



Leonor Domingas Zandamela

Licenciada

**Análise “pushover” na avaliação da
capacidade de resistência sísmica de
edifícios pré-fabricados de betão armado**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil
Perfil de Estruturas

Orientador: Professor Doutor Corneliu Cismasiu, Professor
Associado da Faculdade de Ciências e Tecnologia -
Universidade Nova de Lisboa

Júri:

Presidente: Professor Doutor Rodrigo de Moura Gonçalves
Arguente: Professor Doutor Válder José da Guia Lúcio
Vogal: Professor Doutor Corneliu Cismasiu



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Março 2013

“Copyright” Leonor Domingas Zandamela, FCT/UNL e UNL

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Agradecimentos

A realização deste trabalho não seria possível sem a ajuda de muitas pessoas. Em primeiro lugar agradeço ao meu orientador Professor Doutor Corneliu Cismasiu, pela oportunidade, paciência e disponibilidade concedida no acompanhamento deste trabalho. Agradeço aos professores do departamento de engenharia civil da FCT, pela paciência, amizade, e pela disponibilidade para tirar dúvidas, neste trabalho e ao longo do curso.

Agradeço também à minha colega com quem trabalhei nesta tese Kriszta pela paciência, amizade e companheirismos, e por tudo que vivemos juntas durante os 5 meses.

Não posso deixar de agradecer à Adalgiza, Nilsa, Sara e ao Jorge pelo tempo e paciência que tiveram para ler e ajudar nas correções da tese. À Ana, Herlander e Philippe pela amizade, companhia e opiniões no decorrer deste trabalho.

Agradeço aos meus amigos e colegas pelo apoio, amizade, paciência que me tem dedicado ao longo de todos estes anos e fizeram esta estrangeira se sentir em casa. Um agradecimento muito especial vai à Tia Irene e os filhos, a família Castanheira, à Nilza, Adalgiza e Verena, estes foram mesmo uma verdadeira família para mim. Não consigo mencionar todos que tiveram um papel fundamental durante estes anos todos, mas um muito obrigada a todos.

Não posso esquecer o meu País e as pessoas que sempre me apoiaram, mesmo estando longe, muito obrigada a todos. A minha família e amigos que sempre estiveram comigo, nunca me deixaram sentir sozinha.

A minha mãe que à medida que vou crescendo vou tendo mais orgulho dela, é nela que busco forças sempre que me faltam, mãe muito obrigada. Ao meu pai e aos meus irmãos um especial obrigada também. Aos meus tios, José, Helena (já falecida) e aos filhos que tiveram um papel fundamental na minha educação muito obrigada.

Obrigada!

Resumo

Existem vários métodos de proceder ao dimensionamento de uma estrutura quando sujeita a uma ação sísmica, sendo as análises lineares as mais utilizadas em gabinetes de projeto. No entanto, em caso de avaliação dos sismos, as análises não lineares têm uma grande vantagem no dimensionamento, mostrando, por exemplo, as zonas frágeis e o possível mecanismo de colapso não identificáveis na aplicação de uma análise linear.

Este trabalho tem como objetivo o estudo da aplicação da análise pushover (análise estática não linear) em estruturas pré-fabricadas de betão para a avaliação da capacidade resistente, em todas as fases de solicitação até ao colapso.

Com a aplicação da análise obtiveram-se informações acerca da resistência e ductilidade da estrutura tais como, definição da curva de capacidade, deformações, mecanismo de colapso, posições das possíveis rótulas plásticas e regiões de potencial fragilidade durante uma ação sísmica.

Pela observação e análise dos resultados obtidos, conclui-se sobre as vantagens e as limitações encontradas na formalização da aplicação da análise pushover à estrutura em estudo.

Palavras-chave:

Análise pushover, análise não-linear, avaliação sísmica, estruturas pré-fabricadas em betão armado.

Abstract

Currently several methods are available for the seismic design of structures. Among them, the linear analysis is the most used in design offices. However, in case of earthquake evaluation, the non-linear analysis has a great advantage, as it allows to identify zones with disabilities that would not be possible to obtain with a linear analysis.

This work aims to study the application of the pushover analysis (nonlinear static analysis) on precast concrete structures, for the evaluation of its strength in all the loading until phases the collapse.

With the application of this analysis, information was obtained about the strength and ductility of the structure such as the definition of capacity curve, distortion, collapse mechanism and possible positions of plastic hinges and areas of potential weakness during a seismic action.

By observing and analyzing the results, it was concluded about the advantages and limitations found in the formalization of the implementation of pushover analysis of the structure under study.

Keywords

Pushover analysis, inelastic analysis, seismic evaluation, precast reinforced concrete structures.

Índice

Agradecimentos.....	i
Resumo.....	i
Abstract.....	iii
Lista de abreviaturas, siglas e símbolos.....	xi
1. Capítulo – Introdução.....	1
1.1. Considerações gerais.....	1
1.2. Objetivos.....	4
1.3. Descrição do trabalho.....	5
2. Capítulo – Análise pushover.....	7
2.1. Introdução.....	7
2.2. Equação do movimento de um sistema inelástico com 1GDL.....	10
2.3. Análise dinâmica de sistemas com NGDL com comportamento elástico.....	12
2.3.1. Análise modal da resposta dinâmica.....	12
2.3.2. Análise modal por espectro de resposta.....	14
2.3.3. Análise modal pushover.....	15
2.4. Análise dinâmica para estruturas com NGDL com um comportamento inelástico.....	16
2.4.1. Análise da resposta dinâmica.....	16
2.4.2. Análise modal da resposta dinâmica desacoplada.....	17
2.4.3. Análise modal pushover.....	20
2.5. Espectro de resposta no formato aceleração-deslocamento.....	21
2.6. Análise estática não linear segundo NP:1998-2010.....	22
3. Capítulo - Caso de Estudo.....	27
3.1. Introdução.....	27
3.2. Solução estrutural.....	27
3.2.1. Materiais.....	29
3.2.2. Ações.....	29
3.3. Modelação da Estrutura.....	30
3.3.1. Modelação dos materiais.....	31
3.3.2. Vigas e pilares.....	33
3.3.3. Lajes.....	33
3.3.4. Muro de contenção e paredes resistentes.....	33
3.3.5. Diafragmas rígidos nos pisos.....	34
3.4. Modos de vibração.....	34
3.5. Representação da ação sísmica.....	35

3.6.	Análise pushover	37
3.6.1.	Rótulas plásticas	37
3.6.2.	Curva de capacidade.....	38
3.6.3.	Aplicação das forças laterais	38
4.	Capítulo - Análise de resultados.....	39
4.1.	Resultado da análise pushover.....	39
4.1.1.	Análise modal pushover para o primeiro modo.....	39
4.1.2.	Análise modal pushover para o segundo modo	46
4.1.3.	Análise modal pushover para o terceiro modo	50
4.1.4.	Análise modal pushover para o quarto modo	56
4.1.5.	Análise modal pushover para o quinto modo	62
4.2.	Análise modal pushover para o deslocamento de topo.....	67
5.	Capítulo – Conclusões.....	71
5.1.	Futuros trabalhos	72
	Bibliografia.....	73
	Anexos.....	77
	Anexo A: Características da ação sísmica.....	79
	Anexo B: Modos de Vibração do Edifício e Fatores de Participação de Massa	85
	Anexo C: Planta do Edifício.....	89

Índice de Tabelas

Tabela 3.1 – Características do betão	31
Tabela 3.2 - Fator de participação modal da massa.....	34
Tabela 3.3 - Fatores para a definição da ação sísmica.....	35
Tabela 4.1 – Direção dos modos de vibração.....	39
Tabela 4.2 – Análise pushover para o 1º modo, comparação do número de rótulas (sentido positivo e negativo).....	40
Tabela 4.3 – Legenda das cores das rótulas plásticas do SAP2000	40
Tabela 4.4 – Determinação do fator de transformação para o 1º modo	42
Tabela 4.5 – Determinação dos valores para a estrutura de 1GDL equivalente para o 1º modo.....	43
Tabela 4.6 - Força e deslocamento de cedência da curva de capacidade idealizada de 1GDL para o 1º modo.....	44
Tabela 4.7 – Período da estrutura de 1GDL equivalente para o 1º modo	44
Tabela 4.8 – 1ª Iteração para o cálculo do deslocamento alvo para o 1º modo.....	45
Tabela 4.9 – Comparação dos deslocamentos para o 1º modo.....	46
Tabela 4.10 – Deslocamento alvo para o 1º modo	46
Tabela 4.11 – Análise pushover para o 2º modo, comparação do número de rótulas (sentido positivo e negativo).....	46
Tabela 4.12 - Determinação do fator de transformação para o 2º modo	48
Tabela 4.13 - Determinação dos valores para a estrutura de 1GDL equivalente para o 2º modo	48
Tabela 4.14 – Força e deslocamento de cedência da curva idealizada de 1GDL para 2º modo.....	49
Tabela 4.15 - Período da estrutura de 1GDL equivalente para o 2º modo	49
Tabela 4.16 - 1ª Iteração para o cálculo do deslocamento alvo para o 2º modo.....	50
Tabela 4.17 - Deslocamento alvo para o 2º modo.....	50
Tabela 4.18 – Análise pushover para o 3º modo, comparação do número de rótulas (sentido positivo e negativo).....	51
Tabela 4.19 - Determinação do fator de transformação para o 3º modo	53
Tabela 4.20 - Determinação dos valores para a estrutura de 1GDL equivalente para o 3º modo	53
Tabela 4.21 – Força e deslocamentos de cedência da curva de capacidade de 1GDL para o 3º modo .	55
Tabela 4.22 - Período da estrutura de 1GDL equivalente para o 3º modo	55
Tabela 4.23 - 1ª Iteração para o cálculo do deslocamento alvo para o 3º modo.....	55
Tabela 4.24 – Comparação dos deslocamentos para o 3º modo.....	56
Tabela 4.25 - Deslocamento alvo para o 3º modo.....	56
Tabela 4.26 – Análise pushover para o 4ºmodo, comparação das rótulas (sentido positivo e negativo).....	57
Tabela 4.27 - Determinação do fator de transformação para o 4º modo	59
Tabela 4.28 - Determinação dos valores para a estrutura de 1GDL equivalente para o 4º modo	59
Tabela 4.29 - Força e deslocamento de cedência da curva de capacidade de 1GDL para o 4º modo ...	61
Tabela 4.30 - Período da estrutura de 1GDL equivalente para o 4º modo	61
Tabela 4.31 - 1ª Iteração para o cálculo do deslocamento alvo para o 4º modo.....	61
Tabela 4.32 – Comparação dos deslocamentos para o 4º modo.....	62
Tabela 4.33 - Deslocamento alvo para o 4º modo.....	62
Tabela 4.34 - Análise pushover para o 5º modo, comparação do número de rótulas (sentido positivo e negativo).....	63
Tabela 4.35 - Determinação do fator de transformação para o 5º modo	65

Tabela 4.36 - Determinação dos valores para a estrutura de 1GDL equivalente para o 5º modo	65
Tabela 4.37 - Força e deslocamento de cedência da curva de capacidade de 1GDL para o 5º modo ...	66
Tabela 4.38 - Período da estrutura de 1GDL equivalente para o 5º modo	66
Tabela 4.39 - 1ª Iteração para o cálculo do deslocamento alvo para 5º modo.....	66
Tabela 4.40 - Deslocamento alvo para o 5º modo	67
Tabela 4.41 – Deslocamentos de topo da estrutura com NGDL	67
Tabela 4.42 – Análise pushover para o deslocamento de topo, comparação do número de rótulas (sentido positivo e negativo)	68
Tabela 4.43 – Deslocamentos absolutos.....	70
Tabela A.0.1- Tipos de terreno.....	79
Tabela A.0.2 - Aceleração máxima de referência nas várias zonas sísmicas	80
Tabela A.0.3- Classe de importância para os edifícios	81
Tabela A.0.4 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástica Tipo 1	81
Tabela A.0.5- Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástica Tipo 2.....	81
Tabela B.0.1- Fator de participação da massa	85

Índice de figuras

Figura 1.1- Exemplo de ligação de estruturas pré-fabricadas [12].....	3
Figura 2.1 – Formato do espectro de resposta elástico [10]	8
Figura 2.2 - (a) Idealização estrutura de 1GDL; (b) Curva bilinear de força-deformação [26]	11
Figura 2.3 – Exemplo de uma estrutura de NGDL [26]	12
Figura 2.4 - Propriedades da curva de pushover para sistemas inelásticos de 1GDL [26].....	19
Figura 2.5 - Espectro de resposta para um sistema de 1GDL, elástico e inelástico [34].....	22
Figura 2.6 - Definição da curva de capacidade: a) Na estrutura; b) No sistema de 1GDL equivalente [35]	23
Figura 2.7 - Curva de idealização força-deslocamento [10].....	24
Figura 3.1 - Planta da estrutura dos pisos 2, 3 e 4	27
Figura 3.2 - Corte da estrutura.....	28
Figura 3.3 - Estrutura modelada no SAP2000.....	30
Figura 3.4 - Relação tensão-extensão [21]	32
Figura 3.5 - Curva de tensão-extensão do betão, SAP2000	32
Figura 3.6 – Gráfico de tensão-extensão do aço, SAP2000	33
Figura 3.7 - Representação do modo de vibração 1 segundo direção y	35
Figura 3.8 – Espectro de potência de excitação para ação sísmica tipo 1	36
Figura 3.9 – Espectro de potência de excitação para a ação sísmica tipo 2	36
Figura 3.10 - Relação força-deslocamento generalizada para os elementos de betão armado [27] [30]37	
Figura 4.1 – Formação de rótulas plásticas para o 1º modo – sentido positivo.....	41
Figura 4.2- Formação de rótulas plásticas para o 1º modo - sentido negativo	41
Figura 4.3 - Curva de capacidade para o 1º modo segundo direção y - sentido negativo e positivo....	42
Figura 4.4 - Curva de capacidade resistente e idealizada para o sistema de 1GDL equivalente, no sentido positivo, para o 1º modo	43
Figura 4.5 - Curva de capacidade resistente e idealizada para o sistema de 1GDL equivalente, no sentido negativo, para o 1º modo	44
Figura 4.6 – Determinação do deslocamento alvo do sistema de 1GDL para períodos curtos [10].....	45
Figura 4.7 - Formação de rótulas plásticas para o 2º modo – sentido positivo	47
Figura 4.8 - Formação de rótulas plásticas para o 2º modo – sentido negativo	47
Figura 4.9 - Curva de capacidade para o 2º modo segundo direção x - sentido positivo e negativo....	48
Figura 4.10 - Curva de capacidade resistente e idealizada para o sistema de 1GDL para o 2º modo ...	49
Figura 4.11 - Formação de rótulas plásticas para o 3ºmodo – sentido positivo	51
Figura 4.12 - Formação de rótulas plásticas para o 3ºmodo – sentido negativo	52
Figura 4.13 - Curva de capacidade para o 3º modo, torção.....	52
Figura 4.14 - Curva de capacidade resistente e idealizada para o sistema de 1GDL equivalente, no sentido positivo, para o 3º modo	54
Figura 4.15 - Curva de capacidade resistente e idealizada para o sistema de 1GDL equivalente, no sentido negativo, para o 3º modo	54
Figura 4.16 - Formação de rótulas plásticas para o 4ºmodo – sentido positivo	57
Figura 4.17 - Formação de rótulas plásticas para o 4ºmodo – sentido negativo	58
Figura 4.18 - Curva de capacidade para o 4º modo segundo direção y - sentido negativo e positivo...	58
Figura 4.19 - Curva de capacidade resistente e idealizada para o sistema de 1GDL equivalente, no sentido positivo, para o 4º modo	60

Figura 4.20 - Curva de capacidade resistente e idealizada para o sistema de 1GDL equivalente, no sentido negativo, para o 4º modo	60
Figura 4.21 - Formação de rótulas plásticas para o 5ºmodo – sentido positivo	63
Figura 4.22 - Formação de rótulas plásticas para o 5ºmodo – sentido negativo	64
Figura 4.23 - Curva de capacidade para o 5º modo segundo direção x - sentido negativo e positivo...	64
Figura 4.24 - Curva de capacidade resistente e idealizada para o sistema de 1GDL equivalente, no sentido positivo, para o 5º modo	65
Figura 4.25 – Formação das rótulas plásticas para o deslocamento de topo – sentido positivo.....	69
Figura 4.26 – Formação das rótulas plásticas para o deslocamento de topo – sentido negativo.....	69
Figura A.0.1- Zonamento Sísmico em Portugal Continental	80
Figura A.0.2: Espectro de resposta elástica do tipo 1 para terrenos dos tipos A a E (5% de amortecimento).....	82
Figura A.0.3 - Espectro de resposta elástica do tipo 2 para terrenos dos tipos A a E (5% de amortecimento).....	83
Figura B.0.1 - 1º Modo de vibração	86
Figura B.0.2 – 2º Modo de vibração.....	86
Figura B.0.3 – 3º Modo de vibração.....	87
Figura B.0.4 – 4º Modo de vibração.....	87
Figura B.0.5 – 5º Modo de vibração.....	87

Lista de abreviaturas, siglas e símbolos

Abreviaturas

EC - Eurocódigo

EC2 - Eurocódigo 2

EC8 - Eurocódigo 8

NGDL - N graus de liberdade

1GDL - 1 grau de liberdade

Siglas

ATC - Applied Technology Council

CQC - Combinação Quadrática Completa

CQS - Combinação Quadrática Simples

FEMA - Federal Emergency Management Agency

SAP2000 - Structural Analysis Program

Símbolos

A_n – Pseudo-aceleração

a_g - Valor de calculo de aceleração à superfície para um terreno do tipo A

c - Amortecimento

D_n - Deformação dinâmica

d^* - Deslocamento do sistema de 1GDL

d_{et}^* - Deslocamento alvo da estrutura

d_n - Deslocamento do nó de controlo do sistema com NGDL.

d_y^* - Deslocamento no limite de plasticidade do sistema idealizado com 1GDL

E_m^* - Energia de deformação real até à formação do mecanismo plástico

E_{cm} - Modulo de Elasticidade secante do betão

f - Frequência

F^* - Força

F_b - Força de corte na base

f_{cm} - Tensão de compressão média do betão
 f_s - Força lateral
 f_y - Força de cedência
 F_{sn} - Força de resistência
 i - Matriz de influência
 k - Rigidez
 K_i - Rigidez generalizada modo i
 L_n - Fator modal de excitação sísmica
 m - Massa
 M_n - Massa generalizada do modo n
 M_i - Massa generalizada do modo i
 $\mathbf{p}_{eff}(t)$ - Força efetiva
 q - Coeficiente de comportamento
 $q_{i,j}$ - Coeficiente de correlação
 q_u - Relação entre a aceleração na estrutura com o comportamento elástico ilimitado
 q_n - Coordenada modal
 r - Resposta total
 r_o - Valor máximo da resposta total
 r_{no} - O valor máximo da resposta para a contribuição do modo n
 $r_n(t)$ - Contribuição do modo n da resposta total
 r_n^{st} - Resposta estática modal
 s - Distribuição espacial das forças efetivas ao longo da altura
 s_n - Distribuição espacial das forças de inércia
 S - Coeficiente do solo
 $S_d(T)$ - Espectro de cálculo
 S_e - Valor do espectro de resposta elástica de aceleração
 $S_e(T)$ - Espectro de resposta elástico
 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 começo do ramo de deslocamentos constante

T_n - Período próprio de vibração

\mathbf{u} - Deslocamento

u_y - Deformação de cedência

$\ddot{u}_g(t)$ - Aceleração do sistema inelástico sujeita ao movimento de solo horizontal

u_m - Deformação máxima absoluta

u_{rno} - Valor máximo do deslocamento devido ao modo n

u_{rn} - Deslocamento de topo

V_{bn} - Esforço transverso na base

β - Coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal.

ζ - Fator de amortecimento

ε_c - Extensão de cedência

η - Coeficiente de correção do amortecimento, com o valor de referência $\eta = 1$ para 5% de amortecimento viscoso

μ - Fator de ductilidade

σ_c - Tensão de cedência

Φ_n - Modo de vibração

ω_n - Frequência própria de vibração

Γ_n - Fator de participação

Γ - Coeficiente de transformação

1. Capítulo – Introdução

1.1. Considerações gerais

Nos últimos anos, devido à evolução da tecnologia, os Engenheiros têm desenvolvido formas rápidas, eficientes, de maior qualidade e de menor custo de execução de projetos, fazendo com que a pré-fabricação seja uma das áreas em maior crescimento. Note-se, no entanto que inicialmente em zonas de alta sismicidade, este tipo de solução construtiva era pouco utilizada devido à pouca informação disponível sobre a capacidade de resposta sísmica nas ligações desse tipo de estruturas, como, por exemplo, ao nível da ductilidade e da capacidade de dissipação de energia [1]. Com o passar dos anos, vários investigadores e as indústrias de construção, através de estudos realizados no sentido de melhorar a qualidade do tipo de ligações existentes, adquiriram experiência e, conseqüentemente, a utilização de pré-fabricados aumentou [2].

As estruturas pré-fabricadas em betão diferem das restantes estruturas de betão (monolíticas = betonadas “in-situ”) pois o seu faseamento construtivo consiste na produção dos seus elementos num local diferente do qual se destina a obra [2].

Segundo [3], as estruturas pré-fabricadas de betão armado são, atualmente, os edifícios mais prováveis de resistir a grandes sismos, ou seja, sismos com maior intensidade e destruição, sem danos excessivos na estrutura, em comparação com as estruturas betonadas “in-situ”, bem como sistemas estruturais de aço. O sucesso das estruturas pré-fabricadas em zonas sísmicas deve-se à sua capacidade de cumprir com as exigências de uma boa dissipação de energia, ductilidade, rigidez e resistência.

Os sismos podem causar danos significativos e degradação em estruturas, especialmente em ligações viga-pilar. Os projetos de estruturas de betão armado monolíticas fornecem ductilidade pelo comportamento não linear, em regiões específicas como as rótulas plásticas. Embora as rótulas plásticas forneçam dissipação de energia significativa durante o evento sísmico e segurança adequada, estas regiões podem sustentar grandes rotações, apesar de sofrer graves danos. É assim, desejável alcançar esses objetivos sem dano estrutural permanente. Muitos estudos estão a ser feitos de modo a permitir a utilização de ligações especiais nas estruturas pré-fabricadas, que permitem que a estrutura se submeta a respostas de histerese inelástica, sem qualquer dano estrutural (ver Figura 1.1). Esta nova filosofia de projeto permite que as estruturas a serem construídas não só garantam a segurança de vidas humanas, mas também permite diminuir em grande parte o custo financeiro dos danos dos sismos [4].

Em Portugal, zona sísmica moderada, onde tradicionalmente os edifícios não ultrapassam os 25 pisos, o uso de estruturas pré-fabricadas tem vindo a crescer, sendo notória a melhoria na qualidade dos produtos e das soluções utilizadas. Atualmente, este método construtivo tem sido aplicado a soluções estruturais que vão desde estruturas de habitação a pontes de médio vão [2, 5].

O desenvolvimento deste método construtivo baseou-se, principalmente, na racionalização de meios produtivos e na redução de prazos, tornando-o economicamente mais atrativo. A indústria da pré-fabricação portuguesa em betão tem demonstrado capacidade de resposta às necessidades do mercado da construção, diversificando os produtos que disponibiliza com garantias de qualidade, rapidez e economia. Note-se ainda que, estruturas de painéis pré-fabricados constituem uma solução vantajosa quando o tempo de execução é um condicionante, uma vez que os painéis podem ser entregues em obra com o sistema de construção completo, isto é, incluindo as tubagens das redes, caixilharias e o acabamento final. Para além disso, e como qualquer estrutura pré-fabricada, têm a vantagem de terem um controlo de qualidade garantido em fábrica, uma mão-de-obra reduzida e uma rápida montagem [5].

Segundo [6, 7], nas estruturas pré-fabricadas as ligações devem resistir com segurança às cargas que lhes são aplicadas, garantindo a segurança aos estados limites últimos de tração, de compressão e de

corde, e ao derrubamento ou perda de suporte dos elementos que ligam. Por outro lado, deve ser verificada a segurança aos estados limites de utilização, tais como a abertura de fendas nas juntas da ligação entre materiais, fendas devido a elevadas tensões de compressão, ou deformações e deslocamentos, que possam comprometer a funcionalidade ou o aspeto da estrutura.

As ligações entre elementos pré-fabricados ou elementos betonados no local têm uma importância fundamental no comportamento global da estrutura. A realização das ligações deve ser simples, económica e também deve envolver um número reduzido de operações e de diferentes especialidades, dando-se preferência a ligações como o encaixe, aparafusamento e betonagens em que não sejam necessárias cofragens complexas [6, 8].

A escolha do tipo de ligação depende, essencialmente, dos processos construtivos e dos condicionamentos do transporte e de montagem, constituindo, assim, um grande problema neste tipo de estruturas. A dificuldade de transportar e manusear elementos de grandes dimensões implica a divisão destes em elementos mais pequenos, criando a necessidade de elaborar ligações entre os elementos que permitam a transferência adequada das forças aplicadas na estrutura até às fundações. Assim, o sucesso e o desempenho do sistema de estruturas pré-fabricadas dependem, fundamentalmente, das soluções das ligações adotadas [8, 9].

Segundo o EC8 [10], existem diversas formas para ligar os elementos pré-fabricados para a ação sísmica, e a sua escolha pode alterar por completo o funcionamento estrutural do edifício. As ligações podem ser dos seguintes tipos [6, 7]:

- Ligações fora das zonas críticas ou ligações emulativas: deverão localizar-se a uma distância limite das zonas críticas, onde se formam rótulas plásticas à flexão, neste caso as ligações não influenciam o comportamento da estrutura em caso de sismo;
- Ligações sobredimensionadas: neste tipo de ligação, a estrutura deverá ser sobredimensionada numa região próxima das seções de extremidade das zonas críticas, de forma a que a potencial deformação aconteça longe das ligações;
- Ligações de dissipação de energia: estas ligações situam-se dentro das zonas críticas e têm a função de, através da deformação plástica, garantirem a ductilidade global da estrutura assim como a dissipação de energia, sendo que são especialmente desenhadas com este fim (ver Figura 1.1).

Por razões de produção e transporte, os sistemas emulativos nem sempre são viáveis. Os sistemas com ligação sobredimensionada são normalmente dispendiosos e arquitetonicamente inaceitáveis, pelo que resta implementar soluções de ligações dissipativas [11].

Tendo em conta a importância de conceber as estruturas num processo construtivo rápido, eficaz e seguro, as ligações da maior parte de estruturas pré-fabricadas verificam-se nos locais que permitem uma maior facilidade de execução. Estes locais situam-se, normalmente, nas extremidades das peças que coincidem com as zonas de maiores esforços ou zonas críticas em particular para as ações horizontais, nomeadamente a ação sísmica (ver Figura 1.1). As ligações entre elementos verticais poderão ser importantes na dissipação de energia da estrutura quando solicitada pela ação sísmica [6].

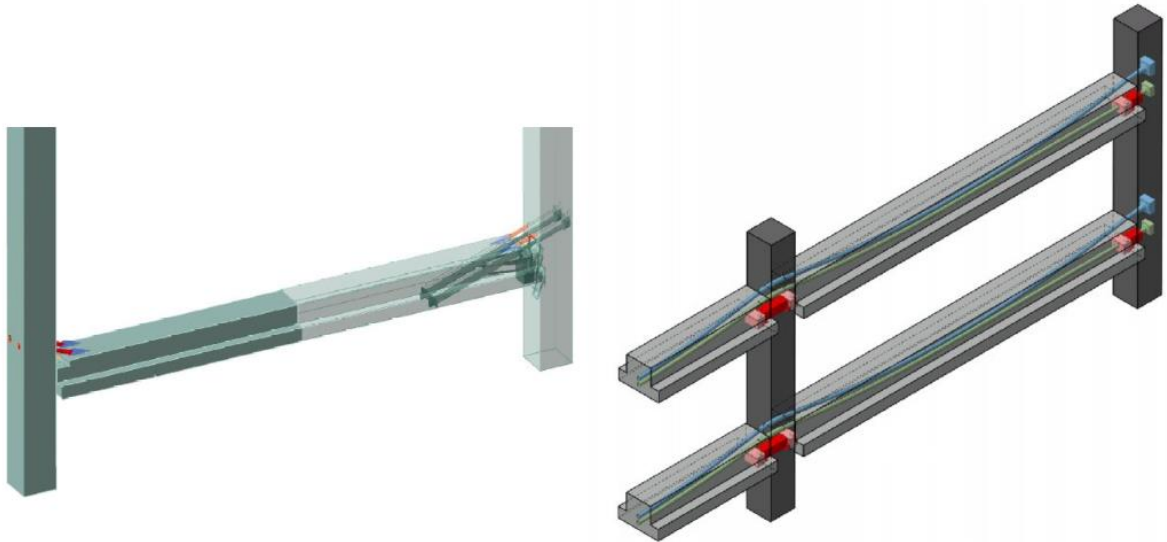


Figura 1.1- Exemplo de ligação de estruturas pré-fabricadas [12]

Segundo [13], atualmente é possível ter uma ideia dos problemas recorrentes do projeto de estruturas pré-fabricadas, uma vez que já foram verificadas estruturas deste tipo, danificadas ou colapsadas, devido aos esforços sísmicos a que estas estiveram sujeitas. A grande maioria dos colapsos verificados neste tipo de estruturas deve-se assim, principalmente, à deficiente concepção das ligações e/ou ao desrespeito das disposições construtivas, ao deficiente comportamento de diafragma rígido nos pisos e cobertura, etc.

O papel dos Engenheiros de estruturas na concepção de estruturas sujeitas aos sismos está focado em garantir a segurança de vidas humanas, reconhecendo as limitações que a economia tem nos projetos. A construção de estruturas em regime elástico usando métodos e filosofias convencionais tem sido geralmente considerada impraticável. Os engenheiros, em geral, têm projetado estruturas para forças laterais reduzidas e danos aceitáveis em potenciais zonas de rótulas plásticas que são especificamente detalhadas para a ductilidade ou dissipação de energia [14].

O dimensionamento de qualquer estrutura deve ser efetuado de acordo com os regulamentos em vigor no local de construção, principalmente em zonas de propensão sísmica, de modo a que em caso de ocorrência de um sismo se possa proteger as vidas humanas, minimizar perdas económicas e assegurar a manutenção e o funcionamento das instalações de proteção civil. E, para analisar o desempenho de uma estrutura submetida à ação sísmica é necessário ter em consideração o comportamento não linear dos materiais [15], pois pode-se tirar partido para dissipação da energia que os sismos transmitem à estrutura. Este facto permite dimensionar estruturas para esforços menores do que os que se obtêm através de análises elásticas [16].

O comportamento sísmico das estruturas pré-fabricadas de betão difere das estruturas moldadas “in-situ” pela existência das ligações, pois estas alteram o comportamento não linear da estrutura, que depende da localização das ligações, da sua resistência, da capacidade de dissipação de energia e ductilidade das mesmas [17].

Quando uma estrutura é submetida a sismos intensos, a estrutura normalmente entra em regime não linear, ocorre uma diminuição de rigidez na estrutura, e ocorre dissipação de energia por histerese [17]. No entanto, no dimensionamento das estruturas pré-fabricadas à ação sísmica, pode-se tirar partido desse comportamento não linear das estruturas para a dissipação de energia, pois no cálculo e pormenorização os mecanismos de dissipação de energia já deverão ter sido escolhidos, podendo estes serem feitos de várias formas nomeadamente através da plastificação das armaduras longitudinais nas paredes, através de ligações especiais, etc [5].

Uma técnica comum que permite contabilizar as respostas não lineares das estruturas, evitando contudo uma análise não linear, é reduzir os esforços obtidos na análise elástica pelo coeficiente de comportamento da estrutura, pois este depende da ductilidade da estrutura [18].

Com o desenvolvimento tecnológico, as ferramentas de cálculo atuais permitem aos utilizadores a realização de análises não lineares em projeto, que possibilitam a modelação do comportamento físico e geométrico não linear. Deste modo, é possível obter informações do desempenho da estrutura desde a cedência até colapso em função do tipo de carregamento [16].

