



**Universidade de
Aveiro
2018**

Departamento de Engenharia Civil

**José Luis Lopes Alves ESTÁGIO: ANÁLISE SÍSMICA NO
DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE
EDIFÍCIOS**



**José Luis Lopes Alves ESTÁGIO: ANÁLISE SÍSMICA NO
DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE
EDIFÍCIOS**

Relatório de estágio apresentado à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, realizada sob a orientação científica do Professor Engenheiro José Alberto Marques Lapa, Professor Auxiliar Convidado do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro.

Dedico este trabalho à minha família.

o júri

presidente

Prof. Doutora Maria Fernanda da Silva Rodrigues

Professora Auxiliar na Universidade de Aveiro

Doutor António José Pereira de Figueiredo

Investigador

Prof. José Alberto Marques Lapa

Professor Auxiliar Convidado da Universidade de Aveiro

Deixo uma mensagem, em gesto de agradecimento, a todas as pessoas que me apoiaram e que de alguma forma, contribuíram para a conclusão deste documento.

agradecimentos

À minha família, pais, irmão, avós e tio, um muito obrigado pela oportunidade concedida, pelo apoio, dedicação, afeto, coragem e força transmitidos

Ao meu orientador, professor José Alberto Marques Lapa, por todo o apoio, orientação científica e conhecimentos transmitidos ao longo deste percurso, bem como a oportunidade da realização do estágio.

Aos Colaboradores da Ferreira Lapa, pelo companheirismo, pelo ambiente de trabalho, pelo apoio constante, pelos conhecimentos transmitidos, e acima de tudo pela amizade que criada.

A todos os meus amigos da Universidade de Aveiro, e da Universitat Politècnica de Catalunya que marcaram o meu percurso académico, obrigado pelo companheirismo, pelo apoio permanente e dedicação para a concretização desta etapa. Directamente à Eliana, Patrícia Ferreira, Diogo Antunes, Fábio Simões, Francisco Felício e Pedro Moreira.

Ao Renato Rodrigues por todo o apoio, motivação e compreensão demonstrados ao longo deste percurso. Bem como o companheirismo.

palavras-chave

Análise Sísmica, Eurocódigo, Estruturas, Esforços de dimensionamento, Modelação, Elementos estruturais

resumo

O presente trabalho diz respeito a um estágio curricular, realizado no sentido de cumprir os requisitos necessários à obtenção do grau de mestre em Engenharia Civil pela Universidade de Aveiro. Estágio este efetuado no gabinete de projetos da empresa Ferreira Lapa, Lda.

Sendo o sismo uma ação importante na conceção de estruturas de edifícios, este trabalho pretende analisar diferentes tipos de estruturas, nomeadamente um edifício industrial destinado a serviços, e um edifício habitacional para habitação e comércio. E também se intenciona determinar a ação sísmica à qual são solicitadas.

O conteúdo de aprendizagem inclui o conhecimento da legislação aplicável a esta análise estrutural, aprendizagem de software de cálculo automático, o SAP2000.

keywords

Seismic Analysis, Eurocode, Structures, Efforts of design, Modeling, Structural elements

abstract

The present work concerns a curricular internship, accomplished in the sense of fulfilling the requisites necessary to obtain the degree of master's in civil engineering by the University of Aveiro. Internship done in the project office of the company Ferreira Lapa Lda.

As the earthquake is an important action in the design of building structures, this work intends to analyze different types of structures, namely an industrial building for services, and a residential building for housing and commerce. And it is also intended to determine the seismic action to which they are requested.

The learning content includes knowledge of the legislation applicable to this structural analysis, learning automatic calculation software, the SAP2000.

Índice

Índice	i
Índice de figuras	iv
Índice de tabelas	v
Índice de gráficos.....	vi
1. Introdução.....	3
1.1. Motivação	3
1.2. Objetivos e metodologia	3
1.3. Calendarização	4
1.4. Descrição da empresa	5
2. Considerações iniciais	9
2.1. A ação sísmica e a abordagem ao Eurocódigo 8	9
2.2. Requisitos de desempenho e critérios de conformidade	9
2.3. Condições e tipos do terreno.....	9
2.4. Ação sísmica	11
2.5. Tipos de análise sísmica de estruturas de edifícios.....	12
3. Objetivos da Dinâmica de Estruturas	17
3.1. Conceção estrutural.....	17
4. Métodos de análise sísmica	21
4.1. Métodos expeditos de pré-dimensionamento de estruturas sujeitas a sismos..	21
4.1.1. Lajes	21
4.1.2. Vigas.....	22
4.1.3. Pilares	23
4.1.4. Fundações	24
4.2. Métodos expeditos de análise sísmica	24
4.2.1. Método de Rayleigh	24
4.2.2. Método simplificado de análise estática	25
4.3. Métodos de análise sísmica.....	26
4.3.1. Método das forças laterais	26
4.3.2. Método do espectro de resposta modal.....	27
4.3.3. Análise dinâmica não linear	28

4.3.4.	Análise estática não linear	28
5.	Casos de estudo	33
5.1.	Edifício industrial	33
5.1.1.	Materiais	34
5.1.2.	Solicitações	34
5.1.3.	Modelação	34
5.1.3.1.	Aproximações para elaboração do modelo	34
5.1.3.2.	Modelação dos elementos estruturais	35
5.2.	Edifício para habitação e comércio	37
5.2.1.	Materiais	39
5.2.2.	Solicitações	39
5.2.3.	Modelação	39
5.2.3.1.	Aproximação para efeitos da construção do modelo	39
5.2.3.2.	Modelação dos elementos estruturais	40
5.3.	Combinações de ações	42
6.	Análise segundo o EC8	47
6.1.	Plataforma logística	47
6.1.1.	Definição da ação sísmica	47
6.1.1.1.	Definição do coeficiente do solo	48
6.1.1.2.	Definição do coeficiente de comportamento, q	49
6.1.2.	Definição do espectro de dimensionamento	51
6.1.3.	Análise modal segundo recorrendo ao SAP2000	54
6.1.3.1.	Modos de Vibração	54
6.1.3.2.	Combinação das respostas modais	55
6.1.3.3.	Efeitos de torção accidental	55
6.1.4.	Efeitos de 2ª ordem	58
6.1.5.	Limitação de danos	59
6.1.6.	Combinação dos efeitos das componentes da ação sísmica	60

6.2. Edifício para habitação e comércio.....	62
6.2.1. Definição da acção sísmica.....	62
6.2.1.1. Definição coeficiente do solo.....	63
6.2.1.2. Definição do coeficiente de comportamento, q.....	63
6.2.2. Definição do espectro de dimensionamento.....	65
6.2.3. Análise modal segundo recorrendo ao SAP2000.....	68
6.2.3.1. Modos de Vibração.....	68
6.2.3.2. Combinação das respostas modais.....	69
6.2.3.3. Forças de corte.....	69
6.2.4. Efeitos de torsão.....	71
6.2.5. Efeitos de 2ª ordem.....	71
6.2.6. Limitação de danos.....	72
6.2.7. Combinação dos efeitos das componentes da ação sísmica.....	73
7. Considerações finais.....	77
7.1. Conclusões.....	77
7.2. Desenvolvimentos futuros.....	79
Referências bibliográficas.....	83
Anexos.....	81

Índice de figuras

Figura 1 – Localização da Empresa (Google Earth ®)	5
Figura 2 – Ação sísmica tipo 1	11
Figura 3 – Ação sísmica tipo 2	11
Figura 4 – Localização edifício (Google Earth ®)	33
Figura 5 – Terreno de implementação	33
Figura 6 – Planta de cobertura e corte	34
Figura 7 – Modelo geral em AutoCAD	35
Figura 8 – Modelo geral elaborado em SAP2000	36
Figura 9 – Localização do edifício (Google Earth ®)	37
Figura 10 – Alçado orientado a este	37
Figura 11 – Alçado orientado a sul	37
Figura 12 – Identificação dos corpos do edifício	38
Figura 13 – Perspetiva final do projeto	38
Figura 14 – Modelo criado em AutoCAD	40
Figura 15 – Modelo em SAP2000	41
Figura 16 – Lista de pilares SAP2000 (1)	42
Figura 17 – Lista de pilares SAP2000 (2)	42
Figura 18 – Lista de pilares SAP2000 (3)	42
Figura 19 – Lista de pilares SAP2000 (4)	42
Figura 20 – Lista de lajes SAP2000	42
Figura 21 - Modo de vibração 1	55
Figura 22 - Modo de vibração 6	55
Figura 23 - Modo de vibração 3	69
Figura 24 - Modo de vibração 7	69

Índice de tabelas

Tabela 1 – Horário no 1º semestre.....	4
Tabela 2 – Horário no 2º semestre.....	4
Tabela 3 – Calendário adotado	4
Tabela 4-Tipos de terreno [EC8]	10
Tabela 5-Acelerações em Portugal continental	12
Tabela 6 – Aceleração a_g , coeficiente de solo máximo $S_{máx}$, e limites de período T_B , T_C e T_D	48
Tabela 7 - Valores do coeficiente de solo, S	49
Tabela 8 – Elementos necessários para a definição dos espectros de dimensionamento para os dois tipos de sismo	52
Tabela 9 – Períodos, modos de vibração, massas modais e seus somatórios	54
Tabela 10 – Massa, período, aceleração e participação da massa	57
Tabela 11 – Forças de inércia calculadas	57
Tabela 12 – Peso total da estrutura, P_{tot} , Deslocamento relativo d_r , força de inércia, V_{tot} , e altura da estrutura, h	59
Tabela 13 – Deslocamento relativo máximo $d_{r,máx}$, coeficiente de redução u , altura entre pisos h	60
Tabela 14 – Aceleração a_g , coeficiente de solo máximo $S_{máx}$, e limites de período T_B , T_C e T_D	63
Tabela 15 – Valores do coeficiente de solo, S	63
Tabela 16 – Elementos necessários para a definição dos espectros de dimensionamento para os dois tipos de sismo	65
Tabela 17 – Períodos, modos de vibração, massas modais e seus somatórios	68
Tabela 18 – Massa, período, aceleração e participação da massa	70
Tabela 19 – Força basal calculada.....	70
Tabela 20 - Peso total da estrutura P_{tot} , deslocamento máximo $d_{r,máx}$, coeficiente de redução u , altura entre pisos h	71
Tabela 21 – Deslocamento relativo máximo $d_{r,máx}$, coeficiente de redução u , altura entre pisos h	72

Índice de gráficos

Gráfico 1 – Espectro de dimensionamento sismo 1.4	52
Gráfico 2 – Espectro de dimensionamento sismo 2.3	53
Gráfico 3 – Espectro de dimensionamento sismo 1.6	66
Gráfico 4 – Espectro de dimensionamento sismo 2,5	67

Capítulo 1

Introdução

1. Introdução

O presente relatório faz parte do desenvolvimento da unidade curricular de Dissertação/Projeto/Estágio do plano curricular do Mestrado Integrado em Engenharia Civil (MIEC), do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro.

O referido relatório assenta na unidade curricular de Estágio que se realizou ao longo do presente ano letivo de 2017/2018 na empresa Ferreira Lapa, Lda. O estágio teve como tema a “Análise sísmica no dimensionamento de estruturas de edifícios”.

1.1. Motivação

A melhor maneira de colocar em prática os conhecimentos teóricos e as competências adquiridas ao longo do curso de Engenharia Civil é a realização de um estágio numa empresa da respetiva área.

A opção pela realização de estágio à escolha de dissertação não se deve só à razão acima referida, mas também ao facto de a experiência profissional ser um dos fatores mais importantes valorizado pelas entidades empregadoras, dado o panorama atual. O estágio confere assim uma vantagem futura aquando da inclusão no mercado de trabalho.

1.2. Objetivos e metodologia

A realização do estágio curricular na empresa Ferreira Lapa, Lda. Tem como principais objetivos adquirir experiência prática e valorizar o conhecimento em Engenharia Civil, nomeadamente no âmbito de dimensionamento de estruturas de edifícios.

Caracterizando um pouco mais estes objetivos, as expectativas para a realização deste estágio são:

- Analisar as plantas do projeto de arquitetura;
- Estruturação;
- Modelação;
- Avaliação de ações permanentes e varáveis;
- Análise sísmica;
- Preparação de dados para programa;
- Análise de esforços;

- Verificações regulamentares (deformação, fendilhação, deslocamentos, limites...);
- Critérios de economia

1.3. Calendarização

De forma a cumprir os objetivos apresentados no presente relatório, que se realizou a longo de dois semestres curriculares, foi cumprido o seguinte horário semanal:

Tabela 1 – Horário no 1º semestre

Horário	Segunda	Terça	Quarta	Quinta	Sexta
9h00-13h00					
14h00-18h00					

Tabela 2 – Horário no 2º semestre

Horário	Segunda	Terça	Quarta	Quinta	Sexta
9h00-13h00					
14h00-18h00					

As atividades realizadas no decorrer do estágio foram as seguintes:

- A – Estudo mais aprofundado dos Eurocódigos 0, 1, 2, 7 e 8
- B – Estudo de dinâmica de estruturas
- C – Metodologias de análise sísmica de estruturas de edifícios
- D – Análise sísmica recorrendo ao software SAP2000
- F – Aplicação a um caso real de dimensionamento de estrutura de betão armado
- G – Redação do relatório final

As atividades foram realizadas de acordo com o seguinte calendário:

Tabela 3 – Calendário adotado

Tarefa	Outubro	Novembro	Dezembro	Janeiro	Fevereiro	Março	Abril	Mai	Junho	Julho	Agosto	Setembro	Outubro	Novembro
A														
B														
C														
D														
E														
F														
G														

1.4. Descrição da empresa

A empresa Ferreira Lapa, Lda com sede em Aveiro, é uma empresa multifacetada, abrangendo vários tipos de atividades em sistema de cooperativa com vários profissionais apresentando atualmente soluções nos domínios da Engenharia Civil, Formação, Energias Renováveis, Gestão de Empreendimentos, Comunicação Design, Webdevelopment, Arqueologia, Turismo e Traduções Técnicas.



Figura 1 – Localização da Empresa (Google Earth ®)

Dada a vasta experiência do Diretor Geral e dos colaboradores permanentes, rapidamente a empresa mostrou ser capaz de aceitar e concluir com êxito qualquer desafio nas suas variadas áreas de atuação, tendo conquistado a confiança de empresas muito respeitadas e conceituadas a nível nacional e internacional, podendo contar com elas para fazer parte da sua lista de parceiros. Além deste reconhecimento e confiança, a empresa recebeu sempre o melhor feedback de todos os serviços prestados, garantindo assim o cumprimento da sua missão mais valiosa que é servir da melhor forma o cliente. A internacionalização da empresa para Inglaterra e Polónia, foi sem dúvida uma alavanca de confiança e permitiu um leque de conhecimentos, experiência, contactos e suporte financeiro que permitiu a expansão da empresa para outros setores de atividade empresarial, diversificando a sua oferta noutros domínios do conhecimento e da tecnologia.

Este rápido concretizar da sua vocação inicial de se expandir para mercados e domínios variados e menos comuns, permitiu outra vertente da empresa, que é a da inovação.

Para isso foi concretizada rapidamente a ideia inicial de apresentar soluções em múltiplas áreas num modelo sólido cooperativo, sem encargos desnecessários e com forte apoio das entidades nacionais e comunitárias, com base não só nos quadros da própria empresa como de múltiplos colaboradores cooperativos externos com sólidos conhecimentos em diversas áreas, decidindo apostar em áreas como energias

renováveis, em especial a geotermia e a biotermia, na gestão de empreendimentos turísticos, no sector da comunicação global com webdesign e wbdevelopment e ainda na arqueologia, tendo conseguido também parceiros que se integram no nível de exigência e de qualidade que a empresa entende prioritária, abrindo assim as portas a outras oportunidades, a outros desafios e a outros países.

