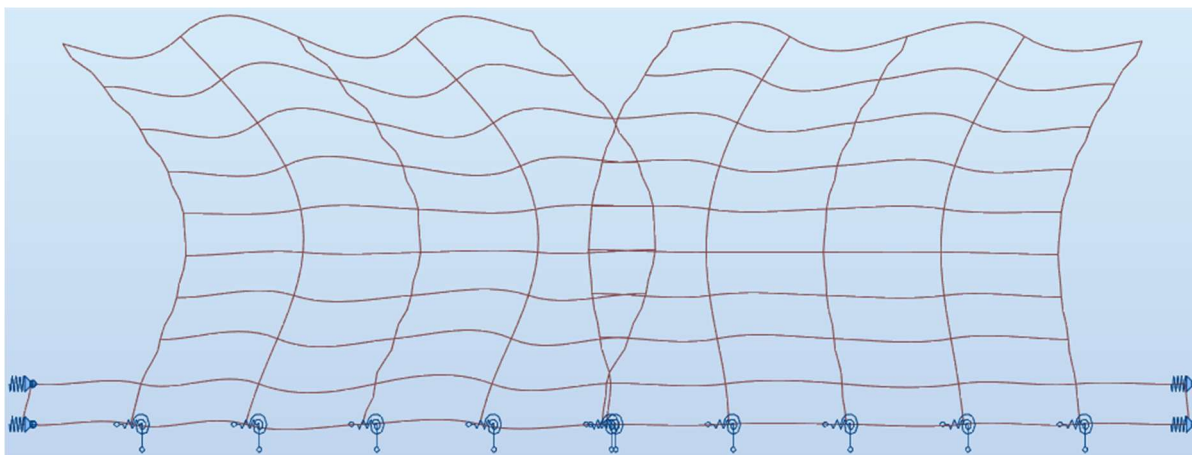


Figura 4.28 – Terceiro modo de vibração do edifício com acoplamento pelo piso 6, considerando 8 pisos ($f_3 = 5,19\text{Hz}$).

A Tabela 4.25 apresenta os valores dos deslocamentos sísmicos obtidos para a combinação de base sísmica.

Tabela 4.25 – Deslocamentos sísmicos horizontais do edifício com acoplamento pelo piso 6, considerando 8 pisos.

Piso	Deslocamentos horizontais totais [mm]		Deslocamentos relativos [mm]
	Bloco A	Bloco B	
Cobertura	276,64	276,55	-0,10
7	243,94	243,81	-0,13
6	210,77	210,77	0,00
5	177,84	177,37	-0,47
4	145,17	144,30	-0,87
3	113,37	112,22	-1,16
2	83,25	82,05	-1,19
1	55,96	55,08	-0,89
R/C	32,21	32,21	0,00
Cave	17,53	17,54	0,01

Conforme analisado na configuração de acoplamento pela cobertura, verifica-se também para a situação de ligação ao nível do piso 3 o aparecimento de deslocamentos relativos relevantes nos pisos intermédios, com base nos dados da Tabela 4.26.

Tabela 4.26 – Deslocamentos sísmicos modais no edifício com acoplamento pelo piso 6, considerando 8 pisos [mm].

Piso	Modo 2			Modo 3		
	Bloco A	Bloco B	Deslocamentos relativos	Bloco A	Bloco B	Deslocamentos relativos
Cobertura	-29,88	-26,82	3,06	2,33	-2,25	-4,58
7	-16,18	-14,68	1,50	1,13	-1,11	-2,25
6	-2,92	-2,92	0,00	-0,02	-0,02	0,00
5	8,97	7,65	-1,32	-0,69	0,62	1,31
4	18,39	16,21	-2,18	-1,10	1,03	2,13
3	-2,92	-2,92	0,00	-1,15	1,13	2,29
2	26,71	24,65	-2,06	-0,90	0,96	1,86
1	25,49	24,27	-1,21	-0,44	0,61	1,06
R/C	21,41	21,41	0,00	0,13	0,13	0,00
Cave	16,06	16,07	0,01	0,15	0,14	-0,01

A partir da análise da Tabela 4.26, é possível depreender que a configuração de acoplamento ao nível do sexto piso é uma boa solução para a diminuição dos deslocamentos relativos registados entre os pisos intermédios dos dois blocos, impedindo a ocorrência de *pounding* nesses níveis.

Quanto ao desenvolvimento de esforços na ligação, quantificados na Tabela 4.27, nesta configuração, obtêm-se menores esforços para a combinação de ação base sísmica, mantendo-se a dominância das ações térmicas. Para esta configuração de ligação, registaram-se esforços de origem térmica ligeiramente superiores, comparativamente à solução de acoplamento pela cobertura.

Tabela 4.27 – Esforços máximos na ligação da laje do piso 6, considerando 8 pisos.

Esforços de cálculo	Ação sísmica	Ação térmica	
		Ação base – Térmica	Ação base - Sobrecarga
Esforço axial [kN]	446,15	1463,85	905,31
Esforço Transverso [kN]	739,31	-349,34	-828,27
Momento fletor [kNm]	-792,51	-177,02	-664,47

4.6.4 Acoplamento ao nível do piso 6 e da cobertura

A configuração de acoplamento simultâneo dos níveis do piso 6 e da cobertura pretende conciliar o funcionamento das duas soluções já apresentadas.

A análise modal realizada à estrutura com ligação entre os blocos em dois níveis identificou os principais modos de vibração, ilustrados na Figura 4.31 e na Figura 4.32.

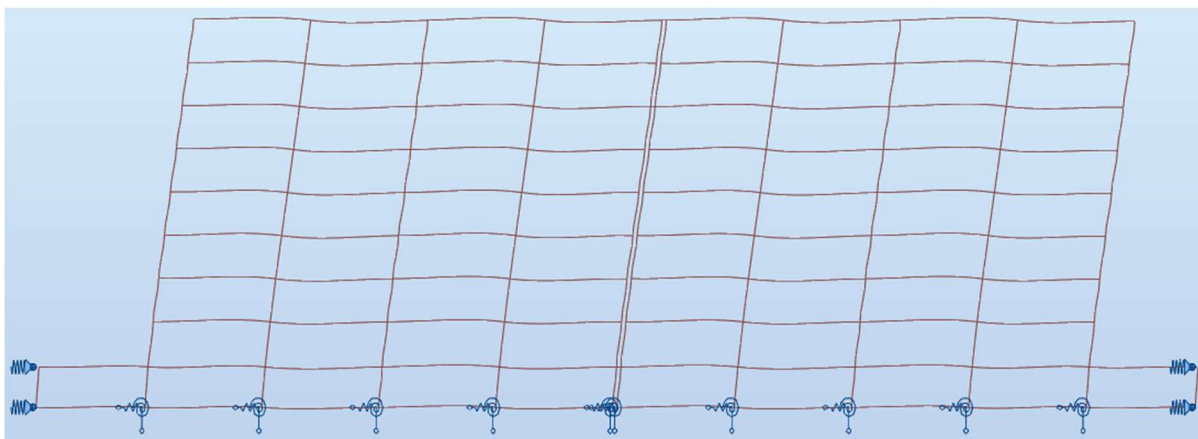


Figura 4.29 – Primeiro modo de vibração dos blocos ligados ao nível do piso 6 e da cobertura, considerando 8 pisos ($f_1 = 0,88\text{Hz}$).

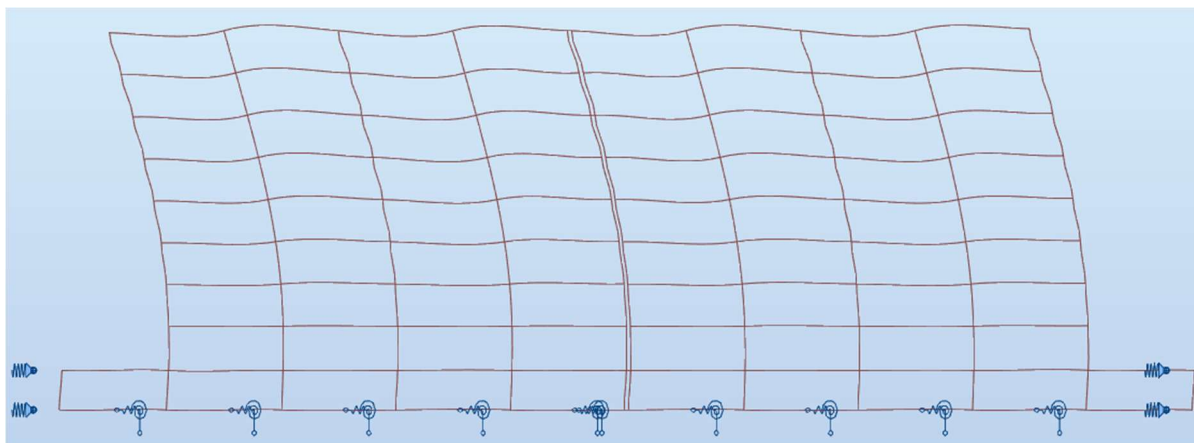


Figura 4.30 – Segundo modo de vibração dos blocos ligados ao nível do piso 6 e da cobertura, considerando 8 pisos ($f_2 = 2,87\text{Hz}$).

A oscilação em oposição de fase é apenas encontrada no quarto modo de vibração (Figura 4.31), para uma frequência de 7,09Hz, demonstrando o efeito na solução de acoplamento na diminuição da participação dos modos caracterizados por este comportamento, conforme demonstrado pelos dados da Tabela 4.28.

