



UNIVERSIDADE D
COIMBRA



Pedro Gonçalves Dantas da Silva

ANÁLISE DA AÇÃO DE DIAFRAGMA EM ESTRUTURAS
PORTICADAS DE BETÃO ARMADO
ANALYSIS OF THE DIAPHRAGM ACTION IN FRAME STRUCTURES
WITH REINFORCED CONCRETE

Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, na área de
Especialização em Estruturas, orientada pelo Professor Doutor Paulo
Manuel Mendes Pinheiro Providência e Costa e pelo Professor Doutor
Ricardo Joel Teixeira Costa

Setembro de 2018



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

Pedro Gonçalves Dantas da Silva

ANÁLISE DA AÇÃO DE DIAFRAGMA EM ESTRUTURAS PORTICADAS DE BETÃO ARMADO

ANALYSIS OF THE DIAPHRAGM ACTION IN FRAME STRUCTURES WITH REINFORCED CONCRETE

Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, na área de Especialização em Estruturas,
orientada pelo Professor Doutor Paulo Manuel Mendes Pinheiro Providência e Costa e pelo Professor Doutor Ricardo Joel Teixeira Costa

Esta Dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor.
O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC declina qualquer
responsabilidade, legal ou outra, em relação a erros ou omissões
que possa conter.

Coimbra, Setembro de 2018

AGRADECIMENTOS

Na realização da presente dissertação contei com o apoio de inúmeras pessoas que me ajudaram a ultrapassar os mais diversos problemas que ao longo do ano surgiram, a todas elas reservo palavras de gratidão neste momento de resolução e esperança.

Em especial ao orientador desta dissertação, professor doutor Paulo Manuel Mendes Pinheiro Providência e Costa, que em tudo me ajudou de forma irrepreensível, assim como ao coorientador professor doutor Ricardo Joel Teixeira Costa.

E a todas as pessoas que se mantêm junto a mim e que de perto me acompanharam, um especial obrigado, à minha família, aos meus amigos e à minha namorada, obrigado por todo o apoio e compreensão que sempre demonstraram.

RESUMO

As lajes dos pavimentos e cobertura, com a eventual colaboração das vigas, interligam os elementos de contraventamento horizontal do edifício, e garantem o seu comportamento conjunto, quando esse edifício é sujeito a uma ação horizontal. Nesta dissertação é considerado o comportamento de membrana das lajes submetidas a este tipo de ação, sendo o mesmo modelado e analisado para o caso particular em que o contraventamento é proporcionado por estruturas porticadas. O comportamento transversal ou de flexão das lajes, nomeadamente de suporte das cargas gravíticas, é, portanto, de interesse secundário para este estudo.

Para o projetista a importância destes elementos, em edifícios situados em zonas sísmicas, é duplo: as lajes têm, por um lado, de ser suficientemente rígidas para garantir o funcionamento conjunto dos elementos de contraventamento, e assegurar que as forças horizontais equivalentes são encaminhadas para os elementos de contraventamento mais rígidos lateralmente, e, por outro lado, as ligações das lajes aos elementos de contraventamento têm de ser suficientemente resistentes para impedir a ocorrência de colapso localizado ou global da estrutura.

O comportamento de membrana das lajes será tido em conta com vários modelos, cuja validade será avaliada. Estes modelos serão definidos por um conjunto limitado de parâmetros básicos: geometria, esbelteza, regularidade da estrutura, a distribuição dos elementos de contraventamento lateral e ainda do tipo e intensidade das ações a que a estrutura se encontra sujeita.

Em termos práticos pretende-se verificar a validade da hipótese do diafragma rígido para uma série de configurações comuns dos edifícios. O comportamento destas diferentes soluções é estudado e analisado utilizando um programa computacional de análise de estruturas, o Robot Structural Analysis Professional Software, sendo prestada uma particular atenção aos campos de deslocamentos e esforços.

Palavras-Chave: Estrutura Porticada, Diafragma Rígido, Lajes, Análise Comparativa.