Capítulo 2

Considerações iniciais

2. Considerações iniciais

2.1. A ação sísmica e a abordagem ao Eurocódigo 8

A aplicação do Eurocódigo 8 ao projeto de estruturas sujeitas à ação sísmica tem como finalidade assegurar três objetivos: salvaguardar as vidas humanas; limitar os danos provocados no edifício; garantir a operacionalidade de estruturas importantes para a proteção civil.

2.2. Requisitos de desempenho e critérios de conformidade

Neste contexto é necessário que as estruturas sejam projetadas para a não ocorrência de colapso local ou global para um nível de ação sísmica de determinada probabilidade de ocorrência, designada por ação sísmica de cálculo, bem como seja controlado o nível de danos provocados na mesma para uma ação sísmica de menor intensidade com maior probabilidade de ocorrência que a ação sísmica de cálculo. Os danos provocados não devem corresponder a custos desproporcionalmente elevados quando comparados com os da própria estrutura. O cumprimento destes dois requisitos traduz-se regularmente na verificação de dois estados limites: estados limites últimos e estados limites de danos [EC8].

2.3. Condições e tipos do terreno

Para se classificar o terreno de acordo com o seu tipo é necessária a realização de estudos de caracterização geotécnica. O local no qual será implementada a obra bem como a natureza do terreno não devem apresentar riscos de rotura do terreno, de instabilização de taludes e de afastamentos permanentes provocados por liquefação ou aumento da compacidade do solo no caso de ocorrência de um sismo. Devem ser realizados estudos de caracterização geotécnica para determinar a ação sísmica, de acordo com a classe de importância da estrutura e das condições particulares do projeto.

Tabela 4-Tipos de terreno [EC8]

Tipo de terreno	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (pancadas/30 cm)	c_u (kPa)
A	Rocha ou outra formação geológica do tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície	>800	-	-
B	Depósitos de areia muito compactada, 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 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			
S1	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 em água	<100 (indicativo)	-	10-20
S2	Depósitos de solos com potencial de liquefação, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de terreno não incluído nos tipos A - E ou S1			

Os terrenos do tipo A, B, C, D e E, descritos por perfis estratigráficos e pelos parâmetros indicados na Tabela 1, podem ser utilizados para ter em conta a influência das condições locais do terreno na ação sísmica. Poderá também ser tida em conta a influência da geologia profunda na ação sísmica.

Se disponível o terreno deve ser classificado de acordo com o valor de velocidade média das ondas de corte, $v_{s,30}$, em contrário utiliza-se o valor de N_{SPT} .

A velocidade média das ondas de corte $v_{s,30}$, deve ser calculada de acordo com a seguinte expressão:

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1, N} \frac{h_i}{v_i}}$$

2.4. Ação sísmica

No EC8 são definidos dois tipos de ação sísmica para o território nacional. A ação sísmica tipo 1 apresenta um cenário de geração interplacas continentais caracterizando-se por baixas frequências, elevada magnitude e longa duração. A ação sísmica tipo 2 apresenta um cenário de geração intraplacas continentais caracterizando-se pela elevada frequência, magnitude moderada e curta duração.

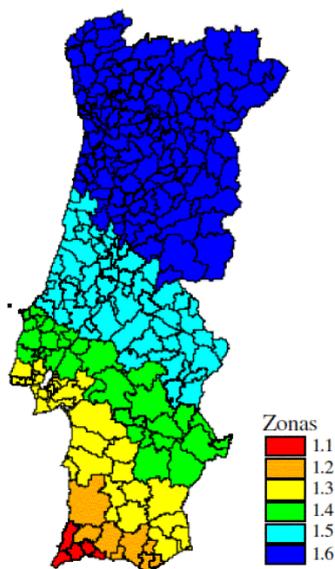


Figura 2 – Ação sísmica tipo 1

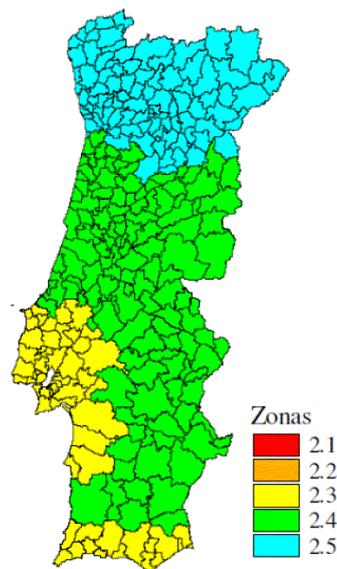


Figura 3 – Ação sísmica tipo 2

As figuras 2 e 3 apresentam o zonamento sísmico do território de Portugal Continental para os dois tipos de ação de acordo com o EC8.

Tabela 5-Acelerações em Portugal continental

Ação sísmica tipo 1		Ação sísmica Tipo 2	
Zona Sísmica	a_{gR} (m/s ²)	Zona Sísmica	a_{gR} (m/s ²)
1,1	2,5	2,1	2,5
1,2	2,0	2,2	2,0
1,3	1,5	2,3	1,7
1,4	1,0	2,4	1,1
1,5	0,6	2,5	0,8
1,6	0,4	-	-

Na tabela 5 estão indicados os valores de referência da aceleração máxima (a_{gR}) correspondentes aos tipos de ação sísmica. No dimensionamento da estrutura a ação a considerar é a ação sísmica de cálculo (a_g) obtida pelo produto da aceleração de referência pelo coeficiente de importância γ_1 , como se pode verificar na seguinte expressão:

$$a_g = a_{gR} * \gamma_1$$

2.5. Tipos de análise sísmica de estruturas de edifícios

A verificação ou garantia da segurança de uma estrutura envolve a determinação dos efeitos das diferentes ações sobre a estrutura, e a verificação ou garantia que a estrutura tem capacidade para lhes resistir, se forem forças de inércia ou esforços internos que possam afetar a integridade da estrutura, ou se são aceitáveis, caso sejam grandezas cinemáticas como deslocamentos ou acelerações. Como a perceção dos esforços internos é útil para entender a metodologia de verificação de segurança e as metodologias de dimensionamento.

A determinação dos efeitos da ação dos sismos sobre as estruturas pode ser feita por via experimental ou por via analítica. Sendo que a primeira faz uso de modelos reduzidos ou à escala natural das próprias estruturas, aplicando forças ou deslocamentos em alguns pontos e determinando os seus efeitos. A segunda via baseia-se na análise, por cálculo manual ou em computador, de modelos matemáticos que, mediante determinadas hipóteses, simulam o comportamento real da estrutura.

A via experimental usa-se raramente, essencialmente em casos bastante complexos, cuja modelação analítica se baseia em hipóteses que necessitem de ser validadas ou calibradas (Lopes, 2009).

Capítulo 3

Objetivos da dinâmica de estruturas

3. Objetivos da Dinâmica de Estruturas

A análise dinâmica de uma estrutura pode ser efetuada segundo as seguintes fases:

- Quantificação do tipo de ação dinâmica à qual a estrutura é sujeita
- Definição de um modelo estrutural
- Definição de um modelo de cálculo que represente o comportamento da estrutura, em termos de deslocamentos e esforços
- Estudo dinâmico comportamental do modelo em análise

Ao longo deste trabalho será dedicada especial atenção á análise do comportamento dinâmico de estruturas quando sujeitas à ação sísmica, poie é o tipo de ação dinâmica, falada com mais frequência, no dimensionamento de estruturas.

Os objetivos propostos para este trabalho prendem-se com o aumento do conhecimento de forma a entender o comportamento dinâmico das estruturas, determinação de esforços devidos a ações de caracter dinâmico e conhecimento de sistemas estruturais eficientes e económicos.

3.1. Conceção estrutural

Para que a resistência sísmica de um determinado edifício seja atingida, em qualquer direção horizontal, é necessário ter em conta alguns conceitos básicos no que à forma e tipo do edifício dizem respeito. A simplicidade estrutural é o principal critério que leva a um bom funcionamento da estrutura quando sujeita à ação sísmica. O principal objetivo deste critério é garantir que o edifício é concebido com formas simples e regulares tanto em planta como em altura, nem que para isso se tenha de dividir a estrutura. É fulcral a conceção (Guedes, 2011).

O efeito do comportamento assimétrico de estruturas, normalmente associadas a esforços de torção, o que é inconveniente do ponto de vista da resposta à ação sísmica. Pois deve-se ao facto de os pilares mais afastados do centro de rotação sofrerem esforços e/ou deslocamentos mais elevados, levando a uma maior dificuldade no seu dimensionamento e numa adequada pormenorização. É possível evitar este efeito, fazendo coincidir, ao nível dos pisos, o centro de massa com o centro de rigidez, dotando as estruturas com rigidez tanto quanto possível distribuída simetricamente em duas direções ortogonais (Amaral, 2014).

A redundância estrutural é outro critério bastante importante e tem como principal objetivo garantir que há possibilidade de haver encaminhamento de esforços para outros elementos caso haja a plastificação de um outro elemento, garantindo assim que após a primeira plastificação o edifício não sofre grandes danos estruturais. (Lopes, 2008).

Capítulo 4

Métodos de análise sísmica

4. Métodos de análise sísmica

4.1. Métodos expeditos de pré-dimensionamento de estruturas sujeitas a sismos

Após definição da solução estrutural, torna-se necessário proceder ao pré-dimensionamento dos elementos estruturais com o objetivo de determinar as dimensões que, a priori, satisfazem as condições exigidas. O pré-dimensionamento deve, naturalmente, seguir uma ordem, uma vez que em função das dimensões dos elementos, os pesos próprios destes variam. Uma vez que as cargas seguem o caminho tipo “laje → viga → pilar/paredes → sapata”

4.1.1. Lajes

Nos edifícios, os pavimentos têm um papel muito importante no comportamento sísmico global da estrutura. Atuam como diafragmas horizontais que recebem e transmitem as forças de inércia aos sistemas estruturais verticais e garantem a solidariedade desses sistemas na resistência à ação sísmica horizontal. Estes deverão ser dotados de adequadas rigidez e resistência no plano e deverão possuir ligações eficazes ao sistema resistente às ações laterais, garantindo a integração deste sistema como um todo.

O pré-dimensionamento de uma laje consiste em determinar o peso próprio e a espessura necessária, para que a mesma apresente capacidade resistente e deformações admissíveis perante as ações permanentes e variáveis a que esteja submetida. A espessura das lajes, depende entre outras, das condições de apoio, das condições de utilização e das cargas a que as mesmas estão sujeitas. Por questões práticas, estéticas e até de ordem económica, é comum manter a mesma espessura de laje num mesmo piso, e como tal efetua-se o cálculo para a laje mais desfavorável (geralmente com maior vão e/ou submetida às maiores cargas atuantes) adotando-se assim essa espessura para todas as outras.

A espessura deste elemento estrutural definida pode ser determinada consoante o seu tipo.

Para lajes vigadas unilaterais e bilaterais utiliza-se, respetivamente:

$$h \approx \frac{l}{30 \text{ a } 35} \qquad h \approx \frac{l}{35 \text{ a } 40}$$

No caso de lajes fungiformes maciça e aligeirada, respetivamente:

$$h \approx \frac{l}{25 \text{ a } 30} \qquad h \approx \frac{l}{20 \text{ a } 25}$$

4.1.2. Vigas

Num pré-dimensionamento de vigas expedito é comum utilizar a seguinte expressão:

$$h \approx \frac{l}{10 \text{ a } 12}$$

Para o pré-dimensionamento das vigas verificaram-se duas situações, para o esforço à deformação e para o esforço à flexão. Após efetuar os cálculos deve verificar-se qual a condição mais desfavorável, que requer vigas de maior secção. Como forma de homogeneizar a envolvente exterior, procura-se que as vigas possuam a mesma altura.

Na verificação da deformação, recorre-se a um processo análogo ao dimensionamento das lajes.

Inicialmente determinam-se os vãos maiores de cada viga da e as condições de apoio, através dos quais se obtêm os valores de $(L/d)_{ref}$, que se encontram no Eurocódigo 2, relativos à deformação (“casos em que o cálculo da flecha pode ser desprezado”).

Relativamente ao pré-dimensionamento das vigas à flexão, procura-se, em primeira instância, determinar as áreas de influência das vigas.

Posto isto, transforma-se a carga distribuída atuante na respetiva laje, numa carga linear recorrendo à seguinte expressão:

$$P_{linear} = \frac{A_{influencia} \times P_{sd}}{L}$$

O valor de K depende do número de tramos de cada viga.

Possuindo todos os parâmetros acima referidos, calcula-se o momento através da seguinte expressão:

$$M = \frac{L^2 \times P_{linear}}{K}$$

Por fim, calcula-se o valor de d_{\min} através da expressão:

$$d_{\min} = \sqrt{\frac{M}{b \times f_{cd} \times v}}$$

Ao d_{\min} , soma-se o recobrimento e obtém-se o valor de h_{\min} , que corresponde à altura mínima da viga.

4.1.3. Pilares

O pré-dimensionamento dos pilares tem um papel de elevada importância na fase inicial de um projeto estrutural, uma vez que estes são os elementos que mais interferem nos ambientes arquitetónicos.

Para o pré-dimensionamento dos pilares, determinaram-se as áreas de influência. De seguida, obteve-se o valor do esforço axial no pilar através da área de influência e das ações verticais recorrendo à seguinte expressão:

$$N_{ed} = \beta \times A_i \times P_{sd}$$

Sendo que β depende da localização do pilar relativamente ao edifício, podendo assumir os seguintes valores:

$$\beta = 1.5 \rightarrow \text{Se for pilar de canto}$$

$$\beta = 1.4 \rightarrow \text{Se for pilar de bordo}$$

$$\beta = 1.15 \rightarrow \text{Se for pilar de interior}$$

Ao esforço axial adiciona-se, ainda, metade do peso próprio das vigas que o pilar suporta.

Posteriormente, sabendo o valor de N , calcula-se a área de betão necessária através da seguinte expressão:

$$A_c = \frac{N_{ed}}{f_{cd} + 0.01 \times f_{yd}}$$

Com A_c determinado, obtém-se então as dimensões necessárias de cada pilar.

4.1.4. Fundações

A análise das condições de fundação de um edifício requer a realização de Estudo Geológico-Geotécnico específico (caso não exista para início dos estudos, pode ser necessário desenvolver o Plano de Prospecção). O estudo deve também procurar reunir toda a informação geológica da zona, em particular:

- existência de aterros (a consulta de levantamentos topográficos antigos e sua comparação com os atuais pode dar informações importantes);
- nível freático;
- visita ao local, observando taludes e construções vizinhas (das quais se deve procurar obter informações sobre o tipo de fundações e observar se existem sinais de assentamentos estruturais).

A opção principal, consoante as condições geotécnicas, e a da execução de:

- fundações superficiais (Sapata isolada, Sapata contínua, Ensoleiramento)
- fundações profundas.

4.2. Métodos expeditos de análise sísmica

4.2.1. Método de Rayleigh

O método de Rayleigh, é um método aproximado de determinação de frequências. A sua aplicabilidade embora não restrita, estende-se na prática apenas à determinação da frequência fundamental (frequência própria mais baixa).

Para aplicação do método torna-se necessário arbitrar qual a configuração deformada da estrutura durante a vibração. Quanto melhor a configuração idealizada corresponder à configuração de vibração, melhor será a aproximação da frequência obtida, a qual é no entanto sempre superior à frequência real.