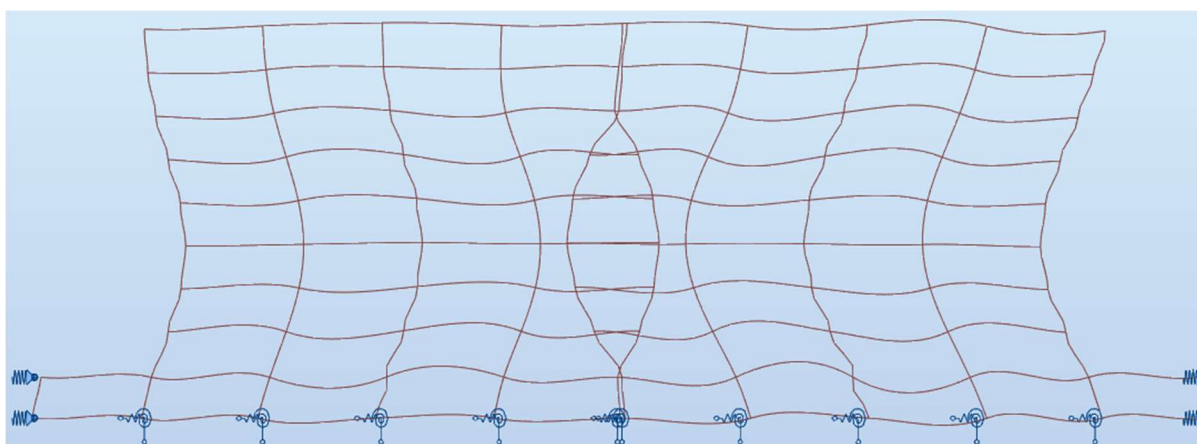


Figura 4.31 – Quarto modo de vibração dos blocos ligados ao nível do piso 6 e da cobertura, considerando o dobro da altura ($f_4 = 7,09\text{Hz}$).

Na Tabela 4.29, encontram-se quantificados os deslocamentos horizontais registados para a combinação de base sísmica.

Tabela 4.28 – Deslocamentos sísmicos modais no edifício com acoplamento pelo piso 6 e pela cobertura, considerando 8 pisos [mm].

Piso	Modo 2			Modo 4		
	Bloco A	Bloco B	Deslocamentos relativos	Bloco A	Bloco B	Deslocamentos relativos
Cobertura	-28,36	-28,36	0,00	0,06	0,06	0,00
7	-15,44	-15,39	-0,05	0,02	0,00	0,01
6	-2,89	-2,89	0,00	-0,03	-0,04	0,00
5	8,74	7,97	0,77	0,19	-0,32	0,51
4	17,99	16,71	1,28	0,33	-0,49	0,81
3	24,03	22,52	1,50	0,39	-0,53	0,92
2	26,40	25,08	1,33	0,34	-0,45	0,79
1	25,33	24,52	0,81	0,22	-0,26	0,47
R/C	21,45	21,45	0,00	0,01	0,01	0,00
Cave	16,10	16,10	0,00	0,04	0,04	0,00

Pela análise da Tabela 4.30, onde constam os esforços de cálculo retirados do modelo para as combinações de base sísmica e térmica, verifica-se, para esta configuração, que a ação térmica desenvolve esforços substancialmente superiores aos determinados para a ação sísmica, em sintonia com as conclusões retiradas nas outras configurações.

Tabela 4.29 – Deslocamentos sísmicos horizontais no edifício com acoplamento pelo piso 6 e pela cobertura, considerando 8 pisos

Piso	Deslocamentos horizontais totais [mm]		Deslocamentos relativos [mm]
	Bloco A	Bloco B	
Cobertura	286,46	286,46	0,00
7	252,71	252,68	-0,02
6	218,50	218,50	0,00
5	184,22	184,17	-0,05
4	150,22	150,10	-0,12
3	117,12	116,95	-0,17
2	85,80	85,61	-0,19
1	57,52	57,36	-0,16
R/C	33,06	33,06	0,00
Cave	17,68	17,68	0,00

Tabela 4.30 – Esforços máximos nas ligações da laje do piso 6 e da cobertura, considerando 8 pisos.

Esforços	Ligação no piso 666			Ligação na cobertura		
	Ação sísmica	Ação térmica		Ação sísmica	Ação térmica	
		Ação base Térmica	Ação base Sobrecarga		Ação base Térmica	Ação base Sobrecarga
Esforço axial [kN]	666,99	-3105,24	-1766,16	113,22	3438,97	2011,18
Esforço Transverso [kN]	778,33	-220,77	-506,83	-59,27	-166,51	-367,5
Momento fletor [kNm]	-756,97	-210,36	-637,14	-664,26	-223,09	-484,01

4.7 INFLUÊNCIA DO COMPRIMENTO

Um edifício de grande extensão longitudinal, separado por diversas juntas, sujeito a solicitações de base sísmica, poderá desenvolver o “efeito de quarteirão”, no caso de ocorrer batimento entre os blocos. Uma analogia a este fenómeno é o efeito de pêndulo de Newton, que se baseia nos princípios de conservação da energia e da quantidade de movimento, observada quando uma esfera é largada e embate na adjacente, transferindo-se a energia ao longo das restantes esferas até à última, que se projeta no ar.

Para o estudo deste fenómeno, replicou-se a estrutura do caso de estudo de forma a conceber um alinhamento contínuo de quatro blocos. Estes apresentam propriedades geométricas idênticas, mas massas diferenciadas, através da desconsideração de sobrecargas nos blocos B e D, estabelecendo um cenário a favor da segurança para a análise da resposta dinâmica.

Nesta secção será estudada a aplicação da solução de acoplamento pela cobertura e também ao nível do terceiro piso. Será descartada a implementação da ligação nos dois níveis em simultâneo, de modo a reduzir significativamente o volume desta análise, uma vez que, da conclusão dos estudos anteriores, não se retira nenhum benefício extra com a ligação adicional.

4.7.1 Blocos independentes

A sequência seguinte de figuras (Figura 4.32, Figura 4.33, Figura 4.34 e Figura 4.35) mostra as principais configurações modais da estrutura agora em estudo, considerando que os blocos não possuem ligações entre eles ao nível dos pisos superiores.

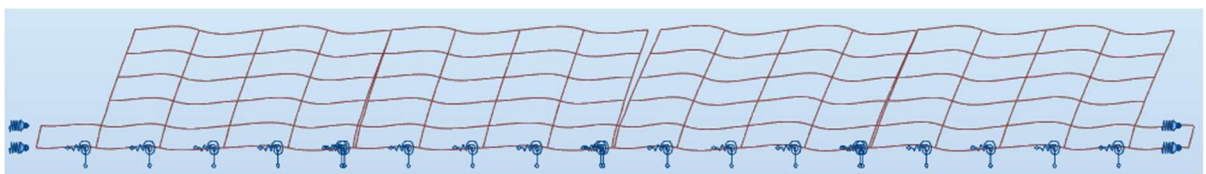


Figura 4.32 – Primeiro modo de vibração do edifício considerando quatro blocos independentes ($f_1 = 1,65\text{Hz}$).

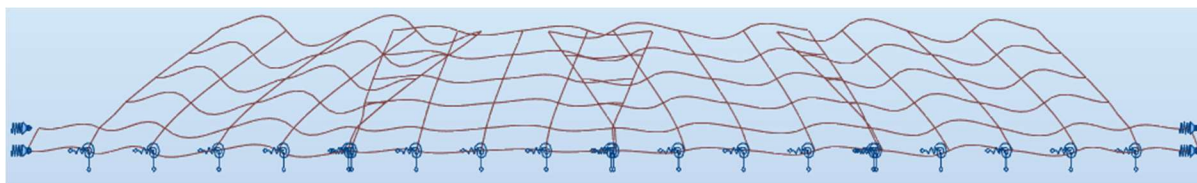


Figura 4.33 – Segundo modo de vibração do edifício considerando quatro blocos independentes ($f_2 = 2,31\text{Hz}$).

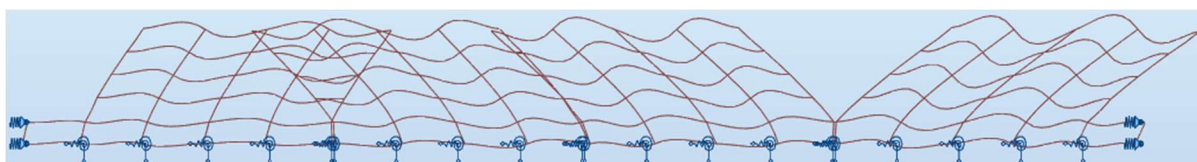


Figura 4.34 – Terceiro modo de vibração do edifício considerando quatro blocos independentes ($f_3 = 2,60\text{Hz}$).

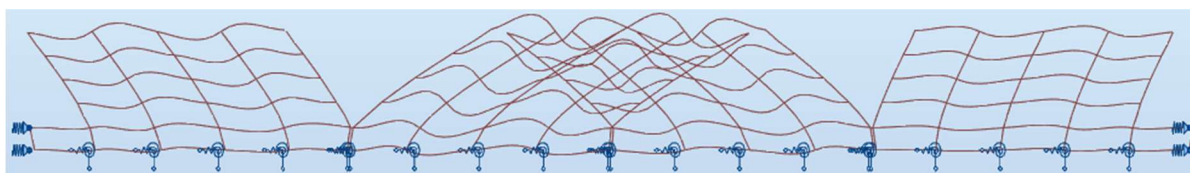


Figura 4.35 – Quarto modo de vibração do edifício considerando quatro blocos independentes ($f_4 = 2,74\text{Hz}$).

Os modos de vibração apresentados, à exceção do primeiro, exibem comportamentos em oposição de fase para frequências relativamente baixas. No entanto, através da análise modal, verificou-se que não apresentam uma participação condicionante, evidenciando-se uma predominância do primeiro modo. Assim, a análise dos deslocamentos e dos esforços na ligação serão calculados com base na combinação de base sísmica, regida pelo primeiro modo.

A Tabela 4.31 apresenta os deslocamentos resultantes da ação sísmica para os quatro blocos com comportamento independente.

Tabela 4.31 – Deslocamentos sísmicos horizontais considerando quatro blocos independentes.