A análise pushover é uma das análises não lineares que, nos últimos anos, mais se tem desenvolvido e considera a aplicação de forças distribuídas ou deslocamento crescentes à estrutura, de modo a obter-se uma resposta que se aproxima das respostas máximas obtidas recorrendo a uma análise dinâmica não linear. A aplicação desta análise fornece informação relevante sobre a estrutura, como, por exemplo, as deformações, o mecanismo de colapso e o local da formação das primeiras rótulas plásticas, informação que, de um modo geral, não é possível obter em nenhuma análise linear.

Em Portugal, os regulamentos em vigor no dimensionamento de estruturas são o Regulamento de Segurança e Ações em Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA) e o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP), ambos vigentes desde 1983 e se encontram em fase de transição. Em Fevereiro de 2013 o Laboratório Nacional Engenharia Civil publicou uma lista de normas que também encontram-se em vigor desde então [19]. Os Eurocódigos estruturais constituem um conjunto de Normas Europeias (EN) para o projeto de estruturas de edifícios e de outras obras de engenharia civil, realizadas com diferentes materiais [19]. Estes trouxeram uma evolução positiva da regulamentação europeia e portuguesa, através da supressão de lacunas, complementação e atualização de informação existente. Contudo, convém mencionar que ambos os regulamentos que estão em fase de transição para EC não fazem referências específicas a estruturas pré-fabricadas em betão armado e qualquer sistema pré-fabricado de betão deveria ser homologado pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil [20]. Por sua vez, os EC, atualmente em vigor, fazem referência às estruturas pré-fabricadas. O EC2 [21] relativo ao projeto de betão armado, no capítulo 10 dedica-se à pré-fabricação e o EC8 [10], que trata do projeto de estruturas sismo-resistentes, no capítulo 5 menciona algumas especificações para estruturas pré-fabricadas [5].

1.2. Objetivos

O presente trabalho tem como objetivo o estudo da aplicação da análise pushover em estruturas pré-fabricadas de betão para a avaliação da capacidade resistente.

Como caso de estudo, é analisado um edifício de armazém e estacionamento de veículos ligeiros, construído na Urbanização da Quinta Francelha, no Prior velho, Loures, um edifício misto, pré-fabricado com algumas partes como as fundações betonadas em obra. Para a sua modelação tridimensional, é utilizado o programa de cálculo automático, SAP2000, tendo em conta as características não lineares dos materiais.

Convém ainda salientar que, com a realização desta análise pushover, pretende-se obter informações sobre o comportamento estrutural da estrutura pré-fabricada em todas as fases de solitação até ao colapso.

1.3. Descrição do trabalho

A presente dissertação encontra-se dividida em 5 capítulos. No primeiro, e presente capítulo, apresentam-se as considerações gerais do mesmo, assim como os objetivos e a estrutura do trabalho.

O capítulo 2 faz referência às análises sísmicas lineares e não lineares, dando mais destaque à análise pushover, falando das suas vantagens e limitações. Apresenta-se também um procedimento da análise pushover baseado na teoria da análise dinâmica que mantém a simplicidade conceitual e a atratividade computacional. Inclui igualmente a descrição da metodologia da análise pushover proposta pelo EC8 [10].

O capítulo 3 corresponde ao caso de estudo que consiste na caracterização de estrutura pré-fabricada, isto é, descreve as características geométricas e estruturais da estrutura em análise, bem como algumas opções tomadas para a sua modelação. Posteriormente, é realizada a modelação da estrutura no programa de cálculo automático SAP2000 em função ao seu comportamento não linear.

No capítulo 4, são apresentados e analisados os resultados da análise modal pushover obtidos após a modelação da estrutura, e também discutem-se os resultados obtidos.

Por último, no capítulo 5, são apresentados alguns comentários e as considerações finais do trabalho bem como sugestões de desenvolvimentos futuros.

2. Capítulo – Análise pushover

2.1. Introdução

Portugal situa-se numa zona sísmica e, por isso, ao longo do tempo tem sido afetado por sismos de magnitudes moderadas a fortes, que têm provocado danos significativos em várias cidades e vilas do país. Um dos exemplos mais recordados, e com maiores repercussões, é o do sismo de 1 de Novembro de 1755, com uma magnitude de 9 na escala de Richter. Em virtude desta situação, vários estudos têm sido realizados com o intuito de encontrar formas satisfatórias de proceder ao correto dimensionamento de estruturas, sem as encarecer nem as sobredimensionar e evitando, ou pelo menos reduzindo, as consequências catastróficas dos sismos.

Segundo [22], quando se fala de dimensionamento de estruturas para a ação sísmica, a caracterização desta ação baseada apenas em parâmetros como a intensidade ou magnitude não é suficiente para a análise da resposta da estrutura, devendo esta ser caracterizada para que possa ser integrada nas metodologias de análise estrutural existentes. Atualmente, as formas possíveis de caracterização da ação sísmica são:

- Representação por série de acelerações (registo real ou gerado artificialmente);
- Representação através da Função de Densidade Espectral de Potência;
- Representação por Espectro de Resposta.

A representação baseada na série de acelerações é a forma mais direta de analisar o comportamento da estrutura. Contudo, o processo é relativamente moroso, principalmente porque a verificação da segurança de uma estrutura implica a análise de resposta para um conjunto de sismos. Não obstante, para estruturas com um comportamento não linear é praticamente inevitável a utilização de séries de acelerações.

A representação através da Função de Densidade Espectral de Potência ou Espectro de Potência, não sendo uma ferramenta de fácil integração nas metodologias de análise existente, é essencial no processo de geração de séries de acelerações artificiais.

Por sua vez, a representação através de Espectro de Resposta é a forma corrente mais utilizada na caracterização da ação sísmica e está presente em quase todos os programas de cálculo automático que permitem a realização da análise dinâmica em regime linear.

Na avaliação da resposta estrutural quando submetido a um determinado sismo, dependendo das características estruturais do edifício, pode ser realizada uma das seguintes análises lineares [10]:

- Análise por forças laterais;
- Análise modal por espectro de resposta.

Ou, em alternativa por um dos seguintes métodos não lineares:

- Análise estática não linear (pushover);
- Análise dinâmica temporal não linear.

A análise por forças laterais é apropriada em estruturas:

- Em que a resposta não seja significativamente afetada pela contribuição dos modos de vibração mais elevados em relação ao modo fundamental em cada direção;

- Com períodos de vibração fundamental nas duas direções principais, inferiores ao mínimo ($4T_C$, 2.0 s) e que satisfaçam os critérios de regularidade em altura, sendo que, T_C é o limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante (ver Figura 2.1);

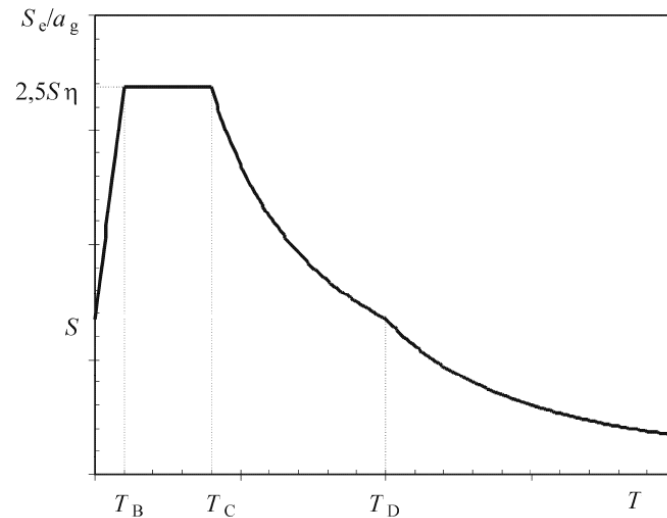


Figura 2.1 – Formato do espectro de resposta elástico [10]

Onde:

- 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 começo do ramo de deslocamentos constante.

Por sua vez, a análise modal por espectro de resposta deve ser aplicada a edifícios que não se encontram na situação acima citada, e deve ter em conta:

- As respostas de todos os modos de vibração que contribuam significativamente para a resposta global da estrutura;
- Que a soma das massas modais efetivas para os modos considerados devem representar, pelo menos, 90 % da massa total da estrutura;
- Que todos os modos com massas modais efetivas superiores a 5 % da massa total devem ser considerados.

A análise modal por espectro de resposta é dos métodos lineares mais usados no dimensionamento de estruturas para a ação sísmica. Contudo, há que ter em atenção que o espectro de resposta não é a representação direta da ação sísmica, mas sim uma representação dos seus efeitos sobre um conjunto de osciladores lineares de um grau de liberdade. Portanto, na análise modal, a resposta da estrutura em cada modo de vibração é calculada por comparação com a resposta de um oscilador de um grau de liberdade com frequência própria idêntica à do modo em análise. A resposta do oscilador de um grau de liberdade é obtida diretamente do espectro de resposta representativo da ação sísmica que se pretende considerar [22].

O EC8 [10] define o espectro de resposta como curvas idealizadas que dependem da sismicidade do local, das características do terreno de fundação e do coeficiente de amortecimento a considerar na estrutura. Este considera o comportamento não linear da estrutura reduzindo o espectro de resposta elástico com o coeficiente de comportamento. Este coeficiente depende da ductilidade e da capacidade de dissipação de energia da estrutura e a sua utilização permite transformar o espectro de resposta elástico em espectro de resposta de cálculo, o que possibilita o dimensionamento das estruturas para

valores de esforços inferiores aos obtidos na análise elástica (ver Figura A.0.2 e a Figura A.0.3 do anexo A).

No entanto, quando se pretende obter informações mais detalhadas do comportamento da estrutura quando submetido a uma ação sísmica, como mecanismo de colapso, locais de formação das primeiras rótulas plásticas, ou seja, as fragilidades da estrutura, as análises lineares não são as mais indicadas, tendo-se assim que recorrer às análises não lineares. Com este tipo de análises, podendo modelar um comportamento fisicamente e/ou geometricamente não linear, consegue-se obter um comportamento mais realistas da estrutura, não sendo necessário o uso do coeficiente do comportamento.

Nem todos os projetos justificam o uso de análise não linear. Para estruturas regulares em planta e em altura, e que a resposta da estrutura em relação ao sismo está muito próxima do domínio elástico, a solução mais adequada passa pela análise linear. No entanto, quando as estruturas são muito irregulares ou a resposta ocorre significativamente no domínio não linear, esta são as mais apropriadas [23, 24].

O método mais adequado para a análise de uma estrutura, por fornecer resultados mais precisos em todas as fases de solitação da estrutura, é a análise dinâmica não linear. Contudo, convém salientar que, esta análise requer experiência e sensibilidade na definição dos modelos constitutivos por parte dos engenheiros sendo conceitualmente complicada e computacionalmente exigente para a aplicação diária na prática de projeto. Por este motivo tem-se vindo a desenvolver métodos mais simplificados com base em metodologias de análises não lineares, como é o caso da análise pushover [25, 26].

A análise pushover é uma análise estática não linear em que a estrutura é sujeita a aplicação de cargas laterais pré-definidas, distribuídas ao longo da altura de construção da estrutura. Estas cargas laterais são monotonamente crescentes, até que o deslocamento de controlo (geralmente escolhido no topo da estrutura), ou um certo nível de deformação, seja atingido [27].

Convém ainda mencionar que, a análise pushover não tem fundamento teórico rigoroso e que baseia-se no pressuposto de que a resposta da estrutura com n graus de liberdade (NGDL) pode ser relacionada com a resposta obtida num sistema equivalente com um grau de liberdade (1GDL). Isto implica que a resposta é controlada apenas por um único modo e que a forma deste modo mantém-se constante durante todo o historial da resposta. No entanto, apesar de ambos os pressupostos estarem incorretos, os estudos-piloto, realizados por vários investigadores, indicam que este tipo de análise leva a resultados aceitáveis da resposta máxima de uma estrutura com NGDL, desde que a sua resposta seja dominada por um único modo [24].

A análise pushover é uma forma relativamente simples de estimar a capacidade resistente da estrutura na fase elástica e pós-elástica [25]. Este método pode ser aplicado no dimensionamento de estruturas novas para estimar os deslocamentos e a deformação que a estrutura pode sofrer na ocorrência de um sismo e, quando aplicado a estruturas já existentes, permite também calcular os deslocamentos correspondentes ao colapso da estrutura.

Através da análise pushover espera-se obter informações sobre o comportamento estrutural que não seria possível obter em análises lineares, tais como [24]:

- Identificação das zonas críticas onde grandes deformações plásticas podem ocorrer;
- Estimativa das exigências de deformações dos elementos potencialmente frágeis;
- Indicação das consequências da diminuição de rigidez de elementos individuais na estabilidade global da estrutura;
- Identificação das descontinuidades de rigidez em planta e em altura que levam a mudanças das características dinâmicas no regime não linear;
- Estimativa dos deslocamentos relativos entre pisos, tendo em conta as descontinuidades de rigidez que podem ser usadas para estimar os danos nos elementos não estruturais;
- Identificação da sequência de cedência e de rotura dos elementos e evolução da curva de capacidade total da estrutura.

Para estruturas que sofrem vibrações principalmente no modo fundamental, a análise pushover fornece boas estimativas de resultados globais, bem como os locais das primeiras rótulas plásticas. Por outro lado, se os modos de vibração mais elevados da estrutura forem importantes na resposta dinâmica, os resultados obtidos podem ser imprecisos [25]. Isto acontece porque a análise não tem em conta a degradação da rigidez que ocorre após a formação da primeira rótula plástica. Por outras palavras, a análise pushover não tem sensibilidade para detetar mudanças da resposta da estrutura quando submetida a carregamentos cíclicos não lineares o que constitui um grave problema quando os resultados dos modos mais elevados são importantes.

Segundo [28], nos últimos anos, vários investigadores têm discutido os pressupostos e limitações da análise pushover, propondo forças distribuídas adaptativas que tentam seguir as distribuições da variação do tempo das forças de inércia, e que consideram mais do que o modo de vibração fundamental. Enraizada na teoria dinâmica estrutural, a análise pushover modal está sendo desenvolvida para incluir as contribuições de todos os modos de vibração que contribuem significativamente para demandas sísmicas [14].

Existem diferentes métodos de análise pushover, nomeadamente [27]:

- Método do Espectro da Capacidade Resistente - proposto pela Applied Technology Council, para a análise de estruturas de betão [29];
- Método do Coeficiente de Deslocamento - proposto pela Agência Federal de Gestão de Emergências nos regulamentos que apresenta as diretrizes para o dimensionamento e reabilitação sísmica dos edifícios [30, 31];
- Método N2 – presente no EC8 [10], combina a análise de um sistema com NGDL com o espectro de resposta inelástico do seu modelo equivalente de 1GDL, cujo algoritmo é comparável à que foi proposta na FEMA 273/274 [31].

De seguida será apresentado um procedimento da análise pushover, baseado na teoria da análise dinâmica, que mantém a simplicidade conceitual e a atratividade computacional. Primeiro, mostra-se a análise pushover para um sistema de 1GDL. Depois, apresenta-se a análise modal pushover para edifícios linearmente elásticos e demonstra-se que este é equivalente a análise por espectro de resposta. A análise modal pushover é, então, estendida para estruturas inelásticas assumindo que os pressupostos subjacentes são aproximados e idênticos aos da análise dinâmica [26].

2.2. Equação do movimento de um sistema inelástico com 1GDL

Considere-se uma estrutura com 1GDL (ver Figura 2.2.a), com uma massa m , rigidez k e o amortecimento c . Assume-se uma relação histerética bilinear idealizada entre o deslocamento lateral u e a força lateral $f_s(u, \dot{u})$ como se mostra na Figura 2.2.b.

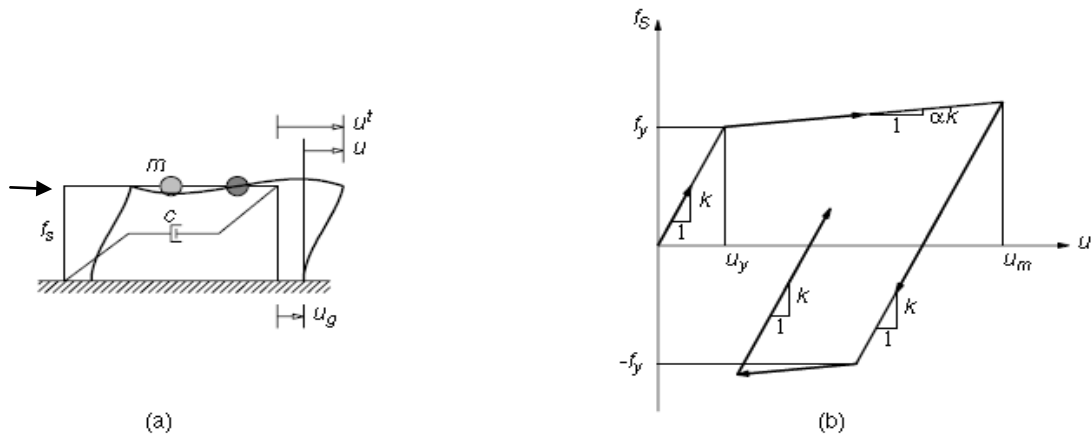


Figura 2.2 - (a) Idealização estrutura de 1DGL; (b) Curva bilinear de força-deformação [26]

Aquando do carregamento inicial, e enquanto a força não exceder a força de cedência f_y , o sistema tem um comportamento elástico linear com rigidez k . A cedência começa quando a força atinge f_y , e a deformação atinge u_y . Admite-se que durante a cedência a rigidez da estrutura é αk , onde α admite valores no intervalo de 0 a 1, sendo geralmente muito inferior a 1. Note-se ainda que, a força de cedência é a mesma nos dois sentidos de deformação e que a descarga ocorre a partir de uma deformação máxima, ao longo de um caminho paralelo ao ramo inicial elástico. A recarga de uma deformação mínima ocorre também paralelo a este.

A equação que governa o sistema inelástico sujeito ao movimento de solo horizontal, de aceleração $\ddot{u}_g(t)$, é dada por:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + f_s(u, \dot{u}) = -m\ddot{u}_g(t) \quad (2.1)$$

dividindo a equação (2.1) pela massa m , obtém-se:

$$\ddot{u} + 2\zeta\omega_n\dot{u} + \omega_n^2 u_y \tilde{f}_s(u, \dot{u}) = -\ddot{u}_g(t) \quad (2.2)$$

Onde:

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad \zeta = \frac{c}{2m\omega_n} \quad \tilde{f}_s(u, \dot{u}) = \frac{f_s(u, \dot{u})}{f_y} \quad f_y = ku_y \quad (2.3)$$

Em que ω_n é a frequência própria de vibração e ζ é o fator de amortecimento [26].

Segundo [32], o fator de ductilidade (μ) é definido como a razão entre a deformação máxima absoluta u_m e a deformação de cedência u_y , isto é:

$$\mu = \frac{u_m}{u_y} \quad (2.4)$$

2.3. Análise dinâmica de sistemas com NGDL com comportamento elástico

Tendo como objetivo o desenvolvimento da análise modal pushover para um edifício linearmente elástico, pretende-se demonstrar que este é equivalente ao procedimento da análise por espectro de resposta. Para tal, desenvolve-se primeiro a análise modal da resposta dinâmica, com o único objetivo de comprovar a veracidade de alguns conceitos necessários ao seu desenvolvimento e de seguida procede-se à análise pushover.

2.3.1. Análise modal da resposta dinâmica

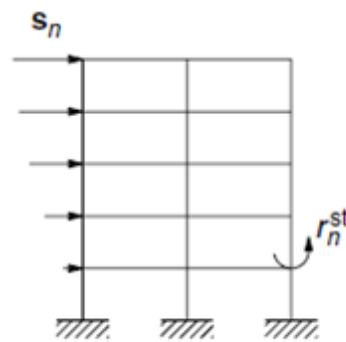
A equação diferencial que governa a resposta em regime elástico-linear de uma estrutura com NGDL sujeita a um movimento de base $\ddot{u}_g(t)$ é dada por:

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{c}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{k}\mathbf{u} = \mathbf{p}_{\text{eff}}(t) \quad (2.5)$$

com

$$\mathbf{p}_{\text{eff}}(t) = -\mathbf{m}\mathbf{i}\ddot{u}_g(t) \quad (2.6)$$

em que \mathbf{u} representa o vetor de deslocamento lateral dos pisos relativo ao solo e \mathbf{m} , \mathbf{c} , e \mathbf{k} as matrizes de massa, de amortecimento e de rigidez, respetivamente, e \mathbf{i} a matriz de influência que para a estrutura considerada na figura 2.3 é associada à componente da deformada total da estrutura provocada pelo movimento da base, tendo em conta que a estrutura tem o comportamento do corpo rígido [33]. Note-se ainda que, para esta estrutura cada elemento da matriz de influência é igual à unidade.



(a) Análise estática da estrutura

Figura 2.3 – Exemplo de uma estrutura de NGDL [26]

A distribuição espacial das forças efetivas ao longo da altura do edifício é definida pelo vetor $\mathbf{s} = \mathbf{m}\mathbf{i}$. Esta distribuição de forças pode ser expandida como um somatório da distribuição modal das forças de inércia s_n [32]:

$$\mathbf{m}\mathbf{i} = \sum_{n=1}^N s_n = \sum_{n=1}^N \Gamma_n \mathbf{m}\Phi_n \quad (2.7)$$

com

$$\Gamma_n = \frac{L_n}{M_n} \quad L_n = \boldsymbol{\phi}_n^T \mathbf{m} \mathbf{i} \quad M_n = \boldsymbol{\phi}_n^T \mathbf{m} \boldsymbol{\phi}_n \quad (2.8)$$

onde Γ_n representa o fator de participação, L_n o fator modal de excitação sísmica, M_n a massa generalizada do modo de vibração $\boldsymbol{\phi}_n$. Assim sendo, a força efetiva pode ser escrita como:

$$\mathbf{p}_{\text{eff}}(t) = \sum_{n=1}^N \mathbf{p}_{\text{eff},n}(t) = \sum_{n=1}^N -s_n \ddot{u}_g(t) \quad (2.9)$$

Com base nas propriedades de ortogonalidade dos modos de vibração, sabe-se que a contribuição do modo n de \mathbf{s} e $\mathbf{p}_{\text{eff}}(t)$ são, respetivamente:

$$s_n = \Gamma_n \mathbf{m} \boldsymbol{\phi}_n \quad \mathbf{p}_{\text{eff},n}(t) = -s_n \ddot{u}_g(t) \quad (2.10)$$

O deslocamento em termos de coordenadas modais do modo n é:

$$\mathbf{u}_n(t) = \boldsymbol{\phi}_n q_n(t) \quad (2.11)$$

Onde a coordenada modal $q_n(t)$ é a solução da equação modal correspondente,

$$\ddot{q}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{q}_n + \omega_n^2 q_n = -\Gamma_n \ddot{u}_g(t) \quad (2.12)$$

Utilizando o espectro de resposta, a equação para o modo de vibração n conduzirá a

$$q_n(t) = \frac{\Gamma_n S_e(\omega, \zeta_n)}{\omega_n^2} \quad (2.13)$$

Note-se, ainda que, a solução $q_n(t)$ pode ser obtida por meio da comparação da equação (2.12) com a equação de movimento para o sistema elástico de 1GDL, e que este sistema deverá ter as propriedades modais, frequência própria ω_n e fator do amortecimento ζ_n , do modo n do sistema de NGDL.

Escrevendo a equação de movimento para sistemas elásticos de 1GDL, e trocando o u por D_n tem-se:

$$\ddot{D}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{D}_n + \omega_n^2 D_n = -\ddot{u}_g(t) \quad (2.14)$$

Comparando as equações (2.12) e (2.14) tem-se:

$$q_n(t) = \Gamma_n D_n(t) \quad (2.15)$$

Onde $D_n(t)$ representa a resposta da estrutura para 1GLD e é obtido resolvendo a equação (2.14) por qualquer método válido para este tipo de estruturas, como por exemplo com o Integral de Duhamel [32].

Substituindo q_n na equação (2.11) obtêm-se os deslocamentos modais do modo n :

$$\mathbf{u}_n(t) = \Gamma_n \boldsymbol{\phi}_n D_n(t) \quad (2.16)$$

Uma vez determinado o deslocamento por meio da análise dinâmica, os esforços dos elementos (vigas, pilares, etc.) para o dimensionamento da estrutura, podem ser determinados com base na análise estática em cada instante de tempo sem ser necessário recorrer à análise dinâmica. Convém ainda salientar que a análise estática para um sistema de NGDL pode ver vista de duas maneiras, de seguida descritas [32]:

- 1) Sabendo os deslocamentos ou rotações dos nós dos elementos estruturais, os esforços $r_n(t)$ como, por exemplo, momentos e esforços transversos, são obtidos em função do tempo, através das forças de fixação;
- 2) Introduzindo forças estáticas equivalentes na estrutura ($\mathbf{f}_s(t) = \mathbf{k}\mathbf{u}(t)$), a partir das quais se obtém o deslocamento em função do tempo correspondente à rigidez do elemento e, conseqüentemente, os esforços da estrutura para cada elemento $r_n(t)$ em função do tempo quando lhe é aplicada uma força \mathbf{f}_s [32].

A força estática equivalente é definida pelo produto de duas grandezas: (1) a distribuição espacial da força $s_n = \mathbf{m}\mathbf{i}$ do $\mathbf{p}_{\text{eff}}(t)$ e (2) uma resposta da pseudo-aceleração do espectro de resposta de um sistema de 1GDL submetido a $\ddot{u}_g(t)$.

$$\mathbf{f}_n(t) = s_n A_n(t) \quad (2.17)$$

onde:

$$A_n(t) = \omega_n^2 D_n(t) \quad (2.18)$$

A contribuição do modo n , $r_n(t)$, para os esforços obtidos na estrutura, $\mathbf{r}(t)$, é determinada pela análise estática de uma estrutura submetida a forças $\mathbf{f}_n(t)$.

$$r_n(t) = r_n^{\text{st}} A_n(t) \quad (2.19)$$

onde r_n^{st} é a resposta estática modal, com valor estático de r em função das forças externas s_n .

As equações (2.16) e (2.19) representam a resposta para um sistema de NGDL para $\mathbf{p}_{\text{eff},n}(t)$. Assim, a resposta total do sistema para a excitação $\mathbf{p}_{\text{eff}}(t)$ é definida por:

$$\mathbf{u}(t) = \sum_{n=1}^N \mathbf{u}_n(t) = \Gamma_n \Phi_n D_n(t) \quad (2.20)$$

$$\mathbf{r}(t) = \sum_{n=1}^N r_n(t) = r_n^{\text{st}} A_n(t) \quad (2.21)$$

2.3.2. Análise modal por espectro de resposta

Na análise modal por espectro de resposta, o valor máximo da resposta r_o do total $\mathbf{r}(t)$ pode ser obtido diretamente do espectro de resposta para o movimento do solo, sem a realização da análise dinâmica, implícita nas equações (2.14) e (2.21). Sendo que na análise modal por espectro de resposta, o valor máximo da resposta r_{no} para a contribuição do modo n $r_n(t)$ na resposta total é dado por:

$$r_{no}(t) = r_n^{\text{st}} A_n(t) \quad (2.22)$$

onde $A_n(T_n, \zeta_n)$ é a ordenada da resposta da pseudo-aceleração (obtido pelo espectro de resposta) para o sistema de 1GDL, e $T_n = 2\pi/\omega_n$ é o período de vibração próprio do modo n do sistema de NGDL [26].

Os máximos da resposta modal são obtidos, geralmente, através da soma dos máximos das respostas modais uma vez que estes máximos não ocorrem todos ao mesmo tempo. O processo mais correto

para obter a resposta máxima total baseia-se nas combinações dadas pelos métodos CQC ("Combinação Quadrática Completa") ou CQS ("Combinação Quadrática Simples").

O método CQS é aplicável à estruturas em que as frequências próprias dos modos de vibração que contribuem de forma significativa estão bem separadas (isto é, se a razão entre quaisquer duas frequências estiver fora do intervalo [0,67; 1.5]). Segundo a CQS, o valor máximo da resposta modal é:

$$r_o = \sqrt{\sum_{n=1}^N r_{no}^2} \quad (2.23)$$

Em casos em que só algumas das frequências não estão bem separadas, deve-se ter em conta as respostas modais correspondentes a estas frequências, como por exemplo:

$$r_o = \sqrt{r_{1,o}^2 + (r_{2,o} + r_{3,o})^2 + r_{no}^2 + \dots} \quad (2.24)$$

Alternativamente pode ser usado o método CQC, que é válido para qualquer relação entre as frequências [33]. Sendo que o valor máximo da resposta modal é:

$$r_o = \sqrt{\sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N r_{i,o} \cdot q_{i,j} \cdot r_{j,o}} \quad (2.25)$$

em que o coeficiente de correlação $q_{i,j}$ é dado por:

$$q_{i,j} = \frac{8\zeta^2(1+s)s^{3/2}}{(1+s)^2 + 4\zeta^2(1+s^2)} \quad \text{sendo } s = \frac{\omega_i}{\omega_j} \quad (2.26)$$

2.3.3. Análise modal pushover

A análise modal pushover desenvolvida para sistemas linearmente elásticos demonstra ser equivalente ao procedimento da análise por espectro de resposta [26]. E, quando se desenvolve a análise pushover com base na análise por espectro de resposta, é possível observar que a análise estática da estrutura sujeita a forças laterais

$$\mathbf{f}_{no} = \Gamma_n \mathbf{m} \Phi_n A_n \quad (2.27)$$

fornece o mesmo valor da resposta máxima do modo n, r_{no} , obtido através da equação (2.22). Alternativamente, estes valores de resposta podem ser obtidos pela análise estática da estrutura sujeita a forças laterais distribuídas ao longo da altura de construção, segundo:

$$s_n^* = m \Phi_n \quad (2.28)$$

Neste caso, a estrutura é empurrada até ao deslocamento do topo e o valor máximo do deslocamento devido ao modo n, u_{rno} , com base na equação (2.16) é dado por:

$$\mathbf{u}_{rno} = \Gamma_n \Phi_{rn} D_n \pi \quad (2.29)$$

onde $D_n = A_n / \omega_n^2$. Sendo D_n e A_n obtidos a partir do espectro de resposta para um sistema elástico de 1GDL equivalente.

Note-se ainda que, os valores máximos da resposta modal r_{no} , determinados pela análise pushover, podem ser combinados de acordo com os métodos CQC ou CQS para se obter uma estimativa do valor máximo de r_o da resposta total [26].

2.4. Análise dinâmica para estruturas com NGDL com um comportamento inelástico

A análise pushover modal é aplicada a estruturas inelásticas assumindo que os pressupostos subjacentes são aproximados e idênticos aos da análise dinâmica.

2.4.1. Análise da resposta dinâmica

Considerando a estrutura da Figura 2.3, para cada elemento estrutural do edifício, a curva da carga inicial é idealizada como bilinear, e as curvas de descargas e cargas diferem do ramo de carga inicial. Assim sendo, as relações entre forças laterais \mathbf{f}_s nos níveis do piso N e os deslocamentos laterais \mathbf{u} não têm valor único, uma vez que dependem da história dos deslocamentos:

$$\mathbf{f}_s = \mathbf{f}_s(\mathbf{u}, \dot{\mathbf{u}}) \quad (2.30)$$

Logo, a equação (2.5) passa a ser escrita da seguinte forma:

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{c}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{f}_s(\mathbf{u}, \dot{\mathbf{u}}) = -\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}}_g(t) \quad (2.31)$$

A abordagem padrão consiste em resolver diretamente as equações acopladas (2.31).

Note-se, no entanto, que embora a análise modal não seja válida para sistemas inelásticos, é útil para referência futura aquando da transformação da equação (2.31) em coordenadas modais do sistema linear correspondente. Neste caso, cada elemento estrutural do sistema elástico é definido para ter rigidez igual à rigidez inicial do elemento estrutural do sistema inelástico e, em ambos os sistemas, os valores da massa e do amortecimento são idênticos. Consequentemente, os períodos de vibração próprios e os modos do sistema linear correspondentes são os mesmos que as propriedades de vibração do sistema inelástico.