ABSTRACT

The floor slabs and roof, with the possible collaboration of the beams, interconnect the horizontal bracing elements of the building, and guarantee their joint behavior, when this building is subjected to a horizontal action. In this dissertation the membrane behavior of the slabs submitted to this type of action is considered, being the same modeled and analyzed for the particular case in which the bracing is provided by frame structures. The transverse or bending behavior of slabs, namely support of gravitational loads, is therefore of secondary interest to this study.

For the designer, the importance of these elements in buildings, situated in seismic zones is twofold: the slabs have to be rigid enough to guarantee the joint operation of the bracing elements, and ensure that the equivalent horizontal forces are sent to the laterally rigid bracing elements, and, on the other hand, the links of the slabs to the bracing elements must be sufficiently strong to prevent the occurrence of localized or overall collapse of the structure.

The membrane behavior of the slabs will be considered with several models, the validity of which will be evaluated. These models will be defined by a limited set of basic parameters: geometry, slenderness, regularity of the structure, the distribution of lateral bracing elements and also the type and intensity of the actions to which the structure is subject.

In practical terms we intend to verify the validity of the rigid diaphragm hypothesis for a series of common configurations of buildings. The behavior of these different solutions is studied and analyzed using a computer program of structural analysis, Robot Structural Analysis Professional Software, paying particular attention to the fields of displacements and efforts.

Keywords: Frame Structure, Rigid Diaphragm, Slabs, deformed diaphragm vs rigid diaphragm.

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS.....	ii
RESUMO	iii
ABSTRACT	iiiv
ÍNDICE	iv
1. INTRODUÇÃO	1
1.1 Considerações Iniciais.....	1
1.2 Objetivos e metodologia de estudo.....	2
1.3 Organização da Dissertação	3
2. ESTADO DA ARTE	4
2.1 Introdução.....	4
2.2 Modelação	6
2.2.1 Elemento de placa sem deformação de membrana	6
2.2.2 Método dos Elementos Finitos.....	9
2.2.3 Elementos de casca ou placa (Shell)	10
2.2.4 Comportamento de elementos “Shell” sujeitos a cargas laterais	11
2.3 Estruturas e o Sismo.....	11
2.3.1 Os sismos e o Eurocódigo 8.....	12
2.4 Ações Sísmicas	14
2.4.1 Propriedades Sísmicas	14
2.4.2 Espectro de resposta.....	15
2.5 Métodos de análise.....	18
2.5.1 Análise por forças laterais	19
2.6 Combinação de efeitos ação sísmica	20
3. DESCRIÇÃO DOS MODELOS DE ESTUDO	23
3.1 Descrição Geométrica	23
3.2 Centros de Massa e Centros de Rigidez.....	28
4. ANÁLISE ESTRUTURAL	31
4.1 Espectro de resposta dos modelos	31

4.2	Ações Permanentes e Ações Variáveis	33
4.3	Elementos do modelo	34
4.4	Verificação da convergência da malha de elementos finitos	37
4.5	Análise modal por espectro de resposta	38
4.6	Combinações utilizadas	40
4.7	Deslocamentos	41
4.7.1	Modelo 1	42
4.7.2	Modelo 2	43
4.7.3	Modelo 3	46
4.7.4	Modelo 4	47
4.7.5	Modelo 5	49
4.7	Modificações no Modelo 1	51
5.	CONCLUSÕES	53
5.1.	Desenvolvimentos Futuros	53
6.	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	54
	ANEXO A- VALORES DE PERÍODOS E PARTICIPAÇÃO DE MASSAS	A-1

1. INTRODUÇÃO

1.1 Considerações Iniciais

A construção civil tem evoluído nos últimos anos, em particular nas grandes áreas metropolitanas, sendo a construção em altura uma medida para contornar o problema da falta de áreas de construção.

O dimensionamento deste tipo de edifícios, tal como as metodologias de construção, tem sofrido grandes melhorias nos últimos anos, em particular devido à utilização de programas e computadores, conseguindo assim obter-se resultados mais fiáveis e com maior precisão. Para isso, é necessário criar um modelo estrutural que descreva a realidade o melhor possível, de modo a que o comportamento do modelo seja idêntico ao da estrutura construída, pelo menos para as situações de projeto consideradas. Assim, torna-se de extrema importância compreender bem o comportamento dos materiais e dos elementos constituintes da estrutura.