Piso	Deslocamentos totais [mm]		Deslocamentos relativos [mm]
1ª Junta	Bloco A	Bloco B	
Cobertura	139,50	131,68	7,82
3	111,16	105,65	5,51
2	82,86	79,71	3,15
1	56,04	54,91	1,13
R/C	31,29	31,28	0,02
Cave	18,50	18,67	-0,17
2ª Junta	Bloco B	Bloco C	
Cobertura	131,60	163,78	32,18
3	105,63	129,73	24,10
2	79,74	95,67	15,93
1	55,15	63,11	7,96
R/C	32,31	32,30	-0,01
Cave	18,37	18,49	0,12
3ª Junta	Bloco C	Bloco D	
Cobertura	163,66	151,99	11,68
3	129,73	121,04	8,68
2	95,85	90,26	5,59
1	63,62	60,88	2,73
R/C	33,57	33,57	0,01
Cave	12,08	12,06	0,01

4.7.2 Acoplamento pela cobertura

O acoplamento ao nível da cobertura dos quatro blocos que compõem o alinhamento contínuo permite, do mesmo modo que nas outras configurações estruturais, a sincronização do movimento da resposta sísmica dos blocos. A Figura 4.36 e a Figura 4.37, respeitantes ao primeiro e segundo modos de vibração, respetivamente, comprovam o referido. O terceiro modo, que reflete o comportamento em oposição de fase da estrutura, encontra-se retratado na Figura 4.38.

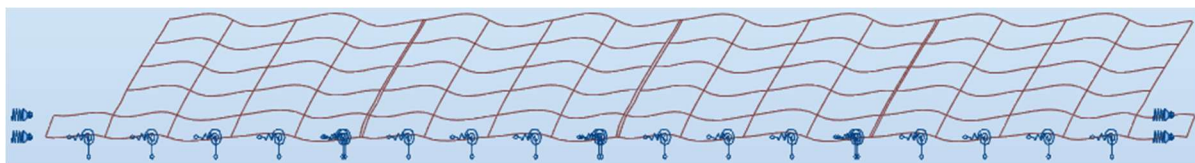


Figura 4.36 – Primeiro modo de vibração do edifício considerando quatro blocos ligados pela cobertura ($f_1 = 1,66\text{Hz}$).



Figura 4.37 – Segundo modo de vibração do edifício considerando quatro blocos ligados pela cobertura ($f_2 = 3,76\text{Hz}$).

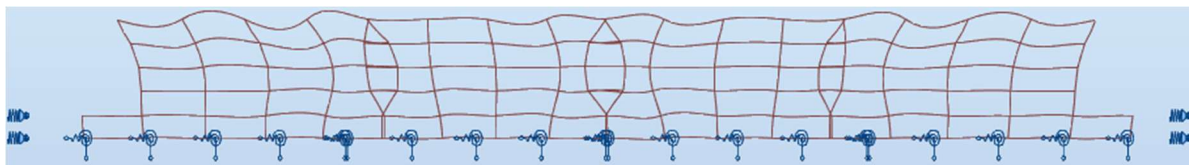


Figura 4.38 – Terceiro modo de vibração do edifício considerando quatro blocos ligados pela cobertura ($f_3 = 6,40\text{Hz}$).

Na Tabela 4.32 encontram-se quantificados os deslocamentos horizontais resultantes da ação sísmica, verificando-se a compatibilização dos deslocamentos e a redução dos deslocamentos relativos, relativamente à configuração estrutural sem ligações entre os blocos.

A Tabela 4.32 apresenta os esforços obtidos nas ligações para as combinações de base sísmica e térmica. Denota-se, pela observação dos resultados, que a ação térmica obtém ainda maior relevância na produção de esforços na ligação, comparativamente ao cenário base de dois blocos.

Tabela 4.32 – Deslocamentos sísmicos horizontais considerando quatro blocos ligados pela cobertura.

Piso	Deslocamentos totais [mm]		Deslocamentos relativos [mm]
1ª Junta	Bloco A	Bloco B	
Cobertura	147,38	147,39	0,00
3	116,88	116,82	0,05
2	86,82	86,82	0,00
1	58,92	59,03	-0,11
R/C	34,28	34,26	0,02
Cave	22,31	22,44	-0,14
2ª Junta	Bloco B	Bloco C	
Cobertura	147,65	147,65	0,01
3	116,84	118,09	1,25
2	86,84	88,44	1,61
1	59,13	60,32	1,18
R/C	34,64	34,62	-0,02
Cave	22,41	22,53	0,12
3ª Junta	Bloco C	Bloco D	
Cobertura	147,85	147,85	0,00
3	117,65	118,12	0,47
2	87,87	88,59	0,72
1	60,00	60,67	0,67
R/C	35,20	35,21	0,01
Cave	18,14	18,14	0,00

Tabela 4.33 – Esforços máximos nas três ligações pela cobertura.

Esforços de cálculo	Ação sísmica	Ação térmica	
		Ação base – Térmica	Ação base – Sobrecarga
1ª Junta	Esforço axial [kN]	275,86	4176,18
	Esforço Transverso [kN]	254,16	-64,45
	Momento fletor [kNm]	-787,11	-289,90
2ª Junta	Esforço axial [kN]	476,58	6469,92
	Esforço Transverso [kN]	248,01	1128,20
	Momento fletor [kNm]	-785,30	-554,01
3ª Junta	Esforço axial [kN]	255,43	4223,57
	Esforço Transverso [kN]	342,40	-341,43
	Momento fletor [kNm]	-765,19	-328,64

4.7.3 Acoplamento ao nível do piso 3

A ligação dos quatro blocos pela laje do terceiro piso, assim como nas configurações já apresentadas, ocorre a sincronização do movimento de translação dos quatro blocos, como é possível comprovar com base na análise da Figura 4.39, da Figura 4.40, que representam os dois modos de vibração da estrutura com maior participação, e da Tabela 4.35, onde constam os deslocamentos por piso provocados pela ação sísmica.

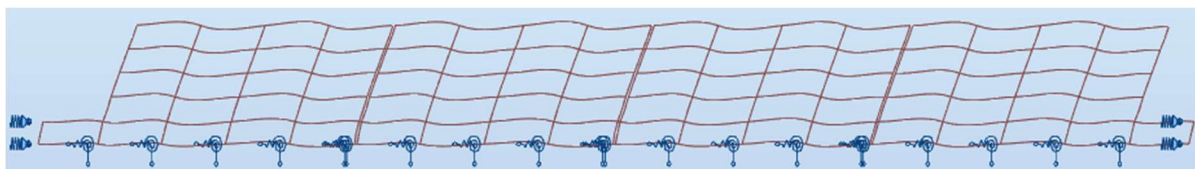


Figura 4.39 – Primeiro modo de vibração do edifício considerando quatro blocos ligados pelo terceiro piso ($f_1 = 1,66\text{Hz}$).

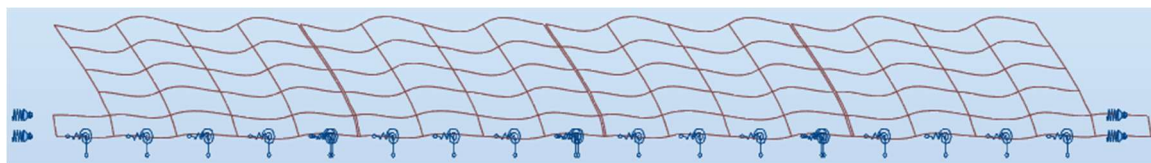


Figura 4.40 – Segundo modo de vibração do edifício considerando quatro blocos ligados pelo terceiro piso ($f_2 = 3,76\text{Hz}$).

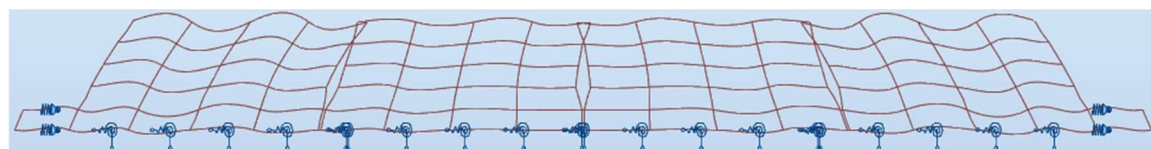


Figura 4.41 – Terceiro modo de vibração do edifício considerando quatro blocos ligados pelo terceiro piso ($f_3 = 6,67\text{Hz}$).

A Tabela 4.34 apresenta os esforços obtidos nas ligações entre os blocos, quer para a ação sísmica, quer para as ações térmicas. Em comparação com os esforços quantificados para a configuração de acoplamento pela cobertura, verifica-se um decréscimo notável dos esforços axiais para configuração de ligação pelo terceiro piso, nos esforços de origem sísmica, contrariamente aos obtidos para a combinação de base térmica.

Tabela 4.34 – Esforços máximos nas ligações ao nível do piso 3.

Esforços	Ação sísmica	Ação térmica	
		Ação base – Térmica	Ação base – Sobrecarga
Esforço axial [kN]	175,89	6612,76	4049,31
1ª Junta			
Esforço Transverso [kN]	327,80	81,29	-135,41
Momento fletor [kNm]	-745,52	-346,71	-741,08
Esforço axial [kN]	672,89	9536,90	5838,64
2ª Junta			
Esforço Transverso [kN]	445,22	267,33	392,18
Momento fletor [kNm]	-774,42	-318,29	-756,18
Esforço axial [kN]	159,74	6686,00	4127,71
3ª Junta			
Esforço Transverso [kN]	490,71	-386,00	-422,93
Momento fletor [kNm]	490,71	-405,36	-776,70

Tabela 4.35 – Deslocamentos sísmicos horizontais considerando quatro blocos independentes.

Piso	Deslocamentos totais [mm]		Deslocamentos relativos [mm]
1ª Junta	Bloco A	Bloco B	
Cobertura	147,44	147,51	-0,07
3	117,05	117,05	0,00
2	86,96	87,13	-0,17
1	59,04	59,25	-0,22
R/C	34,35	34,33	0,02
Cave	22,32	22,46	-0,14
2ª Junta	Bloco B	Bloco C	
Cobertura	147,49	147,55	0,05
3	117,40	117,40	0,01
2	87,19	88,04	0,84
1	59,36	60,10	0,74
R/C	34,67	34,65	-0,02
Cave	22,43	22,55	0,12
3ª Junta	Bloco C	Bloco D	
Cobertura	147,50	147,97	-0,47
3	117,73	117,73	0,00
2	88,23	87,94	0,29
1	60,47	60,02	0,45
R/C	35,19	35,19	0,01
Cave	18,16	18,15	0,00

4.8 FASE CONSTRUTIVA

Como as soluções de acoplamento estudadas se baseiam numa ligação entre os pisos superiores dos dois blocos, considera-se pertinente estudar o comportamento dos mesmos, caso o sismo ocorra durante o processo de construção do edifício, uma vez que nesse momento os blocos ainda não se encontram conectados.