Expandindo os deslocamentos do sistema inelástico, em termos dos modos de vibração próprios do sistema linear correspondente, obtém-se a seguinte equação:

$$\mathbf{u}(t) = \sum_{n=1}^N \Phi_n q_n(t) \quad (2.32)$$

Substituindo a equação (2.32) na equação (2.31), multiplicando antes por Φ_n^T , e aplicando as propriedades de ortogonalidade dos modos próprios resulta:

$$\ddot{q}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{q}_n + \frac{F_{sn}}{M_n} = -\Gamma_n \ddot{u}_g(t) \quad n = 1, 2, \dots \quad (2.33)$$

onde o único termo que difere da equação (2.12) é:

$$F_{sn} = F_{sn}(\mathbf{q}_n, \dot{\mathbf{q}}_n) = \boldsymbol{\phi}_n^T \mathbf{f}_s(\mathbf{u}_n, \dot{\mathbf{u}}_n) \quad (2.34)$$

Note-se ainda que, a força de resistência, F_{sn} , depende de todas coordenadas modais $\mathbf{q}_n(t)$, o que implica o acoplamento de coordenadas modais devido à cedência da estrutura.

A equação (2.33) representa as N equações nas coordenadas modais q_n . Contudo, ao contrário da equação (2.12) para sistemas linearmente elásticos, estas equações são acopladas para os sistemas inelásticos. Resolver simultaneamente estas equações acopladas e utilizar a equação (2.32) irá, em princípio, fornecer para $\mathbf{u}(t)$ resultados iguais aos obtidos diretamente da equação (2.31). No entanto, a equação (2.33) raramente é resolvida porque não oferece vantagem alguma quando comparada com a equação (2.31) [26].

2.4.2. Análise modal da resposta dinâmica desacoplada

O desacoplamento da equação (2.33) leva a um procedimento da análise modal da resposta dinâmica. Esta aproximação do procedimento à análise por espectro de resposta é um passo preliminar no desenvolvimento de um procedimento de análise modal pushover para sistemas inelásticos.

Considera-se, neste caso, que a distribuição espacial \mathbf{s} das forças efetivas é expandida para dentro das contribuições modais \mathbf{s}_n , de acordo com a equação (2.7), onde $\boldsymbol{\Phi}_n$ são agora os modos do sistema linear correspondente. E a equação que governa a resposta de um sistema inelástico para $\mathbf{p}_{\text{eff},n}(t)$ dada pela equação (2.10b) é:

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{c}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{f}_s(\mathbf{u}, \dot{\mathbf{u}}) = -\mathbf{s}_n \ddot{u}_g(t) \quad (2.35)$$

A solução da equação (2.35) para os sistemas inelásticos não será mais descrita pela equação (2.11), porque $q_r(t)$ é geralmente diferente de zero para modos diferentes do modo n, o que implica que outros modos contribuam também para a determinação da solução. No entanto, para sistemas lineares, $q_r(t) = 0$ para todos os outros modos exceto o modo n, portanto, é razoável esperar que o modo n seja dominante mesmo em sistemas inelásticos.

Aproximando a resposta da estrutura para a excitação $\mathbf{p}_{\text{eff},n}(t)$ com base na equação (2.11), substituindo a equação (2.11) na equação (2.35) e multiplicando antes por $\boldsymbol{\phi}_n^T$ obtém-se a equação (2.33), com a exceção de que F_{sn} agora depende apenas da coordenada modal, q_n , tem-se:

$$F_{sn} = F_{sn}(q_n, \dot{q}_n) = \boldsymbol{\phi}_n^T \mathbf{f}_s(q_n, \dot{q}_n) \quad (2.36)$$

Com esta aproximação, a solução da equação (2.33) pode ser expressa pela equação (2.13), onde $D_n(t)$ é solução da equação:

$$\ddot{D}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{D}_n + \frac{F_{sn}}{L_n} = -\ddot{u}_g(t) \quad (2.37)$$

e

$$F_{sn} = F_{sn}(D_n, \dot{D}_n) = \boldsymbol{\phi}_n^T \mathbf{f}_s(D_n, \dot{D}_n) \quad (2.38)$$

Sendo que esta equação (2.38) está relacionada com $F_{sn}(q_n, \dot{q}_n)$ devido à equação (2.15).

A equação (2.37) pode ser interpretada como a equação governante para o modo de vibração do sistema inelástico de 1GDL equivalente. Esta tem a vantagem de poder ser resolvida convenientemente através de programas de cálculo disponíveis, por ser da mesma forma que equação (2.2) para sistema de 1GDL, e o valor máximo de $D_n(t)$ poder ser estimado a partir da resposta do

espectro inelástico (espectro de cálculo[10]), enquanto a equação (2.33) apenas pode ser resolvida na sua forma original.

Com o modo de vibração do sistema inelástico 1GDL equivalente é possível a extensão dos conceitos estabelecidos dos sistemas elásticos para sistemas inelástico, uma vez que, quando se comparam as equações (2.33) e (2.37) com as equações (2.12) e (2.14), nota-se que a equação (2.15) aplica-se aos dois sistemas.

A partir da solução da equação não linear (2.37), é possível obter $D_n(t)$, o qual substituindo na equação (2.16), resulta nos deslocamentos dos pisos da estrutura associado ao modo de vibração do sistema inelástico de 1GDL equivalente. Qualquer deslocamento do piso, deslocamento relativo entre pisos, ou outra grandeza da resposta de deformação $r(t)$ é dado pelas equações (2.18) e (2.19), onde $A_n(t)$ é agora a resposta da pseudo-aceleração do modo de vibração do sistema inelástico 1GDL [26].

2.4.2.1. Propriedades do modo de vibração do sistema inelástico de 1GDL equivalente

A equação (2.37), que governa $D_n(t)$ é baseada na equação (2.15) para os deslocamentos de piso, e a relação entre as forças laterais f_s e D_n na equação (2.38) deverá ser determinada por uma análise estática não linear da estrutura, enquanto a estrutura sofre deslocamentos $\mathbf{u} = \Phi_n^T D_n$ com os valores de D_n crescentes. Note-se, no entanto, que a maioria dos programas de cálculo disponíveis comercialmente tem dificuldades em efetuar uma análise controlando o deslocamento, o que pode conduzir a uma análise não linear estática com uma distribuição invariante de forças laterais.

Este facto levanta a questão de como encontrar uma distribuição invariante adequada de forças laterais para determinar F_{sn} , uma vez que para um sistema inelástico nenhuma distribuição invariante de forças pode produzir deslocamentos exatos. Porém, dentro da gama linear elástica da estrutura, a única distribuição de força, que produz deslocamentos aceitáveis é dada pela equação (2.28).

Assim sendo, esta distribuição pode constituir-se como uma escolha adequada, mesmo para sistemas inelásticos, em que se pretenda determinar F_{sn} na equação (2.38). Podendo-se assim, obter a tão chamada curva de pushover, diferente da curva de F_{sn}/L_n em função de D_n .

A estrutura é empurrada usando a distribuição da força da equação (2.28) para um deslocamento pré-determinado de topo, e o esforço transversal na base V_{bn} é representada graficamente contra o deslocamento de topo u_{rn} . A idealização bilinear da curva de pushover para o modo n é representado na Figura 2.4.a. No ponto de cedência, o esforço transversal na base é V_{bny} e o deslocamento de topo é u_{rny} [26].

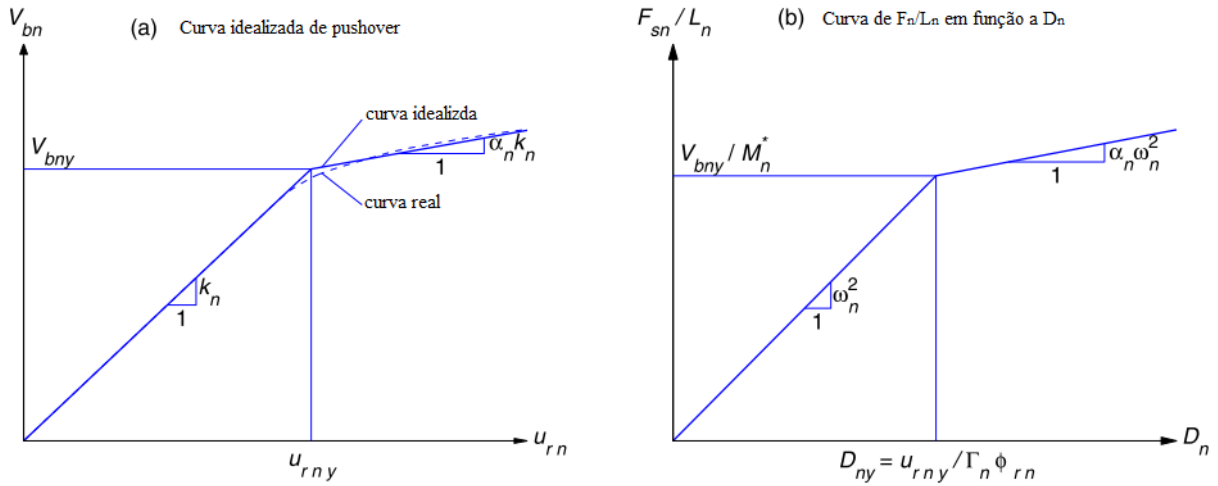


Figura 2.4 - Propriedades da curva de pushover para sistemas inelásticos de 1DGL [26]

De seguida é necessário converter a curva de pushover (V_{bn} em função de u_{rn}) (ver Figura 2.4.a) para a relação de F_{sn}/L_n com D_n (ver Figura 2.4.b), onde a relação entre os dois conjuntos de forças e de deslocamentos é:

$$F_{sn} = \frac{V_{bn}}{\Gamma_n} \quad D_n = \frac{u_{rn}}{\Gamma_n \phi_{rn}} \quad (2.39)$$

A equação (2.39) permite a conversão da curva pushover à desejada relação de F_{sn}/L_n em função de D_n apresentada na Figura 2.4.b, onde os valores de cedência de F_{sny}/L_n e D_{ny} são:

$$\frac{F_{sny}}{L_n} = \frac{V_{bny}}{M_n^*} \quad D_{ny} = \frac{u_{rny}}{\Gamma_n \phi_{rn}} \quad (2.40)$$

em que $M_n^* = L_n \Gamma_n$ é a massa modal efetiva [32]. As equações (2.40) estão relacionadas através de

$$\frac{F_{sny}}{L_n} = \omega_n^2 D_{ny} \quad (2.41)$$

o que implica que o declive inicial da curva na Figura 2.4.b seja ω_n^2 . Sabendo F_{sny}/L_n e D_{ny} da equação (2.40), o período de vibração elástico T_n do modo do sistema de 1DGL é calculado a partir de

$$T_n = 2\pi \sqrt{\frac{L_n D_{ny}}{F_{sny}}} \quad (2.43)$$

O valor de T_n , que pode diferir do valor do período do sistema linear correspondente, deve ser utilizado na equação (2.37). Em contraste, o declive inicial da curva de pushover na Figura 2.4.a é $k_n = \omega_n^2 L_n$ [26].

2.4.2.2. Resumo do procedimento da análise modal de resposta dinâmica

A resposta inelástica de um edifício com NGDL para excitação de um sismo pode ser estimada através do processo da análise modal de resposta dinâmica, com base nos seguintes passos:

1. Calculam-se as frequências próprias ω_n , e os modos Φ_n , para as vibrações elástico linear do edifício.
2. Para o modo n, desenvolve-se a curva pushover dada pelo esforço de corte na base e o deslocamento de topo ($V_{bn} - u_{rn}$) para a distribuição da força $s_n^* = \mathbf{m}\Phi_n$.
3. Idealiza-se a curva pushover como uma curva bilinear (Figura 2.4.a)
4. Converte-se a curva pushover idealizada para a relação $F_{sn}^*/L_n - D_n$ (Figura 2.4.b), utilizando a equação (2.40).
5. Calcula-se a deformação dinâmica, $D_n(t)$, e a história da pseudo-aceleração, $A_n(t)$, do modo de vibração do sistema inelástico IGDL equivalente com relação força-deformação da Figura 2.4.b.
6. Calcula-se as histórias de várias respostas pelas equações (2.15) e (2.19).
7. Repete-se os passos 2 a 6 para tantos modos quanto necessários para uma precisão suficiente. Dependendo do tipo de estrutura, os primeiros dois ou três modos serão suficientes.
8. Combina-se as respostas modais usando as equações (2.23) e (2.25) para determinar a resposta total.
9. Por fim, calcula-se o valor máximo r_o , da resposta total de $r(t)$, obtida no Passo 8.

2.4.3. Análise modal pushover

Apresenta-se, de seguida, o procedimento de análise pushover para estimar a resposta máxima r_{no} do sistema inelástico NGDL para forças efetivas $\mathbf{p}_{\text{eff},n}(t)$. Considere-se, agora, uma análise não linear estática da estrutura sujeita a forças laterais $s_n^* = \mathbf{m}\Phi_n$, distribuídas ao longo da altura do edifício, em que a estrutura será empurrada para o deslocamento de topo u_{rn0} . O valor do deslocamento de topo é dado pela equação (2.29), onde D_n , que representa o valor máximo de $D_n(t)$, é agora determinado resolvendo a equação (2.37), sendo que, em alternativa, pode ser determinado a partir do espectro de resposta inelástico [32]. Convém ainda salientar que, no deslocamento de topo, a análise pushover fornece uma estimativa do valor máximo r_{no} de qualquer resposta $r_n(t)$, nomeadamente deslocamentos de solo, deslocamentos relativo entre pisos, rotações das ligações, rótula plástica, etc.

O valor de resposta r_{no} é uma estimativa do valor máximo da resposta do sistema inelásticos para $\mathbf{p}_{\text{eff},n}(t)$, regido pela equação (2.35). Como mostrado anteriormente, para os sistemas elásticos, r_{no} também representa o valor máximo da contribuição do modo n $r_n(t)$ para a resposta $r(t)$. Assim, refere-se a r_{no} como o máximo da resposta modal, mesmo no caso de sistemas inelásticos.

Os máximos da resposta modal r_{no} , determinados pela análise pushover, são combinados usando uma regra apropriada de combinação modal de acordo com os métodos CQC ou CQS para se obter uma estimativa do valor máximo de r_o da resposta total.

Esta análise pushover, embora pouco intuitiva para edifícios inelásticos, fornece resultados aceitáveis. Por sua vez, para edifícios elásticos fornece resultados que são idênticos aos do conhecido procedimento análise por espectro de resposta [26].

2.4.3.1. Resumo do procedimento da análise pushover

O máximo da resposta inelástica de um edifício para excitação de um sismo pode ser estimado através do procedimento análise modal pushover, podendo resumir-se nos seguintes passos:

1. Calcula-se as frequências próprias ω_n e os modos Φ_n para as vibrações elástico linear do edifício.
2. Para o modo n, desenvolve-se a curva pushover dada pelo esforço de corte na base e o deslocamento de topo ($V_{bn} - u_{rn}$) para a distribuição da força $s_n^* = \mathbf{m}\Phi_n$.
3. Idealiza-se a curva pushover como uma curva bilinear (figura 2.4a).
4. Converte-se a curva pushover idealizada para a relação $F_{sn}/L_n - D_n$ (Figura 2.4.b) utilizando a equação (2.40).
5. Calcula-se a deformação máxima D_n , do sistema inelástico de 1GDL com a relação força-deformação da Figura 2.4.b, através da equação (2.37) ou a partir do espectro de resposta inelástico (Ver Figura 2.5).
6. Calcula-se o deslocamento máximo de topo, u_{rn0} , associado ao sistema inelástico de 1GDL da equação (2.29).
7. Com o valor do deslocamento de topo u_{rn0} encontrado, a análise pushover fornece uma estimativa do valor máximo r_{no} de qualquer resposta $r_n(t)$ nomeadamente, deslocamentos de solo, deslocamentos relativo entre pisos, rotações das ligações, rótula plástica, etc.
8. Repete-se os passos 3 a 8 para tantos modos quantos necessários até que se obtenha uma precisão considerada adequada. Dependendo do tipo de estrutura, os primeiros dois ou três modos poderão ser suficientes.
9. Determina-se a resposta total, através da combinação dos máximos de respostas modais usando as regras da combinação como CQC ou CQS.

De seguida será apresentado o espectro inelástico que foi usado nas metodologias acima descritas.

2.5. Espectro de resposta no formato aceleração-deslocamento

O espectro de resposta inelástico para um sistema de 1GDL no formato de aceleração-deslocamento está representado na Figura 2.5. Para um sistemas elástico este espectro de resposta é obtido com base na seguinte equação:

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad (2.44)$$

Onde S_{de} e S_{ae} são valores do espectro de deslocamento e espectro elástico respetivamente, para um período T e um amortecimento de 5%.

Para um sistema inelástico de 1GDL o espectro inelástico no formato de aceleração-deslocamento é dado pela seguinte equação:

$$S_d = \frac{\mu}{R_\mu} \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (2.45)$$

Onde, S_d e S_a são o espectro de deslocamento e espectro de aceleração, respetivamente, μ é fator de ductilidade e R_μ é o fator de redução devido à ductilidade (devido à dissipação de energia de histerese de estruturas dúcteis) [34].

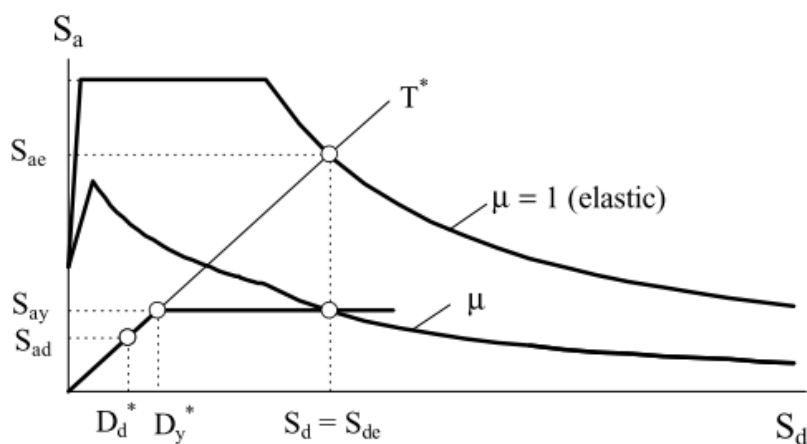


Figura 2.5 - Espectro de resposta para um sistema de 1GDL, elástico e inelástico [34]

2.6. Análise estática não linear segundo NP:1998-2010

No caso do EC8, a metodologia proposta baseia-se no método de N2 [10, 23, 35], definido da seguinte forma:

1. Modelação da estrutura atendendo ao comportamento não linear de todos os seus elementos estruturais;
2. Definição da ação sísmica através dos espectros elásticos, com o coeficiente de amortecimento de 5%;
3. Definição da curva da capacidade resistente, que relaciona a força de corte basal (esforço transversal na base da estrutura) e o deslocamento do nó de controlo (geralmente no topo do edifício), através da aplicação progressiva do padrão de carga lateral, até que o desempenho requerido é atingido e associado ao deslocamento máximo.
4. A estrutura inicial tem de ser definida como um sistema de 1GDL equivalente. Assim, a capacidade de resistência é determinada para um sistema de 1GDL equivalente como mostra a Figura 2.6. A transformação da estrutura de NGDL para um sistema de 1GDL equivalente é feita a partir do coeficiente de transformação Γ e, com base nesta transformação, é possível obter a curva de capacidade resistente para o sistema de 1GDL.

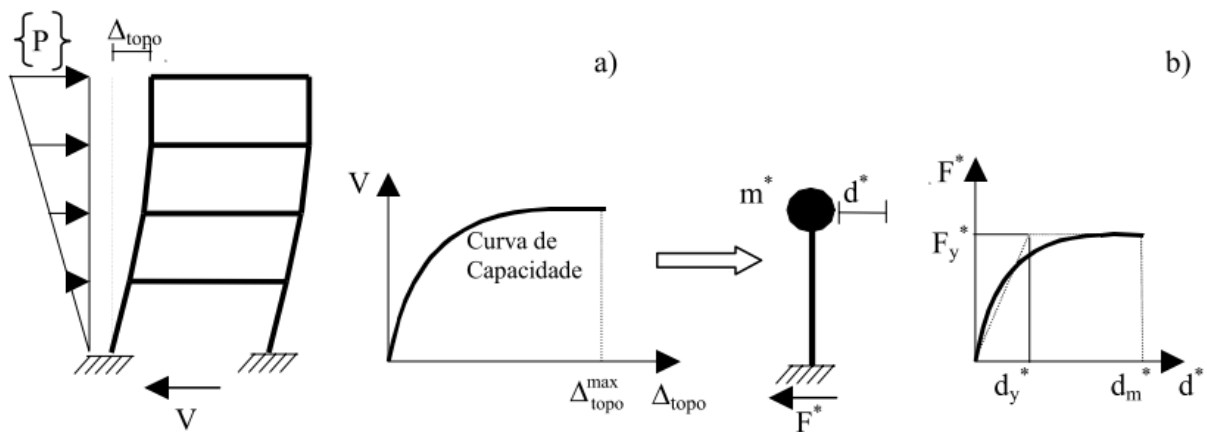


Figura 2.6 - Definição da curva de capacidade: a) Na estrutura; b) No sistema de 1GDL equivalente [35]

O coeficiente de transformação Γ é dado por:

$$\Gamma = \frac{(m^*)}{\sum m_i \phi_i^2} = \frac{\sum \bar{F}_i}{\sum \left(\frac{\bar{F}_i^2}{m_i} \right)} \quad (2.44)$$

Onde

$$m^* = \sum m_i \phi_i = \sum \bar{F}_i \quad (2.45)$$

é massa de um sistema equivalente com 1GDL

A força F^* e o deslocamento d^* do sistema equivalente a 1GDL são dados, respetivamente, por:

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad (2.46)$$

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma} \quad (2.47)$$

Em que F_b e d_n são, respetivamente, a força de corte na base e o deslocamento do nó de controlo do sistema com NGDL.

De seguida, determina-se a relação idealizada força-deslocamento elasto-perfeitamente plástica. A força de cedência F_y^* , que também representa a resistência última do sistema idealizado, representa a força de corte na base para formação do mecanismo plástica. A rigidez inicial do sistema idealizado é obtida de tal forma que as áreas sob as curvas força/deformação reais e idealizadas sejam iguais, como mostra a Figura 2.7. A representação bilinear do espectro da capacidade resistente do sistema de 1GDL é necessária para determinar o valor do período elástico do sistema equivalente, T^* .

O deslocamento no limite de plasticidade do sistema idealizado com 1GDL é dado por:

$$d_y^* = 2 \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad (2.48)$$

Em que E_m^* representa a energia de deformação real até à formação do mecanismo plástico e d_m^* é o ponto a partir do qual começa a plastificação da estrutura.

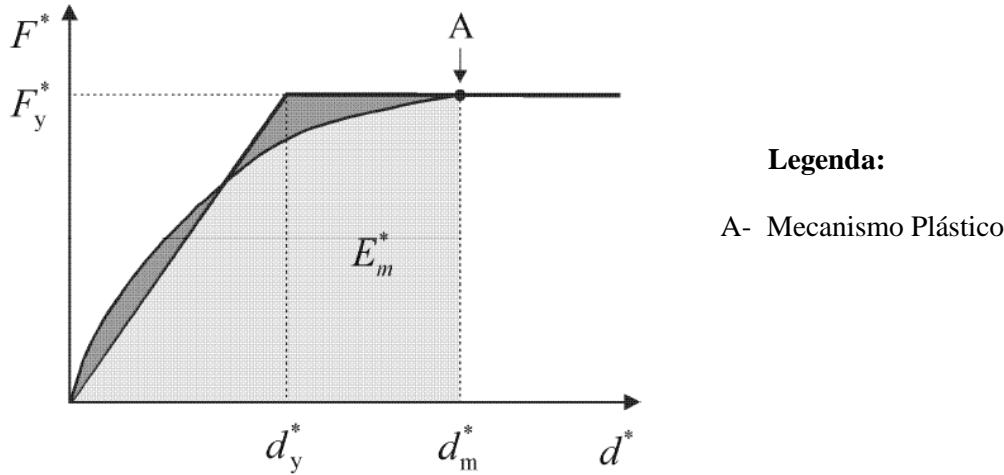


Figura 2.7 - Curva de idealização força-deslocamento [10]

O período do sistema idealizado equivalente com 1GDL é determinado de acordo com a seguinte equação:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \quad (2.49)$$

O deslocamento alvo da estrutura com um período T^* e um comportamento elástico ilimitado é dado pela seguinte equação:

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2 \quad (2.50)$$

Onde $S_e(T^*)$ representa o valor do espectro de resposta elástica de aceleração para o período T^* .

Convém ainda salientar que, a determinação do deslocamento alvo d_t^* depende das características dinâmicas do sistema. Portanto, para períodos curtos $T^* < T_c$ o deslocamento alvo d_t^* é calculado da seguinte forma:

sendo T_c o período de transição entre os domínios dos períodos curtos e médios.

se $F_y^*/m^* \geq S_e(T^*)$, a resposta é elástica:

$$d_t^* = d_{et}^* \quad (2.51)$$

e se $F_y^*/m^* < S_e(T^*)$, a resposta é não linear:

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \left(1 + (q_u - 1) \frac{T_c}{T^*} \right) \geq d_{et}^* \quad (2.52)$$

sendo o valor q_u obtido pela expressão seguinte:

$$q_u = \frac{S_e(T^*)m^*}{F_y^*} \quad (2.53)$$

E para período médio ou longo $T^* \geq T_c$ então:

$$d_t^* = d_{et}^* \quad (2.54)$$

Compara-se o deslocamento d_t^* com o deslocamento d_m^* e, se estes divergirem muito, substitui-se o valor de d_m^* por d_t^* , recomeça-se o cálculo de modo a determinar um novo d_t^* e repete-se a iteração quantas vezes forem necessárias.

Finalmente, o deslocamento alvo é determinado para o sistema equivalente e calcula-se o deslocamento do topo da estrutura de NGDL, dado pela seguinte equação:

$$d_t = \Gamma d_t^* \quad (2.55)$$

Tem-se então informações sobre o comportamento da estrutura, o deslocamento de topo que pode corresponder ao deslocamento esperado na ocorrência do sismo, a curva de capacidade total da estrutura, mecanismo de colapso, deslocamentos entre pisos, as posições das possíveis rótulas plásticas, a definição das regiões frágeis, ou seja, toda a sequência desde a cedência até o colapso de estrutura.

3. Capítulo - Caso de Estudo

3.1. Introdução

O caso de estudo apresentando neste capítulo, é um edifício de armazém e estacionamento de veículos ligeiros, construído na Urbanização da Quinta Francelha, no Prior Velho, município de Loures. A sua modelação é feita com base na planta da estrutura e na consulta da memória descritiva do projeto. Este projeto foi desenvolvido pela VERSOR, Consultas, Estudos e Projetos, Lda., em Fevereiro de 1999.

O edifício em estudo tem 4 andares, é pré-fabricado, sendo algumas zonas betonadas em obra como, por exemplo, as fundações. O piso 1 constitui a garagem e os restantes pisos a zona de armazém (ver Figura 3.2).

3.2. Solução estrutural

Em planta, o edifício apresenta uma forma trapezoidal, em que o lado maior mede 90.70 m e o lado menor apresenta uma dimensão variável entre 12.5 m e 27.0 m. Analisada a planta do edifício, constata-se que a estrutura é definida por pórticos transversais de quatro pisos, afastados entre si de 5.0 m (ver Figura 3.1 e Figura 3.2). Conclui-se ainda, que está dividido em dois blocos, A e B, separados por uma junta estrutural.

No presente trabalho será apenas feita a análise do bloco B que, tal como o edifício do qual faz parte, apresenta uma forma trapezoidal, em planta, em que o lado de maior dimensão mede 45 m e o vão de menor dimensão varia entre os 10.4 m e os 19.0 m. Ademais, o bloco apresenta um núcleo de acesso e paredes resistentes (para as ações horizontais).

A fachada principal do edifício tem um muro de contenção na altura do segundo piso e as fachadas posterior e lateral direita têm muro de contenção até ao nível do terceiro piso (ver Figura 3.2).

A nível estrutural, a superestrutura do edifício é em betão armado pré-fabricado, sendo as vigas principais de maior vão pré-esforçadas. As paredes resistentes são betonadas em obra entre pilares pré-fabricados e as fachadas são revestidas com painéis pré-fabricados em betão armado, de 0.12 m de espessura.

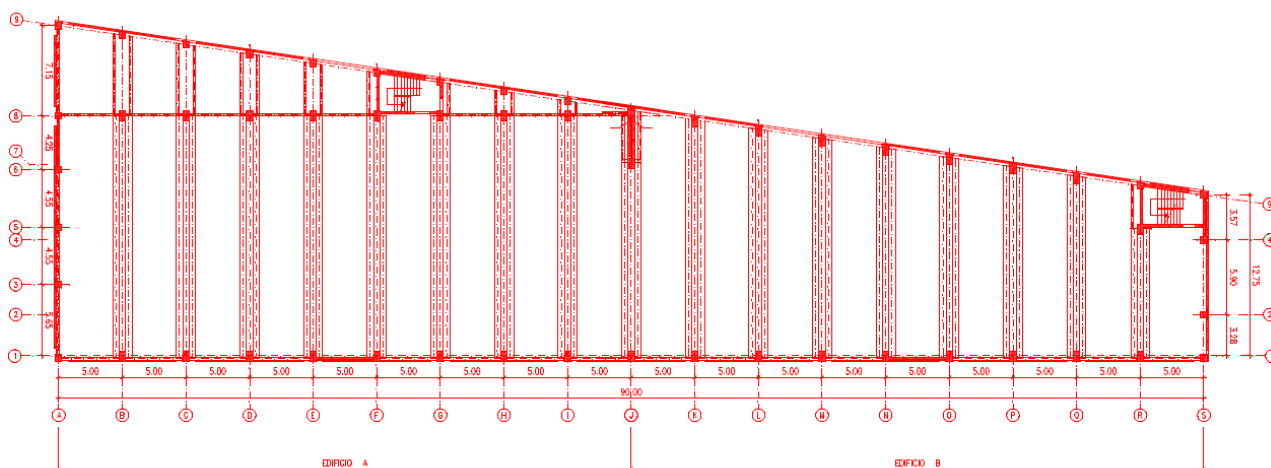


Figura 3.1 - Planta da estrutura dos pisos 2, 3 e 4

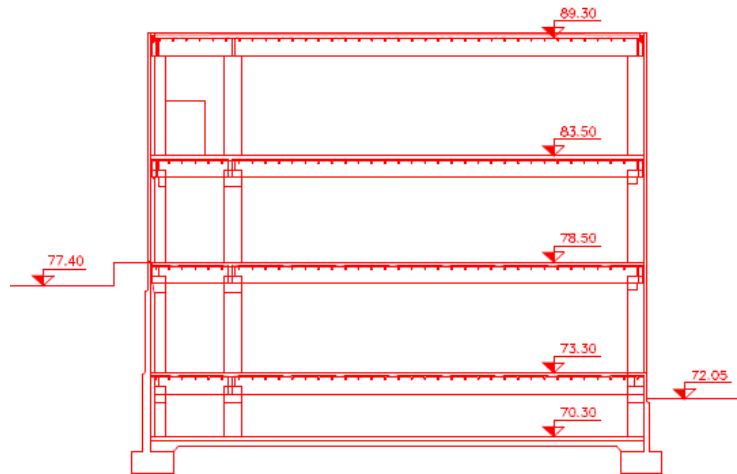


Figura 3.2 - Corte da estrutura

Todas as lajes do edifício, incluindo a da cobertura, são de betão armado, com pré-lajes nervuradas e camada de solidarização betonada em obra. A laje da cobertura tem 0.15 m de espessura e as lajes dos restantes pisos 0.20 m. Convém ainda salientar que o pavimento dos pisos de armazém não tem qualquer revestimento, isto é, o pavimento é em betão armado.

As vigas principais dos pórticos, sobre as quais estão apoiadas as pré-lajes, são pré-esforçadas nos maiores vãos e apoiam nas consolas curtas dos pilares. A ligação das vigas dos pisos aos pilares faz-se por armaduras salientes nas consolas dos pilares, betonadas em simultâneo com a laje. As vigas da cobertura são apoiadas na cabeça dos pilares.

As vigas são pré-fabricadas em betão armado, onde apoiam-se as pré-lajes, e uma camada superior de betão moldado em obra, correspondente à camada de solidarização da laje.