O método de Rayleigh fundamenta-se no princípio da conservação de energia dum sistema a oscilar em regime livre, desprezando conseqüentemente a contribuição das forças de amortecimento. A determinação da frequência corresponde assim à igualdade entre as energias cinética, e potencial máximas para a configuração de vibração adotada. No método simplificado de Rayleigh admite-se que uma aproximação do modo fundamental é a deformada que se obtém solicitando a estrutura pelo seu peso, mas aplicado com a direção horizontal.

É ainda corrente diferenciar a aplicação do método de acordo com a maior ou menor distribuição das características de inércia e flexibilidade do sistema distinguindo-se neste âmbito as formulações do método para sistemas contínuos e sistemas discretos.

4.2.2. Método simplificado de análise estática

As estruturas em que pode usar-se o método simplificado da análise estática devem obedecer às seguintes quatro condições.

- A distribuição da massa e da rigidez em planta deve ser proporcionada;

A distância entre o centro de rigidez e da massa deve ser inferior a $0.15 a$ e a $0.15 b$.

Define-se o centro de rigidez de um piso como o ponto em que a aplicação de uma força horizontal origina deslocamentos tais que não se verifique rotação. A determinação simplificada do centro de rigidez pode ser feita considerando dois sistemas de forças proporcionais à inércia dos elementos verticais e determinando a linha de ação das correspondentes resultantes. O ponto de intersecção destas duas linhas de ação define o centro de rigidez

- A distribuição vertical da massa e da rigidez não deve apresentar grandes variações.
- A malha deve ser ortogonal e pouco deformável.

De um modo geral esta condição é verificada desde que a frequência fundamental seja maior que 0.5Hz ou $8/n\text{Hz}$ em que n é o número de andares. Observa-se ainda que neste caso, e desde que se verifique a segunda condição, devem obter-se deslocamentos relativos entre dois pisos inferiores a 1.5% da distância entre os referidos nós o que, dispensa a consideração da instabilidade de conjunto da estrutura.

- Os pisos devem ser indeformáveis no seu plano.

Se estas condições se verificaram pode ser aplicado o método estático. Neste método simplificado a ação do sismo é quantificada através do coeficiente sísmico.

4.3. Métodos de análise sísmica

A escolha de um método de análise estrutural é um passo importante no dimensionamento de estruturas, visto que cada método pede uma modelação de estrutura diferente. O EC8 permite a utilização de diversos métodos de análise conforme a complexidade, regularidade e importância da estrutura em estudo (Gomes, 2009).

4.3.1. Método das forças laterais

O método das forças laterais baseia-se numa análise estática linear da estrutura. Trata-se de um método simples, mas a sua utilização é restringida a estruturas cuja resposta seja maioritariamente condicionada pelo primeiro modo de vibração, condição que o EC8 (2010) garante ser cumprida se o período de vibração do primeiro modo de vibração da estrutura for menor que 2,0 s ou que $4 \cdot T_c$ e se o critério de regularidade em altura for cumprido (Gomes, 2009).

Este método consiste na determinação das forças de corte na base (corte basal) devido à ação sísmica, sendo essas forças equilibradas por forças ao nível dos pisos, de intensidade crescente em altura, que representam as forças de inércia desenvolvidas pelo sismo. Seguinte passo consiste na determinação dos esforços em cada elemento recorrendo aos diversos métodos existentes para o efeito.

O EC8 propõe uma metodologia que passa pela determinação do corte basal F_b , devida à ação sísmica, representada na seguinte expressão:

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

Em que:

- F_b é força de corte sísmica na base;
- $S_d(T_1)$ é o valor da ordenada do espectro de cálculo para o período T_1 ;
- T_1 é o período de vibração fundamental na direção considerada;
- m massa total do edifício, acima da fundação ou acima do nível superior de uma cave rígida;
- λ fator de correção que, traduz o facto de nos edifícios com pelo menos três pisos e com graus de liberdade de translação em cada direção horizontal, a massa modal efetiva ser em média 15 % inferior à massa total do edifício.

Na determinação do período de vibração fundamental T_1 do edifício, podem ser utilizadas as expressões baseadas nos métodos da dinâmica das estruturas, como é exemplo o método de Rayleigh). O EC8 apresenta uma forma de calcular este período com uma expressão relacionada com a altura e tipo do edifício.

4.3.2. Método do espectro de resposta modal

O método de análise dinâmica linear por espectros de resposta, é possível de executar através dos seguintes passos:

- Determinação de frequências e modos de vibração, onde é descrito o cálculo das características da dinâmica de estruturas;
- Análise dinâmica, onde é feito o cálculo dos efeitos dos sismos

A análise dinâmica da estrutura recai sobre um modelo que simula não só a estrutura como também as suas massas. Estas massas distribuem-se ao longo do volume dos elementos que constituem os edifícios, estruturais e não estruturais, e das sobrecargas de utilização presentes na estrutura aquando do sismo. Em edifícios, uma significativa parte das massas situa-se ao nível dos pisos, que facilmente se entende devido à presença das lajes, os respetivos revestimentos, e onde as sobrecargas atuam. É prática corrente concentrar a totalidade da massa dos edifícios ao nível dos pisos, distribuindo a massa das paredes e dos pilares entre pisos, pelos pisos adjacentes.

O número de graus de liberdade de um sistema é definido a partir do número mínimo de deslocamentos e rotações independentes das suas massas. Visto que os pisos dos edifícios de betão armado se podem considerar indeformáveis no seu plano, num pórtico plano com a massa de cada piso distribuída ao longo das vigas.

Nas análises dinâmicas por espectros de resposta, os valores máximos de resposta dos diferentes parâmetros, (como é exemplo, deslocamentos máximos ou momento fletor máximo) são determinados aproximadamente a partir da combinação das respostas máximas obtidas para cada modo de vibração específico. Cada modo comporta-se como um sistema de um grau de liberdade e a resposta máxima ao longo do tempo da atuação do sismo deste modo de vibração específico corresponde ao valor espectral associado à frequência de vibração do modo. Na ótica do projetista da estrutura o que interessa são os valores máximos de qualquer grandeza (esforços internos, deslocamentos), tendo em conta o comportamento dinâmico global da estrutura.

Em sistemas com mais de um grau de liberdade estes máximos são influenciados por diversos modos de vibração. Dado que cada grandeza varia temporalmente, eleva-se a questão de como calcular o valor máximo dessa grandeza, combinando os valores máximos que assume em cada modo, pois, geralmente não ocorrem em simultâneo.

Quando os valores das frequências de vibração correspondentes aos diferentes modos estão próximos, este método não apresenta bons resultados, então utiliza-se o método de combinação denominado “Combinação Quadrática Completa” (Lopes, 2008).

4.3.3. Análise dinâmica não linear

Como indica o subtítulo, esta análise entra no campo das análises com comportamento não-linear geométrico e material, utilizando a metodologia de análise dinâmica, previsto no EC8 (2010), como descrito no ponto 3.6.5. Neste tipo de análises deve-se criar um modelo onde a ação sísmica seja corretamente simulada e os resultados cuidadosamente interpretados para garantir que a modelação executada não seja alvo de grandes erros. Por isso, é aconselhável quando se executar estas análises recorrer a dois programas distintos, para assim detetar melhor a existência de erros de modelação. O modelo elaborado, além de se definir as resistências dos elementos, também deve ter em conta o respetivo comportamento pós-elástico. A utilização de análises desse tipo em estruturas como as pontes permite obter as regiões mais frágeis da estrutura, assim como o desempenho geral. Logo, através desse método, para além de se obter um conhecimento da ductilidade, também se consegue determinar as deficiências que a estrutura tem, quando submetida à ação sísmica. No entanto, trata-se de um método de enorme complexidade, contendo algoritmos complexos, portanto trata-se de um método moroso (Mayur & Reddy, 2006) e exigindo capacidades de software e hardware de modo a obterem-se resultados em condições de comportamentos além dos linear elástico, pelo que normalmente apenas em estruturas muito importantes tal análise é utilizada.

4.3.4. Análise estática não linear

No EC8 (2010) também permite a utilização de análises *pushover* para a modelação de uma estrutura sujeita a ação sísmica. Essa análise encontra-se no campo das análises estáticas não-lineares das estruturas sujeitas a forças verticais (no sentido da força gravítica) constantes e submetidas a carregamento horizontal incrementado monotonicamente. Esses carregamentos horizontais são acrescidos até atingir um

deslocamento pretendido. A análise *pushover* leva em consideração o comportamento não linear da estrutura, faz a relação entre a resposta global da estrutura com uma estrutura equivalente de um grau de liberdade, traça sequencialmente a cedência e colapso dos elementos e, finalmente, permite uma avaliação adequada do desempenho sísmico para diferentes estados limites.

Os objetivos principais dessa análise são os seguintes (Bento, 2003):

- estimar a sequência e o modelo final de formação de rótulas plásticas;
- estimar a redistribuição das forças que sucedem à formação de rótulas plásticas;
- a avaliação da curva força-deslocamento da estrutura e das exigências em termos de deformação das rótulas plásticas até atingir o deslocamento objetivo.

Capítulo 5

Casos de estudio

5. Casos de estudo

Para aplicação dos métodos de análise a casos reais de dimensionamento de estruturas de betão armado, foram considerados dois edifícios com finalidades completamente distintas. Um deles trata-se de um edifício industrial para plataforma logística, e o outro destina-se a habitação e comércio.

5.1. Edifício industrial

Trata-se dum edifício industrial para plataforma logística com fundações em estacas a realizar em Vila Franca de Xira, próximo do rio Tejo.

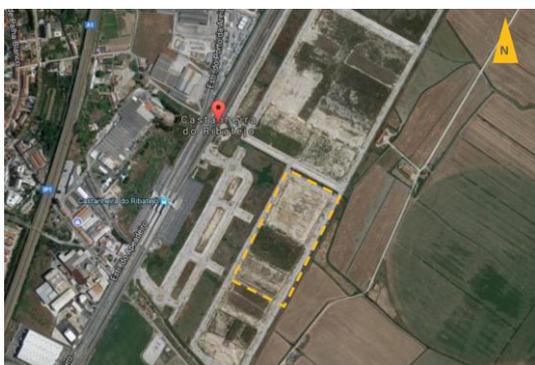


Figura 4 – Localização edifício (Google Earth ®)



Figura 5 – Terreno de implementação

O piso é elevado em aproximadamente 1,20 a realizar-se em lajes alveolares.

O estrato resistente encontra-se a cerca de 25 metros da superfície pelo que serão realizadas estacas cravadas a funcionar por ponta, com maciços de encabeçamento ligados por vigas de rigidez nas duas direções de desenvolvimento da plataforma que servirão igualmente para apoios da laje.

A supra-estrutura será constituída por pilares de betão com a estrutura principal de cobertura composta por vigas pré-fabricadas de betão formando pórticos resistentes ou então por cobertura metálica tridimensional.

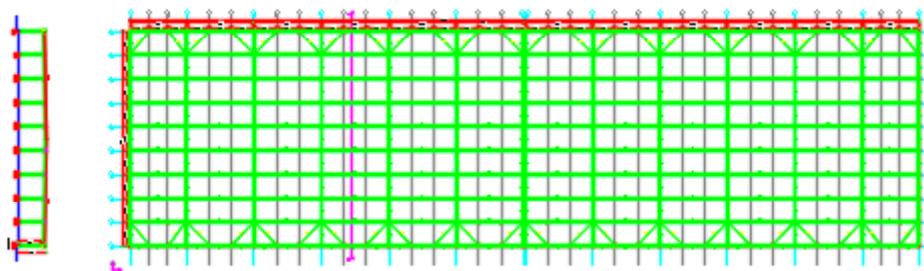


Figura 6 – Planta de cobertura e corte

5.1.1. Materiais

No caso dos elementos pré-fabricados, estes são constituídos por betão de classe C25/30 ($E = 31\text{GPa}$; $f_{cd} = 16,7\text{MPa}$) e aços de armaduras ordinárias A500NR ($E = 200\text{GPa}$; $f_{yd} = 435\text{MPa}$).

Em relação às vigas de fundação, estas são constituídas por betão de classe C25/30 e por aços de classe A500NR.

5.1.2. Solicitações

O edifício está sujeito às seguintes cargas:

- peso próprio – (peso volúmico do betão) 25 kN/m^3
- sobrecarga – 50 kN/m^2
- carga da cobertura (aplicada nas asnas) – 10 kN/m

5.1.3. Modelação

Para simular o comportamento da estrutura quando esta se encontra sujeita a ações verticais e horizontais, foi elaborado um modelo de elementos finitos com auxílio do programa de cálculo SAP2000 v.20.

5.1.3.1. Aproximações para elaboração do modelo

A elaboração do modelo foi efetuada recorrendo a algumas aproximações. A necessidade destas deve-se a impossibilidade do programa, ou a dificuldades em efetuar o modelo, com rigor, o comportamento real da estrutura, ou quando, apesar de serem possíveis, poderão sobrecarregar o programa, e por isso foram simplificadas.

- Apesar da cobertura ser inclinada, devido à secção variável das asnas (**viga I**), optou-se por modelar a cobertura como sendo horizontal;
- A fendilhação das peças de betão poderá ser considerada, de acordo com o artigo 4.3.1.(7) do EC8, através de uma redução de 50% das propriedades de rigidez elástica de flexão e de esforço transversal das peças de betão não fendilhadas.

5.1.3.2. Modelação dos elementos estruturais

Antes de iniciar a modelação no programa SAP2000, foi criado um modelo em AutoCAD 2019, com os eixos de todos os elementos estruturais. Este processo facilitou a modelação da estrutura no programa de cálculo, pois é possível importar estes “frames”, e depois atribuir-lhes as dimensões corretas.

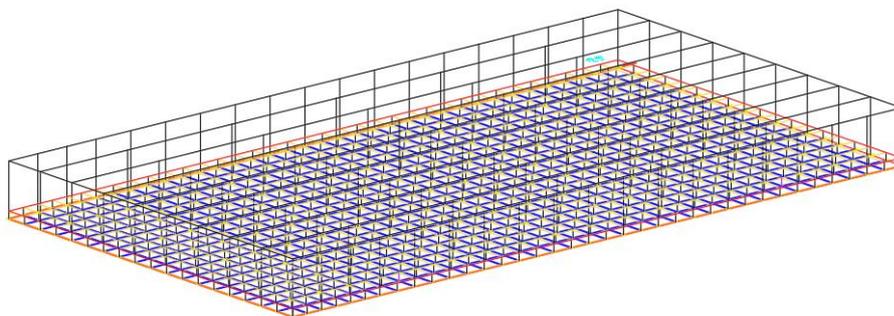


Figura 7 – Modelo geral em AutoCAD

O modelo final da estrutura concebido no programa de cálculo automático é o apresentado na figura seguinte:

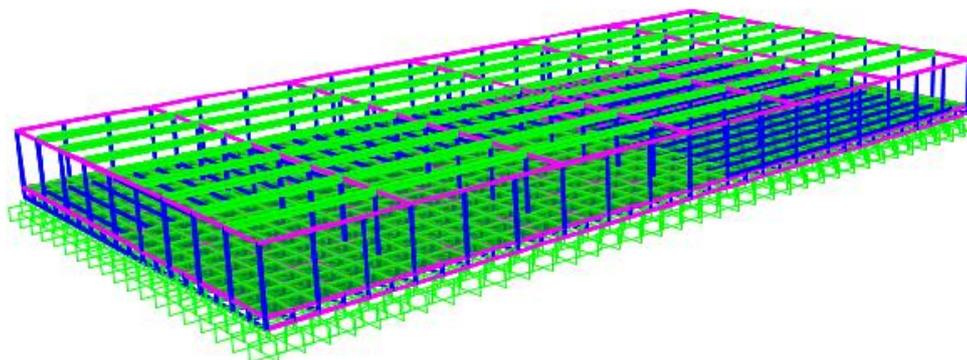


Figura 8 – Modelo geral elaborado em SAP2000

Na conceção do modelo estrutural foram definidos todos os elementos estruturais, nomeadamente: pilares, vigas, asnas, vigas de fundação e lajes de pavimento.