A situação menos favorável aconteceria para um sismo a ocorrer no momento exato em que se procede à betonagem da ligação, ou seja, em que pelo menos 3 pisos se encontram construídos. Desse modo, serão analisadas duas situações: (1) ocorrência de um sismo aquando da betonagem da laje de cobertura, admitindo que o acoplamento seria feito a esse nível; (2) ocorrência de um sismo aquando da betonagem da laje do terceiro piso, considerando que a ligação se realizaria a esse nível.

No entanto, a análise sísmica da fase construtiva deve ter em conta um novo período de retorno, relacionado com o tempo de execução da obra. O EC8 [1] permite reduzir a ação sísmica através do coeficiente de importância γ_I , dado através da seguinte expressão:

$$\gamma_I = (T_{LR}/T_L)^{-1/k} \quad (4.4)$$

em que:

T_{LR} – período de retorno para o qual é definida a ação sísmica de referência;

T_L – período de retorno para o qual se pretende calcular a nova ação sísmica.

k – expoente dependente da sismicidade, em geral na ordem de 3.

Atribuindo a T_L um valor conservativo de 50 anos e tendo sido a ação sísmica de referência definida para um $T_{LR} = T_{NCR} = 475$ anos, correspondente ao período de retorno de referência para a não ocorrência de colapso, define-se um coeficiente de importância γ_I , conforme a equação:

$$\gamma_I = (475/50)^{-1/3} = 0,472 \quad (4.5)$$

Este coeficiente de importância γ_I é aplicável ao valor de referência da aceleração máxima à superfície do terreno, a_{gR} , obtendo-se o seguinte valor da aceleração máxima à superfície do terreno:

$$a_{gR} = 0,472 \times 2,0 = 0,944 \text{ m/s}^2 \quad (4.6)$$

Com base no novo valor de aceleração máxima da superfície do terreno, definiu-se a nova ação sísmica para verificação dos deslocamentos evidenciados para as situações de fase construtiva referidas.

4.8.1 Acoplamento pela cobertura

A Tabela 4.36 apresenta os valores dos deslocamentos calculados para a ação sísmica considerada para a fase construtiva, considerando o momento da betonagem da laje de cobertura. Neste cenário, foi considerado que a estrutura possui os 4 pisos superiores já construídos, incluindo da laje de cobertura, desprezando ainda o funcionamento da ligação, uma vez que ainda não é possível contar com a resistência do betão.

Tabela 4.36 – Deslocamentos sísmicos horizontais no edifício em fase construtiva, após a betonagem da laje de cobertura.

Piso	Deslocamentos horizontais totais [mm]		Deslocamentos relativos [mm]
	Bloco A	Bloco B	
Cobertura	72,31	71,57	0,74
3	57,37	56,73	0,64
2	42,56	42,09	0,47
1	28,67	28,38	0,29
R/C	16,21	16,21	0,00
Cave	8,21	8,21	0,00

Para a solução de acoplamento pela cobertura, verificam-se deslocamentos que obrigam à disposição de uma junta superiores a 70mm.

$$d_{\text{junta}} = 0,7 \times \sqrt{72,31^2 + 71,57^2} = 71,22 \text{ mm} \quad (4.7)$$

4.8.2 Acoplamento pelo terceiro piso

A Tabela 4.37 apresenta os valores dos deslocamentos calculados para a ação sísmica considerada para a fase construtiva, considerando o momento da betonagem da laje do piso 3. Neste cenário, foi considerado que a estrutura possui três pisos acima do solo já construídos, incluindo da laje do terceiro piso, desprezando ainda o funcionamento da ligação, uma vez que ainda não é possível contar com a resistência do betão.

Tabela 4.37 – Deslocamentos sísmicos horizontais no edifício em fase construtiva, após a betonagem da laje do terceiro piso.

Piso	Deslocamentos horizontais totais [mm]		Deslocamentos relativos [mm]
	Bloco A	Bloco B	
3	57,41	56,81	0,59
2	43,70	43,24	0,46
1	30,34	30,06	0,28
R/C	17,75	17,75	0,00
Cave	8,70	8,71	0,00

Para a solução de acoplamento pela cobertura, verificam-se deslocamentos que obrigam à disposição de uma junta com, no mínimo, 56,54mm.

$$d_{\text{junta}} = 0,7 \times \sqrt{57,41^2 + 56,81^2} = 56,54\text{mm} \quad (4.8)$$

Posto isto, é possível concluir que, em termos de análise da ocorrência de um sismo durante a fase construtiva, a solução de acoplamento ao nível do terceiro piso é preferencial.

4.9 ANÁLISE ECONÓMICA

Para a validação da solução proposta, revela-se necessário realizar uma análise comparativa de custos entre a configuração base (sem ligação entre blocos) e a configuração com acoplamento estrutural. Para ambas as configurações, serão estudados os cenários de aproveitamento do espaço da junta para área útil ou a perda total desse espaço, tornando os blocos funcionalmente independentes. Na análise económica, devem ser quantificados fatores como o custo de oportunidade associado à perda de área útil de venda (apenas no primeiro cenário), os encargos com materiais de selagem e tratamento da junta, bem como os respetivos custos de mão de obra e manutenção futura. Adicionalmente, para o cenário de acoplamento, importa contabilizar o custo associado ao consumo adicional de betão e aço necessários para materializar a ligação estrutural na junta.

4.9.1 Blocos independentes

Para a configuração sem ligação entre os blocos, de acordo com a análise sísmica efetuada anteriormente, pode ser disposta uma junta com largura nominal de 160mm.

Considerando o primeiro cenário, o valor de e_{junta} será, portanto, igual à soma da largura da junta com a espessura das paredes adjacentes e respetivos revestimentos. Admitindo que serão aplicados 2cm em acabamentos às paredes de 25cm, e_{junta} tomará o valor de 0,7m.

Com base na plataforma Idealista [41], obtém-se um valor comercial médio de 5000€/m² para a zona de Vilamoura. Como a largura do edifício, coincidente com o comprimento da junta, é aproximadamente 15m, calcula-se assim a perda do valor de venda por conta da disposição da junta, nos 4 pisos habitáveis:

$$V_{\text{perda}} = 4 \times 15 \times 0,7 \times 5000 = 210\,000,00 \text{ €} \quad (4.9)$$

Quanto aos custos relativos à aplicação do material de tratamento e selagem da junta neste cenário, recorre-se a um perfil metálico MIGUTRANS FSV 280 [42], com um preço de 650€/m, aplicável no pavimento e um perfil metálico MIGUMAX WSP [43], com um custo de 600€/m a ser aplicado na fachada. Assim, pode-se calcular o custo dos materiais:

$$C_{\text{materiais}} = 1 \times 15 \times 650 + 2 \times 12,95 \times 600 = 25\,290,00 \text{ €} \quad (4.10)$$

O custo associado à mão de obra é dado em função do comprimento linear referente à aplicação dos materiais nos pavimentos (50€/m) e às intervenções nas fachadas (30€/m), conforme o Gerador de Preços da Construção [44]. Os gastos com mão de obra podem então ser dado por:

$$C_{MO} = 1 \times 15 \times 50 + 2 \times 12,95 \times 30 = 1\,138,50 \text{ €} \quad (4.11)$$

O custo total da disposição da junta, sem esquecer o custo da sua manutenção, no primeiro cenário, para a configuração sem acoplamento, é dado por:

$$C_{total} = 210\,000,00 + 1,25 \times 25290,00 + 1\,138,50 = 242\,751,00 \text{ €} \quad (4.12)$$

No segundo cenário, não é necessário contabilizar a perda de área útil. No entanto, deve-se acrescentar os custos relativos à aplicação dos perfis nos níveis superiores. Aplicando-se os mesmos materiais utilizados no cenário 1, pode-se calcular assim o custo dos materiais:

$$C_{materiais} = 4 \times 15 \times 650 + 2 \times 12,95 \times 600 = 54\,540,00 \text{ €} \quad (4.13)$$

O custo da mão de obra neste cenário será dado por:

$$C_{MO} = 4 \times 15 \times 50 + 2 \times 12,95 \times 30 = 3\,388,50 \text{ €} \quad (4.14)$$

O custo total associado ao segundo cenário para a configuração de blocos independentes pode ser calculado da seguinte forma:

$$C_{total} = 1,25 \times 54\,540,00 + 3\,388,50 = 71\,563,50 \text{ €} \quad (4.15)$$

4.9.2 Acoplamento pela cobertura

Na configuração de acoplamento dos blocos pela cobertura, chega-se à conclusão de que o dimensionamento da junta é condicionado pela ação sísmica na fase construtiva, sendo definida uma junta de 75mm.