As vigas principais são responsáveis por controlar os vãos maiores dos pórticos transversais, e são todas pré-esforçadas com dois cabos (cabo A e cabo B) de pré-esforço aderente. Estas funcionam em pares, duas para cada pilar, afastadas entre si com largura igual à do pilar (0.50 m). As vigas são solidarizadas aos pilares através da betonagem nas extremidades do espaço entre vigas, num comprimento de 3.7 m. As restantes vigas são consideradas secundárias e não têm pré-esforço.

O edifício apresenta fundações diretas, isto é, está assente em sapatas. Uma vez que parte da estrutura é enterrada, foram ainda projetados muros na periferia para contenção dos solos (ver Figura 3.2), que atingem a altura do segundo piso na fachada principal e do terceiro piso nas fachadas posterior e lateral direita. Contudo, convém salientar que os pilares e as paredes resistentes são independentes dos muros, por razões de montagem e de geometria. Tanto os muros de contenção como as sapatas são betonados em obra.

Para a realização do projeto do edifício em 1999, foi seguida a seguinte regulamentação em vigor naquela altura:

- RSA; Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes.
- REBAP; Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado.
- NP-ENV206; Norma Portuguesa, Betão, Comportamento, produção, colocação e critérios de conformidade, 1993.
- Especificação LNEC E378; Betões, Guia para a utilização de ligantes hidráulicos.
- ENV 1991-1:1994; Eurocode 1- Basis of design and actions on structures Part 1: Basis of design.

- ENV 1992-1-1:1991; Eurocode 2- Design of concrete structures - Part 1: General rules and rules for buildings.
- CEB/FIP Manual on bending and compression, Bulletin d'Information n° 141; Comité Euro-International du Béton, Construction Press, 1982.
- Dimensionamento e pormenorização de estruturas de betão armado e pré-esforçado; Vol.3, Tabelas de cálculo; CMEST-IST, Lisboa, 1984.
- CEB/FIP Model Code 1990, Bulletin d'Information n° 213/214; Comité Euro-International du Béton, Thomas Telford, 1993.

3.2.1. Materiais

3.2.1.1. Betão

Os materiais utilizados nos elementos estruturais de betão armado e de betão armado pré-esforçado são:

- Betão de regularizaçãoC16/20
- Betão estrutural em geral C25/30-EC1
- Betão em fundações, muros e laje térrea C20/25-EC2
- Betão em lajes elevadas C30/37-EC1
- Betão em peças pré-esforçadas C40/50-EC1

3.2.1.2. Aço

Relativamente aos varões, cordões e fios de aço, utilizados são:

- Aço em varão A500NR
- Aço em redes electrossoldadas A500NL
- Aço em cordões de pré-esforço A1670/1860
- Aço em fios de pré-esforço A1400/1700

3.2.2. Ações

Foram consideradas as ações permanentes (G) e as variáveis (Q), apresentadas de seguida.

Ações Permanentes (G):

- Peso específico do betão armado..... 25.0 kN/m³
- Revestimentos em pisos em geral 1.2 kN/m²
- Revestimentos em pisos de armazém0 kN/m²
- Revestimentos em coberturas em terraço incluindo impermeabilização2.5 kN/m²

Ações Variáveis (Q):

- Sobrecarga em pisos de armazém 20.0 kN/m²; $\Psi_1=0.7$; $\Psi_2=0.5$
- Sobrecarga em coberturas em terraço 0.3 kN/m²; $\Psi_1=0.0$; $\Psi_2=0.0$
- Sobrecarga em acessos 3.0 kN/m²; $\Psi_1=0.6$; $\Psi_2=0.4$
- Na memória descritiva consta que a ação sísmica (E) foi simulada, em duas direções ortogonais, por meio de espectros de resposta para ação sísmica tipo 1 e 2, e Terreno do tipo A usando a análise dinâmica tridimensional da estrutura, tendo sido considerado um coeficiente de comportamento $q=2.5$.

A sobrecarga nas zonas de armazém de 20.0 kN/m² foi definida pelo dono da obra e os coeficientes Ψ_1 e Ψ_2 sido estimados pelo projetista.

Note-se, ainda que, por existirem nos pisos de armazém zonas de escritórios e de instalações sanitárias, e de forma a permitir futuras alterações na arquitetura interior do edifício, foi considerada a sobrecarga de 20.0 kN/m² nestas zonas. Consequentemente, ocorre uma majoração do peso total das paredes divisórias, revestimento e sobrecarga regulamentados para zonas com este tipo de utilização.

3.3. Modelação da Estrutura

No presente trabalho, para a análise da estrutura foi utilizado um modelo tridimensional, e para a sua modelação recorreu-se ao programa de cálculo automático SAP2000 (ver Figura 3.3). Este programa para além da análise linear, também permite a realização da análise não linear (pushover), pois permite a introdução das rótulas plásticas nas extremidades dos elementos da estrutura podendo assim ter em conta o comportamento não linear dos materiais.

Ademais, na modelação do edifício considerou-se a existência de um diafragma rígido e massas concentradas ao nível dos pisos e desprezou-se a influência das escadas, considerando que não são relevantes para a análise da estrutura.

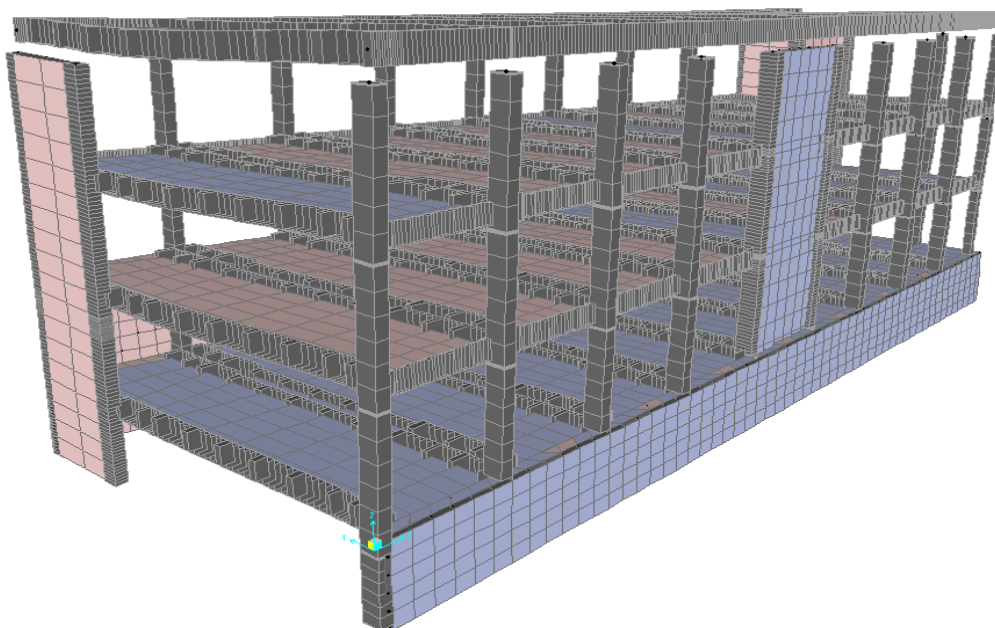


Figura 3.3 - Estrutura modelada no SAP2000

3.3.1. Modelação dos materiais

Na modelação dos materiais, foi necessário introduzir as propriedades não lineares dos materiais, como sendo o betão e o aço, pois o objetivo desta modelação é a realização da análise não linear (pushover). O comportamento não linear da estrutura é dado pela formação de rótulas plásticas nos elementos.

Definição do betão

Os valores característicos do betão, de acordo com a classe indicada no projeto, e que foram retirados do EC2 [21], são apresentados na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Características do betão

Classe	C20/25	C25/30	C30/37	C40/50
Módulo de elasticidade secante E_{cm} [GPa]	30	31	32	35
Tensão de compressão média do betão f_{cm} [GPa]	28	33	38	48
Extensão correspondente a tensão máxima ε_{cl} [%o]	2.0	2.1	2.2	2.3

Considerou-se o coeficiente de Poisson igual a 0.2 para todos os elementos em betão, o peso próprio igual a 25kN/m^3 e o valor de extensão última é de $\varepsilon_{cul} = 3.5[\%o]$

A relação constitutiva usada para o betão, ou seja, a relação tensão-deformação para análise estrutural não linear, segundo o EC2 [21], é dada pelo gráfico na Figura 3.4, sendo que o gráfico tensão-deformação é definido pela equação:

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta}$$

Em que:

$$\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cl}}$$

$$k = 1.05E_{cm} \times \frac{|\varepsilon_{cl}|}{f_{cm}}$$

f_{cm} é a tensão de compressão média do betão;

E_{cm} é o Módulo de Elasticidade secante do betão entre 0 e $0.4 f_{cm}$;

ε_{cl} é a extensão correspondente a tensão máxima.

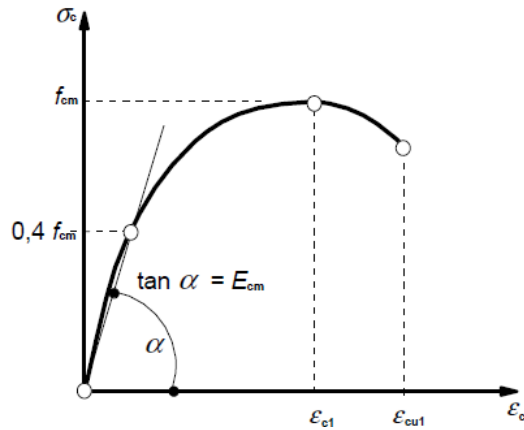


Figura 3.4 - Relação tensão-extensão [21]

A Figura 3.5 mostra a curva de tensão e deformação do betão no SAP2000.

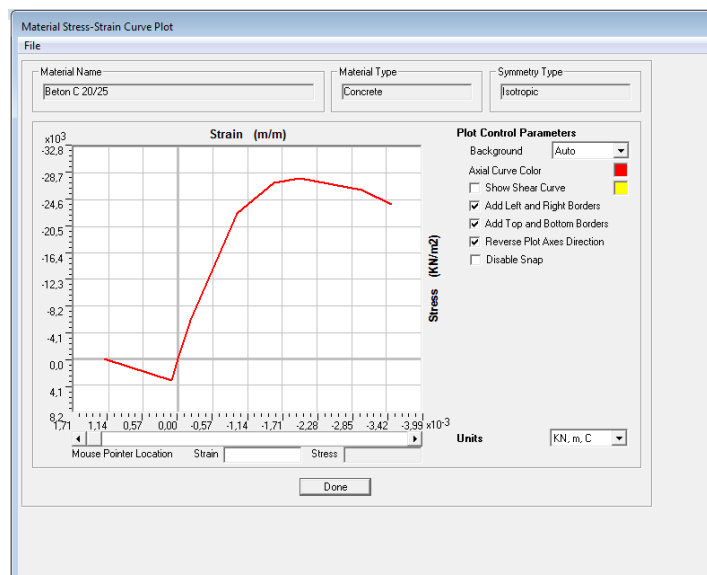


Figura 3.5 - Curva de tensão-extensão do betão, SAP2000

Definição do Aço

Para as armaduras considerou-se o aço A500NR com as seguintes características:

- Valor de cálculo da tensão de cedência $f_{yk} = 500MPa$,
- Tensão última de $f_{uk} = 500MPa$,
- Módulo de elasticidade de $E = 210GPa$,
- Coeficiente de Poisson $\nu = 0.3$.
- $\epsilon_{yk} = 2.1\%$
- $\epsilon_{uk} = 11\%$

A Figura 3.6 representa o gráfico de tensão-extensão do aço no programa de cálculo automático SAP2000.

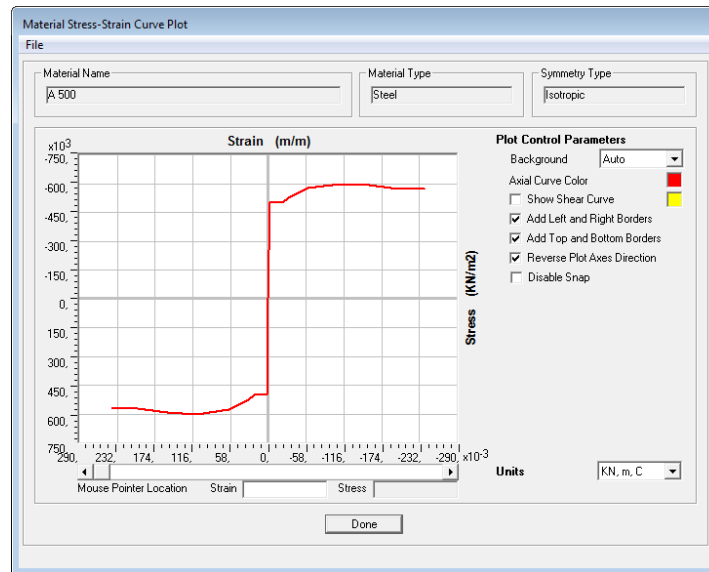


Figura 3.6 – Gráfico de tensão-extensão do aço, SAP2000

3.3.2. Vigas e pilares

As vigas e os pilares foram modelados tridimensionalmente, utilizando o elemento de barra “frame”, sendo as respectivas seções desenhadas com recurso à ferramenta “*Section Designer*”, igual à definida no projeto da estrutura (com todas as armaduras), pois para a realização da análise pushover é necessário saber o momento de cedência destes elementos. Para as vigas pré-esforçadas, modelou-se os cabos do pré-esforço como “tendon” e adotou-se o betão de classe C40/50 e para as restantes vigas e pilares adotou-se o betão C25/30.

3.3.3. Lajes

As lajes do edifício foram modeladas no programa SAP2000, como elementos de “*Shell-thin*”, com uma espessura de 0.20 m nos pisos em geral e 0.15 m na cobertura. Estas são apoiadas em vigas, sendo a ligação laje-viga realizada com base no “*constraint body*” entre os pontos dos elementos, tal como nas ligações entre pilares e vigas. Considerou-se lajes de betão de classe C30/37.

3.3.4. Muro de contenção e paredes resistentes

Por seu lado, os muros de contenção foram modelados como elementos “*Shell-thick*”, com 0.25 m de espessura, e foram ligados à estrutura através de um elemento do tipo membrana, com 0.2 m de espessura.

As paredes resistentes foram também modeladas como elementos “*Shell-thick*”, com 0.20 m ou 0.40 m de espessura, conforme o caso.

3.3.5. Diafragmas rígidos nos pisos

Na modelação do edifício considerou-se a existência de um diafragma rígido ao nível dos pisos. Segundo o EC8 [10], o comportamento de diafragma ao nível dos pisos potencia um bom desempenho sísmico, pois este permite distribuir as forças pelos vários elementos verticais resistentes, conferindo ao piso um comportamento de corpo rígido no seu plano e uma ligação eficaz das lajes aos elementos verticais. Assim, cada andar do diafragma é rígido em seu próprio plano e tem três graus de liberdade.

Segundo [13], é de extrema importância garantir este efeito nos pisos e cobertura, uma vez que esta estrutura é pré-fabricada e apresenta pórticos transversais. Assim, é possível solidarizar os pórticos consecutivos e garantir um melhor funcionamento da estrutura a ações sísmicas. Se as estruturas não possuírem esta condição nos pisos e cobertura, não será possível redistribuir os esforços pelos pilares e paredes de diferentes pórticos. Assim, a sua resistência aos sismos poderá ser mais reduzida.

3.4. Modos de vibração

Os modos de vibração apenas apresentam a configuração da estrutura para uma determinada frequência, dependendo apenas da massa, da rigidez dos elementos e do número de graus de liberdade. Segundo o EC8 [10], devem ser consideradas as respostas de todos os modos de vibração que contribuem significativamente para a resposta global da estrutura e, a soma das massas modais efetivas para os modos considerados devem representar pelo menos 90% da massa da estrutura. A participação modal da massa é a indicação da participação da massa da estrutura no modo n.

Tendo em conta, a complexidade da estrutura, a forma trapezoidal da laje, a distribuição desigual da rigidez, a definição complexa dos seus elementos e das suas ligações, definidas no programa de cálculo automático, o modelo a utilizar torna-se complexo e, neste caso, é difícil atingir o modo de participação necessária, isto é, os 90%. Note-se que, para alcançar a participação da massa requerida, foi necessário considerar os primeiros 40 modos de vibração modais (Anexo B). Na Tabela 3.2, apresentam-se os valores obtidos no programa de cálculo automático, na análise modal efetuada, apenas para os 5 primeiros modos.

Tabela 3.2 - Fator de participação modal da massa

Modos	Período (s)	Frequência (Hz)	Soma Ux	Soma Uy	Soma Rz
1	0.342549	2.9193	0.0189	0.62546	0.29111
2	0.238898	4.1859	0.44859	0.64531	0.31735
3	0.146759	6.8139	0.46201	0.64545	0.54475
4	0.108832	9.1885	0.46615	0.78997	0.62619
5	0.081304	12.299	0.5906	0.79103	0.63268
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
40	0.036511	27.389	0.9013	0.97256	0.86294

Entre os modos de vibração da estrutura determinados, verifica-se que o primeiro modo contribui significativamente para a ação sísmica na direção y e o segundo modo de vibração contribui na direção

x e o terceiro modo de vibração esta associada à rotação/torção. Na Figura 3.7 está representado o primeiro modo de vibração, encontrando-se os restantes modos no anexo B.

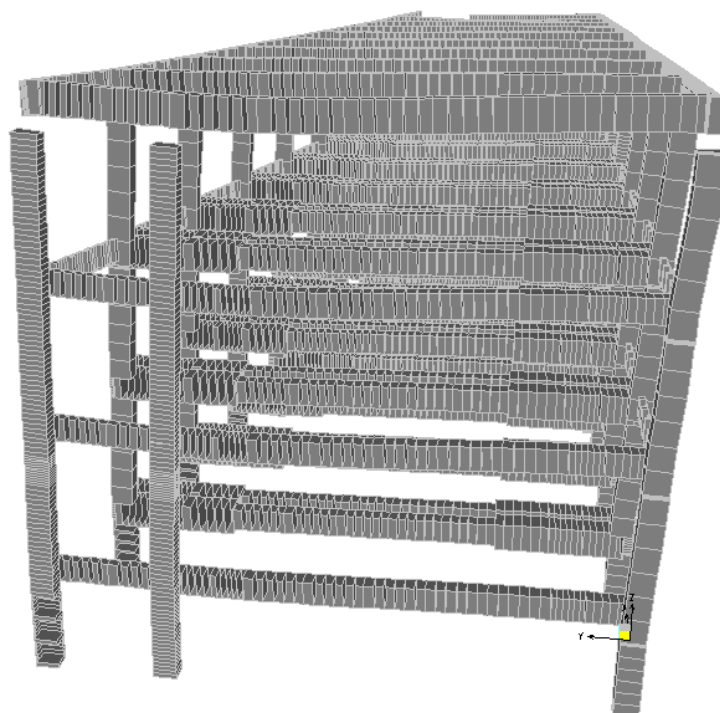


Figura 3.7 - Representação do modo de vibração 1 segundo direção y

3.5. Representação da ação sísmica

Segundo o EC8 [10], o movimento sísmico num dado ponto da superfície do terreno é representado por um espectro de resposta elástico de aceleração à superfície do terreno.

Como já fora mencionado, o edifício em estudo situa-se em Loures e destina-se a um armazém e parque de estacionamento, logo tem classe de importância II, situa-se num terreno do tipo A e apresenta coeficiente de comportamento de 2.5. Ademais, considerou-se um coeficiente de amortecimento de 5%, valor corrente para as estruturas de betão armado, e, conseqüentemente, $\eta = 1$.

A ação sísmica foi simulada a partir do espectro de resposta para o sismo do tipo 1 e do tipo 2. Na tabela seguinte estão representados os valores dos fatores tidos em conta para a análise sísmica de ambos os tipos de sismos, obtidos no Anexo Nacional do EC8 [10] (ver anexo A).

Tabela 3.3 - Fatores para a definição da ação sísmica

Ação Sísmica Tipo	Zona Sísmica	a_{gR} m/s^2	γ_I	a_g m/s^2	Tipo de Terreno	S_{max}	S	q	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]	β
1	1.3	1.5	1	1.5	A	1.0	1.0	2.5	0.10	0.60	2.0	0.20
2	2.3	1.7	1	1.7			1.0			0.25		

Com o objetivo de mostrar que só os 5 primeiros modos de vibração são os mais importantes na resposta da estrutura, gerou-se um espectro de potência de excitação para o sismo tipo 1 e tipo 2 considerados no presente trabalho (ver Figura 3.8 e Figura 3.9).

Com base numa observação analítica dos espectros de potência de excitação (ver Figura 3.8 e Figura 3.9) conclui-se que a ação sísmica 1 é mais condicionante para a estrutura. Assim sendo, a análise é feita com base nos resultados produzidos por um sismo do tipo 1. Para a ação sísmica tipo 1 (ver Figura 3.8), as frequências importantes atingem na sua maioria $\omega = 60 \text{ rad/s}$. Passando a frequência de $\omega = 60 \text{ rad/s}$ para uma frequência circular resulta $\omega = 9.54 \text{ Hz}$. Tem-se, então, com base nos modos de vibração apresentados na Tabela 3.2, que os cinco primeiros modos de vibração são os mais importantes na resposta da estrutura.

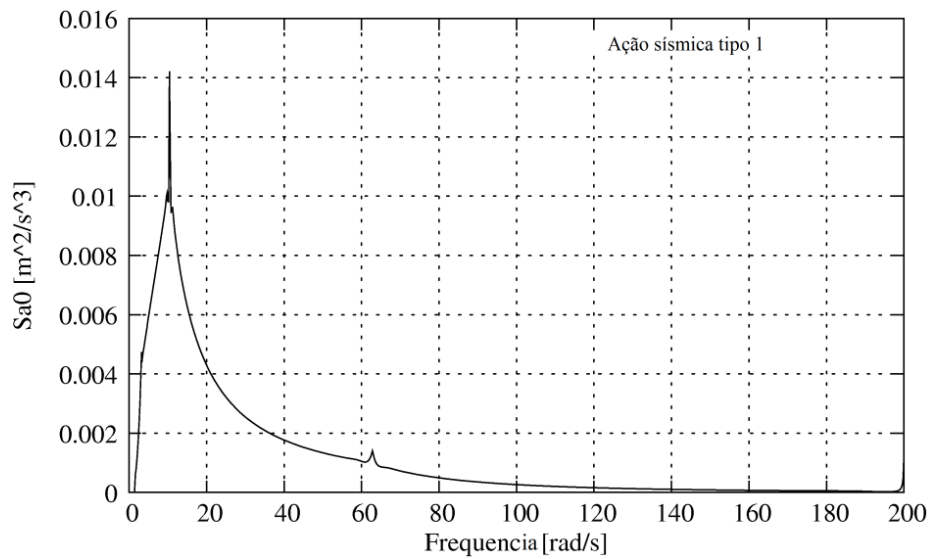


Figura 3.8 – Espectro de potência de excitação para ação sísmica tipo 1

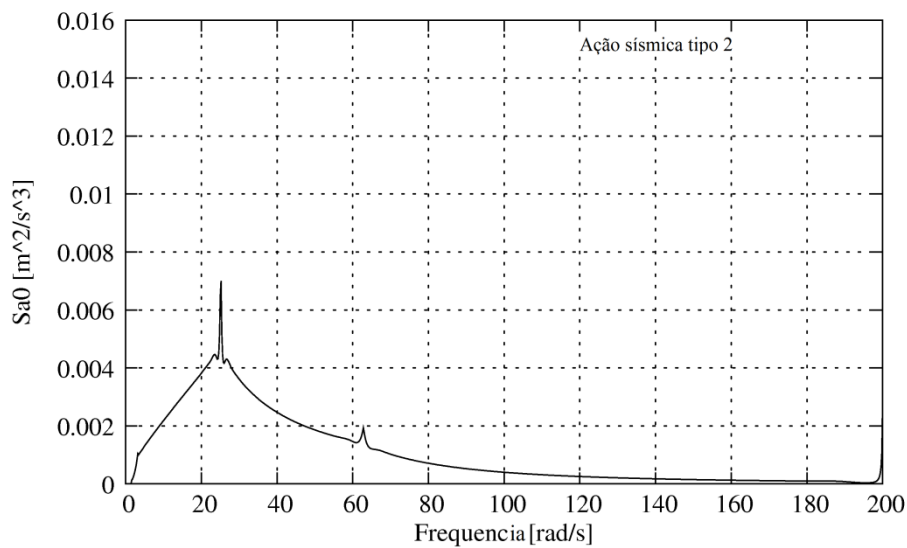


Figura 3.9 – Espectro de potência de excitação para a ação sísmica tipo 2

3.6. Análise pushover

Para a realização da análise pushover é necessário definir as características não lineares dos elementos, consequentemente, é necessário definir as propriedades não lineares dos materiais. Contudo, no SAP2000, para se determinar a resposta não linear, apenas é possível modelar a estrutura com recurso a modelos de plasticidade concentrada, isto é, a partir de rótulas plásticas. Estas são aplicadas nas extremidades dos elementos e considera-se que as propriedades fisicamente não lineares dos elementos estão concentradas nas suas extremidades [36].

3.6.1. Rótulas plásticas

As rótulas plásticas devem ter boas características de ductilidade e dissipação de energia, devendo, por isso, evitar roturas frágeis que poderão conduzir a um mecanismo de colapso progressivo, ou mesmo total, da estrutura. Note-se que, a formação de uma rótula plástica implica uma redistribuição de esforços numa estrutura hiperestática.

Para maximizar a capacidade de dissipação de energia é necessário a formação de um grande número de rótulas plásticas sem transformar a estrutura num mecanismo. Assim, é necessário colocar as rótulas plásticas nos sítios onde se espera que se desenvolvam maiores esforços e, portanto, maior plasticidade, como sendo zonas de ligação viga-pilar, pilar-fundação, etc [16].

Para a aplicação deste método, devem ser definidas as zonas em que ocorrem as rótulas plásticas, para que a estrutura tenha um comportamento adequado e desta forma seja possível obter um melhor controlo de danos. O conhecimento à priori das zonas em que irão ocorrer danos, permite melhores estimativas das exigências de ductilidade a impor às estruturas, um comportamento dúctil que evite as roturas frágeis ou a formação de mecanismos de colapso indesejados.

As rótulas foram definidas segundo os princípios indicados pelo FEMA273/274 [31], isto é, através da determinação da relação que traduz o comportamento não-linear esperado para cada ponto de plastificação. As zonas críticas associadas às vigas foram simuladas considerando apenas a contribuição do momento fletor (M3). As rótulas de flexão composta desviada (P-M2-M3) associadas ao comportamento dos pilares foram colocadas na extremidade superior e inferior (junto à ligação pilar-viga).

Uma vez que optou-se por rótulas automáticas no SAP2000, o programa considera o procedimento existente no regulamento dos Estados Unidos FEMA-356 [30], que define a relação força-deslocamento impondo relações bilineares com rigidez pós-cedência (ver Figura 3.10) [30, 37].

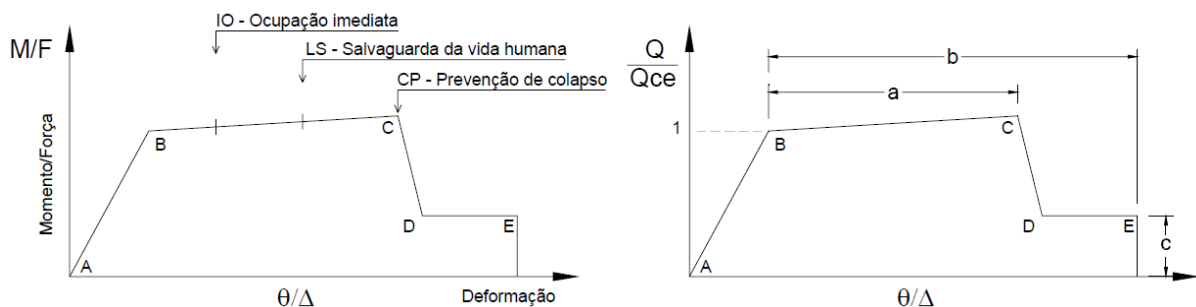


Figura 3.10 - Relação força-deslocamento generalizada para os elementos de betão armado [27, 30]

Na Figura 3.10 está representada a simplificação do modelo constitutivo utilizado para definir o comportamento dos diversos elementos e os critérios de deformação admissíveis. No primeiro tramo (AB) verifica-se uma resposta linear com um ponto de cedência (B). A inclinação do tramo BC, normalmente baixa (0-10% do valor da inclinação do regime elástico), representa fenómenos como o endurecimento. A linha CD representa a degradação da capacidade resistente e a linha DE corresponde à rotura do elemento. Neste gráfico é possível também observar os níveis de desempenho para três níveis de segurança: Ocupação Imediata (IO), Salvaguarda da Vida Humana (LS) e Prevenção do Colapso (CP) [27, 30] .

Segundo [30, 31], quando um edifício é submetido a uma ação sísmica e atinge o nível do Ponto de cedência (B), podem-se esperar danos mínimos ou nenhum dano nos seus elementos estruturais e não estruturais, a estrutura retém substancialmente a força e a rigidez inicial, edifício permaneça funcional durante e imediatamente após a ocorrência do sismo.

Para o nível de desempenho, Ocupação Imediata, pode-se esperar danos mínimos ou nenhum dano aos seus elementos estruturais e pequenos danos aos seus elementos não estruturais, o edifício permaneça funcional durante e imediatamente após a ocorrência de um sismo. A estrutura continua essencialmente com a resistência e rigidez que tinha antes da ocorrência do sismo, ou seja, não se verificam grandes deformações e a resposta da estrutura está centrada no domínio elástico. O nível de desempenho, Salvaguarda da vida humana, a estrutura pode apresentar danos muito significativos, mas permanece com alguma margem contra qualquer colapso parcial ou total, a estrutura pode ser reabilitada mas pode ser economicamente inviável. Finalmente, o nível de desempenho, Prevenção do Colapso, implica que o edifício está a beira dum colapso parcial ou total, ou seja, esta no seu limite de capacidade última e a sua reparação é praticamente inexecutável [27, 30, 31].

3.6.2. Curva de capacidade

A curva de capacidade resistente relaciona a força de corte basal (esforço transversal na base da estrutura) com o deslocamento do nó de controlo (geralmente no topo do edifício), através da aplicação progressiva do padrão de carga lateral até que o desempenho requerido seja atingido e associado ao deslocamento máximo. À medida que o carregamento vai aumentando, diferentes elementos do edifício vão entrando em cedência, diminuindo assim a rigidez global da estrutura. Assim, a partir das curvas de capacidade, é possível identificar vários parâmetros na resposta sísmica de estruturas analisadas, tais como a variação da rigidez com o aumento da carga, e informação sobre como a estrutura se comporta no regime não-linear [38].

3.6.3. Aplicação das forças laterais

Após a definição das características não lineares dos materiais, para fazer a análise pushover, foi necessário determinar a carga lateral, que vai empurrar a estrutura até atingir o deslocamento alvo pretendido. Note-se que, a escolha da distribuição de forças é muito importante, pois esta representa a distribuição das forças de inércia resultantes de uma ação sísmica.

O tipo de carga pode ser uniforme ou modal. A opção uniforme corresponde à força lateral, aplicada num determinado nó, proporcional à massa e a opção modal corresponde à força lateral aplicada num determinado nó, proporcional à massa e ao deslocamento modal normalizado em relação a um nó de controlo. No presente trabalho foi escolhida a segunda opção, tendo-se depois empurrado a estrutura segundo os modos de vibração e para cada direção positiva e negativa. A análise termina quando o deslocamento do nó de controlo atingir o valor indicado [36].

4. Capítulo - Análise de resultados

4.1. Resultado da análise pushover

Após a modelação da estrutura e definição das propriedades dos materiais, procede-se à análise pushover. Tal como foi mencionado no capítulo 3, os 5 primeiros modos de vibração são os mais importantes para a resposta da estrutura, portanto, apesar de a estrutura ter atingido os 90% da participação da massa ao fim dos 40 modos de vibração só serão analisados os primeiros 5 modos de vibração.