- Pilares (P)

Estes elementos foram concebidos com recurso à ferramenta “frame” do programa SAP2000, como se trata de um tipo de construção regular os pilares têm todas as dimensões em planta de $0,70 \times 0,70 \text{ m}^2$.

- Vigas (V1)

As vigas de contorno têm dimensões $0,50 \times 0,50 \text{ m}^2$.

- Asnas (VI)

Estes elementos estruturais foram modelados com uma secção em I com 1,00 m de altura.

- Vigas de fundação (V2)

Vigas de fundação têm dimensões de $0,50 \times 0,50 \text{ m}^2$.

- Lajes de pavimento

Este elemento estrutural foi modelado com recurso a lajes maciças de 0,30 m de espessura.

5.2. Edifício para habitação e comércio

Trata-se dum edifício pouco regular com 16 níveis localizado em Santo Tirso, em que se pretende reabilitar alguns elementos estruturais existentes.

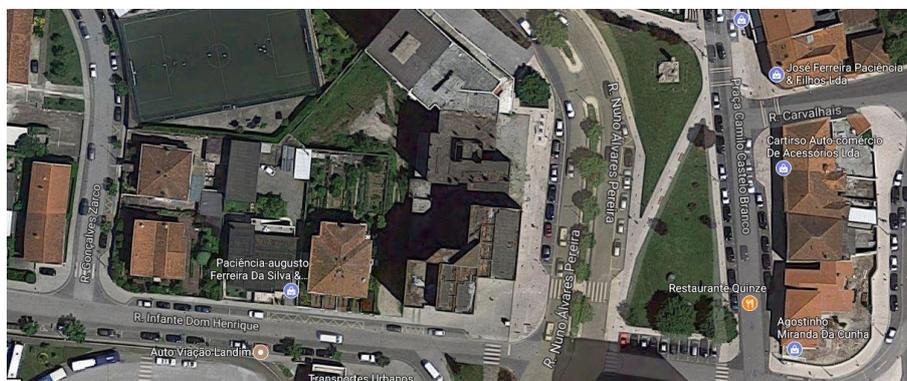


Figura 9 – Localização do edifício (Google Earth ®)

Para a realização deste estudo foram efetuadas visitas técnicas ao edifício, para avaliação do seu funcionamento estrutural, da geometria e vãos, do estado de conservação estrutural, dos danos existentes e vícios construtivos, assim como para a marcação de alguns pontos estratégicos de ensaios, essenciais para a avaliação da capacidade resistente dos elementos de betão armado.



Figura 10 – Alçado orientado a este



Figura 11 – Alçado orientado a sul

Para uma melhor leitura do presente relatório e para uma identificação dos elementos em análise mais simplificada, fez-se uma divisão do edifício em dois Corpos de acordo com a Figura 12, seguindo-se a nomenclatura para identificação dos mesmos de: Corpo A e Corpo B.

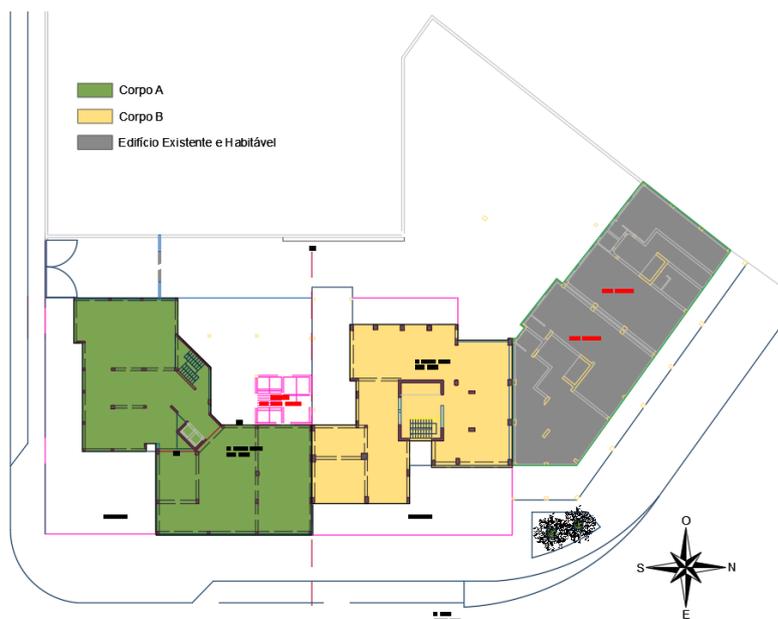


Figura 12 – Identificação dos corpos do edifício

Trata-se de um edifício destinado a habitação e a comércio. Dada a divisão do edifício em **dois Corpos (A e B)**, o Corpo A é constituído por dois pisos semienterrados (subcave e cave), rés-do-chão e 6 andares elevados, enquanto que o Corpo B é formado por dois pisos semienterrados (subcave e cave), rés-do-chão e 3 andares elevados.

O trabalho para o qual a empresa foi solicitada inclui os seguintes pontos:

- Análise de elementos estruturais com deformações elevadas;
- Avaliação da capacidade resistentes dos elementos resistentes pilares e fundações.



Figura 13 – Perspetiva final do projeto

5.2.1. Materiais

Trata de uma estrutura em betão armado, os elementos deste edifício são em betão da classe C30/37 ($E = 33\text{GPa}$; $f_{cd} = 20\text{MPa}$) e o aço de armaduras ordinárias A500NR ($E = 200\text{GPa}$; $f_{yd} = 435\text{MPa}$).

5.2.2. Solicitações

- Peso próprio
- Sobrecarga distribuída no interior das habitações 1.5 kN/m^2 . Foi utilizado este valor em detrimento do valor típico de 2.0 kN/m^2 dado que a arquitetura é composta por uma compartimentação interior bem definida assim como os equipamentos e outros instrumentos a ocupar o interior das habitações. Além disso as paredes interiores serão maioritariamente em pladur;
- Sobrecarga distribuída na cobertura 0.4 kN/m^2 ;
- Sobrecarga distribuída nos pisos e zonas de estacionamento de 5.0 kN/m^2 ;
- Sobrecarga distribuída nas zonas comerciais de 4.0 kN/m^2 .

5.2.3. Modelação

Em semelhança ao edifício industrial também foi elaborado um modelo, de elementos finitos com auxílio do programa de cálculo SAP2000 v.20.

5.2.3.1. Aproximação para efeitos da construção do modelo

Tal como na modelação da plataforma, a elaboração do modelo será efetuada recorrendo a algumas aproximações. A necessidade destas deve-se ao facto de esta ser uma estrutura com alguma complexidade, pois não é do tipo regular. De forma a diminuir erros na introdução dos elementos estruturais, tentou-se que estes estivessem dispostos da forma mais alinhada possível.

O edifício é composto por três corpos, com juntas entre si, isto significa que o comportamento dos três corpos será independente entre si. Como o objetivo desta dissertação é a análise ao comportamento do edifício, apenas foi modelado o corpo A.

5.2.3.2. Modelação dos elementos estruturais

À semelhança do edifício descrito anteriormente, também foi criado um modelo em AutoCAD para esta estrutura. Foram criadas várias *Layers* de forma a facilitar a sua exportação para o SAP2000, pois a cada layer corresponde uma dimensão diferente, nomeadamente os pisos, tal como se pode observar na imagem seguinte:

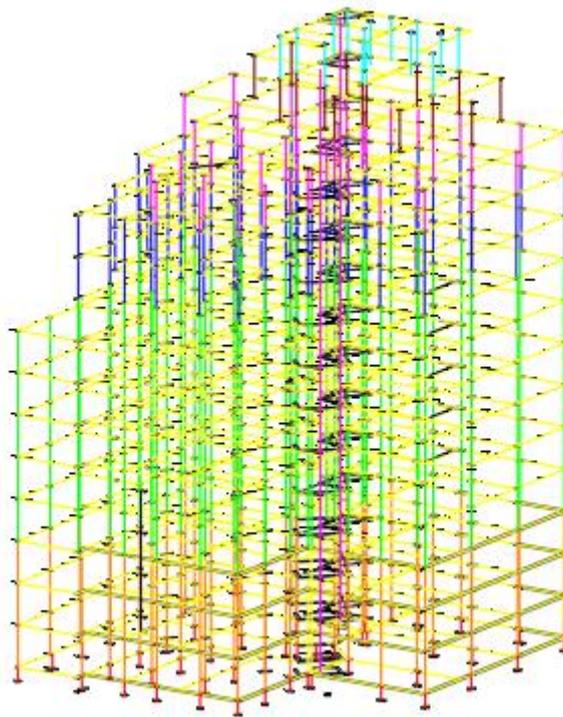


Figura 14 – Modelo criado em AutoCAD

Após a importação de todos os frames, o modelo final do edifício, no programa SAP2000 encontra-se na figura 15.

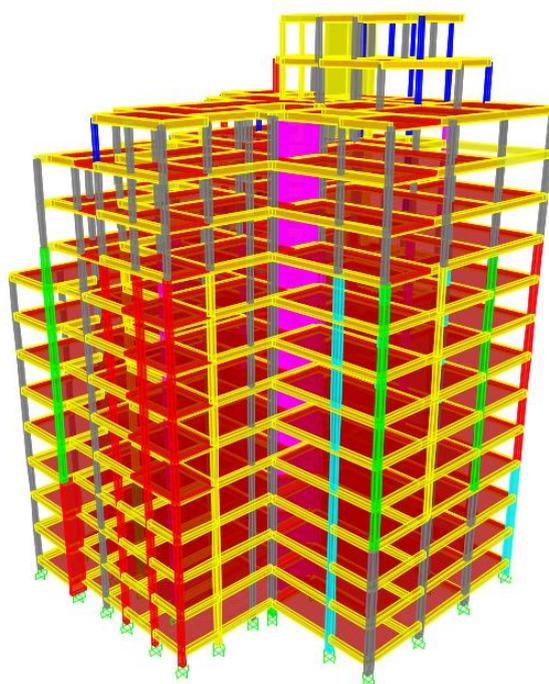


Figura 15 – Modelo em SAP2000

Na conceção do modelo estrutural foram definidos vários elementos estruturais, nomeadamente: pilares, vigas e lajes e núcleos de caixas de elevador. As vigas e os pilares foram modelados utilizando o comando “frame properties” do programa SAP2000, as dimensões consideradas encontram-se nas seguintes figuras.

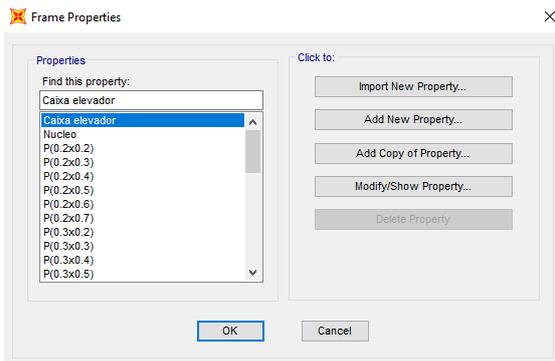


Figura – 16 Lista de pilares SAP2000 (1)

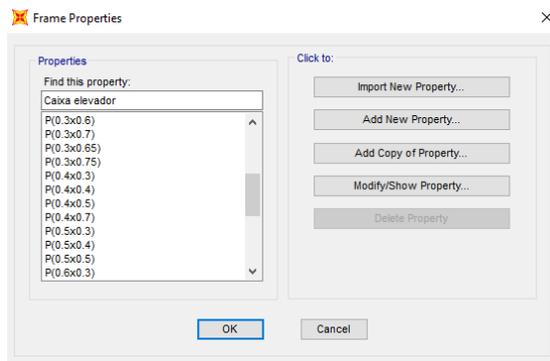


Figura 17 – Lista de pilares SAP2000 (2)

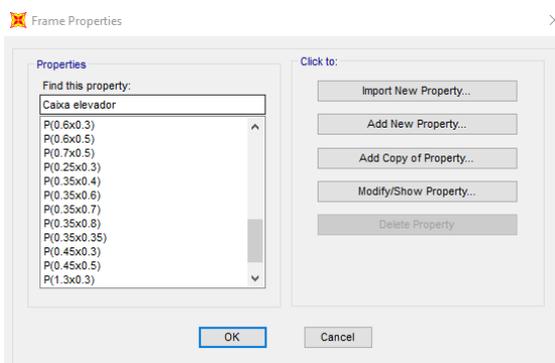


Figura – 18 Lista de pilares SAP2000 (3)

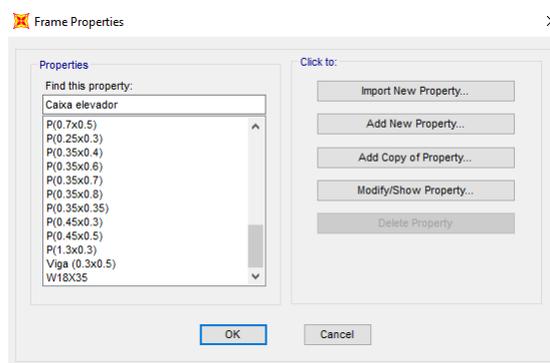


Figura 19 – Lista de pilares SAP2000 (4)

As lajes foram definidas com recurso ao comando “area sections”, tal como ilustrado na figura 20.

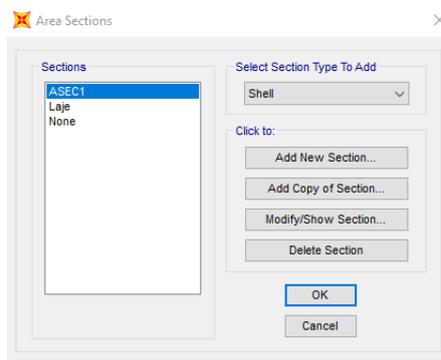


Figura 20 – Lista de lajes SAP2000

5.3. Combinações de ações

Tendo em conta que, com este trabalho, é pretendido analisar, corretamente, um edifício industrial e um edifício de habitação e comércio às ações sísmicas, a combinação de ações mais importante neste caso será a combinação sísmica. Assim, de acordo com o artigo 6.4.3.4 do EC0, a forma geral de combinação de ações para a situação de dimensionamento sísmico será:

$$E_d = E\left\{\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{j \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}\right\}$$

onde:

$G_{k,j}$ – valor característico “k” da ação permanente “j”;

P – valor de pré-esforço ou pré-tensão;

A_{Ed} – valor das ações sísmicas;

$\Psi_{2,i}$ – coeficiente de combinação para o valor quase permanente das ações variáveis “i”;

$Q_{k,i}$ – valor característico “k” da ação variável “i”.

O valor do coeficiente está disponível na tabela A1.1 do EC0 e corresponde a zero para o caso de coberturas.

Para determinar os esforços devidos apenas à ação sísmica, A_{Ed} , as massas deverão obedecer à combinação de ações gravíticas disposta no artigo 3.2.4.2(P) do EC8:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} Q_{k,i}$$

O valor quase-permanente das ações variáveis gravíticas, $Q_{k,i}$, deverá ser calculado de acordo com o artigo 4.2.4 do EC8, ou seja:

$$\psi_{Ei} = \varphi \psi_{2i}$$

Este coeficiente tem em conta a possibilidade das cargas variáveis não estarem presentes em todo o edifício ao mesmo tempo e também poderá cobrir o efeito de uma reduzida participação das massas nos movimentos da estrutura, devida à ligação não rígida entre elas.