Na consideração do primeiro cenário, define-se e_{junta} igual a 0,615m. Determina-se, assim, a perda do valor de venda, no cenário de acoplamento pela cobertura:

$$V_{\text{perda}} = 4 \times 15 \times 0,615 \times 5000 = 184\,500,00 \text{ €} \quad (4.16)$$

A redução do tamanho da junta por via do acoplamento permite também reduzir a robustez dos elementos aplicáveis ao tratamento das juntas. Definiram-se, portanto, os perfis MIGUTRANS FS 110 [45], cujo preço por metro ronda os 320€ para disposição em pavimento, e os perfis MIGUTEC FA 25/5 [46], que custa por volta dos 190€/m, para aplicação nas fachadas. Desse modo, calcula-se o custo associados aos materiais:

$$C_{\text{materiais}} = 1 \times 15 \times 320 + 2 \times 12,95 \times 190 = 9\,721,00 \text{ €} \quad (4.17)$$

Por conta da maior facilidade da trabalhabilidade de materiais menos robustos, os custos de mão de obra dos trabalhos nos pavimentos podem ser reduzidos para 20€/m. Os custos de mão de obra associados à aplicação dos materiais na fachada mantêm-se em 30€/m, uma vez que estão relacionados com trabalhos em altura. Desse modo, o custo de mão de obra é dado por:

$$C_{M0} = 1 \times 15 \times 20 + 2 \times 12,95 \times 30 = 688,50 \text{ €} \quad (4.18)$$

Neste cenário, devem ser também acautelados os custos relacionados com concretização da ligação. A estes custos, estão associados os gastos com betão (120€/m³), com aço (considerando um reforço na armadura correspondente a 200kg/m³ de betão, custando 2€/kg, perfazendo 400€/m³ de betão) e com cofragens (50€/m²). Estes custos envolvem já os gastos com a mão de obra. Obtém-se, portanto, o seguinte custo de construção da ligação:

$$C_{\text{Ligação}} = 0,075 \times 15 \times 0,30 \times (120 + 400) + 0,075 \times 15 \times 50 = 231,75 \text{ €} \quad (4.19)$$

Os custos totais da implementação da junta para a solução de acoplamento pela cobertura, no primeiro cenário, são dados por:

$$C_{\text{total}} = 184\,500,00 + 1,25 \times 9\,721,00 + 688,50 + 231,75 = 197\,571,50 \text{ €} \quad (4.20)$$

No segundo cenário, recalcula-se os custos com os materiais, considerando a aplicação de perfis metálicos nos pisos 1, 2 e 3, e os respetivos gastos com a mão de obra:

$$C_{\text{materiais}} = 3 \times 15 \times 320 + 2 \times 12,95 \times 190 = 19\,321,00 \text{ €} \quad (4.21)$$

$$C_{M0} = 3 \times 15 \times 20 + 2 \times 12,95 \times 30 = 1\,288,50 \text{ €} \quad (4.22)$$

Assim, os custos associados à implementação da junta no cenário 2, considerando a configuração de ligação pela cobertura, podem ser calculados através da seguinte expressão:

$$C_{\text{total}} = 1,25 \times 19\,321,00 + 1\,288,50 + 231,75 = 25\,671,50 \text{ €} \quad (4.23)$$

4.9.3 Acoplamento pelo piso 3

Na configuração de acoplamento pelo terceiro piso, a ação sísmica na fase construtiva conduz à utilização de uma junta de 60mm.

Para o primeiro cenário, e_{junta} tomará o valor de 0,6m. Assim, a perda de valor de venda neste cenário é dada por:

$$V_{\text{perda}} = 4 \times 15 \times 0,6 \times 5000 = 180\,000,00 \text{ €} \quad (4.24)$$

Os materiais a dispor na junta para esta configuração são os mesmos dos utilizados na configuração de acoplamento pela cobertura. Assim, no primeiro cenário, o custo dos materiais é igual a 9 721,00€. Do mesmo modo, o custo da mão de obra é igual a 688,50 €.

Quanto aos custos de construção da ligação para esta configuração, a ligeira diferença na largura da junta provoca uma pequena redução desses custos, relativamente à configuração de acoplamento pela cobertura:

$$C_{\text{Ligação}} = 0,06 \times 15 \times 0,30 \times (120 + 400) + 0,06 \times 15 \times 50 = 185,40 \text{ €} \quad (4.25)$$

Os custos relacionados com a disposição da junta na situação de acoplamento ao nível do piso 3, para o primeiro cenário, totalizam:

$$C_{\text{total}} = 180\,000,00 + 1,25 \times 9\,721,00 + 688,50 + 185,40 = 193\,025,15 \text{ €} \quad (4.26)$$

No segundo cenário, os custos associados aos materiais e à mão de obra tomam os valores de 19 321,00 € e 1 288,50 €, respetivamente. O custo da concretização da ligação é igual ao calculado no primeiro cenário, 185,40 €. Desse modo, obtém-se o seguinte valor para os custos totais relativos à colocação da junta no segundo cenário, para a configuração de acoplamento ao nível do piso 3:

$$C_{\text{total}} = 1,25 \times 19\,321,00 + 1\,288,50 + 185,40 = 25\,671,50 \text{ €} \quad (4.27)$$

4.9.4 Conclusão

Conforme os cálculos apresentados anteriormente, a Tabela 4.38 sintetiza os custos associados a cada um dos cenários, de acordo com as diferentes configurações de acoplamento estudadas. Conclui-se que o cenário 2 se revela o mais económico pelo aproveitamento da área da junta para venda. Quanto às configurações estruturais, o acoplamento ao nível do terceiro piso consiste na solução mais vantajosa economicamente.

Tabela 4.38 – Síntese da análise económica.

Custos [€]	Cenário 1			Cenário 2		
	Sem Acopl.	Acopl. Cobertura	Acopl. Piso 3	Sem Acopl.	Acopl. Cobertura	Acopl. Piso 3
Perda da área útil	210 000,00	184 500,00	180 000,00	-	-	-
Materiais	25 290,00	9 721,00	9 721,00	54 540,00	19 321,00	19 321,00
Manutenção	6 322,50	2 430,25	2 430,25	13 635,00	4 830,25	4 830,25
Mão de obra	1 138,50	688,50	688,50	3 388,50	1 288,50	1 288,50
Ligação	-	231,75	185,40	-	231,75	185,40
Total	242 751,00	197 571,50	193 025,15	71 563,50	25 671,50	25 625,15

5

DISCUSSÃO DE RESULTADOS

Após o estudo das soluções de acoplamento face às ações dominantes para o dimensionamento da junta, neste capítulo, pretende-se sintetizar as conclusões que puderam ser retiradas.

Com base nos deslocamentos resultantes da ação sísmica que se obtiveram para cada configuração abordada e para os vários cenários, é possível inferir que o acoplamento compatibiliza o movimento dos blocos, minimizando deslocamentos relativos e evitando o entrechoque dos blocos. No entanto, não reduz os deslocamentos totais máximos dos blocos, relativamente ao edifício sem qualquer ligação.

A ocorrência de um sismo na fase construtiva, analisada no capítulo anterior, é a grande condicionante para o dimensionamento da largura da junta com a implementação de acoplamento dos blocos, conforme se conclui pela síntese da Tabela 5.1.

Tabela 5.1 – Largura mínima da junta [mm], calculada para os cenários condicionantes.

Ação térmica	Fase Construtiva	
	Acoplamento pela cobertura	Acoplamento pelo piso 3
22,64	71,22	56,54

Pode-se, portanto, concluir que a solução de acoplamento pelo terceiro piso é a que determina a menor largura da junta.

Quanto aos esforços obtidos nas ligações, a análise da Tabela 5.2 permite concluir que a diferença entre as características dinâmicas dos blocos é determinante para a geração de esforços de origem sísmica na ligação. Quanto maior o desvio entre as propriedades de rigidez e de massa dos blocos, maiores serão as tensões registadas nas ligações por força da ação sísmica. Mais se retira que a configuração de acoplamento pela cobertura é a que possui uma melhor resposta à solitação sísmica, pelo facto de se observarem menores esforços ao nível da ligação.

Tabela 5.2 – Esforços axiais máximos registados na ligação para a combinação sísmica.

Esforços axiais de cálculo [kN]	Ligação	Acoplamento pela cobertura	Acoplamento pelo piso 3	Acoplamento pela cobertura e piso 3
Blocos iguais	Cobertura	48,08	-	-15,84
	3	-	83,20	101,45
Blocos distintos	Cobertura	78,17	-	3,45
	3	-	299,28	212,78

Relativamente aos esforços provocados pelas ações térmicas, verifica-se que as características dinâmicas dos blocos não têm influência nos esforços registados nas ligações, como se comprova pela análise da Tabela 5.3. Retira-se ainda que a solução de acoplamento ao nível da cobertura regista o menor esforço axial de origem térmica na ligação e, por isso, pode-se concluir que também é a configuração na resposta a fenómenos térmicos.

Tabela 5.3 – Esforços axiais máximos registados na ligação para a combinação térmica.

Esforços axiais de cálculo [kN]	Ligação	Acoplamento pela cobertura	Acoplamento pelo piso 3	Acoplamento pela cobertura e piso 3
Blocos iguais	Cobertura	2657,97	-	105,28
	3	-	3788,74	3651,3
Blocos distintos	Cobertura	2660,8	-	101,78
	3	-	3796,79	3656,66

No geral, verifica-se que as ações térmicas se revelam as mais condicionantes para a produção de tensões nas ligações, em relação à ação sísmica, para o caso do edifício em estudo.

Assim, pode-se inferir que a ligação ao nível da cobertura apresenta a melhor resposta às ações externas, tanto de carácter sísmico, como de carácter térmico.

Relativamente ao acoplamento em edifícios com maior altura, o estudo realizado na secção 4.6, permite concluir que as ações sísmicas são ainda mais impactantes neste tipo de estruturas. Através da análise dos valores dos esforços na ligação, apresentados na Tabela 5.4, retirados para as combinações sísmica e térmica, depreende-se que, em edifícios mais altos, apesar da ação térmica manter a sua dominância no desenvolvimento de esforços axiais na ligação, regista-se um aumento dos esforços axiais de origem sísmica, o que leva a refletir que a geração de tensões na ligação será tanto maior quanto mais alta for a estrutura.

Os esforços de cálculo obtidos nas ligações nas três configurações de acoplamento estudadas apresentam a mesma ordem de grandeza. Para a combinação sísmica, regista-se o menor valor na ligação pelo piso 6 e, em contraste, para a combinação térmica, observa-se o menor valor para a solução com ligação pela cobertura.

Tabela 5.4 – Esforços axiais máximos [kN] registados na ligação para as combinações sísmica e térmica, no edifício com 8 pisos.

Combinação	Ligação	Acoplamento pela cobertura	Acoplamento pelo piso 6	Acoplamento pela cobertura e piso 6
Combinação Sísmica	Cobertura	658,5	-	113,22
	6	-	446,15	666,99
Combinação Térmica	Cobertura	1286,45	-	3438,97
	6	-	1463,85	-3105,24

A aplicação da solução de acoplamento ao caso fictício que considera quatro blocos em alinhamento contínuo permitiu a redução do tamanho das juntas, por conta da diminuição significativa dos deslocamentos relativos detetados no cenário que considerava o comportamento independente dos blocos.