Considerando a distribuição das forças laterais do tipo modal, a análise dos 5 modos de vibração será realizada, segundo a direção do modo. Tome-se, como exemplo, o 1º modo em que a força será aplicada na direção y, tanto no sentido negativo como no sentido positivo de forma a comparar os respetivos mecanismos de colapso e as curvas de capacidade. A análise dos restantes modos procede-se de igual forma segundo a direção do modo (ver Tabela 4.1), uma vez que a estrutura não é simétrica e, por isso, as forças laterais têm impactos sobre a estrutura e mecanismos de colapso diferentes (nos dois sentidos).

Tabela 4.1 – Direção dos modos de vibração

Modo	Direção
Modo 1	Y
Modo 2	X
Modo 3	Torção
Modo 4	Y
Modo 5	X

A análise pushover realizada neste trabalho é de acordo com o método N2 do EC8, Anexo B, que está descrito na seção 2.6 do capítulo 2 do presente trabalho. Este prevê a utilização de um processo iterativo para a idealização da curva bilinear, quando o deslocamento alvo d_t^* do sistema equivalente de 1GDL é muito diferente do deslocamento d_m^* , o deslocamento a partir do qual a estrutura começa a plastificar.

4.1.1. Análise modal pushover para o primeiro modo

Para a análise modal pushover do primeiro modo definiu-se o deslocamento de controlo (no topo da estrutura nó 172) como sendo 0.12 m, a estrutura foi empurrada até atingir este deslocamento. As cargas foram aplicadas separadamente, no sentido positivo e no sentido negativo e, como é possível observar na Tabela 4.2, a formulação das rótulas plásticas é diferente nos dois sentidos.

Tabela 4.2 – Análise pushover para o 1º modo, comparação do número de rótulas (sentido positivo e negativo)

Análise pushover modal para o 1º modo	Sentido positivo	Sentido negativo
Deslocamento no nó de controlo (U2)	-0.11762 m	0.119776 m
Número de passos (tempo)	28	28
Número de rótulas totais	418	418
Nrº de rótulas de Ocupação imediata	27	34
Nrº de rótulas de Salvação de vidas humanas	1	3
Nrº de rótulas de Prevenção do colapso	13	22
Nrº de rótulas de Colapso	1	0
Nrº de rótulas de Dano	0	0

Como se pode observar na tabela acima, a estrutura não atingiu o deslocamento controle definido, embora os valores atingidos sejam muito próximos, isto deve ter acontecido por o programa ter considerado o colapso da estrutura. Para que se conheça melhor o comportamento do modo 1, ou seja, as posições das rótulas plásticas e a sua distribuição, foi ainda necessário observar a estrutura em 3D, exemplificadas na Figura 4.1 e na Figura 4.2. A Tabela 4.3 contém a legenda das cores presentes nas figuras, para melhor compreensão das mesmas, estas representam os níveis de desempenho da estrutura no programa de cálculo.

Tabela 4.3 – Legenda das cores das rótulas plásticas do SAP2000

B	Ponto de cedência
IO	Ocupação Imediata
LS	Salvação da vida humana
CP	Prevenção de colapso
C	Colapso
D	Dano
E	Error

As Figura 4.1 e Figura 4.2 identificam as zonas de possível formação das rótulas plásticas na estrutura.

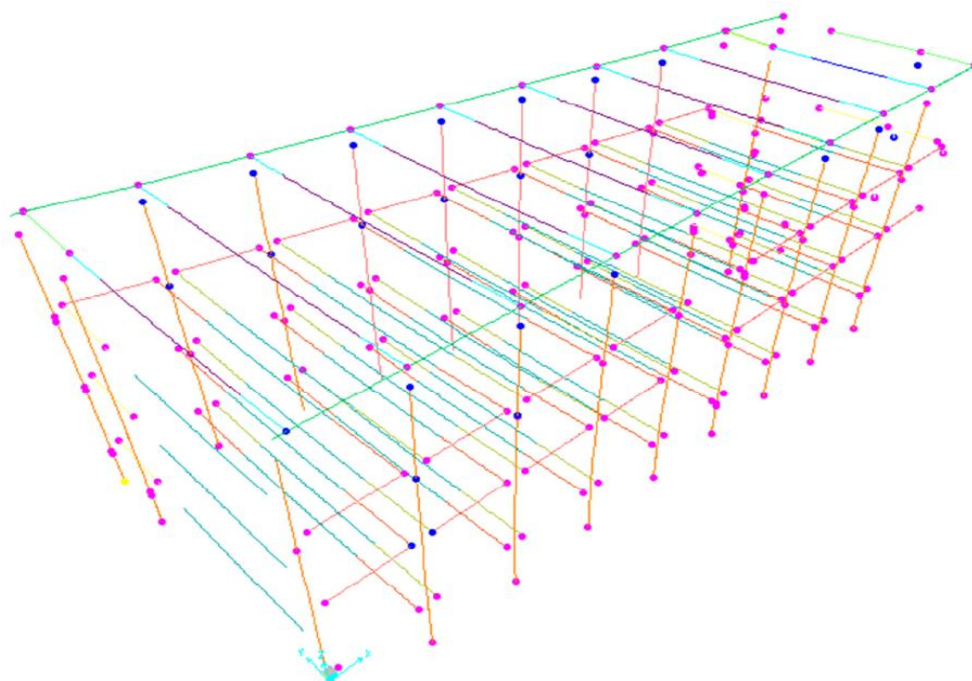


Figura 4.1 – Formação de rótulas plásticas para o 1º modo – sentido positivo

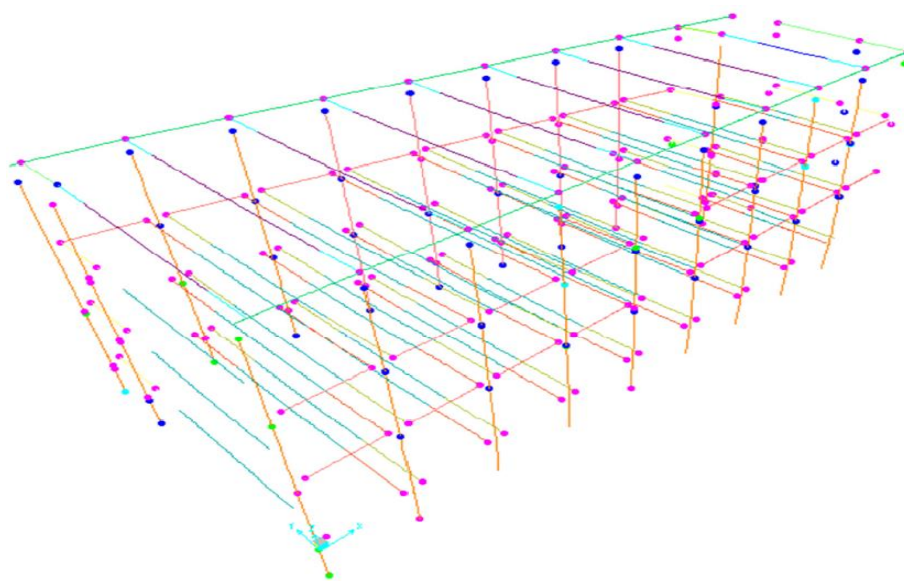


Figura 4.2- Formação de rótulas plásticas para o 1º modo - sentido negativo

De seguida, recorrendo ao método N2 do EC8 [10], parte 1 anexo B, descrito na seção 2.6 do presente trabalho, determinou-se o deslocamento alvo.

Primeiro definiu-se a curva de capacidade resistente que relaciona as forças de corte na base com o deslocamento no topo do edifício (ver Figura 4.3). A curva de capacidade foi definida nos sentidos negativo e positivo, mas, de forma a comparar o desenvolvimento da curva nos dois sentidos tornaram-se todos os valores como positivos e mudou-se o referencial, começando, assim, as duas curvas no ponto 0.

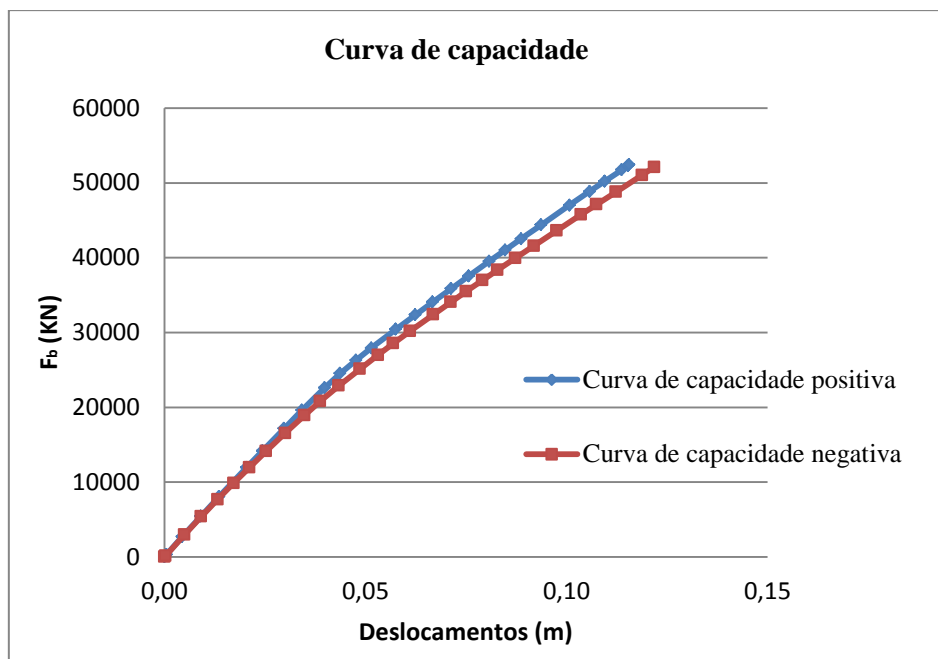


Figura 4.3 - Curva de capacidade para o 1º modo segundo direção y - sentido negativo e positivo

Analisando as curvas de capacidade para o primeiro modo, verifica-se que estas inicialmente começam juntas no ramo elástico, começando a separar-se ligeiramente após a formação da primeira rótula plástica no sentido negativo, sendo que para uma mesma força, os deslocamentos são maiores.

Após a determinação da curva de capacidade, procedeu-se ao cálculo do fator de transformação (ver Tabela 4.4), de forma a ser possível calcular a estrutura de 1GDL equivalente, e a partir desta calcular o deslocamento alvo. Convém, no entanto, salientar que as forças laterais F_i e os deslocamentos Φ_i devem primeiro ser normalizados, e que a massa m_i é do piso i .

$$F_i = m_i \Phi_i$$

Tabela 4.4 – Determinação do fator de transformação para o 1º modo

Piso	U2 [m]	Φ	F [kN]	m [t] = $\frac{F}{9.81}$	F_i [kN]	$m^* [t] = \sum F_i$	$m_i \Phi_i^2$	$\sum m_i \Phi_i^2$	Γ
4	-0.0252	1	6200	632.0	632.0	2326.16	632.0	1499.7	1.55
3	-0.0163	0.6467	15400	1569.8	1015.2		656.5		
2	-0.0091	0.3591	15410	1570.9	564.2		202.6		
1	-0.0019	0.0743	15155	1544.9	114.8		8.53		
0	0	0	855	87.2	0.00		0.00		

A partir das equações 2.46 e 2.47, do fator de transformação e da curva de capacidade, obtiveram-se os valores apresentados na Tabela 4.5.

Tabela 4.5 – Determinação dos valores para a estrutura de 1GDL equivalente para o 1º modo

Sentido positivo				Sentido negativo			
NGDL		1GDL		NGDL		1GDL	
F_y [kN]	52424	F^* [kN]	33797.27	F_y [kN]	52102	F^* [kN]	33589.75
d_n [m]	-0.1156	$d^* = d_m$ [m]	-0.0745	d_n [m]	0.1218	$d^* = d_m$ [m]	0.0785

De seguida, encontram-se representadas as curvas de capacidade resistente da estrutura de 1GDL nos sentidos negativo e positivo com as respetivas curvas bilineares de idealização. Como se usou o método iterativo para se poder definir a resposta da estrutura para a ação sísmica considerada, representa-se no mesmo gráfico (ver Figura 4.4 e Figura 4.5) a curva de idealização 2, pois neste caso só foram necessárias duas iterações. A curva bilinear idealizada é um passo muito importante para a resposta da estrutura pois diferentes aproximações conduzirão a respostas diferentes para a estrutura em relação ao mesmo sismo.

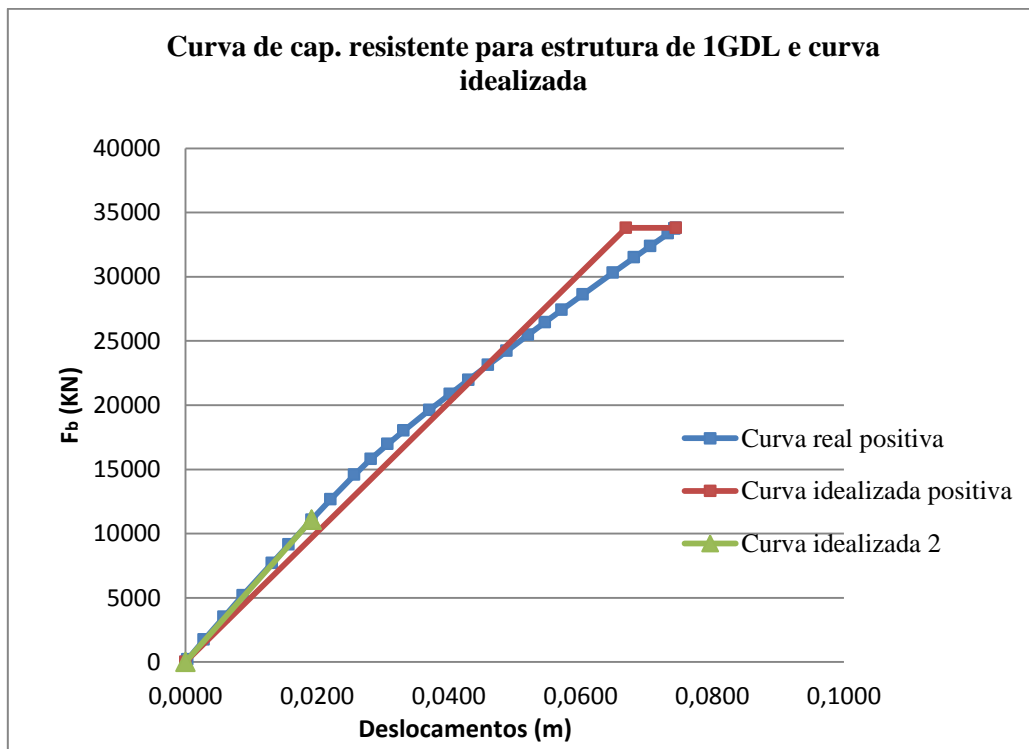


Figura 4.4 - Curva de capacidade resistente e idealizada para o sistema de 1GDL equivalente, no sentido positivo, para o 1º modo

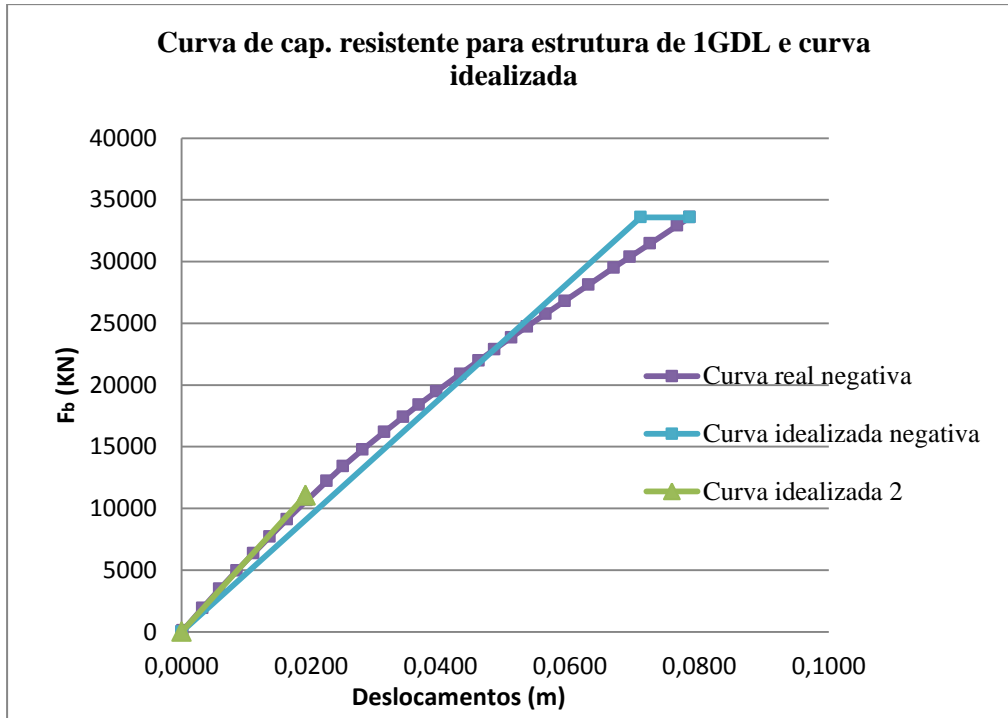


Figura 4.5 - Curva de capacidade resistente e idealizada para o sistema de 1GDL equivalente, no sentido negativo, para o 1º modo

Os valores para a curva idealizada para as duas iterações são:

Tabela 4.6 - Força e deslocamento de cedência da curva de capacidade idealizada de 1GDL para o 1º modo

Sentido positivo			
d_y[m]	0.066934	F_y* [KN]	33797.268
d_{y2}[m]	0.01916	F_{y2}* [KN]	11070.28
Sentido negativo			
d_y[m]	0.0709	F_y* [KN]	33589.75
d_{y2}[m]	0.01916	F_{y2}* [KN]	11070.28

A partir da equação 2.49 obteve-se o período do sistema de 1GDL equivalente:

Tabela 4.7 – Período da estrutura de 1GDL equivalente para o 1º modo

Sentido	Positivo	Negativo
T₁* (s)	0.4265	0.440376
T₂* (s)	0.3987	0.39867

Em função das características sísmicas do local onde se localiza a estrutura (ver Tabela 3.3), constatou-se, que:

$$T_B \leq T^* \leq T_C$$

Onde,

$$T_B = 0.10$$

$$T_C = 0.6$$

Logo segundo o EC8 trata-se de um período curto (ver Figura 4.6).

E, segundo o anexo A, o valor do espectro de resposta elástico, $S_e(T^*)$, é dado por:

$$S_e(T^*) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 = 3.75$$

Sendo

$$\frac{F_y^*}{m^*} = 14.53 \geq S_e(T^*)$$

De acordo com o EC8 [10], conclui-se, assim, que a resposta da estrutura está somente no domínio elástico para os dois sentidos (ver Figura 4.6).

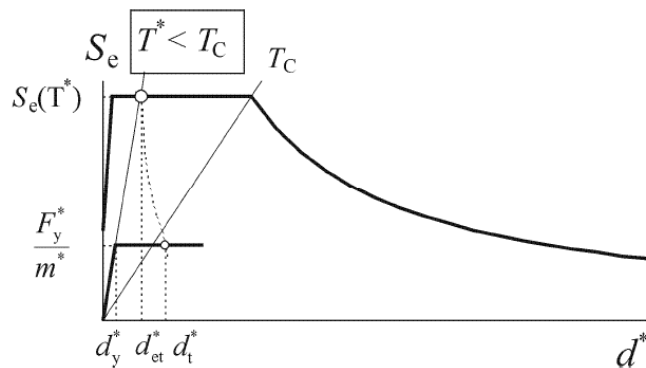


Figura 4.6 – Determinação do deslocamento alvo do sistema de 1GDL para períodos curtos [10]

A partir das equações 2.50, e 2.51, obteve-se:

Tabela 4.8 – 1ª Iteração para o cálculo do deslocamento alvo para o 1º modo

	1ª Iteração para o sentido positivo	1ª Iteração para o sentido negativo
$S_e(T)$	3.750 m/s	3.750 m/s
d_{et}^*	0.0173 m	0.01842 m
d_t^*	0.0173 m	0.01842 m

Após ter-se comparado o deslocamento d_t^* com o deslocamento d_m^* (ver Tabela 4.9) verificou-se que os valores divergiam muito, quer no sentido positivo quer no sentido negativo. Assim, optou-se por substituir o valor de d_m^* por um valor próximo de d_t^* . Repetiu-se, de seguida, de forma iterativa, até que a diferença entre d_m^* e d_t^* se tornasse pequena, obtendo-se assim um novo valor de d_t^* . Neste caso só foi necessário fazer duas iterações, sendo que na Figura 4.4 e na Figura 4.5 estão representadas as curvas de idealização bilinear da segunda iteração.

Tabela 4.9 – Comparação dos deslocamentos para o 1º modo

Sentido	d_t^* [m]	d_m^* [m]
Positivo	0.0173	0.0745
Negativo	0.0184	0.0785

Após o cálculo do novo d_t^* , determinou-se o deslocamento alvo para a estrutura de NGDL, com base na equação 2.55. Os resultados obtidos encontram-se na Tabela 4.10.

Tabela 4.10 – Deslocamento alvo para o 1º modo

	2ª Iteração	2ª Iteração
Se (T)	3.750 m/s	3.750 m/s
det*	0.0151m	0.01510 m
dt*	0.01509m	0.01510 m
Γdt^*	0.02342 m	0.02342 m

4.1.2. Análise modal pushover para o segundo modo

A análise modal pushover foi realizada de forma análoga para o segundo modo, com a exceção que neste caso a análise foi feita segundo a direção x e o deslocamento controlo (no topo da estrutura) é de 0.045m.

Na Tabela 4.11, podemos observar a formação das rótulas no 2º modo segundo os sentidos positivo e negativo e, nas Figura 4.7 e Figura 4.8, os mecanismos de colapso da estrutura nos sentidos negativo e positivo, respetivamente.

Tabela 4.11 – Análise pushover para o 2º modo, comparação do número de rótulas (sentido positivo e negativo)

Análise pushover modal para o 2º modo	Sentido positivo	Sentido negativo
Deslocamento no nó de controlo (U2)	0.044385 m	-0.0456 m
Número de passos (tempo)	22	27
Número de rótulas total	418	418
Nrº de rótulas Ocupação imediata	10	10
Nrº de rótulas de Salvação de vidas humanas	2	0
Nrº de rótulas de Prevenção do colapso	4	4
Nrº de rótulas de Colapso	0	0
Nrº de rótulas Dano	0	0

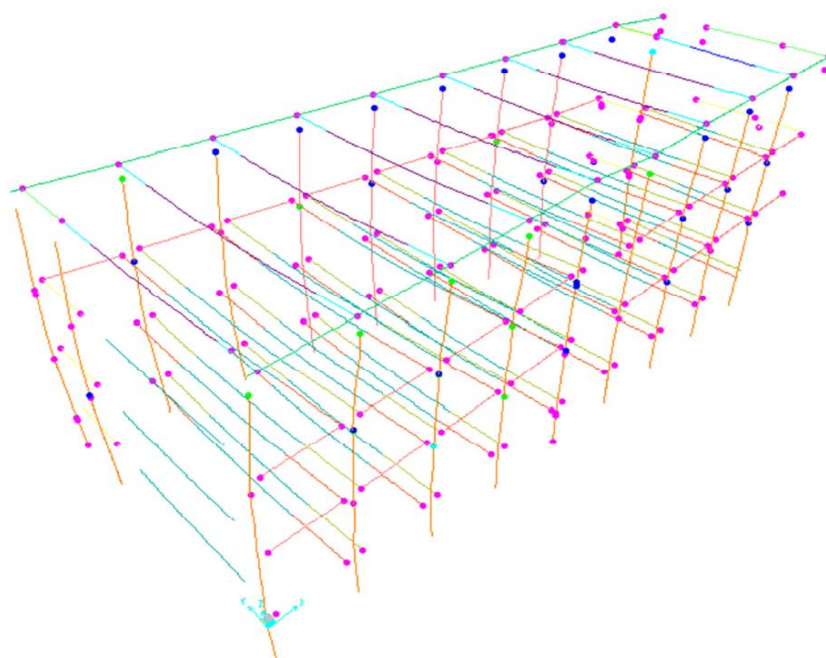


Figura 4.7 - Formação de rótulas plásticas para o 2º modo – sentido positivo

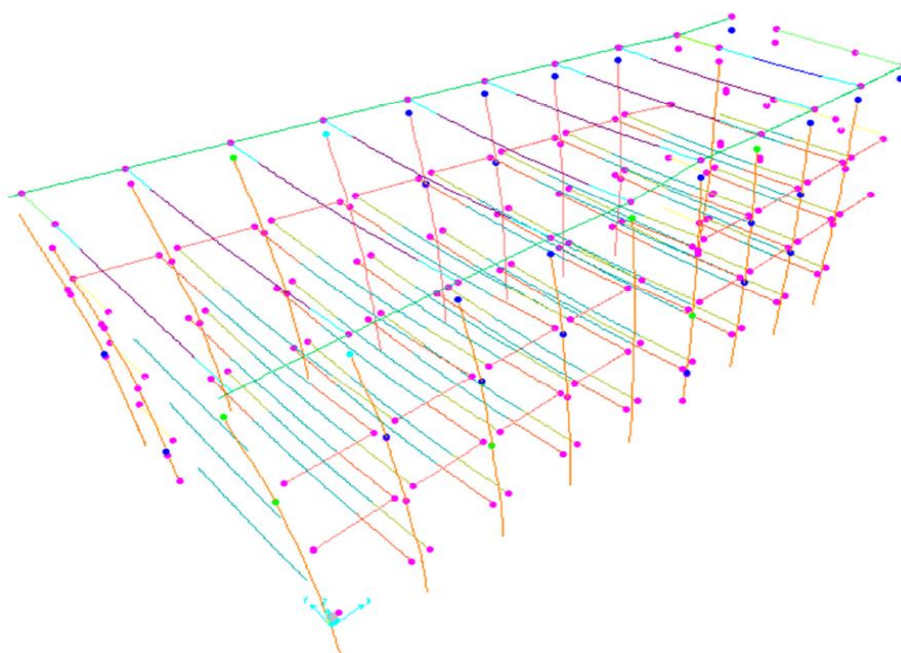


Figura 4.8 - Formação de rótulas plásticas para o 2º modo – sentido negativo

A Figura 4.9 mostra a curva de capacidade resistente da estrutura na direção x para o segundo modo no sentido positivo e negativo.

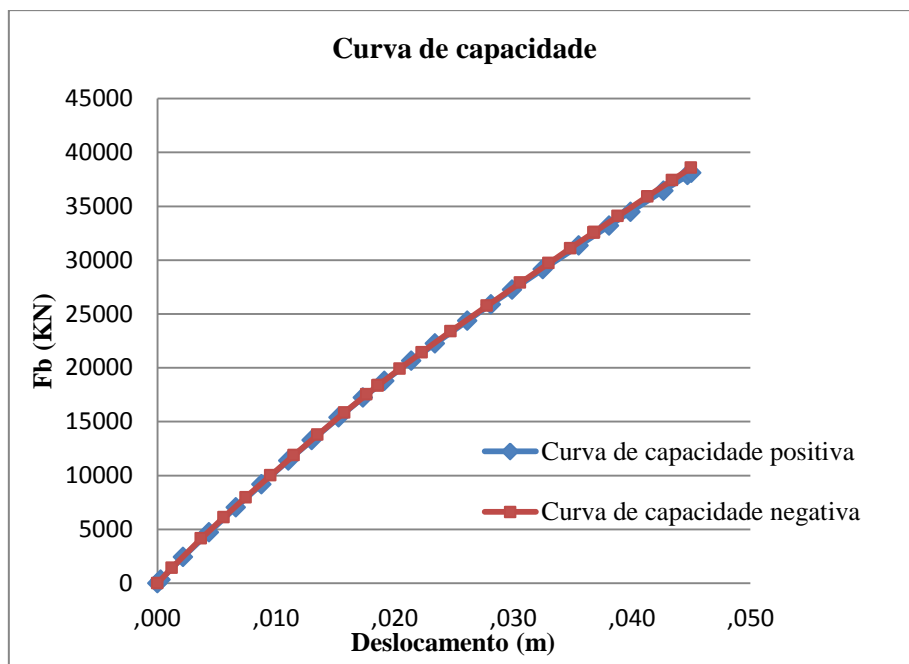


Figura 4.9 - Curva de capacidade para o 2º modo segundo direção x - sentido positivo e negativo

No segundo modo as curvas de capacidade, positiva e a negativa, desenvolvem-se da mesma forma, sendo assim considerou-se apenas a curva positiva para a determinação da resposta da estrutura.

Após a determinação da curva de capacidade para o 2º modo, procedeu-se ao cálculo do fator de transformação (Tabela 4.12), de forma a poder calcular os parâmetros necessários para a definição da estrutura de 1GDL equivalente.

Tabela 4.12 - Determinação do fator de transformação para o 2º modo

Piso	U1 [m]	Φ	F [kN]	$m [t] = \frac{F}{9,81}$	F_i [kN]	$m^* [t] = \sum F_i$	$m_i \Phi_i^2$	$\sum m_i \Phi_i^2$	Γ
4	0.0283	1	6200	632.0	632.0	1891.1	632.0	1195.8	1.58
3	0.0157	0.5549	15400	1569.8	871.1		483.4		
2	0.0064	0.2252	15410	1570.9	353.7		79.7		
1	0.0006	0.0222	15155	1544.9	34.2		0.76		
0	0	0	855	87.2	0.0		0.0		

A partir das equações 2.46 e 2.47, do fator de transformação e da curva de capacidade obtiveram-se os valores apresentados na Tabela 4.13.

Tabela 4.13 - Determinação dos valores para a estrutura de 1GDL equivalente para o 2º modo

	NGDL		1GDL
F_y [kN]	38089.81	F^* [kN]	24085.86
d_n [m]	0.045	$d^* = d_m$ [m]	0.0285

De seguida encontram-se representadas as curvas de capacidade resistente da estrutura de 1GDL nos sentidos negativo e positivo com a respetiva curva bilinear idealizada. Como se usou o método iterativo para se poder definir a resposta da estrutura para a ação sísmica considerada, representa-se no mesmo gráfico (ver Figura 4.10) a curva de idealização 2, pois neste caso só foram necessárias duas iterações.

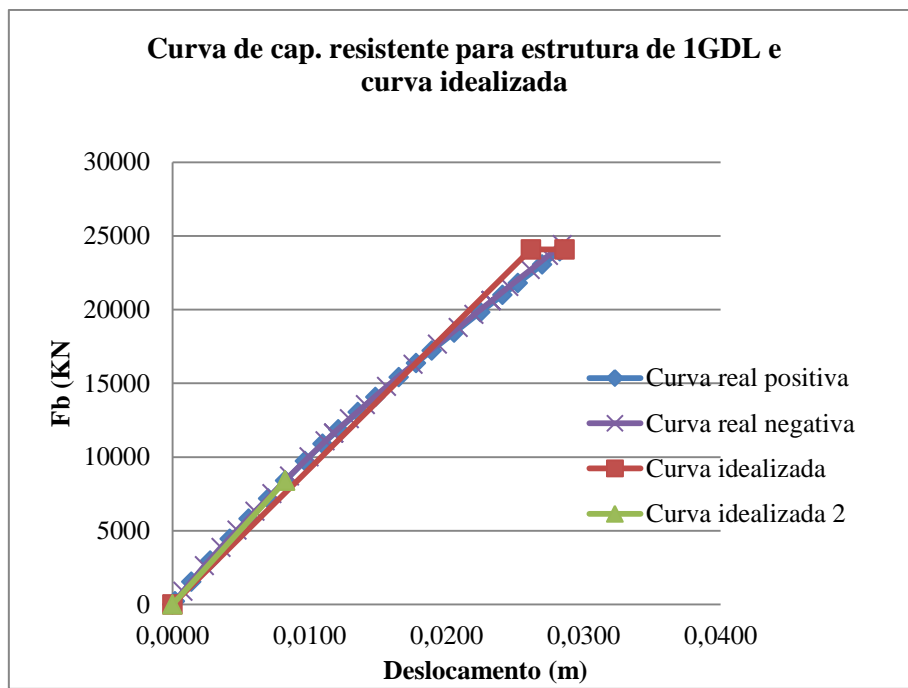


Figura 4.10 - Curva de capacidade resistente e idealizada para o sistema de 1GDL para o 2º modo

Os valores para a curva de idealizada para as duas iterações são:

Tabela 4.14 – Força e deslocamento de cedência da curva idealizada de 1GDL para 2º modo

d_y [m]	0.02605	F_y^* [kN]	24085.86
d_{y2} [m]	0.00823	F_{y2}^* [kN]	8390.29

Com base na equação 2.49 obteve-se o período do sistema de 1GDL equivalente:

Tabela 4.15 - Período da estrutura de 1GDL equivalente para o 2º modo

T^* (s)	0.2847
T_2^* (s)	0.2706

Em função das características sísmicas do local em que estrutura se encontra (ver **Erro! A origem da eferência não foi encontrada.**), constatou-se, então, que

$$T_B \leq T^* \leq T_C$$

Onde,

$$T_B = 0.10$$

$$T_C = 0.6$$

e do anexo A determinou-se o valor de $S_e(T^*)$.