Para entender o comportamento da estrutura, é importante compreender como funciona o sistema de contraventamento que se pretende estudar nesta dissertação. Existem vários tipos de subsistemas de contraventamento em betão armado para resistir a ações que solicitam a estrutura no plano horizontal, como sejam:

- Sistemas em Pórticos;
- Sistemas em Pórticos treliçados;
- Paredes;
- Sistemas em Pórtico-Parede;
- Sistema em Núcleo Rígido;

No caso de edifícios não muito desenvolvidos em altura, na maior parte dos casos há um sistema porticado¹⁽¹⁾ adjacente a um núcleo rígido, sendo este normalmente, a caixa de elevadores. O núcleo rígido deve estar situado numa zona central da estrutura, para que o centro de rigidez esteja próximo do centro geométrico e assim melhorar a resposta sísmica do edifício. Eventos sísmicos tem muitas das vezes consequências graves para os edifícios, e podem provocar em alguns casos o seu colapso, parcial ou global.

Para evitar este tipo de problemas, devem ser consideradas boas práticas durante a realização do projeto. Se possível, deve-se criar um edifício que seja simples estruturalmente, que apresente simetria, resistência e rigidez às ações sísmicas assim como a ações de torção. Deve também ser assegurado o efeito de diafragma ao nível das lajes.

¹⁾”Sistema estrutural no qual a resistência, tanto às ações verticais como às laterais, é principalmente assegurada por pórticos espaciais cuja resistência à força de corte na base do edifício é superior a 65% da resistência total à força de corte de todo o sistema estrutural.”

A hipótese diafragma rígido pode ou não ser considerada, dependendo da geometria do edifício e do número de aberturas que apresenta. O efeito de diafragma proporcionado pelas lajes permite que elas recebam e distribuam as forças de inércia pelos elementos de contraventamento (pórticos, paredes, núcleo), de forma a que a estrutura reaja como um todo, quando é sujeita à ação sísmica horizontal, contribuindo para a robustez da estrutura. De acordo com a hipótese de diafragma rígido, se os deslocamentos relativos entre os elementos de contraventamento forem muito pequenos, pode considerar-se que este diafragma é rígido, e que portanto os deslocamentos no plano de uma laje podem ser escrito em função de apenas três graus de liberdade: uma rotação e duas translações. De acordo com a EC2-1-1, se o deslocamento horizontal dos elementos de contraventamento não diferir em mais de 10% do que se obtém quando se adopta esta hipótese, ela pode ser utilizada.

1.2 Objetivos e metodologia de estudo

No caso de estruturas porticadas sujeita a ações horizontais, o modelo mais realista é o que considera a deformação da laje no seu próprio plano. Porém, se as deformações de membrana forem relativamente pequenas, a utilização da hipótese de diafragma rígido permite reduzir a dimensão do modelo e, em particular, o tempo de cálculo, o que será importante no caso de uma análise dinâmica.

A validade deste modelo será verificada para edifícios com diferentes tipos de geometrias, entre elas, retangular, com uma dimensão significativamente maior do que outra, habitualmente designada de esbelta, e também para formas não compactas, como a forma de “cruz” e ou “L”.

É necessário considerar vários níveis de esbelteza, regularidade da estrutura, distribuição dos elementos de contraventamento lateral e das ações a que a estrutura está sujeita, para tentar estabelecer limites acerca do âmbito de aplicação daquela hipótese.

Os modelos considerados cumprem as recomendações expressas na Norma Europeia EN 1998-1:2004, Projeto de estruturas para resistência aos sismos, e serão desenvolvidos no programa Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017.

1.3 Organização da Dissertação

A presente dissertação é composta por mais 6 capítulos, sendo eles o estado de arte, onde será feito um breve enquadramento para a regulamentação sísmica existente, a modelação e as hipóteses a considerar, assim como a caracterização da ação sísmica, métodos de análise e as combinações necessárias.

Em seguida, apresentam-se os modelos utilizados, descrevendo a sua geometria e dimensões, e representando os seus centros de massa e de rigidez.