Tendo em conta que o edifício do primeiro caso de estudo é da classe D (edifício comercial – tabela 6.1 do EC1), o valor de φ a ter em conta no cálculo do valor quase-permanente das ações variáveis será igual a 1,0, por consulta do quadro 4.2 do EC8. No entanto, uma vez que $\psi_{2i} = 0,6$, também o coeficiente ψ_{Ei} será igual a 0,6.

O edifício do segundo caso de estudo é da classe A (edifício de atividades domésticas e residenciais), o valor de φ a considerar no cálculo do valor quase-permanente das ações variáveis será igual a 0,5.

O valor de $\psi_{2i} = 0,3$, o coeficiente ψ_{Ei} terá o valor de 0,045.

Capítulo 6

Análise segundo o Eurocódigo 8

6. Análise segundo o EC8

Neste capítulo a será definida a ação sísmica para os diferentes casos de estudo e serão apresentados os aspetos a considerar na análise modal da estrutura segundo o EC8 e com recurso ao programa SAP2000.

6.1. Plataforma logística

6.1.1. Definição da ação sísmica

Para definir a ação sísmica a que o edifício estará sujeito é necessário definir alguns aspetos primeiro. É necessário definir a localização do edifício, o tipo de terreno de fundação, a classe de ductilidade pretendida para o edifício, a classe de importância, entre outros.

Considerou-se que o edifício se encontra na zona de Lisboa e, assim, é possível definir o zonamento sísmico a que o edifício pertence. De acordo com o anexo NA.I do AN da NP EN1998-1, a zona de Lisboa está sujeita aos sismos de tipo 1.4 e 2.3, com valores de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno do tipo A, a_{gR} , de, respetivamente, 1,0m/s² e 1,7m/s².

Tendo em conta que o edifício é do tipo comercial/industrial, a classe de importância considerada foi a de referência (classe de importância II), ou seja, o coeficiente de importância, γ_I , terá o valor unitário. No entanto, por um lado, há que ter em conta que o edifício, do tipo comercial, terá uma afluência grande de pessoas, pelo que poderá ter que ser considerada uma classe de importância superior. Por outro lado, não será essencial que este tipo de edifícios resista de forma excepcional ao sismo, como no caso de escolas ou hospitais, pelo que a classe de importância poderia ser considerada inferior. Concluindo, a definição da classe de importância deste tipo de estruturas é pouco clara.

De acordo com estes últimos valores, é possível determinar o valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A, a_g :

$$a_g = \gamma_I a_{gR}$$

Quanto à classificação do tipo de terreno, uma vez que este trabalho é efectuado num âmbito académico, foi considerado um terreno com características do tipo C: “Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rijas com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros”.

Assim, é possível identificar alguns valores essenciais à definição do espectro de dimensionamento. Consultando os Quadros NA-3.2 e NA-3.3 do AN da NP EN1998-1, é possível definir os valores de $S_{máx}$ – coeficiente de solo máximo, T_B – limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante, T_C – limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante e T_D – valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante. Na Tabela 5 apresentam-se os valores dos elementos supracitados.

Tabela 6 – Aceleração a_g , coeficiente de solo máximo $S_{máx}$, e limites de período T_B , T_C e T_D

Sismo	a_g (m/s ²)	$S_{máx}$	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
1,4	1	1,8	0,1	0,6	2,0
2,3	1,7	1,8	0,1	0,25	2,0

Para concluir a definição do espectro de dimensionamento de acelerações horizontais é, também, necessário definir: o coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal, β , cujo valor considerado será o recomendado: $\beta = 0,2$; o valor do coeficiente de solo, S , e o coeficiente de comportamento, q .

6.1.1.1. Definição do coeficiente do solo

Para o cálculo do valor do coeficiente de solo, S , é necessário ter conhecimento dos valores de referência da aceleração máxima à superfície, a_g , e do valor máximo do coeficiente de solo, $S_{máx}$. De acordo com o artigo f) NA-3.2.2.2(2)P do AN do EC8, e tendo em conta os valores disponíveis na Tabela 6 conclui-se que, tanto no caso do sismo de tipo 1 como no de tipo 2, os valores de a_g estão compreendidos entre 1m/s² e 4m/s², pelo que a expressão de cálculo do coeficiente de solo, S , será a seguinte:

$$S = S_{máx} - \frac{S_{máx} - 1}{3} (a_g - 1)$$

Substituindo-se os termos da equação pelos valores da Tabela 5, os valores do coeficiente de solo, S, obtidos para os dois tipos de sismo, estão disponíveis na Tabela 6.

Tabela 7 - Valores do coeficiente de solo, S

Sismo	S
1,4	1,55
2,3	2,07

6.1.1.2. Definição do coeficiente de comportamento, q

O coeficiente de comportamento tem como objetivo reduzir as forças obtidas de uma análise linear, ou seja, é uma aproximação do rácio entre as forças sísmicas a que a estrutura estaria sujeita se a sua resposta fosse completamente elástica, com 5% de amortecimento viscoso, e as mesmas forças que poderão ser consideradas no projeto, com base num modelo de análise elástica convencional, que continuem a assegurar uma resposta satisfatória da estrutura. Desta forma, é possível ter em conta uma resposta não linear da estrutura.

O coeficiente de comportamento é tido em conta quando se pretende reduzir o espectro de resposta elástico, resultando, assim, no espectro de cálculo, ou dimensionamento. A definição do coeficiente de comportamento está dependente dos materiais utilizados, do sistema estrutural, do procedimento de projeto e da classe de ductilidade da estrutura.

O valor do coeficiente de comportamento é obtido através da expressão 5.1 do EC8:

$$q = q_0 k_w \geq 1,5$$

onde:

q_0 – valor básico do coeficiente de comportamento;

k_w – fator que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de parede.

Na determinação do valor básico do coeficiente de comportamento, q_0 , é necessário definir a regularidade em altura e planta da estrutura, assim como o sistema estrutural do edifício.

- **Regularidade em Altura**

Os critérios a que um edifício considerado como regular em altura deverá obedecer encontram-se definidos nos pontos (2), (3), (4) e (5) do artigo 4.2.3.3 do EC8.

O ponto (2) indica que um edifício regular em altura deverá possuir todos os elementos resistentes a ações laterais, como os pilares neste caso, contínuos desde a fundação até ao topo. Este aspeto é verificado, uma vez que o edifício possui apenas o piso da cobertura e os pilares são contínuos, como descritos anteriormente.

O ponto (3) preconiza que a rigidez lateral e a massa de cada piso deverão permanecer constantes ou apresentar uma redução gradual, sem alterações bruscas, desde a base até ao topo do edifício. Uma vez que o edifício apenas possui um piso, e os pilares possuem uma secção constante desde a fundação até à cobertura, estes aspectos são verificados.

No caso do ponto (4), uma vez que apenas existe um piso, não haverá, concerteza, variações desproporcionais de resistência real do piso e resistência exigida pelo cálculo entre pisos adjacentes. Assim, e uma vez mais, estes aspectos encontram-se verificados.

O ponto (5), uma vez que é aplicado para construções que apresentem recuos em altura, não se aplica a este caso, pelo que será ignorado.

Concluindo, uma vez que todos os pontos do artigo 4.2.3.3 do EC8 se encontram verificados, é possível concluir que o edifício em causa é regular em altura.

- **Regularidade em Planta**

Consultando o Quadro 4.1 do EC8, é possível concluir que a regularidade em planta apenas irá definir o tipo de modelo a utilizar: modelo plano ou modelo espacial. Tendo em conta que se irá utilizar um programa de cálculo automático que utiliza um modelo espacial, torna-se dispensável a verificação de regularidade em planta para este efeito.

Com a regularidade em planta, em altura e o sistema estrutural definidos, a determinação do coeficiente de comportamento é agora possível.

O coeficiente de comportamento base, q_0 , será o retirado do quadro 5.1 do EC8. Uma vez que a estrutura será dimensionada para a DCM, o valor do coeficiente de comportamento base a considerar será igual a 1,5.

Quanto ao valor do factor k_w , este é obtido a partir das expressões 5.2 do EC8. Uma vez que não existem paredes estruturais na estrutura, o valor deste coeficiente será igual à unidade.

Concluindo, o coeficiente de comportamento, q , a ter em conta será o resultado do produto de q_0 com k_w , cujo resultado é **1,5**.

Contudo, uma vez que se trata de uma estrutura pré-fabricada, é necessário ter em conta os aspetos referidos no artigo 5.11 do EC8. Desta forma, o coeficiente de comportamento a utilizar será calculado de acordo com a expressão 5.53:

$$q_p = k_p q$$

onde:

q – valor do coeficiente de comportamento obtido a partir da expressão 5.1 do EC8;

k_p – fator de redução, função da capacidade de dissipação de energia da estrutura pré-fabricada.

O valor de k_p é obtido do artigo NA.2.3.o) NA-5.11.1.4 do AN do EC8, o qual poderá ser considerado igual à unidade, tendo o especial cuidado em obedecer ao disposto nos artigos 5.11.2.1.1, 5.11.2.1.2 ou 5.11.2.1.3 do EC8, ou seja, obedecendo às disposições construtivas das ligações entre os vários elementos da estrutura.

O tipo de ligações utilizado nesta estrutura será o apresentado no artigo 5.11.2.1.2 do EC8: “Ligações sobredimensionadas”, pelo que as ligações entre elementos deverão obedecer às disposições deste artigo para que seja autorizada a utilização do coeficiente $k_p = 1,0$.

6.1.2. Definição do espectro de dimensionamento

Com base no coeficiente de comportamento, é agora possível determinar o espectro de dimensionamento para a análise elástica, de acordo com as expressões 3.13 a 3.16 do artigo 3.2.2.5 do EC8 (equações 1, 2, 3 e 4 deste documento).

Na Tabela 8 apresentam-se todos os elementos necessários à definição dos espectros de dimensionamento para os dois tipos de sismo: 1.4 e 2.3.

Tabela 8 – Elementos necessários para a definição dos espectros de dimensionamento para os dois tipos de sismo

Sismo	a_g (m/s ²)	$S_{máx}$	T_b (s)	T_c (s)	T_d (s)	q	βa_g
1,4	1	1,8	0,1	0,6	2,0	1,5	0,2
2,3	1,7	1,8	0,1	0,25	2,0	1,5	0,2

Sismo tipo 1,4:

$$0 \leq T \leq 0,1 : S_d(T) = 1 \times 1,8 \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{0,1} \left(\frac{2,5}{1,5} - \frac{2}{3} \right) \right] (m/s^2)$$

$$0,1 \leq T \leq 0,6 : S_d(T) = 1 \times 1,8 \frac{2,5}{1,5} (m/s^2)$$

$$0,6 \leq T \leq 2,0 : S_d(T) = \begin{cases} 1,0 \times 1,8 \frac{2,5}{1,5} \left[\frac{0,6}{T} \right] (m/s^2) \\ \geq 0,2 \times 1 = 0,2 \end{cases}$$

$$2,0 \leq T : S_d(T) = \begin{cases} 1,0 \times 1,8 \frac{2,5}{1,5} \left[\frac{0,6 \times 2}{T} \right] (m/s^2) \\ \geq 0,2 \times 1 = 0,2 \end{cases}$$

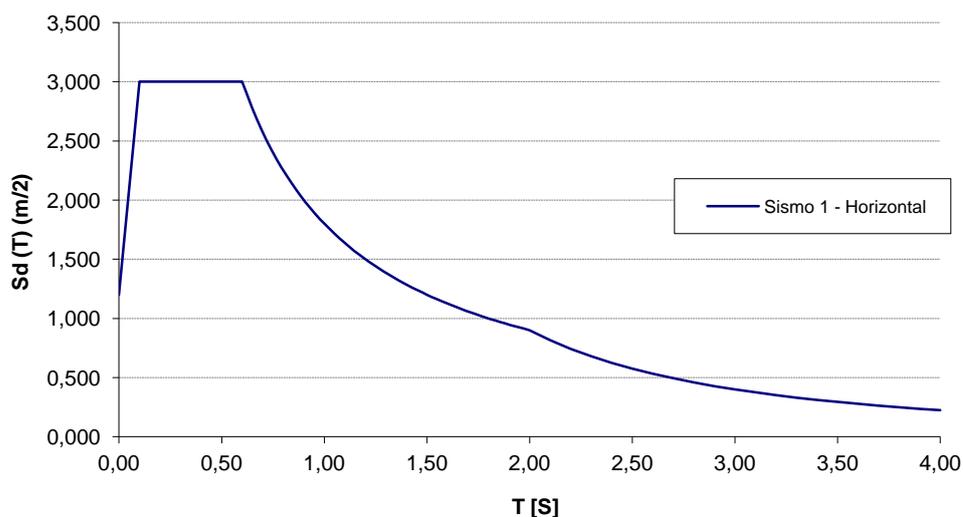


Gráfico 1 – Espectro de dimensionamento sismo 1.4

Sismo tipo 2,3:

$$0 \leq T \leq 0,1 : S_d(T) = 1,7 \times 1,8 \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{0,1} \left(\frac{2,5}{1,5} - \frac{2}{3} \right) \right] (m/s^2)$$

$$0,1 \leq T \leq 0,25 : S_d(T) = 1,7 \times 1,8 \frac{2,5}{1,5} (m/s^2)$$

$$0,25 \leq T \leq 2,0 : S_d(T) = \begin{cases} 1,7 \times 1,8 \frac{2,5}{1,5} \left[\frac{0,25}{T} \right] (m/s^2) \\ \geq 0,2 \times 1 = 0,2 \end{cases}$$

$$2,0 \leq T : S_d(T) = \begin{cases} 1,7 \times 1,8 \frac{2,5}{1,5} \left[\frac{0,25 \times 2}{T} \right] (m/s^2) \\ \geq 0,2 \times 1 = 0,2 \end{cases}$$

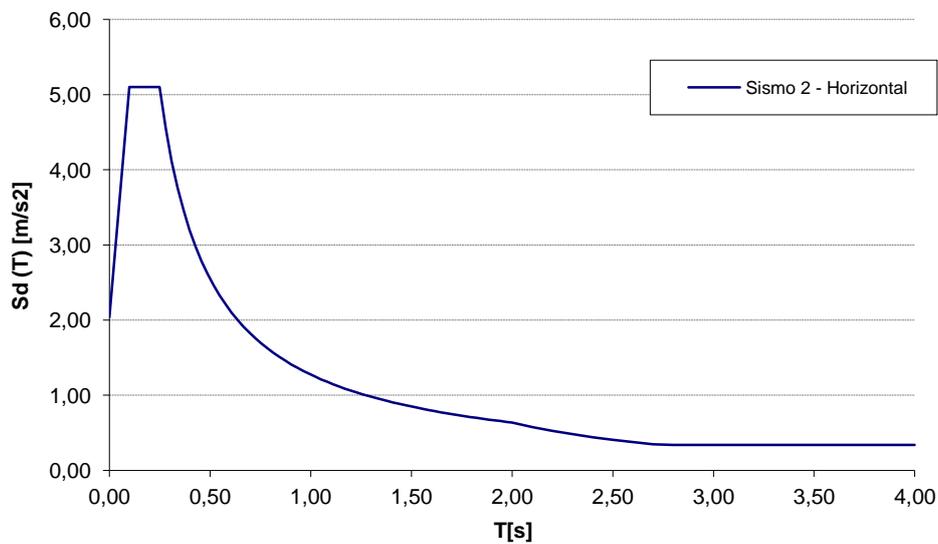


Gráfico 2 – Espectro de dimensionamento sismo 2.3

6.1.3. Análise modal segundo recorrendo ao SAP2000

Uma vez que o programa utilizado permite simular o comportamento da estrutura através de uma análise modal.