Sendo:

$$\frac{F_y^*}{m^*} = 12.74 \geq S_e(T^*)$$

De acordo com o EC8 [10], conclui-se, assim, que a resposta da estrutura está somente no domínio elástico.

A partir das equações 2.50 e 2.51, tem-se:

Tabela 4.16 - 1ª Iteração para o cálculo do deslocamento alvo para o 2º modo

1ª Iteração	
$S_e(T)$	3.750 m/s
d_{et}^*	0.0077 m
d_t^*	0.0077 m

Após ter-se comparado o deslocamento $d_t^* = 0.0077 m$ com o deslocamento $d_m^* = 0.0285m$, verificou-se que estes divergiam muito em valor. Assim, optou-se por substituir o valor de d_m^* por um valor próximo de d_t^* . Repetiram-se os cálculos de forma iterativa, até que a diferença entre d_m^* e d_t^* se tornasse pequena, obtendo-se assim um novo valor de d_t^* . Neste caso só foi necessário fazer duas iterações. Na Figura 4.10 encontra-se a segunda curva de idealização.

Determinado o novo d_t^* , calculou-se, com base na equação 2.55, o deslocamento alvo para a estrutura de NGDL, $\Gamma d_t^* = 0.01099m$, (ver Tabela 4.17).

Tabela 4.17 - Deslocamento alvo para o 2º modo

2ª Iteração	
$S_e(T)$	3.750 m/s
d_{et}^*	0.0070 m
d_t^*	0.00696 m
Γd_t^*	0.01099 m

4.1.3. Análise modal pushover para o terceiro modo

A análise modal pushover foi realizada de forma análoga para o terceiro modo, com a exceção que neste caso a análise foi feita segundo a torção, o deslocamento controlado será a rotação $R_3 = 0.001 \text{ rad}$.

Na Tabela 4.18, é possível observar a formação das rótulas do 3º modo segundo os sentidos positivo e negativo e, na Figura 4.11 e na Figura 4.12, os mecanismos de colapso da estrutura nos sentidos negativo e positivo, respetivamente.

Tabela 4.18 – Análise pushover para o 3º modo, comparação do número de rótulas (sentido positivo e negativo)

Análise pushover modal para o 3º modo	Sentido positivo	Sentido negativo
Deslocamento no nó de controlo (R3)	-0.000998 rad	0.001002 rad
Número de passos (tempo)	19	18
Número de rótulas total	418	418
Nrº de rótulas de Ocupação imediata	5	8
Nrº de rótulas de Salvação de vidas humanas	0	5
Nrº de rótulas de Prevenção do colapso	5	2
Nrº de rótulas de Colapso	0	0
Nrº de rótulas de Dano	0	0

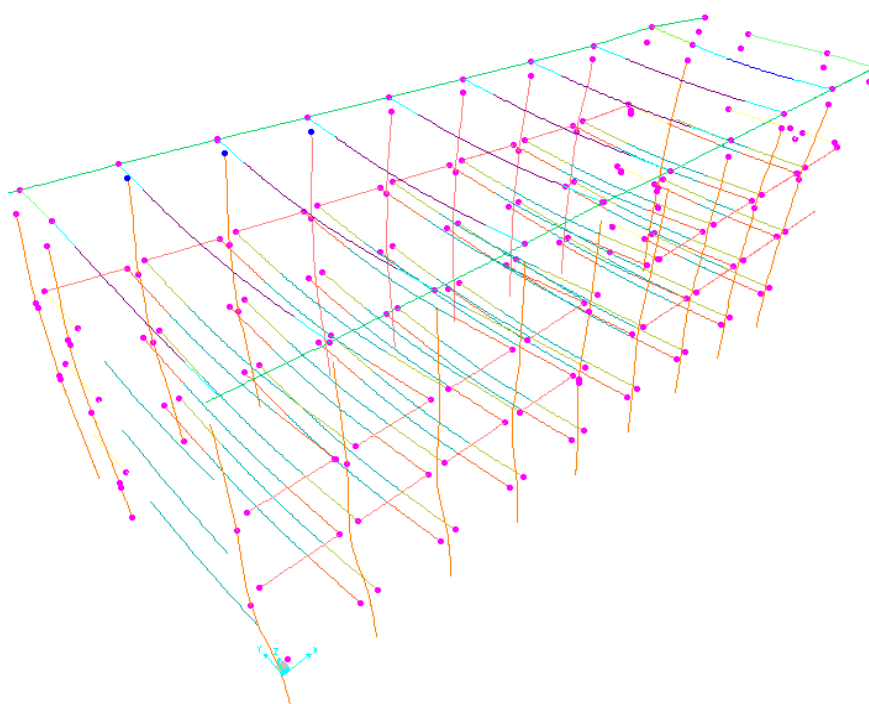


Figura 4.11 - Formação de rótulas plásticas para o 3º modo – sentido positivo

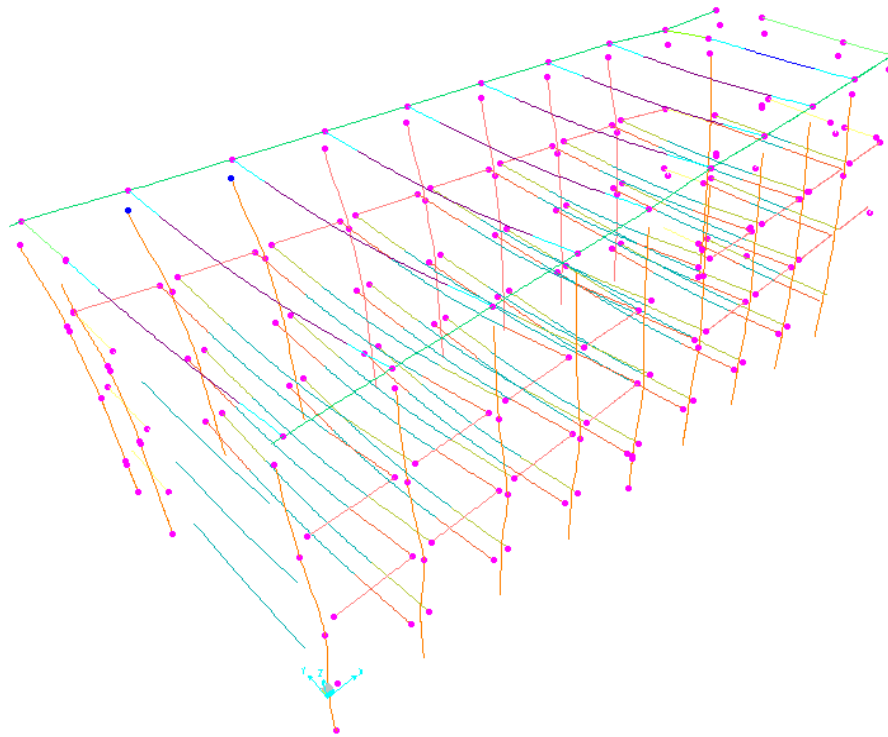


Figura 4.12 - Formação de rótulas plásticas para o 3º modo – sentido negativo

A Figura 4.13 mostra a curva de capacidade resistente da estrutura para a torção para o terceiro modo.

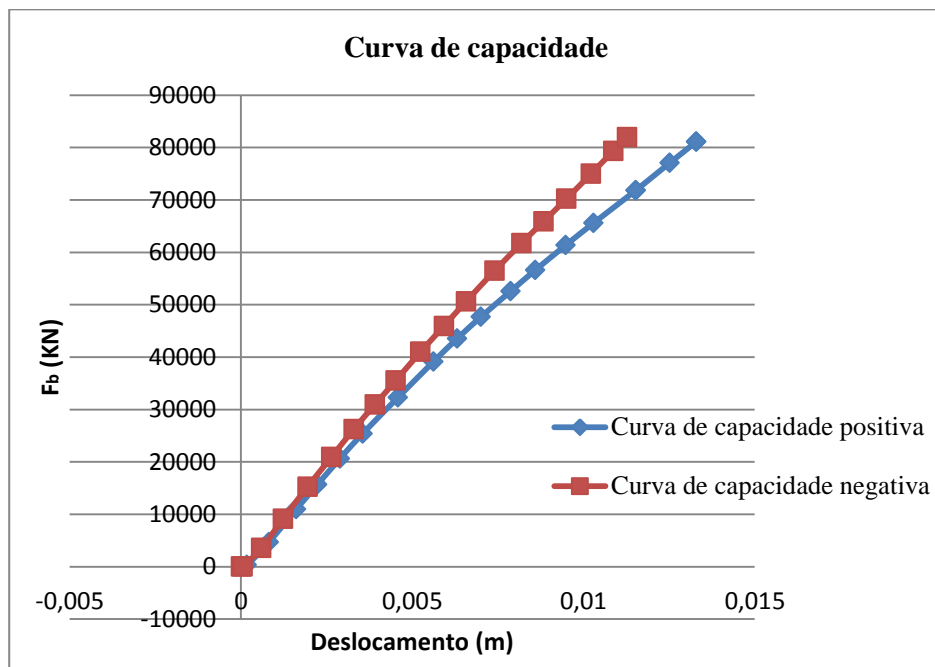


Figura 4.13 - Curva de capacidade para o 3º modo, torção

Analisando as curvas de capacidade para o terceiro modo, verifica-se que estas, inicialmente, começam juntas no ramo elástico, começando a separar-se ligeiramente após a formação da primeira rótula plástica no sentido positivo, sendo que para uma mesma força, os deslocamentos são maiores.

Após a determinação da curva de capacidade para o 3º modo, procedeu-se ao cálculo do fator de transformação (Tabela 4.19), de forma a poder calcular os parâmetros necessários para a definição da estrutura de 1GDL equivalente.

Tabela 4.19 - Determinação do fator de transformação para o 3º modo

Piso	U [m]	Φ	F [kN]	$m [t] = \frac{F}{9.81}$	F_i [kN]	$m^*[t]=\sum F_i$	$m_i\Phi_i^2$	$\sum m_i\Phi_i^2$	Γ
4	0.0166	1	6200	632.01	632.01	3590.54	632.0	3031.4	1.18
3	0.0106	0.6361	15400	1569.83	998.54		635.2		
2	0.0173	1.0386	15410	1570.85	1631.4		1694.3		
1	0.0035	0.2127	15155	1544.85	328.55		69.87		
0	0	0	855	87.16	0.00		0.00		

A partir das equações 2.46 e 2.47, do fator de transformação e da curva de capacidade obtiveram-se os valores apresentados na tabela 4.20.

Tabela 4.20 - Determinação dos valores para a estrutura de 1GDL equivalente para o 3º modo

Sentido positivo				Sentido negativo			
	NGDL		1GDL		NGDL		1GDL
F_y [kN]	81103.95	F^* [kN]	68474.36	F_y [kN]	81927.84	F^* [kN]	69169.95
d_n [m]	0.013295	$d^* = d_m$ [m]	0.011224	d_n [m]	0.01127	$d^* = d_m$ [m]	0.009515

De seguida, encontram-se representadas as curvas de capacidade resistente da estrutura de 1GDL no sentidos negativo e positivo com as respetivas curvas bilineares de idealização. Como se usou o método iterativo para se poder definir a resposta da estrutura para a ação sísmica considerada, representa-se no mesmo gráfico (ver Figura 4.14 e Figura 4.15) a curva de idealização 2, pois neste caso só foram necessárias duas interações.

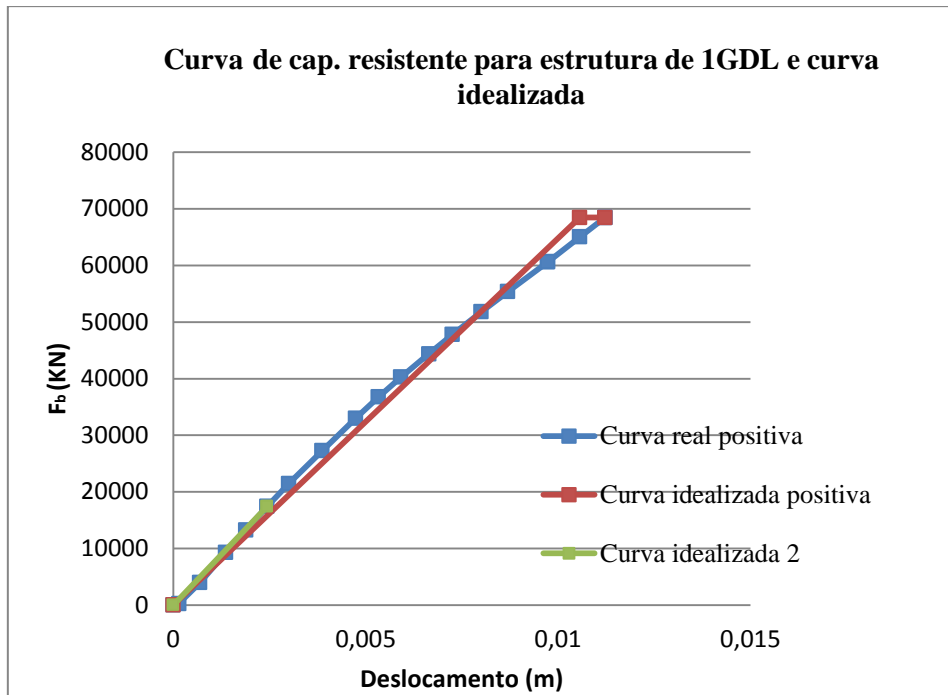


Figura 4.14 - Curva de capacidade resistente e idealizada para o sistema de 1GDL equivalente, no sentido positivo, para o 3º modo

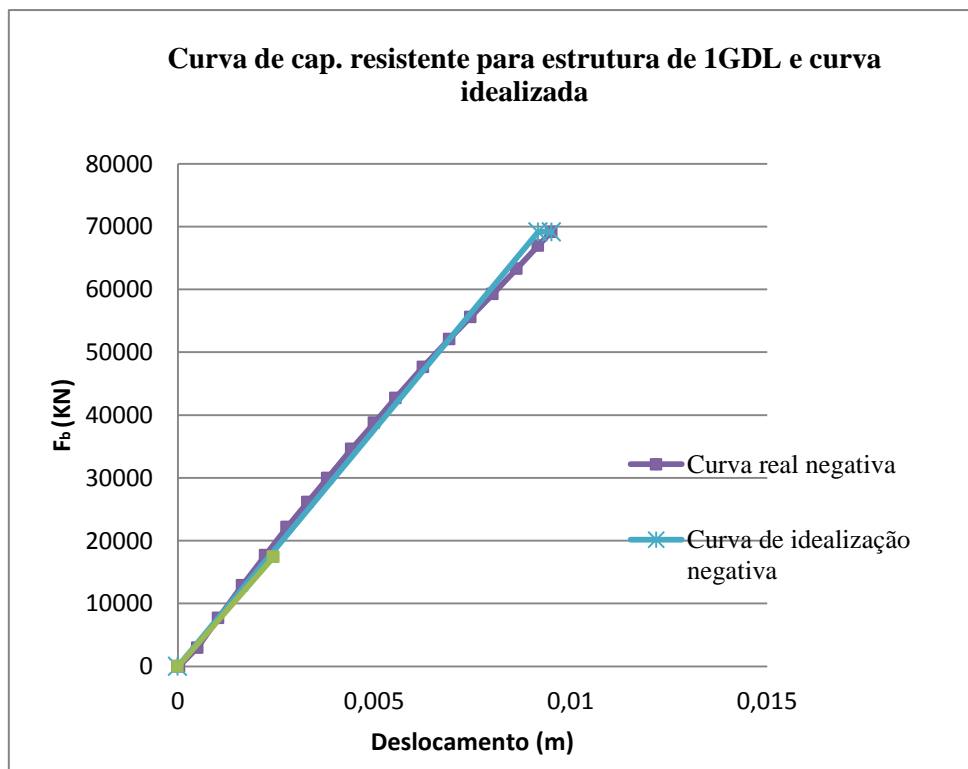


Figura 4.15 - Curva de capacidade resistente e idealizada para o sistema de 1GDL equivalente, no sentido negativo, para o 3º modo

Onde os valores para a curva idealizada são:

Tabela 4.21 – Força e deslocamentos de cedência da curva de capacidade de 1GDL para o 3º modo

Sentido Positivo			
d_y [m]	0.006037	F_y* [kN]	41539.85
d_{y2} [m]	0.002439	F_{y2}* [kN]	17417.37
Sentido negativo			
d_y [m]	0.009176	F_y* [kN]	69169.95
d_{y2} [m]	0.002439	F_{y2}* [kN]	17417.37

Com base na equação 2.49 obteve-se o período do sistema de 1GDL equivalente (ver Tabela 4.22).

Tabela 4.22 - Período da estrutura de 1GDL equivalente para o 3º modo

Sentido	Positivo	Negativo
T* (s)	0.137131	0.137131
T₂* (s)	0.140892	0.140892

Em função das características sísmicas do local em que estrutura se encontra (ver **Erro! A origem da referência não foi encontrada.**), constatou-se, então, que

$$T_B \leq T^* \leq T_C$$

Onde,

$$T_B = 0.10$$

$$T_C = 0.6$$

e do anexo A determinou-se o valor de $S_e(T^*)$. Sendo:

$$\frac{F_y^*}{m^*} = 11.57 \geq S_e(T^*)$$

De acordo com o EC8 [10], conclui-se, assim, que a resposta da estrutura está somente no domínio elástico.

A partir das equações 2.50 e 2.51, tem-se:

Tabela 4.23 - 1ª Iteração para o cálculo do deslocamento alvo para o 3º modo

	1ª Iteração para o sentido positivo	1ª Iteração para o sentido negativo
Se(T)	3.750 m/s	3.750 m/s
d_{et}*	0.0021 m	0.001886 m
d_t*	0.0021 m	0.001886 m

Após ter-se comparado o deslocamento d_t^* com o deslocamento d_m^* (ver Tabela 4.24), verificou-se que estes divergiam muito em valor nos dois sentidos. Assim, optou-se por substituir o valor de d_m^* por um

valor próximo de d_t^* . Repetiram-se os cálculos de forma iterativa, até que a diferença entre d_m^* , e d_t^* se tornasse pequena, obtendo-se assim um novo valor de d_t^* . Neste caso só foi necessário fazer duas iterações, sendo que nas Figura 4.14 e na Figura 4.15 estão representadas as curvas de idealização bilinear da segunda iteração.

Tabela 4.24 – Comparação dos deslocamentos para o 3º modo

Sentido	d_t^* [m]	d_m^* [m]
Positivo	0.0021	0.01122
Negativo	0.0018	0.00952

Determinado o novo d_t^* , calculou-se, com base na equação 2.55, o deslocamento alvo para a estrutura de NGDL, (ver Tabela 4.25).

Tabela 4.25 - Deslocamento alvo para o 3º modo

	2ª Iteração	2ª Iteração
$S_e(T)$	3.750 m/s	3.750 m/s
d_{et}^*	0.0019 m	0.001886 m
d_t^*	0.0019 m	0.001886 m
Γdt^*	0.0022 m	0.002233 m

4.1.4. Análise modal pushover para o quarto modo

A análise modal pushover para o quarto modo procede-se de forma análoga à do primeiro modo, na mesma direção y, contudo altera-se o deslocamento controlo para 0.030m.

Na Tabela 4.26, é possível observar a formação das rótulas do 4º modo segundo o sentido positivo e negativo, e nas Figura 4.16 e Figura 4.17 os mecanismos de colapso da estrutura no sentido negativo e positivo, respetivamente.

Tabela 4.26 – Análise pushover para o 4º modo, comparação das rótulas (sentido positivo e negativo)

Análise pushover modal para o 4º modo	Sentido positivo	Sentido negativo
Deslocamento no nó de controlo (U2)	-0.028378 m	0.024345 m
Número de passos (tempo)	13	13
Número De rótulas total	418	418
Nrº de rótulas de Ocupação imediata	6	8
Nrº de rótulas de Salvação de vidas humanas	3	2
Nrº de rótulas de Prevenção do colapso	7	6
Nrº de rótulas de Colapso	1	1
Nrº de rótulas de Dano	0	0

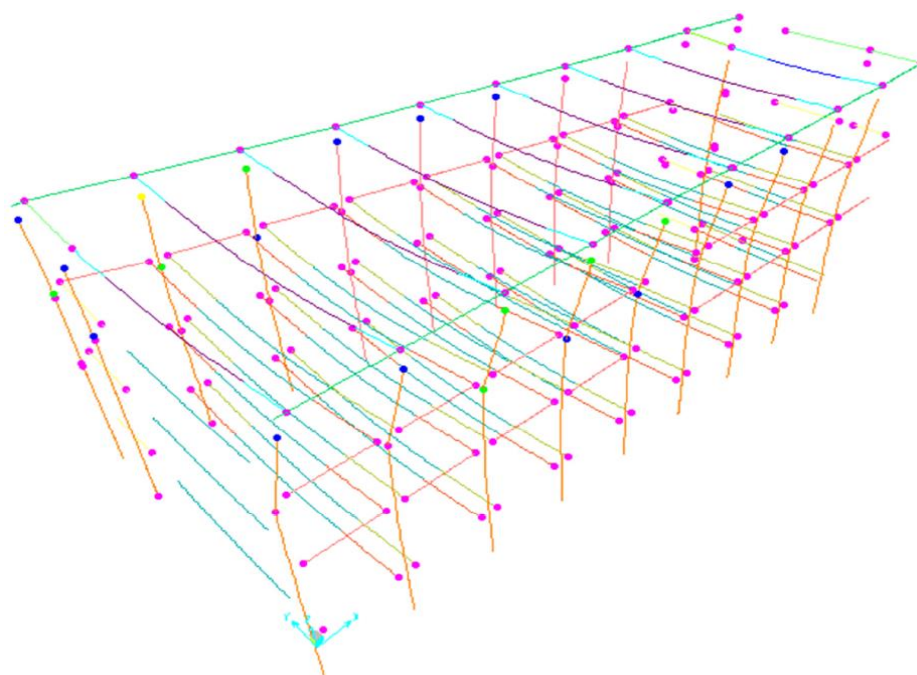


Figura 4.16 - Formação de rótulas plásticas para o 4º modo – sentido positivo

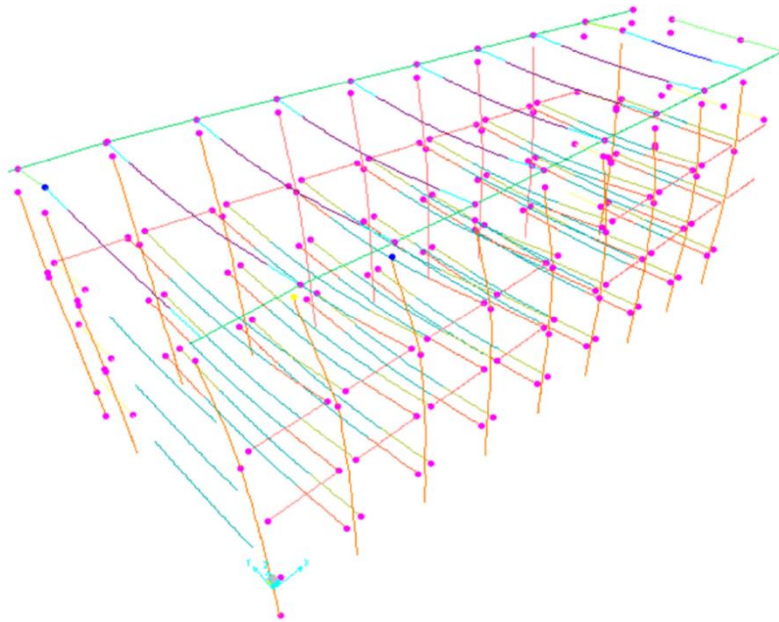


Figura 4.17 - Formação de rótulas plásticas para o 4º modo – sentido negativo

A Figura 4.18 mostra a curva de capacidade resistente da estrutura, na direção y, segundo os sentidos negativo e positivo para o quarto modo.

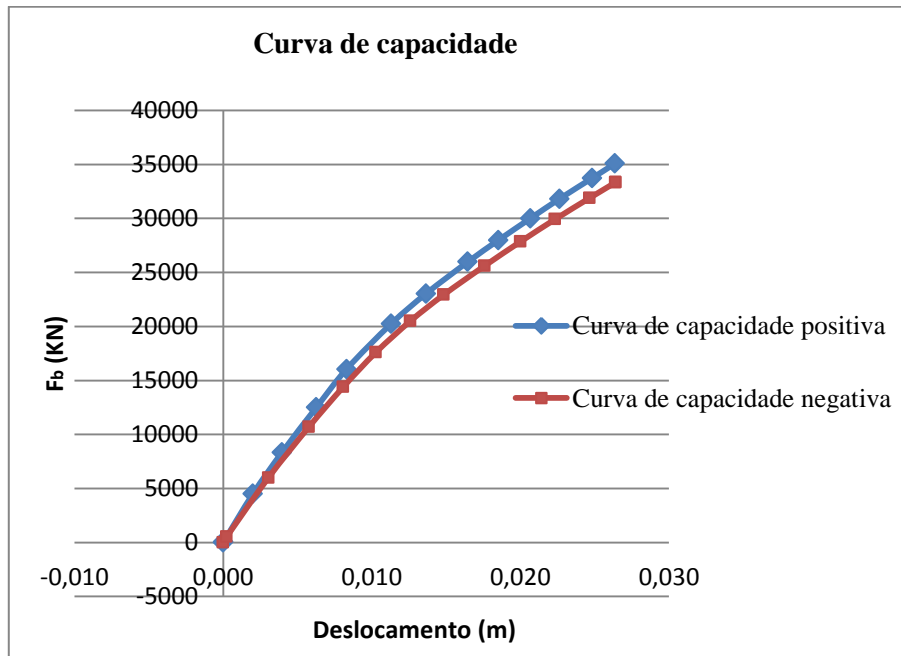


Figura 4.18 - Curva de capacidade para o 4º modo segundo direção y - sentido negativo e positivo

Analisando as curvas de capacidade verifica-se que estas, inicialmente, começam juntas no ramo elástico, começando a separar-se ligeiramente após a formação da primeira rótula plástica na direção negativa, sendo que para a mesma força, os deslocamentos tornam-se maiores.

De seguida efetuou-se o cálculo do fator de transformação de forma a ser possível obter os parâmetros necessários para a definição da estrutura de 1GDL equivalente (ver Tabela 4.27).

Tabela 4.27 - Determinação do fator de transformação para o 4º modo

Piso	U2 [m]	Φ	F [kN]	$m[t]=\frac{F}{9.81}$	F_i [kN]	$m^*[t]=\sum F_i$	$m_i \Phi_i^2$	$\sum m_i \Phi_i^2$	Γ
4	-0.0297	1	6200	632.0	632.0	2304.523	632.0	1326.3	1.74
3	0.0095	0.3193	15400	1569.8	501.3		160.1		
2	0.0163	0.5481	15410	1570.9	860.9		471.9		
1	0.0059	0.2009	15155	1544.9	310.3		62.32		
0	0	0	855	87.16	0.00		0.00		

Com base nas equações 2.46 e 2.47, no fator de transformação e na curva de capacidade obteve-se:

Tabela 4.28 - Determinação dos valores para a estrutura de 1GDL equivalente para o 4º modo

Sentido positivo				Sentido negativo			
	NGDL		1GDL		NGDL		1GDL
F_y [kN]	35085	F^* [kN]	20191.6	F_y [kN]	33334.5	F^* [kN]	19184.24
d_n [m]	0.02842	$d^* = d_m$ [m]	0.01636	d_n [m]	0.026401	$d^* = d_m$ [m]	0.015194

De seguida encontram-se representadas as curvas de capacidade resistente da estrutura de 1GDL no sentido negativo e positivo com as respetivas curvas bilineares de idealização. Como se usou o método iterativo para se poder definir a resposta da estrutura para a ação sísmica considerada, representa-se no mesmo gráfico as curvas de idealização 2 (ver Figura 4.19 e Figura 4.20), pois neste caso só foram necessárias duas iterações.

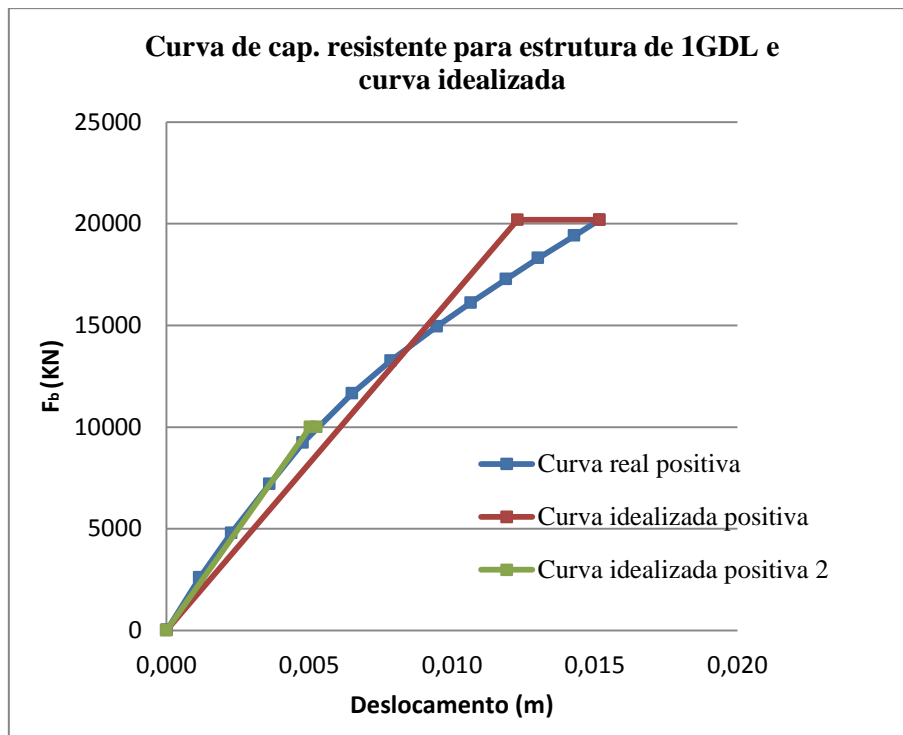


Figura 4.19 - Curva de capacidade resistente e idealizada para o sistema de 1GDL equivalente, no sentido positivo, para o 4º modo

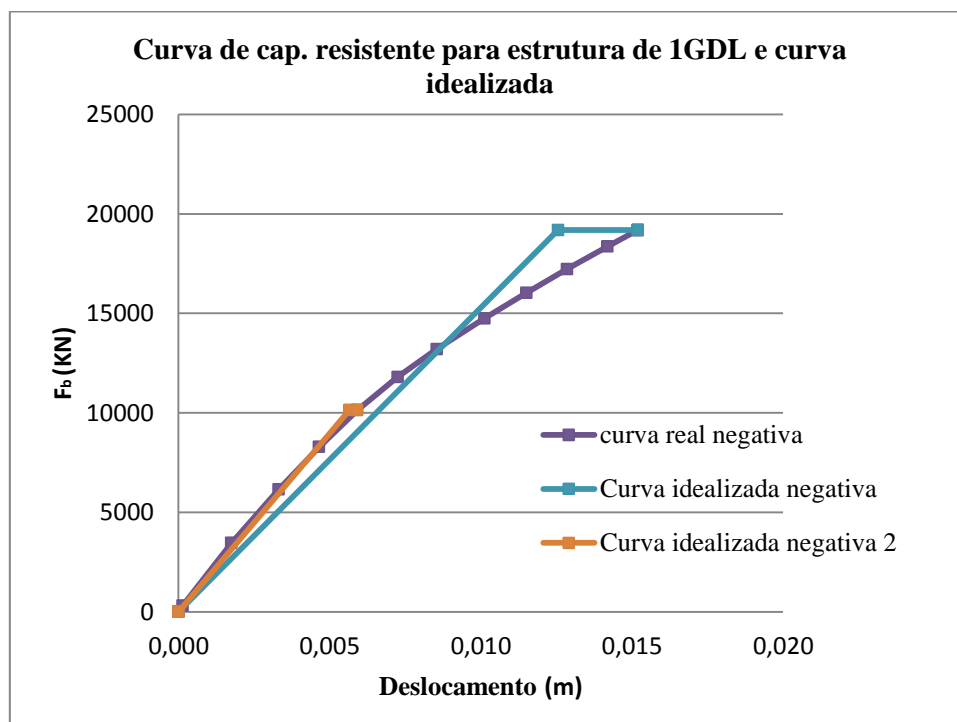


Figura 4.20 - Curva de capacidade resistente e idealizada para o sistema de 1GDL equivalente, no sentido negativo, para o 4º modo

Os valores para a curva idealizada para as duas iterações são:

Tabela 4.29 - Força e deslocamento de cedência da curva de capacidade de 1GDL para o 4º modo

Sentido negativo			
d_y [m]	0.012302	F_y^* [kN]	20191.54
d_{y2} [m]	0.004778	F_{y2}^* [kN]	9238.07
Sentido positivo			
d_y [m]	0.012555	F_y^* [kN]	19184.24
d_{y2} [m]	0.005655	F_{y2}^* [kN]	10131.49

Com base na equação 2.49 obteve-se o período do sistema de 1GDL equivalente

Tabela 4.30 - Período da estrutura de 1GDL equivalente para o 4º modo

Sentido	Positivo	Negativo
T^* (s)	0.235437	0.244005
T_2^* (s)	0.216918	0.225355

Em função das características sísmicas do local em que estrutura se encontra (ver **Erro! A origem da referência não foi encontrada.**), constatou-se, então, que

$$T_B \leq T^* \leq T_C$$

Onde,

$$T_B = 0.10$$

$$T_C = 0.6$$

E do anexo A determinou-se o valor de $S_e(T^*)$. Sendo:

$$\frac{F_y^*}{m^*} = 8.76 \geq S_e(T^*)$$

De acordo com o EC8 [10], conclui-se, assim, que a resposta da estrutura está somente no domínio elástico para os dois sentidos.