Tendo em conta os esforços na ligação provocados pela ação sísmica, quantificados na Tabela 5.5, denota-se que, para o conjunto de quatro blocos, se verificam valores na mesma ordem de grandeza, exibindo a configuração de ligação pela cobertura um comportamento mais satisfatório, comprovado pelos valores apresentados na Tabela 5.6. O mesmo se reflete relativamente às ações térmicas.

Tabela 5.5 – Esforços axiais máximos [kN] registados na ligação para a combinação sísmica, no edifício com 4 blocos contíguos.

Junta	Ligação	Acoplamento pela cobertura	Acoplamento pelo piso 6
1ª Junta	Cobertura	119,35	-
	3	-	175,89
2ª Junta	Cobertura	466,15	-
	3	-	672,89
3ª Junta	Cobertura	100,71	-
	3	-	159,74

Tabela 5.6 – Esforços axiais máximos [kN] registados na ligação para as combinações térmica, no edifício com 4 blocos contíguos.

Junta	Ligação	Acoplamento pela cobertura	Acoplamento pelo piso 6
1ª Junta	Cobertura	4176,18	-
	3	-	6612,76
2ª Junta	Cobertura	6469,92	-
	3	-	9536,90
3ª Junta	Cobertura	4223,57	-
	3	-	6686,00

Da análise económica efetuada na secção 4.9, sintetizada aqui na Tabela 5.7, que contabiliza dois cenários distintos, conclui-se que o acoplamento estrutural, principalmente ao nível do terceiro piso, permite reduzir os custos associados à disposição da junta, tanto para o cenário em que junta se torna espaço perdido, como para o cenário em que essa área é aproveitada. É possível ainda depreender que o aproveitamento da área da junta é mais rentável do que a sua perda total, mesmo implicando a instalação de materiais dispendiosos.

Tabela 5.7 – Custos totais da análise económica.

Custos [€]	Cenário 1			Cenário 2		
	Sem Acopl.	Acopl. Cobertura	Acopl. Piso 3	Sem Acopl.	Acopl. Cobertura	Acopl. Piso 3
Total	242 751,00	197 571,50	193 025,15	71 563,50	25 671,50	25 625,15

6

CONSIDERAÇÕES FINAIS E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

6.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A presente dissertação avaliou a viabilidade técnica e económica da aplicação de soluções de acoplamento estrutural em edifícios de grande desenvolvimento em planta sujeitos a ações dinâmicas e térmicas. Tomando como caso de estudo um edifício habitacional simétrico de quatro pisos localizado em Vilamoura (Loulé, Algarve), a investigação permitiu extrair as seguintes conclusões fundamentais:

- **Prevenção do entrechoque e sincronização modal:** O acoplamento estrutural através da continuidade da laje demonstrou ser uma estratégia altamente eficaz na sincronização das oscilações sísmicas dos blocos geminados. Esta interligação une os blocos e força um comportamento modal unificado, eliminando na totalidade o risco de *pounding* (entrechoque) entre as estruturas adjacentes. No entanto, importa notar que o acoplamento não reduz os deslocamentos totais máximos, quando comparados com a configuração de blocos independentes.
- **Condicionante de dimensionamento da junta:** Contrariamente à configuração de blocos independentes, cujo tamanho da junta é governado pelas ações sísmicas em fase de exploração, nos blocos acoplados o dimensionamento da largura da junta é condicionado pelas ações sísmicas ocorridas durante a fase construtiva, que considera o movimento independente dos blocos até ao ganho de resistência do batão da ligação. Sob esta condicionante, a configuração de acoplamento ao nível do terceiro piso revelou-se a mais vantajosa, resultando numa largura mínima de junta menor.

- Desenvolvimento de esforços nas ligações: A assimetria dinâmica (simulada através do cenário de um bloco inabitado) provou ser o fator determinante na quantificação dos esforços sísmicos na laje de ligação; quanto maior o desvio de massas e rigidezes entre os blocos, maiores são as tensões axiais geradas. Contudo, no cômputo geral do ciclo de vida da estrutura, as ações térmicas estabeleceram-se como as mais severas e dominantes na produção de esforços axiais de cálculo na interface de acoplamento. Sob esta perspetiva de solicitações combinadas, o acoplamento ao nível da cobertura apresentou o comportamento técnico mais satisfatório por registar os menores esforços axiais induzidos pelas variações de temperatura.
- Influência da geometria (altura e comprimento): A análise estendida a edifícios fictícios demonstraram que os benefícios do acoplamento na atenuação de deslocamentos relativos são amplificados em estruturas com maior desenvolvimento em altura. Nestes casos, contudo, os esforços de origem sísmica na ligação crescem significativamente, exigindo maior cuidado no seu dimensionamento estrutural. No cenário de alinhamento contínuo de múltiplos blocos, o acoplamento mitigou com sucesso o "efeito de quarteirão" pela sincronização do movimento dos blocos, garantindo a estabilidade global do conjunto estrutural.
- Viabilidade económica e comercial: A análise financeira simplificada validou a introdução do acoplamento como um investimento altamente rentável para o promotor imobiliário. A redução substancial da largura nominal da junta (de 160 mm na solução base para até 60 mm na solução acoplada pelo terceiro piso) traduziu-se num ganho direto de área útil comercializável e na possibilidade de implementar perfis de tratamento da junta menos robustos e dispendiosos. O cenário de aproveitamento integral da área da junta (Cenário 2) com acoplamento ao nível do 3.º piso provou ser a solução economicamente ótima, registando-se um custo total associado à disposição da junta inferior ao calculado para o edifício sem acoplamento e para a configuração de acoplamento pela cobertura.

6.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

No sentido de expandir o conhecimento científico sobre esta temática e suprir as simplificações adotadas nesta dissertação, sugerem-se as seguintes linhas de investigação futura:

- Modelação tridimensional complexa: Desenvolvimento de modelos numéricos tridimensionais (3D) completos que validem as conclusões obtidas na presente abordagem bidimensional (2D), permitindo avaliar com rigor a influência dos efeitos torsionais reais em planta na interface das lajes de ligação.
- Análise não linear: Realização de análises dinâmicas não lineares no domínio do tempo (*time-history analysis*, por exemplo), considerando tanto a não linearidade física dos materiais (comportamento fissurado do betão armado). Esta abordagem permitirá caracterizar com maior rigor a ductilidade, a degradação de rigidez e a capacidade de dissipação de energia das ligações, quando submetidas a ações cíclicas de elevada intensidade.
- Estudo de dispositivos de controlo de vibrações: Elaboração de um estudo técnico-económico comparativo detalhado que confronte a solução de acoplamento aqui tratada com a implementação de sistemas de controlo passivo de vibrações na própria junta, nomeadamente através do recurso a amortecedores fluidos viscosos ou amortecedores por atrito.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] IPQ, NP EN 1998-1: Eurocódigo 8 - Projeto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios. 2010, Instituto Português da Qualidade: Caparica.
- [2] Gonilha, J., *Juntas Estruturais em Edifícios Grandes em Planta*, in Instituto Superior Técnico. 2008, Universidade Técnica de Lisboa: Lisboa.
- [3] Gokdemir, H., et al., *Effects of torsional irregularity to structures during earthquakes*. Engineering Failure Analysis, 2013. **35**: p. 713–717.
- [4] Associates, P.S. *Expansion Joints: Design, Calculation, and Applications in Structural Engineering*. 11/03/2026]; Available from: <https://www.pstylianou.com/publications/expansion-joints-design-calculation-and-applications-structural-engineering>.
- [5] Fernandes, J.L., *Tratamento de Juntas em Painéis de GRC*, in Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. 2008, Universidade do Porto.
- [6] Copper Development Association, I. *Building Expansion Joints - Floor Conditions*. Architecture Design Handbook 2024; Available from: https://www.copper.org/applications/architecture/arch_dhb/arch-details/building_expansion/floor_conditions.html.
- [7] European Organisation for Technical, A., *ETAG 032: Guideline for European Technical Approval of Expansion Joints for Road Bridges*. 2018, EOTA: Brussels.
- [8] Ocean Rubber Factory, L.L.C. *Bridge Expansion Joints: Technical Catalogue and Solutions*. 2021; Available from: <https://bridge.orf.ac/expansion-joints/>.
- [9] Poduval, S. and P.D. Raval, *Cost Comparison of RCC Framed Structure with & without Expansion Joint subjected to Thermal Loads*. International Research Journal of Engineering and Technology (IRJET), 2020. **07**(06).
- [10] IPQ, NP EN 1991-1-5: Eurocódigo 1 - Ações em estruturas. Parte 1-5: Ações gerais. Ações térmicas. 2009, Instituto Português da Qualidade: Caparica.
- [11] IPQ, NP EN 1992-1-1: Eurocódigo 2 - Projeto de estruturas de betão. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. 2010, Instituto Português da Qualidade: Caparica.
- [12] Appleton, J., *Estruturas de Betão (Volumes 1 e 2)*. 1ª Edição ed. 2013: Edições Orion.
- [13] Paulay, T. and M.J.N. Priestley, *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. 1992: John Wiley and Sons.
- [14] Quake - Centro do Terramoto de, L. *Ondas P&S - Quake Scanner*. 2024; Available from: <https://lisbonquake.com/scanner/ondas-ps>.