6.1.3.1. Modos de Vibração

De acordo com o artigo 4.3.3.3.1.(3) do EC8, dever-se-á considerar todos os modos em que o somatório de massas modais efetivas seja, no mínimo, igual a 90% da massa total da estrutura, e todos os modos com massas modais efetivas superiores a 5% da massa total.

Desta forma, garante-se que todos os modos de vibração que contribuem, significativamente, para a resposta global da estrutura, são considerados.

Tabela 9 – Períodos, modos de vibração, massas modais e seus somatórios

Modo	Período (seg)	Massa	Massa	Massa	Somatório	Somatório	Somatório
		Modal X	Modal Y	Modal Z	X	Y	Z
1	2,2480	0,0000	0,0822	0,0000	0,0000	0,0822	0,0000
2	1,8623	0,0828	0,0000	0,0000	0,0828	0,0822	0,0000
3	1,2520	0,0000	0,0000	0,0000	0,0828	0,0822	0,0000
4	1,2519	0,0000	0,0000	0,0000	0,0828	0,0822	0,0000
5	1,2284	0,0000	0,0000	0,0000	0,0828	0,0822	0,0000
6	1,2284	0,0000	0,0000	0,0000	0,0828	0,0822	0,0000
7	1,1930	0,0000	0,0000	0,0000	0,0828	0,0822	0,0000
8	1,1924	0,0000	0,0000	0,0000	0,0828	0,0822	0,0000
9	1,1537	0,0000	0,0000	0,0000	0,0828	0,0822	0,0000
10	1,1537	0,0000	0,0000	0,0000	0,0828	0,0822	0,0000
11	1,1213	0,0000	0,0000	0,0000	0,0828	0,0822	0,0000
12	1,1100	0,0000	0,0002	0,0000	0,0828	0,0824	0,0000

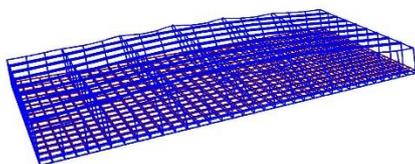


Figura 21 – Modo de vibração 1

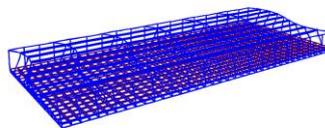


Figura 22 – Modo de vibração 6

6.1.3.2. Combinação das respostas modais

A combinação de modos de vibração deverá ser efetuada de acordo com a Combinação Quadrática Simples (SRSS) se, considerando que $T_j \leq T_i$ o disposto no artigo 4.3.3.3.2.(1) do EC8 for verificado para todos os modos de vibração:

$$T_j \leq 0,9T_i$$

Caso contrário dever-se-á considerar a CQC.

Da Tabela 7 é possível verificar que, para os modos de vibração relevantes, a condição 4.3.3.3.2.(1) e (2) do EC8 não é verificada, pelo que a combinação dos vários modos de vibração a utilizar deverá ser a CQC.

6.1.3.3. Efeitos de torção accidental

Uma vez que existe sempre uma incerteza associada à localização das massas e à variação espacial do movimento sísmico, é necessário impor ao centro de massa da cobertura uma excentricidade accidental em relação à sua posição nominal, para cada direção.

O EC8 apresenta a expressão 4.3 para o cálculo dessas excentricidades:

$$e_{ai} = \pm 0,05 \times L_i$$

onde:

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

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

Uma vez que se optou por uma análise espacial, modal, por espectros de resposta, este efeito de torção acidental pode ser considerado, segundo o artigo 4.3.3.3.(1) do EC8, através de um momento torsor, M_{ai} , de eixo vertical, aplicado à cobertura:

$$M_{ai} = e_{ai}F_i$$

onde:

M_{ai} – momento torsor de eixo vertical aplicado na cobertura;

e_{ai} – excentricidade acidental da massa do piso i , de acordo com a expressão 4.3 do EC8;

F_i – força horizontal atuando no piso i , determinada através do artigo 4.3.3.2.3 do EC8, para todas as direções relevantes:

$$F_i = F_b \frac{s_i m_i}{\sum s_j m_j}$$

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

m_i, m_j – massas dos pisos, calculados de acordo com o artigo 3.2.4.(2)P do EC8;

F_b – força de corte basal.

A força de corte basal poderá ser obtida através da expressão 4.5 do EC8:

$$F_b = S_d(T_1) m \lambda$$

$S_d(T_1)$ – ordenada do espectro de cálculo para o período T_1 , para cada direção horizontal;

T_1 – Período de vibração fundamental do edifício para o movimento lateral na direção considerada;

m – massa total do edifício, acima da fundação, calculada de acordo com o artigo 3.2.4.(2)P do EC8;

λ – fator de correção, cujo valor é igual a $\lambda=0,85$ se $T_1 \leq 2T_c$ e o edifício tiver mais de dois pisos, ou $\lambda=1,0$ nos outros casos. Este fator corresponde à percentagem de massa que contribui para o modo de vibração em questão.

- **Força de corte sísmica, F_b e força horizontal atuante na cobertura, F_i**

Uma vez que a estrutura só possui um piso (a cobertura), a força de corte sísmica, F_b , é igual à força horizontal atuante na cobertura, F_i .

O valor da massa considerada corresponde ao total da cobertura mais a massa de meia altura do pilar, uma vez que a metade inferior do pilar não participa no grau de liberdade correspondente à translação da cobertura. Assim, calculou-se o peso correspondente a estes elementos (cobertura mais meia altura do pilar) e dividiu-se pela aceleração da gravidade (aproximadamente igual a $9,81\text{m/s}^2$).

Na definição desta massa utilizaram-se os pesos mostrados na Tabela 16.

A Tabela 10 apresenta os valores necessários ao cálculo da força horizontal atuante na cobertura.

Tabela 10 – Massa, período, aceleração e participação da massa

Sismo	Massa (Ton)	Período	Sd	λ
1,4x	5600	1,862	1,134	1,00
1,4y	5600	2,248	1,369	1,00

Com base nestes valores, é possível calcular o valor da força de corte sísmica, F_b , correspondente, também, à força horizontal a que a cobertura se encontra sujeita, F_i . A Tabela 10 apresenta os resultados finais.

Tabela 11 – Forças de inércia calculadas

Sismo	F_i (kN)
1,4x	6352,94
1,4y	7669,47

- **Excentricidades**

A expressão 4.3 do EC8 subdivide-se em 2 expressões independentes; uma para cada direção horizontal:

$$e_{ax} = \pm 0,05L_x$$

$$e_{ay} = \pm 0,05L_y$$

Tendo em conta que $L_x = 180\text{m}$ e $L_y = 90\text{m}$, as respetivas excentricidades serão:

$$e_{ax} = \pm 0,05 \times 180 = 9,0 \text{ m}$$

$$e_{ay} = \pm 0,05 \times 90 = 4,5 \text{ m}$$

Uma vez que o sismo do tipo 1 é o condicionante, e utilizando-se o valor das forças de corte basal obtido com o auxílio do programa de cálculo automático SAP2000, o valor do momento torsor a considerar obtém-se de acordo com a expressão seguinte.

$$M_t = \text{máx}\{e_{sx}F_{by}; e_{sy}F_{bx}\}$$

Deste modo, o momento torsor a considerar será:

$$M_t = \pm 57176,6 \text{ kN.m}$$

6.1.4. Efeitos de 2ª ordem

O EC8 estipula, no artigo 4.4.2.2.(2) que, os efeitos de 2ª ordem não precisam de ser considerados se a expressão 4.28 do EC8 for satisfeita:

$$\theta = \frac{P_{tot}d_r}{V_{tot}h} \leq 0,1$$

em que:

θ – coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos;

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

d_r – valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos, avaliado como a diferença entre os deslocamentos laterais médios, d_s , no topo e na base do piso considerado e calculado de acordo com o artigo 4.3.4;

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

h – altura entre pisos.

Se o valor do coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos, θ , estiver compreendido entre 0,1 e 0,2, os efeitos de segunda ordem poderão ser avaliados, aproximadamente, através da aplicação de um fator majorativo aos esforços de primeira ordem. O fator a considerar é igual ao cociente $1/(1 - \theta)$.

Tabela 12 – Peso total da estrutura, P_{tot} , Deslocamento relativo d_r , força de inércia, V_{tot} , e altura da estrutura, h .

Sismo	Ptot (kN)	dr (m)	Vtot (kN)	h (m)
1,4x	62531,36	0,0672	6352,94	13
1,4y	62531,36	0,0668	7669,47	13

Coeficiente de sensibilidade aos deslocamentos:

$$\theta_x = 0,0508$$

$$\theta_y = 0,0419$$

6.1.5. Limitação de danos

O artigo 4.4.3 do EC8 estipula um limite para os deslocamentos relativos entre pisos, devido à existência de elementos não-estruturais no edifício.

Neste tipo de estruturas, é incomum existirem elementos não estruturais frágeis, como por exemplo, alvenarias. No entanto, far-se-á a análise com o valor limite para estruturas com elementos não estruturais frágeis por se tratar do limite mais restritivo. Se esta condição for verificada, a verificação de condições mais permissivas (expressões 4.32 e 4.33 do EC8) será dispensável.

Assim, o limite mínimo de deslocamento relativo é o correspondente à expressão 4.31 do EC8:

$$d_{rv} \leq 0,005h$$

onde:

d_r – valor de cálculo do deslocamento entre pisos

v – coeficiente de redução que tem em conta o mais baixo período de retorno da acção sísmica associada ao requisito de limitação de danos;

h – altura entre pisos.

O valor de ν é obtido do Quadro NA.III do AN do EC8 e corresponde a 0,4, para a acção sísmica crítica, ou seja, de tipo 1.

Os valores necessários à verificação da limitação de danos são encontrados na tabela 13.

Tabela 13 – Deslocamento relativo máximo $d_{r,máx}$, coeficiente de redução u , altura entre pisos h

unidade	valor
$d_{r,máx}$	0,0672
ν	0,4
h	13

Assim, a expressão 4.31 do EC8 tomará a seguinte forma:

$$0,02688 \leq 0,065$$

Uma vez que esta expressão é a mais conservativa, pode concluir-se que a condição de limitação de danos se encontra verificada.

6.1.6. Combinação dos efeitos das componentes da acção sísmica

De acordo com o disposto no artigo 4.3.3.5.2.(4) do EC8 e, por conseguinte, com o disposto no artigo 4.3.3.5.1.(2) b), pode calcular-se o valor máximo da acção sísmica combinando as acções nas várias direcções consideradas. Para isso, aplicou-se a raiz quadrada do somatório dos quadrados dos esforços devidos a cada componente de cada direcção SRSS:

$$E_{máx} = \sqrt{E_{Edx}^2 + E_{Edy}^2 + E_{Edz}^2}$$

onde:

E_{Edx} – representa os esforços devidos à aplicação da acção sísmica segundo o eixo horizontal x escolhido para a estrutura;

E_{Edy} – representa os esforços devidos à aplicação da mesma acção sísmica segundo o eixo horizontal ortogonal y da estrutura;

E_{Edz} – representa os esforços devidos à aplicação da componente vertical da acção sísmica de cálculo.

Esta condição é imposta na definição da acção sísmica no programa de cálculo automático SAP2000.

$$E_{Edx} + 0,3E_{Edy} + P_P + P_{RCP} + \psi_2 SC$$

$$E_{Edy} + 0,3E_{Edx} + P_P + P_{RCP} + \psi_2 SC$$

6.2. Edifício para habitação e comércio

6.2.1. Definição da ação sísmica

Considerou-se que o edifício se encontra na zona de Santo Tirso e, assim, é possível definir o zonamento sísmico a que o edifício pertence. De acordo com o anexo NA.I do AN da NP EN1998-1, esta zona está sujeita aos sismos de tipo 1.6 e 2.5, com valores de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno do tipo A, a_{gR} , de, respetivamente, 0,35m/s² e 0,8m/s².

Tendo em conta que o edifício é do tipo comercial/habitacional, a classe de importância considerada foi a de referência (classe de importância II), ou seja, o coeficiente de importância, γ_I , terá o valor 1,00. No entanto, por um lado, há que ter em conta que o edifício, do tipo comercial, terá uma afluência grande de pessoas, pelo que poderá ter que ser considerada uma classe de importância superior. Por outro lado, não será essencial que este tipo de edifícios resista de forma excepcional ao sismo, como no caso de escolas ou hospitais, pelo que a classe de importância poderia ser considerada inferior. Concluindo, a definição da classe de importância deste tipo de estruturas é pouco clara.

De acordo com estes últimos valores, é possível determinar o valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A,:

$$a_g = \gamma_I a_{gR}$$

Quanto à classificação do tipo de terreno, uma vez que este trabalho é efetuado num âmbito académico, foi considerado um terreno com características do tipo A: “Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície”.

Assim, é possível identificar alguns valores essenciais à definição do espectro de dimensionamento. Consultando os Quadros NA-3.2 e NA-3.3 do AN da NP EN1998-1, é possível definir os valores de $S_{máx}$ – coeficiente de solo máximo, T_B – limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante, T_c – limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante e T_D – valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante. Na Tabela 14 apresentam-se os valores dos elementos supracitados.

Tabela 14 – Aceleração a_g , coeficiente de solo máximo $S_{m\acute{a}x}$, e limites de período T_B , T_C e T_D

Sismo	a_g (m/s ²)	$S_{m\acute{a}x}$	T_b (s)	T_c (s)	T_d (s)
1,6	0,35	1,0	0,1	0,6	2,0
2,5	0,8	1,0	0,1	0,25	2,0

Para concluir a definição do espectro de dimensionamento de acelerações horizontais é, também, necessário definir: o coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal, β , cujo valor considerado será o recomendado: $\beta = 0,2$; o valor do coeficiente de solo, S , e o coeficiente de comportamento, q .

6.2.1.1. Definição coeficiente do solo

Para o cálculo do valor do coeficiente de solo, S , é necessário ter conhecimento dos valores de referência da aceleração máxima à superfície, a_g , e do valor máximo do coeficiente de solo, $S_{m\acute{a}x}$. De acordo com o artigo f) NA-3.2.2.2(2)P do AN do EC8, e tendo em conta os valores disponíveis na Tabela 6 conclui-se que, tanto no caso do sismo de tipo 1 como no de tipo 2, os valores de a_g são inferiores a 1m/s², pelo que a expressão de cálculo do coeficiente de solo, S , será a seguinte:

$$S = S_{m\acute{a}x}$$

Substituindo-se os termos da equação pelos valores da Tabela 13, os valores do coeficiente de solo, S , obtidos para os dois tipos de sismo, estão disponíveis na Tabela 14.

Tabela 15 – Valores do coeficiente de solo, S

Sismo	S
1,6	1,00
2,5	2,00

6.2.1.2. Definição do coeficiente de comportamento, q

O coeficiente de comportamento é tido em conta quando se pretende reduzir o espectro de resposta elástico, resultando, assim, no espectro de cálculo, ou dimensionamento. A definição do coeficiente de comportamento está dependente dos materiais utilizados, do sistema estrutural, do procedimento de projeto e da classe de ductilidade da estrutura.

O valor do coeficiente de comportamento é obtido através da expressão 5.1 do EC8.

- **Regularidade em Altura**

Os critérios a que um edifício considerado como regular em altura deverá obedecer encontram-se definidos nos pontos (2), (3), (4) e (5) do artigo 4.2.3.3 do EC8.

O ponto (2) indica que um edifício regular em altura deverá possuir todos os elementos resistentes a ações laterais.

O ponto (3) preconiza que a rigidez lateral e a massa de cada piso deverão permanecer constantes ou apresentar uma redução gradual, sem alterações bruscas, desde a base até ao topo do edifício.