A partir das equações 2.50 e 2.51, tem-se:

Tabela 4.31 - 1ª Iteração para o cálculo do deslocamento alvo para o 4º modo

	1ª Iteração para o sentido positivo	1ª Iteração para o sentido negativo
$S_e(T)$	3.750 m/s	3.75 m/s
d_{et}^*	0.00539 m	0.005655 m
d_t^*	0.00539 m	0.005655 m

Após ter-se comparado o deslocamento d_t^* com o deslocamento d_m^* (ver **Erro! A origem da referência não foi encontrada.**), verificou-se que estes divergiam muito em valor. Assim, optou-se

por substituir o valor de d_m^* por um valor próximo de d_t^* . Repetiram-se os cálculos de forma iterativa, até que a diferença entre d_m^* e d_t^* se tornasse pequena, obtendo-se assim um novo valor de d_t^* . Neste caso só foi necessário fazer duas iterações, sendo que nas Figura 4.19 e na Figura 4.20 estão representadas as curvas de idealização bilinear da segunda iteração.

Tabela 4.32 – Comparação dos deslocamentos para o 4º modo

Sentido	d_t^* [m]	d_m^* [m]
Positivo	0.00539	0.01636
Negativo	0.00565	0.015194

Determinado o novo d_t^* , calculou-se, com base na equação 2.55, o deslocamento alvo para a estrutura de NGDL, Tabela 4.33.

Tabela 4.33 - Deslocamento alvo para o 4º modo

	2ª Iteração	2ª Iteração
Se (T)	3.75 m/s	3.75 m/s
d_{et}^*	0.00447 m	0.004824 m
d_t^*	0.00447 m	0.00482m
Γd_t^*	0.00777 m	0.008382 m

4.1.5. Análise modal pushover para o quinto modo

Procedeu-se de forma análoga à análise pushover do segundo modo, à exceção do valor de deslocamento de controlo que é de 0.018m.

Na Tabela 4.34, é possível observar a formação das rótulas do 5º modo segundo os sentidos positivo e negativo e, na Figura 4.21 e na Figura 4.22, os mecanismos de colapso da estrutura no sentido negativo e positivo, respetivamente.

Tabela 4.34 - Análise pushover para o 5º modo, comparação do número de rótulas (sentido positivo e negativo)

Análise modal pushover para o quinto modo	Sentido positivo	Sentido negativo
Deslocamento no nó de controlo (U1)	-0.01492 m	0.01362 m
Número de passos (tempo)	14	20
Número de rótulas total	418	418
Nrº de rótulas de Ocupação imediata	13	18
Nrº de rótulas de Salvação de vidas humanas	5	1
Nrº de rótulas de Prevenção do colapso	5	6
Nrº de rótulas de Colapso	1	1
Nrº de rótulas de Dano	0	0

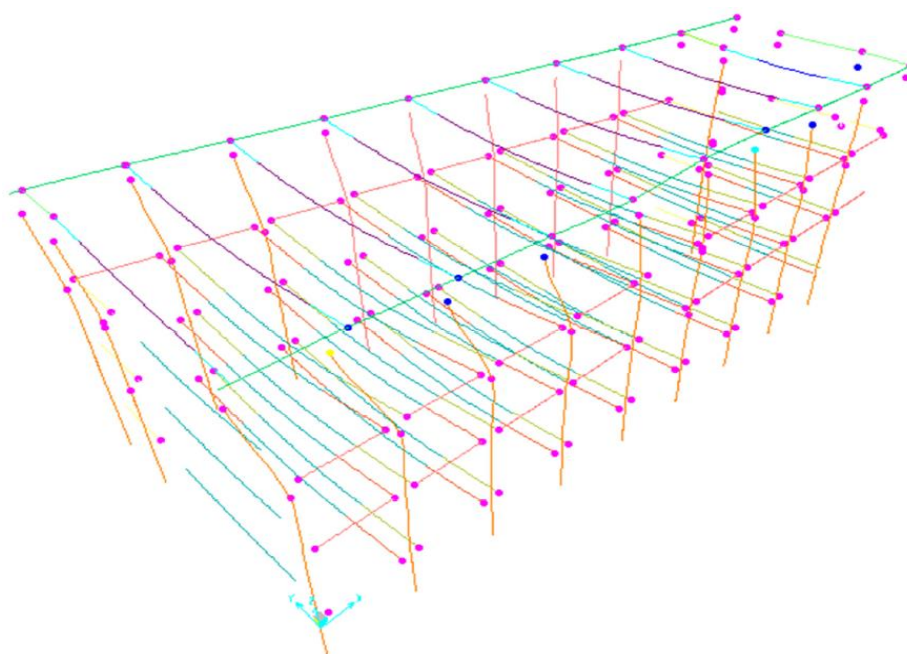


Figura 4.21 - Formação de rótulas plásticas para o 5º modo – sentido positivo

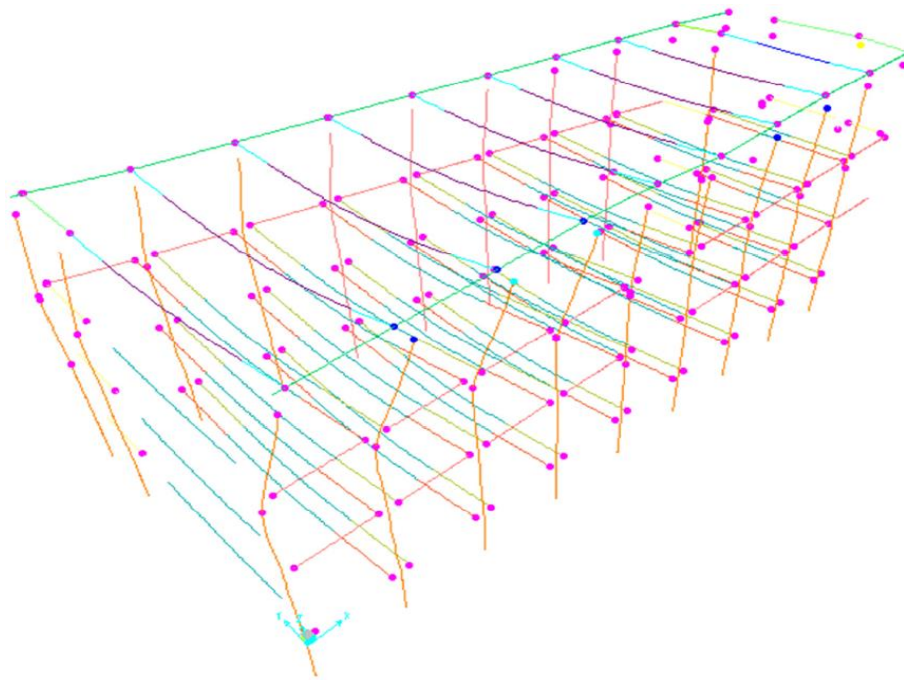


Figura 4.22 - Formação de rótulas plásticas para o 5º modo – sentido negativo

A Figura 4.23 mostra a curva de capacidade resistente da estrutura, na direção x, segundo os sentidos positivo e negativo, para o quinto modo de vibração.

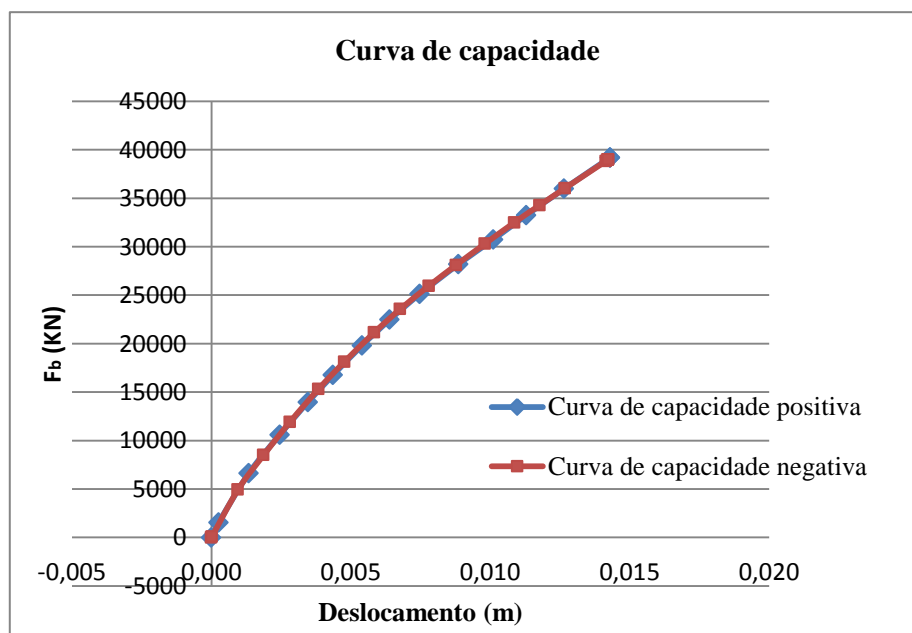


Figura 4.23 - Curva de capacidade para o 5º modo segundo direção x - sentido negativo e positivo

No modo 5 as curvas de capacidade, positiva e negativa, desenvolvem-se da mesma forma, assim considerou-se apenas a curva positiva para a determinação da resposta da estrutura.

De seguida efetuou-se o cálculo do fator de transformação de forma a ser possível obter os parâmetros necessários para a definição da estrutura de 1GDL equivalente (ver Tabela 4.35).

Tabela 4.35 - Determinação do fator de transformação para o 5º modo

Piso	U1 [m]	Φ	F [kN]	$m[t]=\frac{F}{9.81}$	F_i [kN]	$m^*[t]=\sum F_i$	$m_i \Phi_i^2$	$\sum m_i \Phi_i^2$	Γ
4	0.0283	1	6200	632.0	632.0	1891.1	632.0	1195.8	1.58
3	0.0157	0.5549	15400	1569.8	871.1		483.4		
2	0.0064	0.2252	15410	1570.9	353.7		79.65		
1	0.0006	0.0222	15155	1544.9	34.22		0.76		
0	0	0	855	87.16	0.00		0.00		

A partir das equações 2.46 e 2.47, do fator de transformação e da curva de capacidade obtiveram-se os valores apresentados na Tabela 4.36.

Tabela 4.36 - Determinação dos valores para a estrutura de 1GDL equivalente para o 5º modo

	NGDL		1GDL
F_y [kN]	39212.42	F^* [kN]	24795.73
d_n [m]	0.014305	$d^* = d_m$ [m]	0.009046

De seguida encontram-se representadas as curvas de capacidade resistente da estrutura de 1GDL nos sentidos negativo e positivo com a respetiva curva bilinear idealizada. Como se usou o método iterativo para se poder definir a resposta da estrutura para a ação sísmica considerada, representa-se no mesmo gráfico (ver Figura 4.24) a curva de idealização 2, pois neste caso só foram necessárias duas iterações.

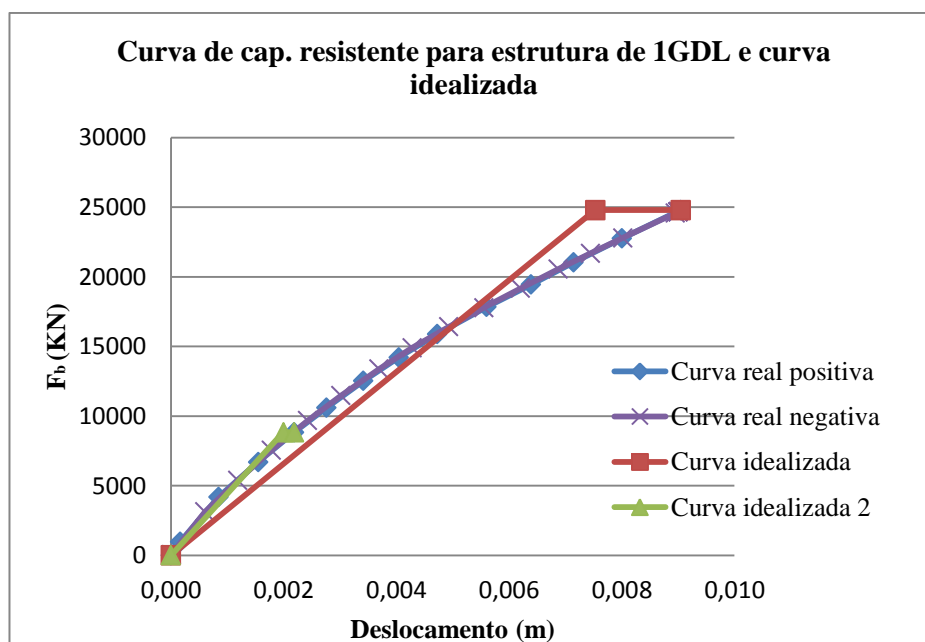


Figura 4.24 - Curva de capacidade resistente e idealizada para o sistema de 1GDL equivalente, no sentido positivo, para o 5º modo

Os valores para a curva idealizada para as duas iterações são:

Tabela 4.37 - Força e deslocamento de cedência da curva de capacidade de 1GDL para o 5º modo

d_y [m]	0.00753	F_y^* [kN]	24795.73
d_{y2} [m]	0.002014	F_{y2}^* [kN]	8835.09

Com base na equação 2.49 obteve-se o período do sistema de 1GDL equivalente

Tabela 4.38 - Período da estrutura de 1GDL equivalente para o 5º modo

T^* (s)	0.150571
T_2^* (s)	0.129606

Em função das características sísmicas do local em que estrutura se encontra (ver Tabela 3.3), constatou-se, então, que

$$T_B \leq T^* \leq T_C$$

Onde,

$$T_B = 0.10$$

$$T_C = 0.6$$

e do anexo A determinou-se o valor de $S_e(T^*)$. Sendo:

$$\frac{F_y^*}{m^*} = 13.11 \geq S_e(T^*)$$

De acordo com o EC8 [10], conclui-se, assim, que a resposta da estrutura está somente no domínio elástico.

Com base nas equações 2.50 e 2.51, tem-se:

Tabela 4.39 - 1ª Iteração para o cálculo do deslocamento alvo para 5º modo

1ª Iteração	
$S_e(T)$	3.7500 m/s
d_{et}^*	0.0022 m
d_t^*	0.0022 m

Após ter-se comparado o deslocamento $d_t^* = 0.0022$ m com o deslocamento $d_m^* = 0.009435$ m, verificou-se que estes divergiam muito em valor. Assim, optou-se por substituir o valor de d_m^* por um valor próximo de d_t^* . Repetiram-se os cálculos de forma iterativa, até que a diferença entre d_m^* e d_t^* se tornasse pequena, obtendo-se assim um novo valor de d_t^* . Neste caso só foi necessário fazer duas iterações, na Figura 4.24 se encontra a segunda curva de idealização.

Determinado o novo d_t^* , calculou-se, com base na equação 2.55, o deslocamento alvo para a estrutura de NGDL, $\Gamma d_t^* = 0.0025$ m, apresentado na Tabela 4.40.

Tabela 4.40 - Deslocamento alvo para o 5º modo

2ª Iteração	
$S_e(T)$	3.7500 m/s
d_{et}^*	0.0016 m
d_t^*	0.0016 m
Γdt^*	0.0026 m

Observando os resultados da análise modal pushover para os 5 modos verifica-se que as curvas de capacidade do primeiro modo e do quarto modo têm um desenvolvimento semelhante, estas inicialmente começam juntas no ramo elástico, começando a separar-se ligeiramente após a formação da primeira rótula plástica, no sentido negativo, sendo que para uma mesma força, os deslocamentos são maiores. Este comportamento semelhante deve-se ao facto de estarem, ambos, na mesma direção y.

No segundo modo e no quinto modo, as curvas de capacidade, positiva e negativa, desenvolvem-se da mesma forma, este comportamento deve-se ao facto de os dois modos estarem na mesma direção x.

O terceiro modo é de rotação e desenvolve-se de forma diferente dos outros modos. Neste modo, as curvas inicialmente começam juntas no ramo elástico, começando a separar-se ligeiramente, aumentando os deslocamentos no sentido positivo. A estrutura torna-se assim menos dúctil neste sentido sendo que, para uma mesma força, os deslocamentos são maiores.

Pode-se observar que o período do sistema de 1GDL é maior para o primeiro modo (direção y), conforme era de se esperar, pois a estrutura é mais flexível nesta direção tendo deslocamentos maiores em relação aos outros modos.

Pode-se concluir, também, que a resposta da estrutura está no ramo elástico, para a análise modal pushover de todos os modos calculados. Existe uma curva de idealização bilinear 2, que mostra o intervalo onde se encontra a resposta da estrutura para a ação sísmica considerada na curva de capacidade do sistema de 1GDL equivalente.

4.2. Análise modal pushover para o deslocamento de topo

A Tabela 4.41 mostra os deslocamentos de topo calculado para os vários modos, e a combinação quadrática dos mesmos, mas apenas foi efetuado para o sentido positivo uma vez que na maioria dos casos este tinha deslocamentos maiores.

Tabela 4.41 – Deslocamentos de topo da estrutura com NGDL

Deslocamento total de topo Γdt^* [m]	
Modo 1 – direção y	0.0234
Modo 2 – direção x	0.0110
Modo 3 - torção	0.0022
Modo 4 – direção y	0.0078
Modo 5 – direção x	0.0025
Combinação quadrática total	0.0272

Observando os valores da Tabela 4.41 pode-se concluir que os deslocamentos na direção y são maiores do que os deslocamentos na direção x. Isto deve-se ao fato de a direção y ser a direção do modo fundamental, ou seja, tem maior participação da massa modal e a direção x ser a direção do segundo modo, nessa direção este tem maior participação modal.

Uma vez calculado o deslocamento de topo com a combinação quadrática de todos os modos (Tabela 4.41), procedeu-se de forma análoga à análise pushover do primeiro modo, à exceção do valor do deslocamento de controlo que é de 0.0272 m. A estrutura inicial de NGDL é então levada até ao deslocamento-alvo d_t , através da aplicação de forças laterais monotónicas (pushover), assumindo-se que os deslocamentos laterais assim obtidos aproximam-se dos valores da análise modal por espectro de resposta.

Na Tabela 4.42, é possível observar a formação das rótulas quando sujeito ao deslocamento de topo segundo os sentidos positivo e negativo.

Tabela 4.42 – Análise pushover para o deslocamento de topo, comparação do número de rótulas (sentido positivo e negativo)

Pushover deslocamento de topo	Sentido positivo	Sentido negativo
Nó 172 - Deslocamento (U1)	-0.0293 m	0.02515 m
Número de passos (tempo)	29	26
Número de rótulas total	418	418
Nrº de rótulas de Ocupação imediata	3	1
Nrº de rótulas de Salvação de vidas humanas	0	1
Nrº de rótulas de Prevenção do colapso	0	3
Nrº de rótulas de Colapso	1	0
Nrº de rotulas de Dano	0	0

Analisando os dados apresentados na tabela acima, nota-se que o deslocamento no sentido positivo é maior do que no sentido negativo, devendo-se à geometria do edifício. Quando a estrutura desloca-se no sentido positivo, tem-se o muro de contenção que vai até ao segundo piso, enquanto no sentido negativo o muro de contenção vai até ao terceiro piso, o que confere à estrutura maior rigidez e, consequentemente, pouca liberdade para se deslocar neste sentido. Assim, para a estrutura atingir o deslocamento de topo ela tem de ceder, formando mais rótulas no sentido negativo.

No entanto, ainda pode-se considerar que a estrutura se encontra em segurança para o tipo de sismo que está sujeita, ou seja, ela não colapsa. Podendo-se notar os danos da estrutura e a sua evolução, as primeiras rótulas plásticas a se formarem e as zonas com mais fragilidade, ou seja, o possível mecanismo de colapso.

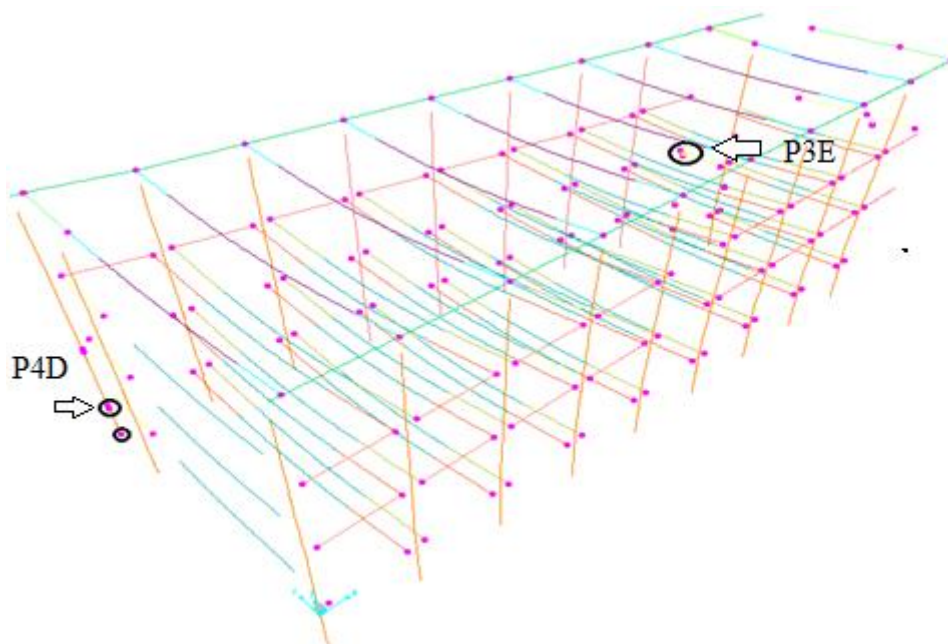


Figura 4.25 – Formação das rótulas plásticas para o deslocamento de topo – sentido positivo

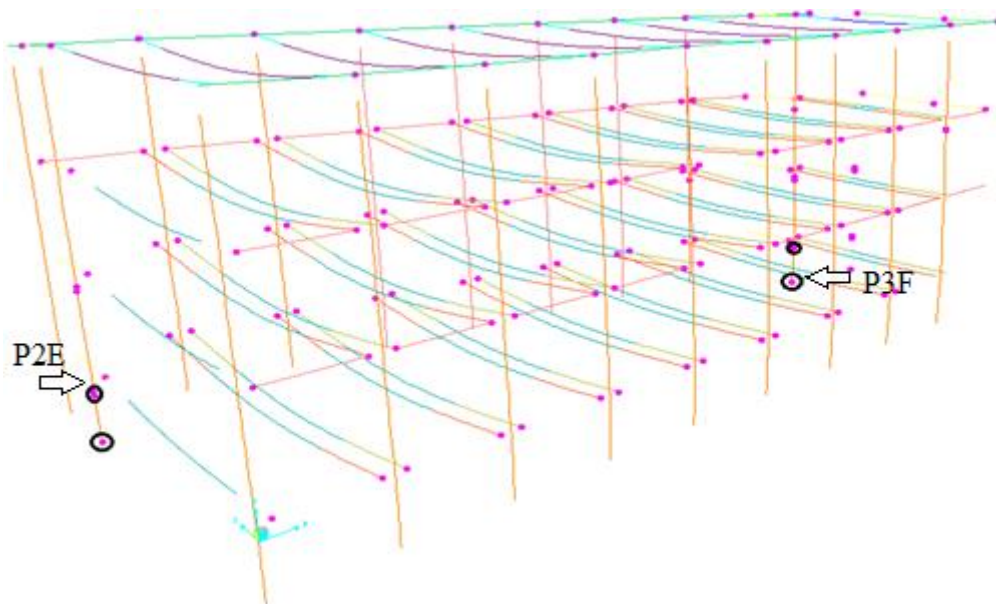


Figura 4.26 – Formação das rótulas plásticas para o deslocamento de topo – sentido negativo

Observando a Figura 4.25 e a Figura 4.26, note-se que, para o deslocamento de topo aplicado, a estrutura ainda se mantém em segurança, pois ela apresenta somente rótulas de cedência. Segundo [30], [31], este facto mostra que a estrutura retém, substancialmente, a força e a rigidez inicial e que, embora se possam encontrar alguns danos mínimos, estes não impedem a ocupação do edifício e sua utilização normal. Apesar de ser possível ocorrer falta de água, de energias e algumas funcionalidades importantes, algumas pequenas fissuras na fachada, paredes e tetos, bem como em alguns elementos estruturais, todos os sistemas importantes para o funcionamento normal se encontram em funcionamento.

Os pilares P4D, P3F, e P2E, assinalados nas figuras acima, são os elementos frágeis da estrutura, continuam com a cor igual aos outros pois encontram-se em fase de transição. O pilar P4D está em fase de transição para o nível de desempenho Ocupação Imediata, o que significa que embora este esteja mais danificado que os outros pilares na estrutura, ainda se encontra com a resistência e rigidez essencialmente que tinha antes da ocorrência do sismo. O pilar P3F encontra-se no nível de transição Salvação de Vidas, e apesar dos danos ocorridos serem significativos, este pilar permanece com alguma margem contra o colapso. O pilar P2E se encontra no nível de transição Prevenção do Colapso significa que este pilar está à beira de um colapso, este está mais danificado que o P3F, ocorre uma significativa degradação da rigidez e resistência. O pilar P3E, segundo o tipo de rótula que se encontra na figura, entra em colapso, mas como se encontra junto de um parede resistente, assim como todos os outros pilares potencialmente frágeis, continuam em segurança, mas precisam de ser reforçados.

Para análise modal pushover da combinação quadrática do deslocamento alvo calculado obtiveram-se os seguintes valores de deslocamento em cada piso:

Tabela 4.43 – Deslocamentos absolutos

	Piso	Deslocamentos [m]
Direção y ou 1º modo	4	0.0293
	3	0.0183
	2	0.0097
	1	0.0019

5. Capítulo – Conclusões

O objetivo principal deste trabalho consistiu no estudo da análise estática não linear (pushover) aplicado a uma estrutura pré-fabricada, para verificar o desempenho da estrutura quando sujeito a ação sísmica.

A análise pushover permitiu obter algumas respostas estruturais importantes, apresentadas no capítulo 4, nomeadamente, a curva de capacidade, as rótulas plásticas, e os elementos potencialmente frágeis. Observou-se que as rótulas plásticas formam-se nas ligações, tal como foi assumido no dimensionamento. Pode-se concluir, então, que da análise pushover é possível ter um melhor controlo dos danos, um conhecimento das zonas onde os danos vão ocorrer e, assim, pode-se ter melhores estimativas das exigências de ductilidade a impor às estruturas, e um comportamento dúctil evitando as roturas frágeis ou a formação de mecanismos de colapso indesejados.

Em Portugal, o uso de estruturas pré-fabricadas tem aumentado muito, devido às suas especiais vantagens como sendo, prazos curtos de construção, pouca mão-de-obra, etc., embora a escolha do tipo de ligações continue a ser um grande problema. Tendo em conta que as ligações nas estruturas pré-fabricadas ainda são consideradas o ponto fraco destas, a análise estática não linear poderá constituir uma solução adequada para este tipo de estruturas identificando as ligações com mais fragilidade no dimensionamento.

O fato de, na análise pushover, não se considerar o coeficiente de comportamento, é uma mais valia no dimensionamento de estruturas pré-fabricadas, pois a definição deste por vezes pode levar a considerar ações sísmicas demasiado gravosas, o que pode levar um sobredimensionamento e, conseqüentemente, encarecimento da estrutura.

Do capítulo 4, observou-se que, para todos os modos analisados, o período T^* da estrutura de 1GDL é sempre inferior a T_c e, segundo o EC8, pode-se dizer que estes períodos pertencem a gama dos períodos curtos. Notou-se ainda que $F_y^*/m^* \geq S_e(T^*)$, ou seja, a resposta da estrutura está somente no regime elástico.

Relativamente à resposta da estrutura, verificou-se ainda que a determinação do deslocamento de topo é muito sensível à idealização da curva bilinear do sistema equivalente de 1GDL. Assim, apesar de as curvas de capacidade obtidas mostrarem que a estrutura poderia resistir a sismos maiores, com processo iterativo, verificou-se, que uma ligeira variação da força de cedência, e correspondente deslocamento do sistema de 1GDL equivalente, provoca diferenças nos resultados do efeito da ação sísmica na estrutura.

Com os resultados obtidos no capítulo 4, pode-se concluir que a estrutura é bastante rígida para o tipo de sismo que está sujeita. Pode-se dizer então que a estrutura podia resistir a sismos com maior magnitude do que o que está previsto.

Segundo [34], em geral, os resultados obtidos utilizando o método de N2 são razoavelmente precisos desde que a estrutura oscile, predominantemente, no primeiro modo. Portanto, é importante realçar que, dadas as limitações teóricas do método de análise modal pushover e antes de tirar conclusões definitivas relacionadas com a segurança desta estrutura, os resultados obtidos no presente trabalho devem ser verificados por uma análise dinâmica não-linear.

5.1. Futuros trabalhos

Existem vários desenvolvimentos possíveis para melhorar os resultados da análise modal pushover, quer considerando métodos diferentes, quer usando um programa mais sofisticado. Apesar das suas vantagens, este método apresenta, ainda, algumas limitações.

As principais limitações desta análise devem-se ao facto de não ter em conta os efeitos dos modos de vibração mais elevados da estrutura, nem a alteração das suas características modais devido à modificação de rigidez. Uma das outras limitações desta análise estática não linear associa-se à distribuição de cargas laterais utilizada que é, na grande maioria dos casos, independente do tempo. De forma a contornar estas limitações, várias metodologias foram propostas. Atualmente, é reconhecido que a análise pushover pode fornecer parâmetros de resposta precisos na avaliação do desempenho da estrutura em relação ao sismo. No entanto, esta afirmação não pode ser generalizada a todo o tipo de estruturas. É necessário um conhecimento profundo dos modelos numéricos e fundamentos teóricos para uma interpretação adequada dos resultados. Salientar ainda que, o uso desta análise já se encontra presente em alguns regulamentos de dimensionamento sísmico, como o EC8 [10].