- [15] Jeng, V., K. Kasai, and B.F. Maison, *A spectral difference method to estimate building separations to avoid pounding*. Earthquake Spectra, 1992. **8**(2): p. 201–223.
- [16] Chopra, A.K., *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*. 5th ed. 2017: Pearson.
- [17] Cype Ingenieros, S.A. *CYPE 3D - Utilidade de uma análise modal de vibrações em estruturas*. 2024; Available from: <https://info.cype.com/pt/tema/cype-3d-utilidade-de-uma-analise-modal-de-vibracoes-em-estruturas/>.
- [18] LTD, A.N.V.T. *Benefits of Modal Analysis*. 2024; Available from: <https://www.anvteknik.com.tr/blog/11->.
- [19] Kramer, S.L., *Geotechnical Earthquake Engineering*. 1st Edition ed. Prentice-Hall International Series in Civil Engineering and Engineering Mechanics. 1996, New Jersey: Prentice-Hall.
- [20] Morales, C., *Predominant Frequency in Near-Field Strong Ground Motion by Analysis of Displacement Response Spectra*. Buildings, 2023.
- [21] Guerreiro, L., *Engenharia Sísmica de Pontes*, in *Instituto Superior Técnico*. 2010, Universidade de Lisboa.
- [22] Virtuoso, F., *Aula T13: Quantificação da Acção Sísmica - Dimensionamento de Estruturas 2020/2021*, in *Dimensionamento de Estruturas*. 2021, Instituto Superior Técnico - Universidade de Lisboa.
- [23] Khatami, S.M., et al. *An ANN-Based Approach for Prediction of Sufficient Seismic Gap between Adjacent Buildings Prone to Earthquake-Induced Pounding*. Applied Sciences, 2020. **10**, 3591 DOI: 10.3390/app10103591.
- [24] Shehata, E.A.R., *Seismic Pounding between Adjacent Building Structures*. Electronic Journal of Structural Engineering, 2006. **6**: p. 66–74.
- [25] Noman, M., et al., *Effects of pounding on adjacent buildings of varying heights during earthquake in Pakistan*. Cogent Engineering, 2016. **3**(1): p. 1225878.
- [26] Elgammal, A., et al., *Comprehensive Review on Seismic Pounding Between Adjacent Buildings and Available Mitigation Measures*. Archives of Computational Methods in Engineering, 2024. **31**(7): p. 4269–4304.
- [27] Kamal, M., *Code-based new approaches for determining the minimum required separation gap*. Structures, 2022. **46**: p. 750–764.
- [28] Chaves, S., *Atenuação da Resposta Sísmica de Estruturas de Edifícios Utilizando Amortecedores Viscosos*, in *Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto*. 2010, Universidade do Porto.

- [29] Sharma, K.V., et al., *Modelling efficiency of fluid viscous dampers positioning for increasing tall buildings' Resilience to earthquakes induced structural vibrations*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2023. **173**: p. 108108.
- [30] Taylor Devices, I. *Fluid Viscous Dampers*. 2024; Available from: <https://www.taylordevices.com/products/fluid-viscous-damper/>.
- [31] De Domenico, D., G. Ricciardi, and I. Takewaki, *Design strategies of viscous dampers for seismic protection of building structures: A review*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2019. **118**: p. 144–165.
- [32] Lu, Z., et al., *Nonlinear dissipative devices in structural vibration control: A review*. Journal of Sound and Vibration, 2018. **423**: p. 18–49.
- [33] Constantinou, M.C. and M.D. Symans, *Experimental study of seismic response of buildings with supplemental fluid dampers*. The Structural Design of Tall Buildings, 1993. **2**(2): p. 93–132.
- [34] Rao, S.S., *Mechanical Vibrations*. 6th Edition ed. 2017: Pearson.
- [35] Pall, A.S. and C. Marsh, *Response of Friction Damped Braced Frames*. Journal of the Structural Division, 1982. **108**(6): p. 1313–1323.
- [36] Damptech Ap, S. *Damptech - Friction Dampers for Buildings*. 2024 7/04/2026]; Available from: <https://www.damptech.com/for-buildings-check>.
- [37] Kiriparan, B., et al., *Analysis and Design of Skybridges connecting Tall Buildings -A case study*. 2019.
- [38] iDiscoverChina. *The Gate of the Orient: Suzhou's Architectural Masterpiece*. Facebook / iDiscoverChina 2024; Available from: <https://www.facebook.com/iDiscoverChina/posts/the-gate-of-the-orient-also-referred-to-as-the-gate-to-the-east-serves-as-a-towe/589506496540499/>.
- [39] Rodrigues, J., *Modelo Numérico 3D do Lote 3*. 2024, Struconcept: Porto.
- [40] *Regulamento de segurança e ações para estruturas de edifícios e pontes: aprovado pelo Decreto-Lei n.º 235/83, de 31 de Maio*, in Porto. 2017, Porto Editora.
- [41] Idealista. *Casas à venda em Vilamoura, Quarteira: Anúncios Imobiliários*. 2026; Available from: <https://www.idealista.pt/comprar-casas/quarteira/vilamoura/#searchHL>.
- [42] Constreco, P. *Migutrans FSV 280: Junta de Dilatação Multidirecional*. 2026; Available from: <https://constreco.pt/project/migutrans-fsv-280/>.
- [43] Constreco, P. *Juntas Sísmicas WSP: Soluções de Transição de Grande Dimensão*. 2026; Available from: <https://constreco.pt/project/juntas-sismicas-wsp/>.

- [44] Cype Ingenieros, S.A. *Gerador de Preços da Construção*. 2026; Available from: <https://geradordeprecos.info/>.
- [45] Constreco, P. *Migutrans FS 110 ES: Junta de Dilatação Metálica Estanque*. 2026; Available from: <https://constreco.pt/project/migutrans-fs-110-es/>.
- [46] Constreco, P. *Migutec FA 25 / FAE 25: Perfis Leves para Juntas de Dilatação*. 2026; Available from: <https://constreco.pt/project/migutec-fa-25-fae-25/>.

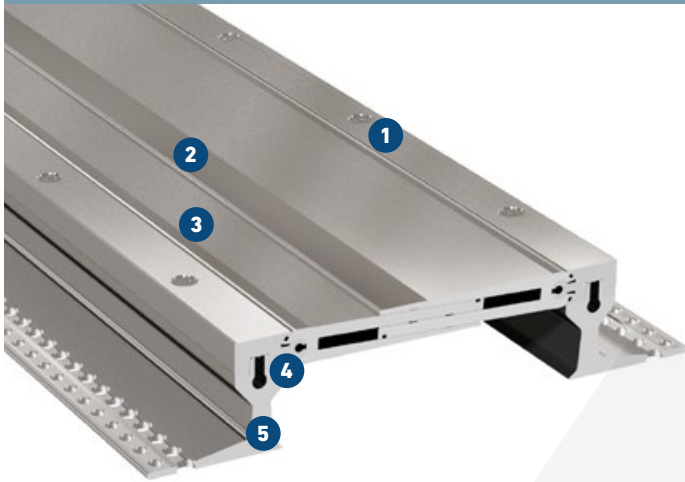
ANEXOS

FSV 280

FOR HEAVY DUTY FLOORS

MIGUTRANS

HEAVY-DUTY ALL-METAL JOINT SOLUTIONS
FOR LARGE TRAFFIC LOADS



- 1 Removable bridging unit**
serviceable for inspection, replaceable centre parts
- 2 Visible surface has no gaps**
avoids dirt accumulation
- 3 Striated surface**
ensures good skid resistance
- 4 Articulated telescoping system**
absorbs movement in 3 directions
- 5 Solid all-metal expansion joint**
hard wearing, maintenance-free, long lasting

Expansion joint cover	Joint width max. b_f [mm]	Total movement Δb_f [mm]	Visible width b_s [mm]	Joint width total b_t [mm]	Joint height h [mm]	Load bearing capacity [kN]	Load bearing capacity [kN]	Load bearing capacity solid plastic tyres [kg/mm]
FSV 280/45	200	85 (± 42.5)	280	403	45	35	35	6,5
FSV 280/80	200	85 (± 42.5)	280	403	80	35	35	6,5
FSV 280/130	200	85 (± 42.5)	280	403	130	35	35	6,5

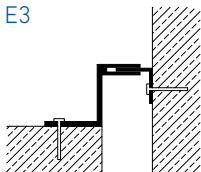
Production length: 3 m

Standard colour: Aluminium

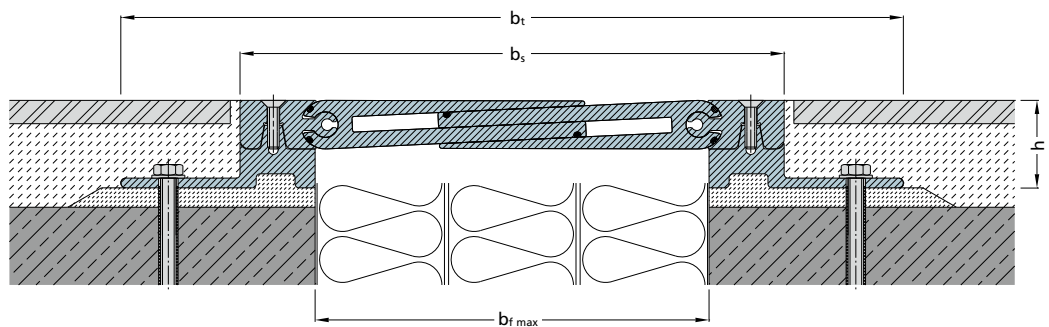
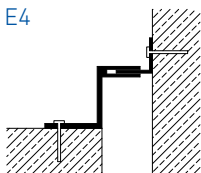
Larger installation heights on request.

Corner versions:

E3



E4

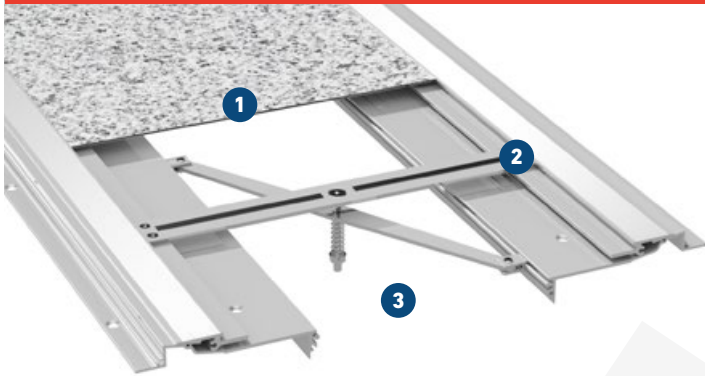


WSP

DEVELOPED FOR EXTREMELY HIGH MOVEMENTS

MIGUMAX

SEISMIC RESISTANT EXPANSION JOINT SOLUTIONS



red dot design award
winner 2017

1 Visually appealing

The centre plate can be individually designed to match the adjacent surface. The design variation is practically infinite.