No caso do ponto (4), não haverá, variações desproporcionais de resistência real do piso e resistência exigida pelo cálculo entre pisos adjacentes. Assim, e uma vez mais, estes aspetos encontram-se verificados.

O ponto (5), que é aplicado para construções que apresentem recuos em altura, onde neste edifício dos pisos superiores apresentam dimensões em planta menores que nos pisos inferiores.

Concluindo, uma vez que todos os pontos do artigo 4.2.3.3 do EC8 se encontram verificados, é possível concluir que o edifício em causa é regular em altura.

- **Regularidade em Planta**

Consultando o Quadro 4.1 do EC8, é possível concluir que a regularidade em planta apenas irá definir o tipo de modelo a utilizar: modelo plano ou modelo espacial. Tendo em conta que se irá utilizar um programa de cálculo automático que utiliza um modelo espacial, torna-se dispensável a verificação de regularidade em planta para este efeito.

Com a regularidade em planta, em altura e o sistema estrutural definidos, a determinação do coeficiente de comportamento é agora possível.

O coeficiente de comportamento base, q_0 , será o retirado do quadro 5.1 do EC8. Uma vez que a estrutura será dimensionada para a DCM, o valor do coeficiente de comportamento base a considerar será igual a 4,5.

Quanto ao valor do fator k_w , este é obtido a partir das expressões 5.2 do EC8. Uma vez que existem paredes estruturais na estrutura, o valor deste coeficiente será igual a:

$$\alpha_0 = 12,5$$

$$k_w = \left\{ 0,5 \leq \frac{1+\alpha_0}{3} \leq 1,0 \right\} = 0,8$$

Concluindo, o coeficiente de comportamento, q , a ter em conta será o resultado do produto de q_0 com k_w , cujo resultado é **3,6**.

6.2.2. Definição do espectro de dimensionamento

Com base no coeficiente de comportamento, é agora possível determinar o espectro de dimensionamento para a análise elástica, de acordo com as expressões 3.13 a 3.16 do artigo 3.2.2.5 do EC8 (equações 1, 2, 3 e 4 deste documento).

Na Tabela 15 apresentam-se todos os elementos necessários à definição dos espectros de dimensionamento para os dois tipos de sismo: 1.6 e 2.5.

Tabela 16 – Elementos necessários para a definição dos espectros de dimensionamento para os dois tipos de sismo

Sismo	a_g (m/s ²)	$S_{máx}$	T_b (s)	T_c (s)	T_d (s)	q	βa_g
1,6	0,35	1	0,1	0,6	2	3,6	0,2
2,5	0,8	1	0,1	0,25	2	3,6	0,2

Sismo tipo 1,6:

$$0 \leq T \leq 0,1 : S_d(T) = 0,35 \times 1,0 \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{0,1} \left(\frac{2,5}{3,6} - \frac{2}{3} \right) \right] (m/s^2)$$

$$0,1 \leq T \leq 0,6 : S_d(T) = 0,35 \times 1,0 \frac{2,5}{3,6} (m/s^2)$$

$$0,6 \leq T \leq 2,0 : S_d(T) = \begin{cases} 0,35 \times 1,0 \frac{2,5}{3,6} \left[\frac{0,6}{T} \right] (m/s^2) \\ \geq 0,2 \times 1 = 0,2 \end{cases}$$

$$2,0 \leq T : S_d(T) = \begin{cases} 0,35 \times 1,0 \frac{2,5}{3,6} \left[\frac{0,6 \times 2}{T} \right] (m/s^2) \\ \geq 0,2 \times 1 = 0,2 \end{cases}$$

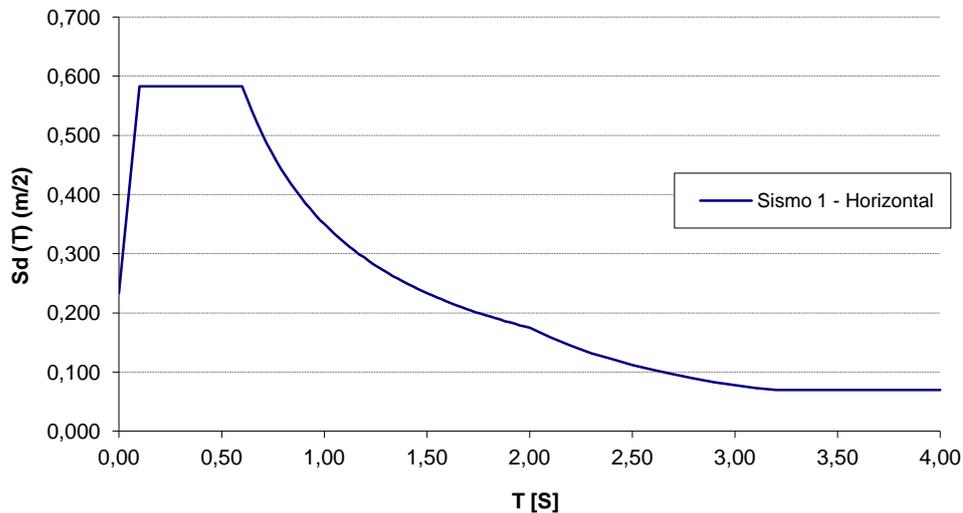


Gráfico 3 – Espectro de dimensionamento sismo 1.6

Sismo tipo 2,5:

$$0 \leq T \leq 0,1 : S_d(T) = 0,8 \times 1,0 \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{0,1} \left(\frac{2,5}{3,6} - \frac{2}{3} \right) \right] (m/s^2)$$

$$0,1 \leq T \leq 0,25 : S_d(T) = 0,8 \times 1,0 \frac{2,5}{3,6} (m/s^2)$$

$$0,25 \leq T \leq 2,0 : S_d(T) = \begin{cases} 0,8 \times 1,0 \frac{2,5}{3,6} \left[\frac{0,25}{T} \right] (m/s^2) \\ \geq 0,2 \times 1 = 0,2 \end{cases}$$

$$2,0 \leq T : S_d(T) = \begin{cases} 0,8 \times 1,0 \frac{2,5}{3,6} \left[\frac{0,6 \times 2}{T} \right] (m/s^2) \\ \geq 0,2 \times 1 = 0,2 \end{cases}$$

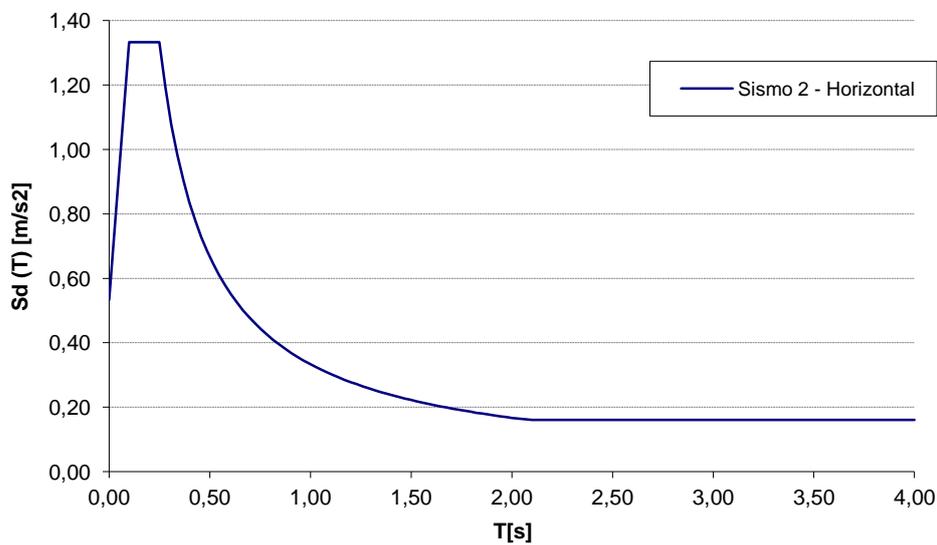


Gráfico 4 – Espectro de dimensionamento sismo 2,5

6.2.3. Análise modal segundo recorrendo ao SAP2000

Uma vez que o programa utilizado permite simular o comportamento da estrutura através de uma análise modal.

6.2.3.1. Modos de Vibração

Procedeu-se a uma análise modal da estrutura, considerando metade da rigidez elástica, tendo-se obtido as características dinâmicas dos três principais modos de vibração para a caracterização do comportamento da estrutura às ações horizontais. Apresentam-se na Tabela 16, as características dinâmicas da estrutura do edifício modelado segundo o modelo.

Tabela 17 – Períodos, modos de vibração, massas modais e seus somatórios

Modo	Período (seg)	Massa Modal X	Massa Modal Y	Massa Modal Z	Somatório X	Somatório Y	Somatório Z
1	0,8745	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
2	0,7870	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
3	0,7084	0,0000	0,0160	0,0000	0,0000	0,0160	0,0000
4	0,6375	0,0000	0,0032	0,0000	0,0000	0,0192	0,0000
5	0,5737	0,0000	0,0084	0,0000	0,0000	0,0276	0,0000
6	0,5164	0,0000	0,0004	0,0000	0,0000	0,0280	0,0000
7	0,4647	0,0330	0,0000	0,0000	0,0330	0,0280	0,0000
8	0,4182	0,0000	0,0220	0,0000	0,0330	0,0500	0,0000
9	0,3049	0,0007	0,0260	0,0000	0,0337	0,0760	0,0000
10	0,2744	0,0260	0,0007	0,0000	0,0597	0,0767	0,0000
11	0,2470	0,0025	0,0000	0,0000	0,0623	0,0767	0,0000
12	0,2223	0,0044	0,0000	0,0000	0,0666	0,0767	0,0000

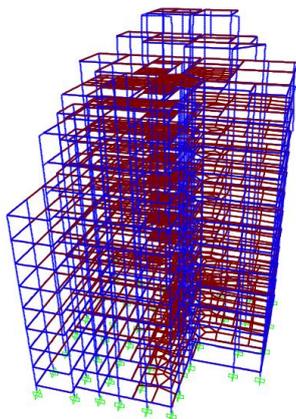


Figura 23 – Modo de vibração 3

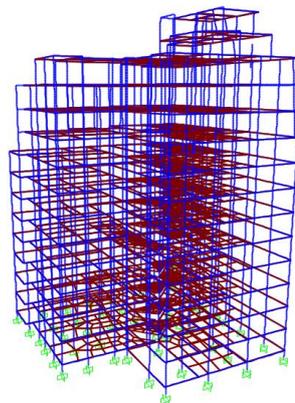


Figura 24 – Modo de vibração 7

6.2.3.2. Combinação das respostas modais

A combinação de modos de vibração deverá ser efetuada de acordo com a Combinação Quadrática Simples (SRSS) se, considerando que o disposto no artigo 4.3.3.3.2.(1) do EC8 for verificado para todos os modos de vibração:

$$T_j \leq 0,9 T_i$$

Caso contrário dever-se-á considerar a CQC.

Da Tabela 19 é possível verificar que, para os modos de vibração relevantes, a condição 4.3.3.3.2.(1) e (2) do EC8 não é verificada, pelo que a combinação dos vários modos de vibração a utilizar deverá ser a CQC.

6.2.3.3. Forças de corte

Ainda na aferição do modelo de cálculo, passa-se para a verificação das forças de corte basal que correspondem às resultantes forças laterais que vão atuar na base da estrutura em resposta aos deslocamentos que a ação sísmica impõe. Estas forças dependem, para além do sismo e das componentes que o caracterizam nos espectros de resposta referidos nos subcapítulos anteriores, das massas acima do solo, ou seja, das forças gravíticas que vibram e também da frequência fundamental do edifício.

Como parte do edifício se encontra enterrado e sem influência na ação sísmica, apenas se considera para as forças de corte basal as forças gravíticas acima do piso da cota de soleira e apenas estas entram para o cálculo.

Estas forças gravíticas são constituídas pelo peso próprio da estrutura, restantes cargas permanentes e apenas uma percentagem das sobrecargas, pois considera-se que estará a atuar na estrutura na ocorrência de um sismo só uma pequena parcela das sobrecargas.

Verifica-se que a ação sísmica condicionante do EC 8 corresponde à ação sísmica tipo 1 (sismo afastado) para as duas direções e que apesar da diferença dos espectros de resposta correspondente à mesma ação sísmica entre o RSA e o EC 8, não são muito relevantes pois o coeficiente de comportamento adotado no EC 8 é superior.

Neste caso o método adotado foi o método das forças laterais indicado no EC8 no ponto 4.3.3.2. neste trabalho quis-se mostrar a forma de calcular a força de corte de uma forma segura e expedita. Para isso foi utilizada mais uma vez a expressão (4.5) do EC8:

$$F_b = S_d(T_1)m\lambda$$

Tabela 18 – Massa, período, aceleração e participação da massa

Sismo	Massa (Ton)	Período	Sd	λ
1,6x	5356	0,465	0,717	0,85
1,6y	5356	0,708	0,471	0,85

O que resulta em:

Tabela 19 – Força basal calculada

Sismo	F_b (kN)
1,6x	3232,35
1,6y	1786,05

Logo,

$$F_b = 3232,35 \text{ kN}$$

6.2.4. Efeitos de torsão

Se a rigidez lateral e a massa estiverem simetricamente distribuídas no plano, os efeitos acidentais de torsão podem ser considerados multiplicando os esforços considerados em cada elemento resistente, resultante da aplicação de 4.3.3.2.3(4.10) do EC8, por um coeficiente δ , obtido em 4.3.3.2.4(4.12):

$$\delta = 1 + 0,6 \frac{x}{L_e}$$

Onde:

X – distância do elemento considerado ao centro de gravidade do edifício em planta, medida perpendicularmente à direção da ação sísmica considerada.

L_e – distância entre dois elementos de contraentamento mais afastados, medida perpendicularmente à direção da ação sísmica considerada.

6.2.5. Efeitos de 2ª ordem

O EC8 estipula, no artigo 4.4.2.2.(2) que, os efeitos de 2ª ordem não precisam de ser considerados se a expressão 4.28 do EC8 for satisfeita:

$$\theta = \frac{P_{tot} d_r}{V_{tot} h} \leq 0,1$$

Com descrito anteriormente, se o valor do coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos, θ , estiver compreendido entre 0,1 e 0,2, os efeitos de segunda ordem poderão ser avaliados, aproximadamente, através da aplicação de um fator majorativo aos esforços de primeira ordem. O fator a considerar é igual ao cociente $1/(1 - \theta)$.

Tabela 20 - Peso total da estrutura P_{tot} , deslocamento máximo $d_{r,máx}$, coeficiente de redução u , altura entre pisos h

Sismo	Ptot (kN)	dr (m)	Vtot (kN)	h (m)
1,4y	70933	0,037	9079,75	3,0
1,4x	70933	0,034	11985,80	3,0

Coefficiente de sensibilidade aos deslocamentos:

$$\theta_x = 0,096$$

$$\theta_y = 0,067$$

6.2.6. Limitação de danos

O artigo 4.4.3 do EC8 estipula um limite para os deslocamentos relativos entre pisos, devido à existência de elementos não-estruturais no edifício.

Neste tipo de estruturas, é comum existirem elementos não estruturais frágeis, como por exemplo, alvenarias. Desta forma, far-se-á a análise com o valor limite para estruturas com elementos não estruturais frágeis por se tratar do limite mais restritivo. Se esta condição for verificada, a verificação de condições mais permissivas (expressões 4.32 e 4.33 do EC8) será dispensável.

Assim, o limite mínimo de deslocamento relativo é o correspondente à expressão 4.31 do EC8:

$$d_{rv} \leq 0,005h$$

Mais uma vez, o valor de v é obtido do Quadro NA.III do AN do EC8 e corresponde a 0,4, para a ação sísmica crítica, ou seja, de tipo 1.