Para ultrapassar estas limitações, o EC8 [10] propôs o uso de duas distribuições de cargas laterais e utilizar os resultados envolventes. Para além da distribuição modal propõe a utilização da distribuição uniforme. Assim, para trabalhos futuros, recomenda-se a realização do mesmo estudo efetuado no presente trabalho, recorrendo a distribuição uniforme e, de seguida, de uma análise comparativa dos resultados obtidos.

Recomenda-se também para trabalhos futuros, um estudo semelhante ao realizado neste trabalho, mas considerando-se a análise dinâmica não linear para a comparação dos resultados obtidos.

De forma a conhecer as potencialidades e limitações do programa SAP2000 para a realização de análises pushover em estruturas complexas e em 3D, recomenda-se o alargamento deste estudo a um maior número de edifícios, com características geométricas e mecânicas variáveis. Sugere-se ainda a análise das mesmas estruturas recorrendo a outros programas de cálculo, como é o caso do programa OpenSees.

Bibliografia

- [1] G. S. Cheok, W. C. Stone, e S. K. Kunnath, “Seismic Response of Precast Concrete Frames with Hybrid Connections,” no. 95, pp. 527–539, 1999.
- [2] F. Saraiva, “Estruturas Pré-fabricadas em Betão.” Apontamentos das aulas, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, pp. 1–25, Feb-2012.
- [3] P. T. L. Yee, A. Bin Adnan, A. K. Mirasa, e A. B. A. Rahman, “Performance of IBS Precast Concrete Beam-Column Connections Under Earthquake Effects : A Literature Review,” *American J. of Engineering and Applied Sciences 4 (1): 93-101, 2011 ISSN 1941-7020 © 2010 Science Publications*, vol. 4, no. 1, pp. 93–101, 2011.
- [4] G. W. Rodgers, J. G. Chase, K. M. Solberg, J. B. Mander, e R. P. Dhakal, “Analytical modelling of jointed precast concrete beam- to-column connections with different damping systems,” in *2007 NZSEE Conference*, 2007, vol. 1, no. 56, pp. 1–8.
- [5] V. J. G. Lúcio e R. P. C. Marreiros, “Comportamento de edifícios altos construídos com estrutura parede pré-fabricada,” in *2º Congresso Nacional Da Pré-fabricação em Betão, ANIPB, Lisboa*, 2008, pp. 1–19.
- [6] V. J. G. Lúcio, “Concepção e Dimensionamento de ligações em estruturas pré-fabricadas para edifícios,” in *1º Congresso Nacional da Indústria da Pré-fabricação em Betão, Porto, Portugal*, 2000.
- [7] V. J. G. Lúcio, “Ligação Entre Elementos Pré-Moldados.” Texto de apoio à disciplina de Estruturas de Betão Armado II, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, Monte da Caparica, Jun-2001.
- [8] P. M. dos R. Lagartixo, “Sistemas Estruturais de Edifícios Industriais Pré-Fabricados em Betão,” Tese de Mestrado, Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Monte Da Caparica, 2011.
- [9] A. B. A. Rahman, D. C. P. Leong, A. A. Saim, e M. H. Osman, “Hybrid beam-to-column connections for precast concrete frames,” in *Proceedings of the 6th Asia-Pacific Structural Engineering and Construction Conference (APSEC 2006), 5 – 6 September 2006, Kuala Lumpur, Malaysia*, 2006, September, pp. 5–6.
- [10] NP EN 1998-1: 2010, *Eurocódigo 8 - Projecto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios*. Instituto Português da Qualidade, 2010.
- [11] V. J. G. Lúcio, “Ligações em Estruturas Pré-fabricadas Para Edifícios,” in *Comportamento Sísmico de Estruturas pré-fabricadas em Betão Armado, Curso no Instituto Superior Técnico*, 2000, pp. 1–25.
- [12] S. Pampanin, “Emerging Solutions for High Seismic Performance of Precast/Prestressed Concrete Buildings,” *Journal of Advanced Concrete Technology*, vol. 3, no. 2, pp. 207–223, 2005.

- [13] N. Filipe e B. Feliciano, “Dimensionamento Sísmico de Edifícios Industriais Pré-fabricados de Betão Armado Engenharia Civil,” Tese de Mestrado, Universidade Técnica de Lisboa - Instituto Superior Técnico, 2011.
- [14] T. Holden, J. Restrepo, e J. B. Mander, “Seismic Performance of Precast Reinforced and Prestressed Concrete Walls,” *Journal of Structural Engineering*, vol. 129, no. 3, pp. 286–296, Mar. 2003.
- [15] A. K. Chopra e R. K. Goel, “A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings,” *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 31, no. 3, pp. 561–582, Mar. 2002.
- [16] R. Bento e M. Lopes, “Modelação Fisicamente Não Linear de Estruturas de Betão Armado.” Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Disciplina de modelação e Análise Estrutural, Lisboa, p. 60, 1999.
- [17] J. M. Proença, “Concepção sísmo-resistente de estruturas pré-fabricadas de betão armado. Particularidades e casos.” in *Seminário Especializado sobre Estruturas Pré-fabricadas de Betão. FUNDEC, 9 de Novembro, 2006.*
- [18] C. A. F. Bhatt, “Análise Sísmica de Edifícios de Betão Armado segundo o Eurocódigo 8 – Análises Lineares e Não Lineares,” Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, 2007.
- [19] LNEC, “Eurocódigos publicados,” *Laboratória Nacional de Engenharia Civil*, pp. 1–6, 2013.
- [20] C. Pina, “Eurocódigos Estruturais: Ponto da situação em Portugal,” in *Seminário “Eurocódigos Estruturais: o início da sua aplicação em Portugal” LNEC: Laboratória Nacional de Engenharia Civil, Porto, Portugal, 2010.*
- [21] NP EN 1992-1-1:2010, *Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios.* Instituto Português da Qualidade, 2010.
- [22] L. Guerreiro, “Acção sísmica.” Texto de apoio à disciplina de Engenharia Sísmica de Pontes do Mestrado em Engenharia de Estruturas, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Feb-2011.
- [23] Braz-César T. M. e Barros R. C., “Seismic Performance of metallic Braced Frames By Pushover Analyses,” in *ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, Rhodes, Greece, 2009, June*, pp. 22–24.
- [24] H. Krawinkler e G. D. P. K. Seneviratna, “Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation,” *Engineering Structures*, vol. 20, no. 4–6, pp. 452–464, Apr. 1998.
- [25] A. M. Mwafy e A. S. Elnashai, “Static pushover versus dynamic collapse analysis of RC buildings,” *Engineering Structures*, vol. 23, no. 5, pp. 407–424, May 2001.
- [26] R. K. Goel e A. K. Chopra, *A Modal Pushover Analysis Procedure to Estimate Seismic Demands for Buildings : Theory and Preliminary Evaluation.* Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2001.
- [27] P. Cachim e M. T. B. César, “Análise e desempenho sísmico de um pórtico metálico de travessas inclinadas através de análises não-lineares,” in *Sísmica 2007- 7º Congresso de Sismologia e Engenharia sísmica, Portugal, 2007*, pp. 1–13.

- [28] A. K. Chopra e R. K. Goel, “A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for unsymmetric-plan buildings,” *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 33, no. 8, pp. 903–927, Jul. 2004.
- [29] ATC-40, *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*. Applied Technology Council, Redwood City, California, 1996.
- [30] FEMA 356, “Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings,” *Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.*, Novembro, 2000.
- [31] FEMA 273 and FEMA 274, “NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, NEHRP commentary on the guidelines for the seismic rehabilitation of buildings,” *Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.*, October, 1997.
- [32] A. k. Chopra, *Dinamics of Structures: Theory and Applications to Easrthquake Engineering*. Upper Saddle River, New Jersey: Prentice-Hall international series in civil engineering and engineering mechanics, 1995.
- [33] C. Cismasiu, “Dinâmica de Estruturas,” *Texto de apoio à disciplina de Dinâmica de estruturas do Mestrado Integrado em Engenharia Civil*. Faculdade de Ciências e Tecnologias - Univercidade Nova de Lisboa, Lisboa, 2011.
- [34] P. Fajfar e M.EERI, “A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design,” *Earthquake Spectra*, vol. 16, no. 3, pp. 573–592, 2000.
- [35] R. Bento, S. Falcão, e F. Rodrigues, “Avaliação Sísmica de Estruturas de Edifícios Com Base em Análises Estáticas Não Lineares,” in *Sísmica 2004 - 6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, Lisboa*, 2004.
- [36] A. Bejejo, R. Bento, e C. Bhatt, “Exemplo de aplicação do método N2 proposto no EC8 - Pórtico 2D,” in *Curso de Dimensionamento e Avaliação Sísmica de Estruturas, Instituto Superior Tecnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa*, 2012.
- [37] Computers and Structures Inc., “SAP2000 - Integrated Finite Elements Analysis and Design of Structures: Detailed tutorial including pushover analysis,” June. Berkeley, California, USA, 1998.
- [38] L. M. A. Gomes, “Análise pushover – Caso de estudo,” Tese de Mestrado, Universidade Nova de Lisboa-Faculdade de Ciências e Tecnologia, Lisboa, 2010.

Anexos

Anexo A: Características da ação sísmica

Tabela A.0.1- Tipos de terreno

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

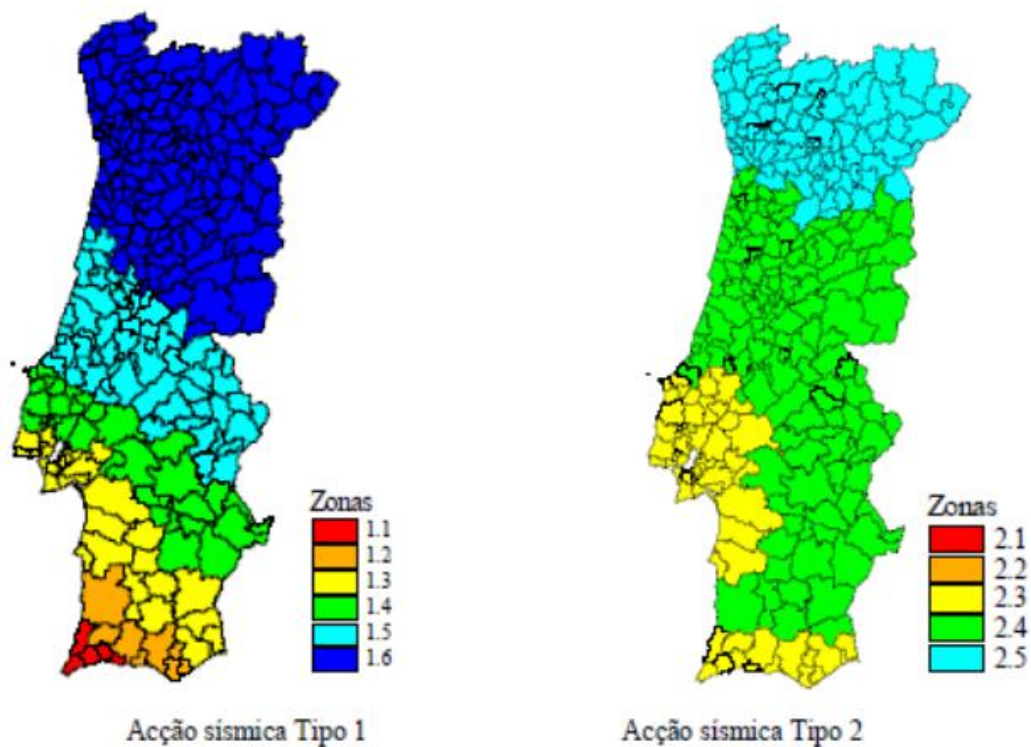


Figura A.0.1- Zonamento Sísmico em Portugal Continental

Tabela A.0.2 - Aceleração máxima de referência nas várias zonas sísmicas

Ação sísmica Tipo 1		Ação sísmica Tipo 2	
Zona Sísmica	$a_{gR} \text{ m/s}^2$	Zona Sísmica	$a_{gR} \text{ m/s}^2$
1.1	2,5	2.1	2,5
1.2	2,0	2.2	2,0
1.3	1,5	2.3	1,7
1.4	1,0	2.4	1,1
1.5	0,6	2.5	0,8
1.6	0,35	-	-

Tabela A.0.3- Classe de importância para os edifícios

Classe de Importância	Edifícios	Ação Sísmica Tipo I	Ação Sísmica Tipo II	
			Continente	Açores
I	Edifícios de importância menor para a segurança pública, como por exemplo edifícios agrícolas, etc.	0.65	0.75	0.85
II	Edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias	1.00	1.00	1.00
III	Edifícios cuja resistência sísmica é importante tendo em vista as consequências associadas ao colapso, como por exemplo escolas, salas de reunião, instituições culturais, etc.	1.45	1.25	1.15
IV	Edifícios cuja integridade em caso de sismo é de importância vital para a proteção civil, como por exemplo hospitais, quartéis de bombeiros, centrais elétricas, etc.	1.95	1.50	1.35

Tabela A.0.4 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástica Tipo 1

Tipo de Terreno	S_{max}	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
A	1.0	0.1	0.25	2.0
B	1.35	0.1	0.25	2.0
C	1.6	0.1	0.25	2.0
D	2.0	0.1	0.3	2.0
E	1.8	0.1	0.25	2.0

Tabela A.0.5- Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástica Tipo 2

Tipo de Terreno	S_{max}	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
A	1.0	0.1	0.25	2.0
B	1.35	0.1	0.25	2.0
C	1.6	0.1	0.25	2.0
D	2.0	0.1	0.3	2.0
E	1.8	0.1	0.25	2.0

- **Representação básica da ação sísmica**

Segundo o EC8 o movimento sísmico num dado ponto da superfície do terreno é representado por um espectro de resposta elástica de aceleração á superfície do terreno.

- **Espectro de resposta elástica horizontal**

Para as componentes horizontais da ação sísmica, o espectro de resposta elástica $S_e(T)$ é definido pelas seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2.5 - 1) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right]$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right]$$

Onde,

$S_e(T)$ – Espectro de resposta elástico;

T - Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade;

a_g – valor de calculo de aceleração à superfície para um terreno do tipo A;

S – Coeficiente do solo;

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 começo do ramo de deslocamentos constante;

η – Coeficiente de correção do amortecimento, com o valor de referência $\eta = 1$ para 5% de amortecimento viscoso.

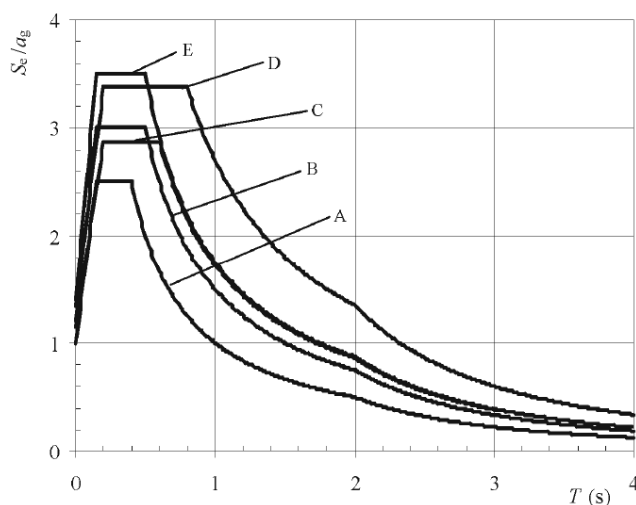


Figura A.0.2: Espectro de resposta elástica do tipo 1 para terrenos dos tipos A a E (5% de amortecimento)

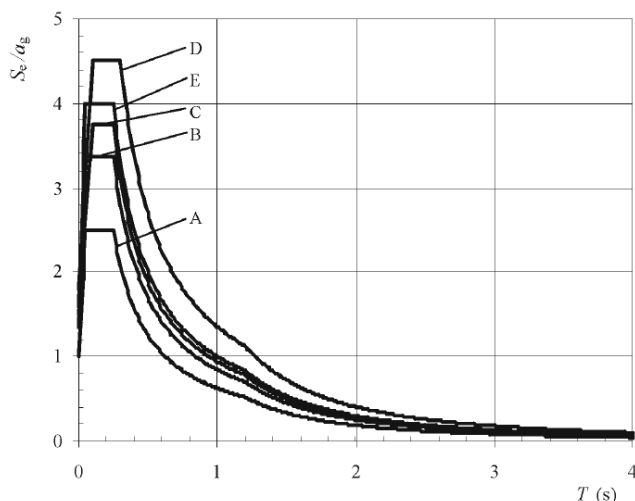


Figura A.0.3 - Espectro de resposta elástica do tipo 2 para terrenos dos tipos A a E (5% de amortecimento)

- **Espectro de resposta elástica vertical**

A componente vertical da ação sísmica deve ser representada por um espectro de resposta elástica, $S_{Ve}(T)$, determinado utilizando as expressões:

$$0 \leq T \leq T_B : S_{Ve}(T) = a_{Vg} \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 3.0 - 1) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_{Ve}(T) = a_{Vg} \cdot \eta \cdot 3.0$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_{Ve}(T) = a_{Vg} \cdot \eta \cdot 3.0 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right]$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_{Ve}(T) = a_{Vg} \cdot \eta \cdot 3.0 \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right]$$

- **Espectro de cálculo para a análise elástica**

A capacidade dos sistemas estruturais de resistir às ações sísmicas no domínio não linear permite, em geral, efetuar o seu cálculo para resistirem a forças sísmicas inferiores às que correspondem a uma resposta elástica linear.

A fim de evitar uma análise estrutural não elástica explícita, a capacidade de dissipação de energia da estrutura, obtida principalmente pelo comportamento dúctil dos seus elementos e/ou de outros mecanismos, é tida em conta, efetuando-se uma análise elástica baseada num espectro de resposta reduzido em relação ao de resposta elástica, designado por espectro de cálculo. Esta redução é efetuada pelo coeficiente de comportamento, q .

Em geral, pode-se admitir um comportamento linear para efeitos de cálculo da ação sísmica e corrigir os resultados, dividindo-os pelo coeficiente de comportamento.

O coeficiente de comportamento é utilizado nas análises lineares para ter em conta o comportamento não linear das estruturas. Ou seja, o coeficiente de comportamento é o equilíbrio entre a resistência e a capacidade de dissipação de energia. Este coeficiente depende do tipo de estrutura.

O espectro de cálculo $S_d(T)$ para as componentes horizontais da ação sísmica é definido pelas seguintes expressões:

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

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

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

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}$$

Onde,

$S_d(T)$ – Espectro de cálculo;

q – Coeficiente de comportamento;

β – Coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal.

Anexo B: Modos de Vibração do Edifício e Fatores de Participação de Massa

Tabela B.0.1- Fator de participação da massa

	Período (s)	Frequência (Hz)	U_x	U_y	$\sum U_x$	$\sum U_y$	U_z	$\sum R_z$
1	0.342549	2.9193	0.0189	0.62546	0.0189	0.62546	0.29111	0.29111
2	0.238898	4.1859	0.42969	0.01985	0.44859	0.64531	0.02624	0.31735
3	0.146759	6.8139	0.01342	0.00014	0.46201	0.64545	0.22741	0.54475
4	0.108832	9.1885	0.00414	0.14452	0.46615	0.78997	0.08144	0.62619
5	0.081304	12.299	0.12445	0.00106	0.5906	0.79103	0.00649	0.63268
6	0.08014	12.478	0.0009	0.00076	0.5915	0.79179	3.58E-05	0.63272
7	0.070048	14.276	0.00156	5.69E-05	0.59306	0.79185	0.00133	0.63405
8	0.068679	14.56	0.00725	0.00669	0.60031	0.79853	0.02478	0.65883
9	0.067368	14.844	0.00438	0.00865	0.60469	0.80718	0.01849	0.67732
10	0.065952	15.163	0.03081	0.01139	0.63549	0.81857	0.07202	0.74934
11	0.064066	15.609	0.00017	0.00083	0.63566	0.8194	0.00034	0.74968
12	0.060665	16.484	0.00292	0.00255	0.63858	0.82195	5.98E-10	0.74968
13	0.06013	16.631	1.69E-05	0.00012	0.6386	0.82207	0.00035	0.75003
14	0.058441	17.111	0.01883	0.03879	0.65743	0.86087	0.00361	0.75364
15	0.057085	17.518	0.00018	0.00054	0.65761	0.86141	1.96E-05	0.75366
16	0.055842	17.908	0.00047	0.00131	0.65808	0.86272	0.00109	0.75475
17	0.053415	18.721	0.01758	0.00316	0.67567	0.86588	0.01278	0.76753
18	0.052285	19.126	0.00319	0.00083	0.67885	0.86671	0.00408	0.77162
19	0.051783	19.311	0.07218	0.01036	0.75103	0.87706	0.05063	0.82225
20	0.051122	19.561	0.00932	0.00068	0.76036	0.87774	0.00526	0.82751
21	0.048964	20.423	0.00183	0.00021	0.76218	0.87795	0.0011	0.82861
22	0.048829	20.48	0.00102	2.77E-05	0.76321	0.87798	0.00025	0.82887
23	0.048054	20.81	8.83E-05	0.00063	0.7633	0.87861	0.00018	0.82905
24	0.047564	21.024	0.00027	7.21E-05	0.76357	0.87868	1.3E-06	0.82905
25	0.047051	21.254	0.00072	0.00659	0.76428	0.88527	0.00057	0.82962
26	0.046671	21.426	4.8E-05	0.06693	0.76433	0.9522	0.01812	0.84774
27	0.04662	21.45	7.22E-05	0.01672	0.76441	0.96892	0.00414	0.85188
28	0.044375	22.535	0.00031	0.00085	0.76472	0.96976	0.0008	0.85268
29	0.043779	22.842	0.00252	0.00187	0.76724	0.97163	0.00311	0.85578
30	0.043078	23.214	4.83E-05	1.96E-05	0.76729	0.97165	7.42E-05	0.85586
31	0.042466	23.548	5.5E-06	1.1E-05	0.76729	0.97166	1.1E-05	0.85587
32	0.042222	23.685	0.00078	0.00011	0.76808	0.97177	0.00051	0.85638
33	0.040942	24.425	0.00164	0.00026	0.76972	0.97203	0.00108	0.85746
34	0.040566	24.651	1.43E-06	6.35E-06	0.76972	0.97203	1.26E-05	0.85747
35	0.039829	25.107	6.25E-06	1.23E-05	0.76973	0.97204	1.44E-06	0.85747
36	0.038629	25.887	0.00022	5.85E-08	0.76995	0.97204	2.33E-05	0.8575
37	0.038259	26.138	0.03652	0.00014	0.80648	0.97219	0.00015	0.85765

38	0.037448	26.704	0.00117	1.62E-07	0.80764	0.97219	6.14E-05	0.85771
39	0.037399	26.739	0.09336	3.38E-05	0.90101	0.97222	0.00418	0.86189
40	0.036511	27.389	0.0003	0.00034	0.9013	0.97256	0.00105	0.86294

1° Modo

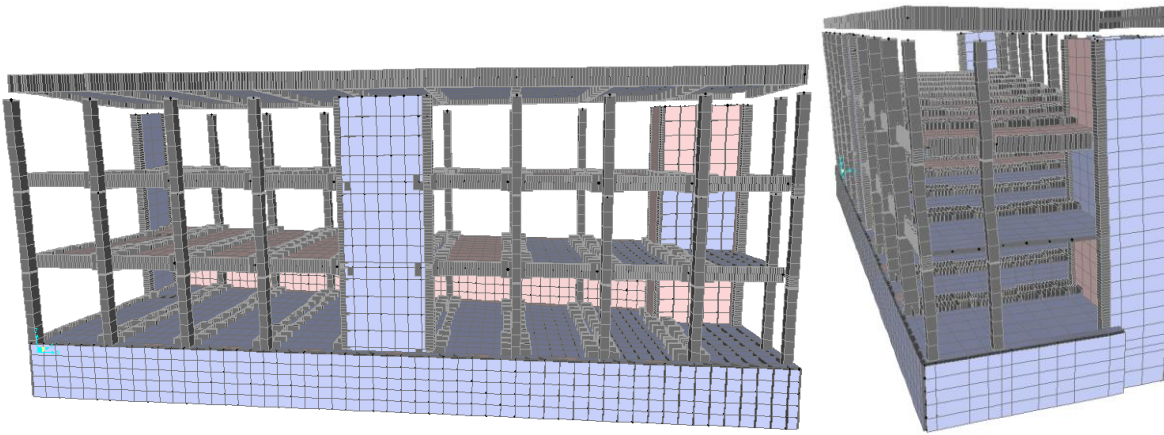


Figura B.0.1 - 1° Modo de vibração

2° Modo

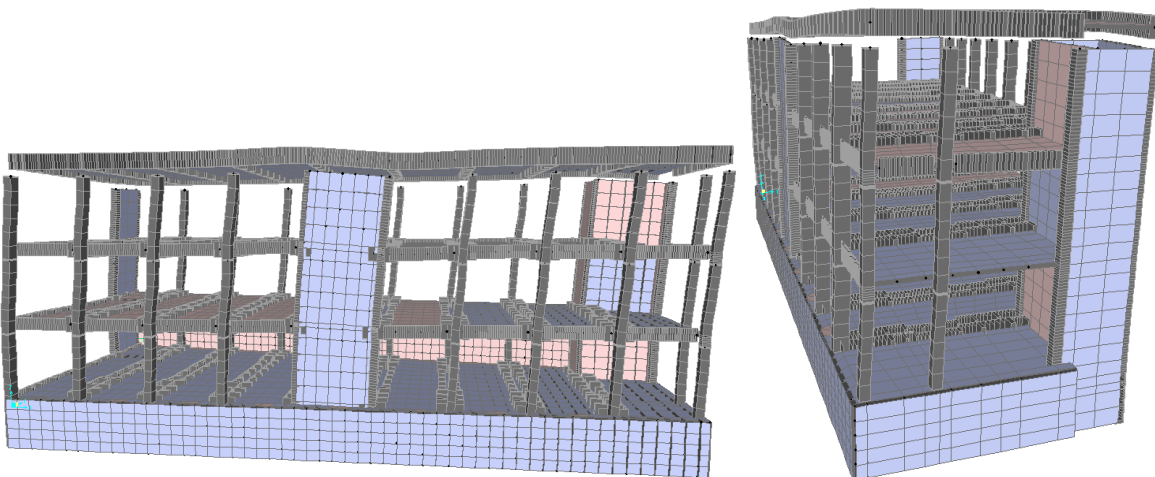


Figura B.0.2 – 2° Modo de vibração

3º Modo

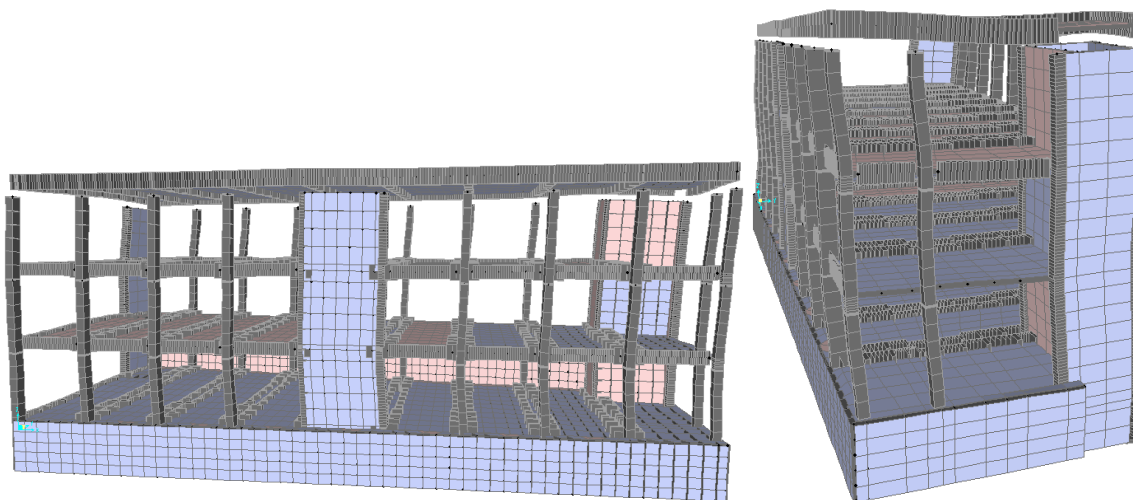


Figura B.0.3 – 3º Modo de vibração

4º Modo

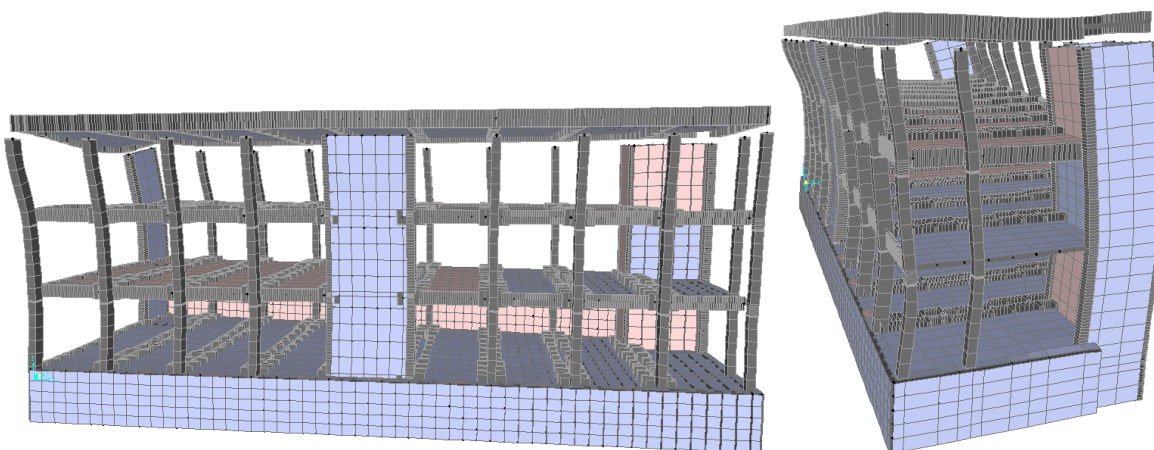


Figura B.0.4 – 4º Modo de vibração

5º Modo

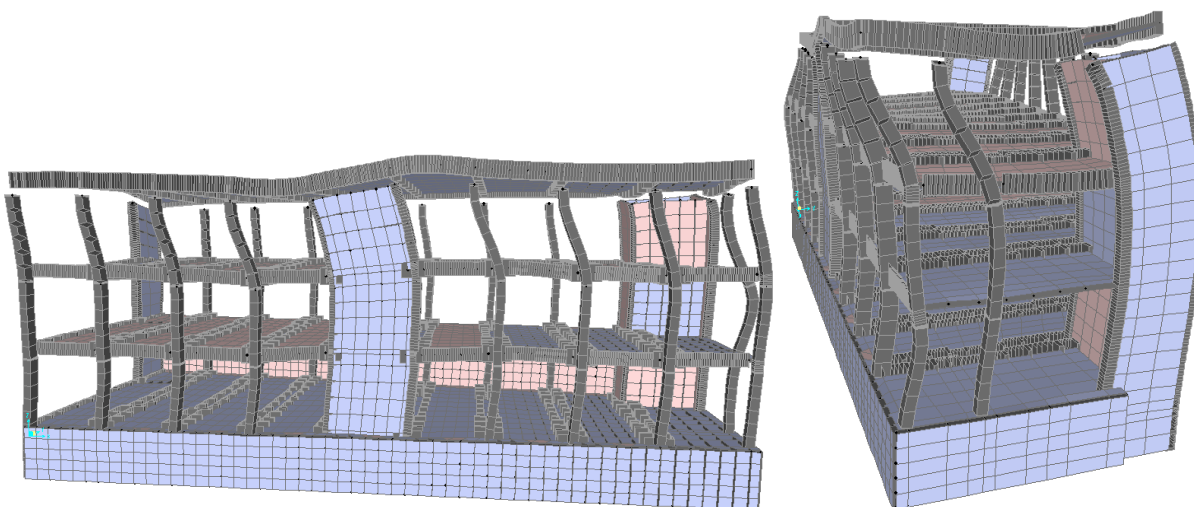


Figura B.0.5 – 5º Modo de vibração

Anexo C: Planta do Edifício