2 No visible fixing

3 Easy to install

The bar construction ensures easy installation of the centring system. The centre plate is assembled after finishings are completed, thus minimizing the risk of damage by other contract work sections.

Maintenance-free

No permanently elastic sealing required
Comes with plate in standard white. Any design is possible.
Please contact us.

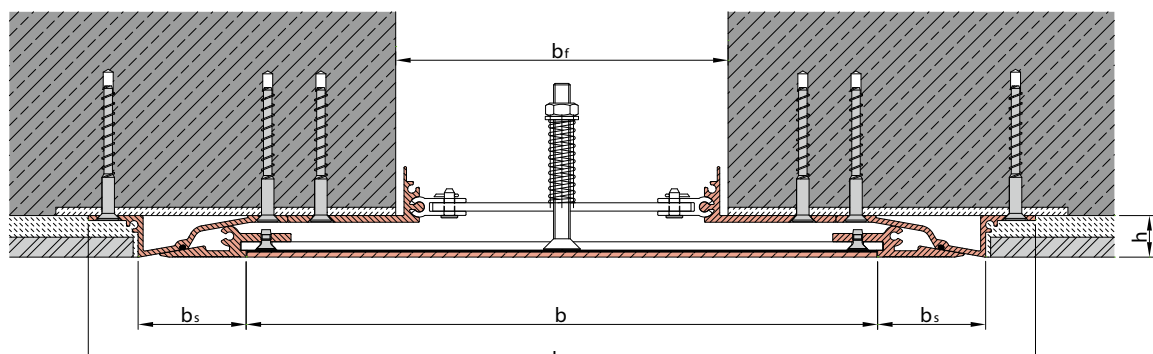
Expansion joint cover	Joint width max. $b_f \text{ max}$ [mm]	Total movement thermal Δb_f [mm]	Total movement seismic Δb_f [mm]	Visible width b_s [mm]	Width infill b [mm]	Width total b_t [mm]	Installation height h [mm]
WSP 100	100	40 (± 20)	185 (+150/-35)	65	280	470	25
WSP 150	150	40 (± 20)	235 (+150/-85)	65	330	520	25
WSP 200	200	40 (± 20)	285 (+150/-135)	65	380	570	25
WSP 300	300	40 (± 20)	385 (+150/-235)	65	480	670	25
WSP 400	400	40 (± 20)	535 (+200/-335)	65	580	770	25
WSP 500	500	40 (± 20)	935 (+250/-435)	65	740	930	25

Joint width by the time of installation. Potential tolerance: ± 10 mm

Further joint widths available on demand.

Standard colour: Aluminium

Production length: 3 m



FS 110 ES

FOR FLOOR SURFACES WITH HIGH DEMANDS ON DESIGN AND APPEARANCE

MIGUTRANS

HEAVY-DUTY ALL-METAL JOINT SOLUTIONS FOR LARGE TRAFFIC LOADS



- 1 **Stainless Steel, brass or 3M tape surface**
for highest demands and skid resistance (R9 - R13)
- 2 **Visible surface has no gaps**
avoids dirt accumulation
- 3 **Articulated telescoping system**
absorbs movement in 3 directions
- 4 **Solid all-metal expansion joint**
hard wearing, maintenance free, long lasting
- 5 **Optically attractive, high quality surface**

Expansion joint cover	Joint width max. b_f [mm]	Total movement Δb_f [mm]	Visible width b_s [mm]	Joint width total b_t [mm]	Joint height h [mm]	Load bearing capacity [kN]	Load bearing capacity [kN]
FS 110/22 ES *	75	30 (± 15)	113	226	23	300	70
FS 110/30 ES	75	30 (± 15)	113	226	31	300	70
FS 110/42 ES	75	30 (± 15)	113	230	43	300	70
FS 110/52 ES	75	30 (± 15)	113	230	53	300	70
FS 110/62 ES	75	30 (± 15)	113	230	63	300	70
FS 110/77 ES	75	30 (± 15)	113	230	78	300	70
FS 110/87 ES	75	30 (± 15)	113	230	88	300	70
FS 110/97 ES	75	30 (± 15)	113	230	98	300	70

* Minimum joint width 75 mm.

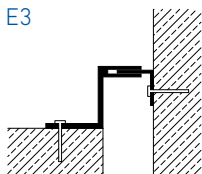
Production length: 4 m, metal inserts: 2 x 2 m

Standard colour: aluminum, inserts: stainless steel, brass or black

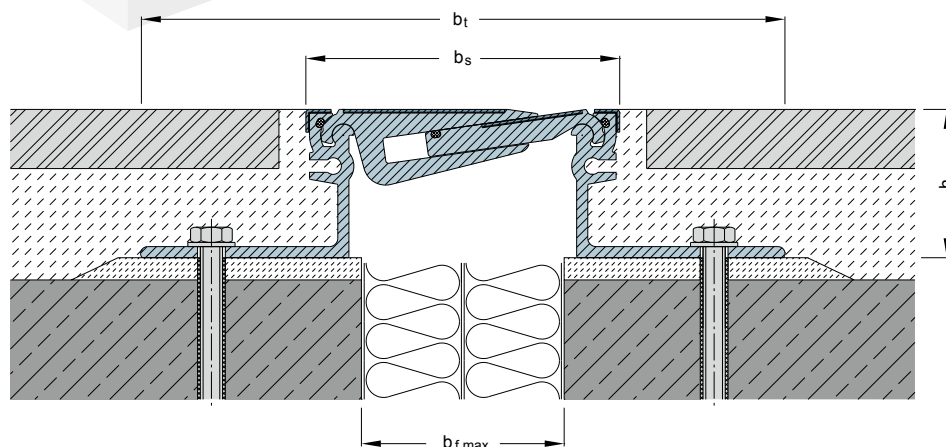
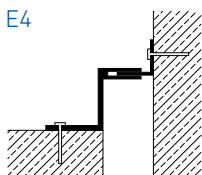
Larger installation heights on request. Also available with different inserts.

Corner versions:

E3



E4

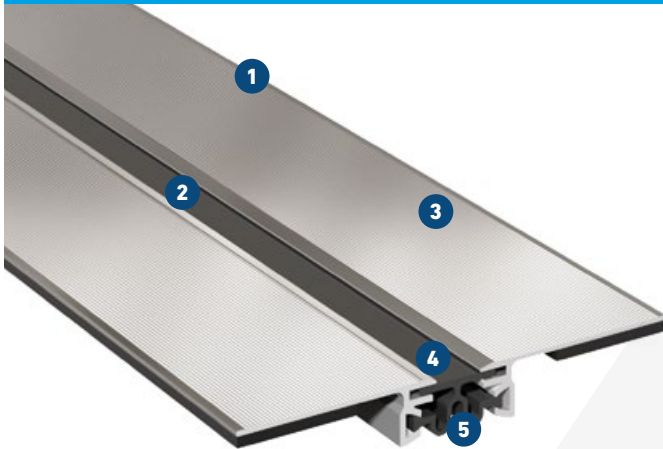


FA 25 / FAE 25

FOR COVERING JOINTS IN WALLS, CEILINGS AND FACADES – SURFACE
FIXING

MIGUTEC

JOINT COVERS FOR EXPANSION JOINTS



1 Very flat design

2 Flexible high quality elastomeric insert

Hard wearing, temperature resistant (-30°C to +120°C), replaceable

3

Quick and easy installation

Aluminium brackets with cellular rubber joint tapes to compensate for unevenness in the building surface

4

Double protection against water

Due to double sliding of the sealing insert within metal joint covers

5

Large movement capacity

Special flexible folded insert (up to 50 m length)

Standard version	Joint width b_f max [mm]	Total movement Δb_f [mm]	Joint width total b_t [mm]	Installation height [mm]
FA 25/3	30	10 (± 5)	111	12
FA 25/5	75	40 (± 20)	157	12
FA 25/7	100	50 (± 25)	182	12
FA 25/9	150	100 (± 50)	232	12
FA 25/13	200	120 (± 60)	282	12
FA 25/14	250	180 (± 90)	332	12
FA 25/18	350	200 (± 100)	432	12

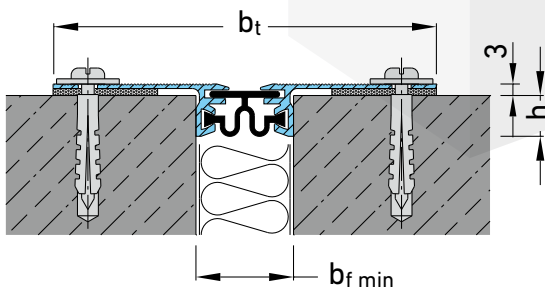
Corner version	Joint width b_f max [mm]	Total movement Δb_f [mm]	Joint width total b_t [mm]	Installation height [mm]
FAE 25/4	30	10 (± 5)	69	12
FAE 25/6	75	40 (± 20)	114	12
FAE 25/8	100	50 (± 25)	139	12
FAE 25/11	150	100 (± 50)	189	12
FAE 25/15	200	120 (± 60)	239	12
FAE 25/16	250	180 (± 90)	289	12
FAE 25/22	350	200 (± 100)	389	12

The expansion joint covers can also be supplied with holes for fixing with screws (distance 300 mm each).

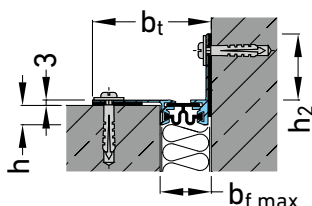
Please state exact details of total joint lengths in your order. The folded insert may then supplied in one piece up to approx. 50 m for the complete joint.

Production length: 4 m

Standard colours: grey. FA 25/3 and FAE 25/4 also available in beige.



Corner version:



Insert for joints FA 25/3 and FAE 20/4



Insert for joints FA 25/5 and FAE 25/6



Insert for joints FA 25/7 and FAE 25/8



Insert for joints FA 25/9 and FAE 25/11



Insert for joints FA 25/13 and FAE 25/15