Os valores necessários à verificação da limitação de danos são os seguintes:

Tabela 21 – Deslocamento relativo máximo $d_{r,máx}$, coeficiente de redução u , altura entre pisos h

unidade	valor
$d_{r,máx}$	0,037
v	0,4
h	3,0

Assim, a expressão 4.31 do EC8 tomará a seguinte forma:

$$0,0148 \leq 0,015$$

6.2.7. Combinação dos efeitos das componentes da ação sísmica

Na análise sísmica consideraram-se os dois tipos de espectro definidos pelo Anexo Nacional para o EC 8, e através das forças de corte basal, chegou-se à conclusão que o sismo condicionante é o afastado para as duas direções horizontais. A EN 1998-1 admite a não necessidade de se considerar a ação do sismo na vertical para estruturas em que a sensibilidade segundo esta mesma direção é desprezável (norma 4.3.3.5.2 da EN 1998-1).

O EC 8 preconiza que a combinação das componentes horizontais da ação sísmica pode ser considerada calculando a raiz quadrada do somatório dos quadrados dos esforços devidos a cada componente horizontal:

$$E_{máx} = \sqrt{E_{Edx}^2 + E_{Edy}^2 + E_{Edz}^2}$$

onde:

E_{Edx} – representa os esforços devidos à aplicação da ação sísmica segundo o eixo horizontal x escolhido para a estrutura;

E_{Edy} – representa os esforços devidos à aplicação da mesma ação sísmica segundo o eixo horizontal ortogonal y da estrutura;

E_{Edz} – representa os esforços devidos à aplicação da componente vertical da ação sísmica de cálculo.

Como alternativa e opção adotada no presente trabalho, a EN 1998-1 prevê que os esforços devidos à combinação das componentes horizontais da ação sísmica possam ser calculados considerando a ação sísmica a atuar a cem por cento numa direção e trinta por cento na outra e vice-versa, dimensionando-se para a combinação mais desfavorável:

$$E_{Edx} + 0,3E_{Edy} + P_P + P_{RCP} + \psi_2 SC$$

$$E_{Edy} + 0,3E_{Edx} + P_P + P_{RCP} + \psi_2 SC$$

Em que:

“+” – significa “a combinar”;

E_{Edx} – representa os esforços devidos à aplicação da ação sísmica segundo o eixo horizontal x escolhido para a estrutura;

E_{Edy} – representa os esforços devidos à aplicação da ação sísmica segundo o eixo horizontal y escolhido para a estrutura;

E_{Edx} e E_{Edy} têm em consideração a contribuição de todas as respostas modais importantes calculadas através da raiz quadrada do somatório dos quadrados dos esforços devidos a cada modo de vibração relevante, quando $T_j \leq 0,9T_i$ (eq. 4.15 da EN 1998-1). Caso não se verifique esta condição, deve adotar-se um método mais rigoroso para a combinação dos máximos modais, como por exemplo a “Combinação Quadrática Completa”.

Capítulo 7

Conclusões

7. Considerações finais

7.1. Conclusões

Em Portugal ocorrem sismos praticamente todos os dias. Felizmente são de baixa magnitude e a maioria não são sentidos. Aquando da ocorrência de um sismo, as acelerações do terreno são transmitidas à estrutura, gerando acelerações (e consequentemente forças-chamadas forças de inercia), nas três direções. Em regiões sísmicas estas forças poderão ser extremamente gravosas. De facto, em estruturas de betão armado (que são estruturas relativamente pesadas e, portanto, mais penalizadas pelos sismos), a ação sísmica é em geral a ação condicionante dos elementos verticais (pilares e paredes).

Devido a estes factos considera-se de extrema importância ter este tipo de ação em conta, bem como a sua análise e o dimensionamento de estruturas capazes de lhe oferecerem resposta.

A realização deste relatório permitiu abordar os aspetos fundamentais de conceitos necessários para a realização de um estágio na empresa Ferreira Lapa, Lda, tais como os aspetos a ter em consideração no dimensionamento de estruturas de edifícios, e os diferentes métodos a considerar na análise das mesmas.

Para que fosse possível a realização deste projeto foi necessário recorrer a ferramentas de *software* de cálculo e dimensionamento de estruturas, tais como o “Autodesk AutoCAD”, ao “CSI SAP2000”, bem como a folhas de cálculo EXCEL.

Na primeira parte do trabalho referiram-se aspectos gerais associados à ação sísmica tais como, o espectro de resposta definido no EC 8.

A aplicação ao caso prático traduziu-se por analisar as características do comportamento estrutural e dos seus elementos, de um edifício industrial destinado a armazenamento de materiais. O edifício apresenta uma estrutura de betão armado. Descreveu-se o edifício e sua localização, identificaram-se os materiais usados e as ações consideradas para a combinação sísmica. Foram efectuadas várias etapas na verificação ao do modelo, desde frequência e modos de vibração, forças de corte basal e distribuição dos esforços de corte pelos elementos estruturais.

Uma das conclusões a retirar deste estudo prende-se com o facto de haver relativamente pouca informação relacionada com o dimensionamento e análise de estruturas pré-

fabricadas, a ações sísmicas. É possível verificar a indefinição de alguns aspetos do dimensionamento de estruturas pré-fabricadas, nomeadamente, coeficiente de comportamento, dimensionamento de ligações, entre outros.

O segundo caso prático foi um edifício destinado a habitação e comércio. Este edifício também apresenta uma estrutura em betão armado, e com lajes maciças. A descrição, localização e materiais considerados também foram descritos para este caso de estudo.

Quanto mais alto o edifício for mais longo tende a ser o seu período natural. No entanto, a altura do edifício está também relacionada com outra importante característica estrutural: a flexibilidade do edifício. Edifícios altos tendem a ser mais flexíveis do que edifícios pequenos. A flexibilidade afeta a forma como o edifício reage ao sismo. Há que encontrar o equilíbrio perfeito de modo a projetar um edifício com o grau de flexibilidade/rigidez adequado ao meio onde este se encontra.

Pretendeu-se com estas verificações mostrar a importância de uma pré-avaliação a fim de se evitarem erros grosseiros na verificação da segurança, que podem resultar em graves perdas. E desta forma estimar os esforços provocados pela ação sísmica na estrutura em estudo.

O comportamento do edifício depende principalmente da sua forma, tamanho, geometria e da maneira com a energia do sismo é distribuída pelo edifício. Durante o planeamento do edifício, os arquitetos e os engenheiros civis trabalham de modo a que se obtenha uma boa configuração do edifício e que não haja falhas. As estruturas não devem ser muito altas, muito longas nem largas no plano.

Após tal informação podemos concluir então que, apesar de ser cada vez mais frequente a ocorrência de um sismo, e por mais que sejam avassaladores e imprevisíveis ao ponto de deixarem países desertos devido às suas elevadas magnitudes, existem edifícios que não caem e saem ilesos à catástrofe. E a resposta a tal acontecimento está nas novas conceções adotadas na engenharia civil, em que implementam novas tecnologias, das quais: o uso de novos materiais resistentes e flexíveis; uma arquitetura minuciosa, em que os edifícios têm de ser desenhados detalhe a detalhe; e o uso de contrapesos inerciais, como a esfera de Taipei.

7.2. Desenvolvimentos futuros

Para desenvolvimentos futuros propõe-se que se realizem os seguintes trabalhos:

- Dimensionamento dos vários elementos estruturais descritos ao longo deste trabalho, tais como:
 - Lajes
 - Vigas
 - Pilares
 - Fundações
- Determinação de soluções de isolamento sísmico
- Utilizar tipos de análise plástica

Referências Bibliográficas

Referências bibliográficas

Eurocódigo 0, 2009, “Bases para projecto de estruturas”, Norma Europeia EN1990, Instituto Português da Qualidade

Eurocódigo 1, 2009, “Ações em estruturas Parte 1-1: Ações gerais”, Norma Europeia EN1991-1-1, Instituto Português da Qualidade

Eurocódigo 2, 2010, “Projeto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios”, Norma Europeia EN1992-1-1, Instituto Português da Qualidade

Eurocódigo 8, 2010, “Projeto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios”, Norma Europeia EN1998-1, Instituto Português da Qualidade

LOPES, M. et al (2008). Sismos e Edifícios. Edições Orion, Amadora

GOMES, J.M.M.A. 2009. Dimensionamento Sísmico de Edifícios Hospitalares Segundo o Eurocódigo 8. Dissertação para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

MAYUR, P., & Reddy, S. (2006). Seismic Retrofitting: an emergency technology in bridge construction and repair. *Advances in Bridge Engineering, March 24 - 25 IIT Roorkee*

GUEDES, A.M.S. 2011. Dimensionamento e Comportamento Sísmico de Sistema Metálicos Duais. Dissertação para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

AMARAL, D. C. 2014. Dimensionamento de um edifício em betão armado sujeito à ação sísmica. Dissertação para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil. Escola Superior de Tecnologia e Gestão de Viseu

BENTO, R. (2003). *Novos Métodos para Dimensionamento Sísmico de Estruturas. Ciclo de Palestras em Engenharia Civil. Instituto Superior Técnico.*

Websites Consultados:

Acedido em 11/2017: <http://ferreiralapa.com/>

Acedido em 11/2017: <http://www.autodesk.pt/>

Acedido em 11/2017: <https://www.google.com/intl/pt-PT/earth/>

Softwares Utilizados:

[AutoCad: 2018]: <http://www.autodesk.pt/>

[Microsoft Office: 2016]: <https://www.microsoft.com>

[CSI SAP2000] : <http://www.csiportugal.com/>

Anexos

Períodos e Massas modais da plataforma (SAP2000)

TABLE: Modal Participating Mass Ratios															
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless											
MODAL	Mode	1	2,2480	0,0000	0,0822	0,0000	0,0000	0,0822	0,0000	0,0131	0,0000	0,0000	0,0131	0,0000	0,0000
MODAL	Mode	2	1,8623	0,0828	0,0000	0,0000	0,0828	0,0822	0,0000	0,0000	0,0041	0,0000	0,0131	0,0041	0,0000
MODAL	Mode	3	1,2520	0,0000	0,0000	0,0000	0,0828	0,0822	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0131	0,0041	0,0000
MODAL	Mode	4	1,2519	0,0000	0,0000	0,0000	0,0828	0,0822	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0131	0,0041	0,0000
MODAL	Mode	5	1,2284	0,0000	0,0000	0,0000	0,0828	0,0822	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0131	0,0041	0,0001
MODAL	Mode	6	1,2284	0,0000	0,0000	0,0000	0,0828	0,0822	0,0000	0,0000	0,0000	0,0002	0,0131	0,0041	0,0003
MODAL	Mode	7	1,1930	0,0000	0,0000	0,0000	0,0828	0,0822	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0131	0,0041	0,0003
MODAL	Mode	8	1,1924	0,0000	0,0000	0,0000	0,0828	0,0822	0,0000	0,0000	0,0000	0,0001	0,0131	0,0041	0,0004
MODAL	Mode	9	1,1537	0,0000	0,0000	0,0000	0,0828	0,0822	0,0000	0,0000	0,0000	0,0006	0,0131	0,0041	0,0010
MODAL	Mode	10	1,1537	0,0000	0,0000	0,0000	0,0828	0,0822	0,0000	0,0000	0,0000	0,0012	0,0131	0,0041	0,0021
MODAL	Mode	11	1,1213	0,0000	0,0000	0,0000	0,0828	0,0822	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0131	0,0041	0,0021
MODAL	Mode	12	1,1100	0,0000	0,0002	0,0000	0,0828	0,0824	0,0000	0,0000	0,0000	0,0005	0,0131	0,0041	0,0027

Períodos e Massas modais do edifício para habitação e comércio (SAP2000)

TABLE: Modal Participating Mass Ratios															
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless											
MODAL	Mode	1	0,8745	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0156	0,0000	0,0000	0,0156	0,0000	0,0000
MODAL	Mode	2	0,7870	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0025	0,0000	0,0156	0,0025	0,0000
MODAL	Mode	3	0,7084	0,0000	0,0160	0,0000	0,0000	0,0160	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0156	0,0025	0,0000
MODAL	Mode	4	0,6375	0,0000	0,0032	0,0000	0,0000	0,0192	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0156	0,0025	0,0000
MODAL	Mode	5	0,5737	0,0000	0,0084	0,0000	0,0000	0,0276	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0156	0,0025	0,0001
MODAL	Mode	6	0,5164	0,0000	0,0004	0,0000	0,0000	0,0280	0,0000	0,0000	0,0000	0,0001	0,0156	0,0025	0,0002
MODAL	Mode	7	0,4647	0,0330	0,0000	0,0000	0,0330	0,0280	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0156	0,0025	0,0002
MODAL	Mode	8	0,4182	0,0000	0,0220	0,0000	0,0330	0,0500	0,0000	0,0000	0,0000	0,0001	0,0156	0,0025	0,0003
MODAL	Mode	9	0,3049	0,0007	0,0260	0,0000	0,0337	0,0760	0,0000	0,0000	0,0000	0,0007	0,0156	0,0025	0,0010
MODAL	Mode	10	0,2744	0,0260	0,0007	0,0000	0,0597	0,0767	0,0000	0,0000	0,0000	0,0012	0,0156	0,0025	0,0021
MODAL	Mode	11	0,2470	0,0025	0,0000	0,0000	0,0623	0,0767	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0156	0,0025	0,0021
MODAL	Mode	12	0,2223	0,0044	0,0000	0,0000	0,0666	0,0767	0,0000	0,0000	0,0000	0,0005	0,0156	0,0025	0,0026

Lista de secções de pilares, vigas, lajes e respectivos pesos do edifício para habitação e comércio (SAP2000)

TABLE: Material List 2 - By Section Property				
Section	ObjectType	NumPieces	TotalLength	TotalWeight
Text	Text	Unitless	m	KN
W18X35	Frame	7	21	10,741
P(0.6x0.3)	Frame	12	30	134,96
P(0.3x0.5)	Frame	53	155	581,078
P(0.3x0.6)	Frame	22	62	278,918
P(0.35x0.6)	Frame	1	1	5,248
P(0.4x0.5)	Frame	1	1	4,999
P(0.35x0.7)	Frame	8	20	122,464
P(0.35x0.8)	Frame	4	10	69,979
P(0.4x0.4)	Frame	44	122	487,856
P(0.3x0.3)	Frame	287	839	1887,193
P(0.3x0.65)	Frame	1	1	4,874
P(0.3x0.4)	Frame	73	207	620,817
P(0.4x0.3)	Frame	41	119	356,895
P(0.35x0.4)	Frame	8	20	69,979
Caixa elevador	Frame	15	43	1549,155
P(0.5x0.3)	Frame	20	56	209,938
P(1.3x0.3)	Frame	4	10	97,471
P(0.3x0.75)	Frame	2	2	11,247
P(0.3x0.7)	Frame	6	12	62,981
P(0.35x0.35)	Frame	10	28	85,725
P(0.45x0.5)	Frame	10	28	157,453
P(0.2x0.5)	Frame	9	27	67,48
P(0.2x0.7)	Frame	12	36	125,963
P(0.45x0.3)	Frame	6	18	60,732
P(0.3x0.2)	Frame	5	15	22,493
P(0.2x0.3)	Frame	12	36	53,984
Nucleo	Frame	13	37	1464,767
P(0.2x0.6)	Frame	3	9	17,995
Viga (0.3x0.5)	Frame	573	3760,3917	14097,307
P(0.2x0.2)	Frame	3	9	8,997
P(0.5x0.4)	Frame	3	9	44,987
P(0.7x0.5)	Frame	1	1	8,747
Laje	Area			48150,064
				70933,487