No capítulo seguinte é feita a análise de todos os modelos, utilizando o programa Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017, são apresentados os dados considerados, as ações utilizadas, os resultados da análise modal e, por fim, o valor dos deslocamentos horizontais relativos ao modelo “deformável” (utilizando o diafragma deformável para as lajes) como também relativos ao modelo “rígido” (utilizando o diafragma rígido para as lajes).

Por fim, apresentam-se as conclusões e desenvolvimentos futuros, onde se fazem recomendações de modo a assegurar a validade da hipótese de diafragma rígido.

No final deste documento apresentam-se anexos com os valores de períodos de vibração e coeficientes modais de participação de massa.

2. ESTADO DA ARTE

2.1 Introdução

As ações a que um edifício está sujeito são de extrema importância, pois a sua defeituosa contabilização pode levar a um subdimensionamento da estrutura, não se assegurando as capacidades resistentes necessárias. Para tal temos que compreender que ações irão atuar na estrutura e o tipo de efeitos destas sobre a estrutura. Nesta dissertação o estudo irá recair na ação sísmica.

A ação sísmica é relevante para a segurança da estrutura e dos seus ocupantes. O primeiro regulamento português com requisitos relativos ao efeito dos sismos surgiu em 1958, Regulamento da Segurança das Construções contra os Sismos (RSCCS), sendo acompanhado pelo Regulamento Geral das Edificações Urbanas (RGEU). Entretanto a regulamentação nacional foi evoluindo, e mais recentemente surgiram os Eurocódigos, que são normas desenvolvidas nos países associados ao Comité Europeu da Normalização (CEN), no âmbito da Diretiva Produto da Construção da UE. O Eurocódigo que mais importância terá para o estudo presente nesta dissertação será o Eurocódigo 8 – Projeto de Estruturas para Resistência aos Sismos, particularmente a sua Parte 8-1, relativa a edifícios novos.

Uma vez que será verificada a validade da hipótese de diafragma rígido, onde se admite que a laje de um edifício faz parte do sistema de contraventamento do mesmo, oferecendo resistência horizontal às solicitações causadas pela ação sísmica, segundo Acker (2002) a ação do sismo quando aplicada a uma estrutura, gera ações no interior da laje que irão ser redistribuídas pelos elementos de contraventamento vertical, (Shigue e Mitsui, 1989) vê as estruturas de contraventamento como “uma estrutura plana, que resiste às forças horizontais mas na sua direção transversal não oferece rigidez”

Para diafragmas rígidos as cargas laterais são distribuídas proporcionalmente à rigidez das paredes, que depende da sua rigidez no plano, mas também, se o edifício apresentar movimentos de torção, à sua rigidez polar, de acordo com a sua distância ao centro de torção do sistema estrutural (La Rovere, 2001; Ju e Li, 1999).

Mesmo admitindo a hipótese de diafragma rígido, existem alguns aspetos a ter em atenção para simplificar a análise e assim também a conceção do edifício. Entre eles inclui-se a regularidade da estrutura em plano, pois assim consegue-se obter uma simetria da rigidez, o que tende a reduzir a amplitude das rotações de torção.

Para isso existem aspetos importantes a ter em conta:

- Regularidade em planta;
- Simetria de massas;

Ao conseguir uma construção regular no seu plano, podemos garantir que a resposta a uma ação sísmica irá ser maioritariamente translacional, em virtude do centro de gravidade da rigidez do edifício estar muito próximo do seu centro geométrico. Para edifícios perfeitamente simétricos o centro de gravidade de rigidez e o geométrico podem até encontrar-se no mesmo ponto, correspondendo assim a uma excentricidade nula, embora seja sempre necessário considerar uma excentricidade accidental, até porque a distribuição das sobrecargas e outras cargas não é fixa.

Da mesma forma que se fala na regularidade em planta, é igualmente importante regularidade em altura, para que não se torne uma parte do edifício mais rígida do que outra. O que leva ao terceiro ponto referido acima: um sistema de contraventamento com uma parede resistente apenas uma dada direção, num dos lados do edifício, irá causar uma maior rigidez desse lado e assim aproximar dessa zona o centro de rigidez. Assim, a estrutura apresenta uma excentricidade elevada nessa direção, e, quando o edifício for sujeito a uma ação sísmica, esta causará um movimento de torção grave.

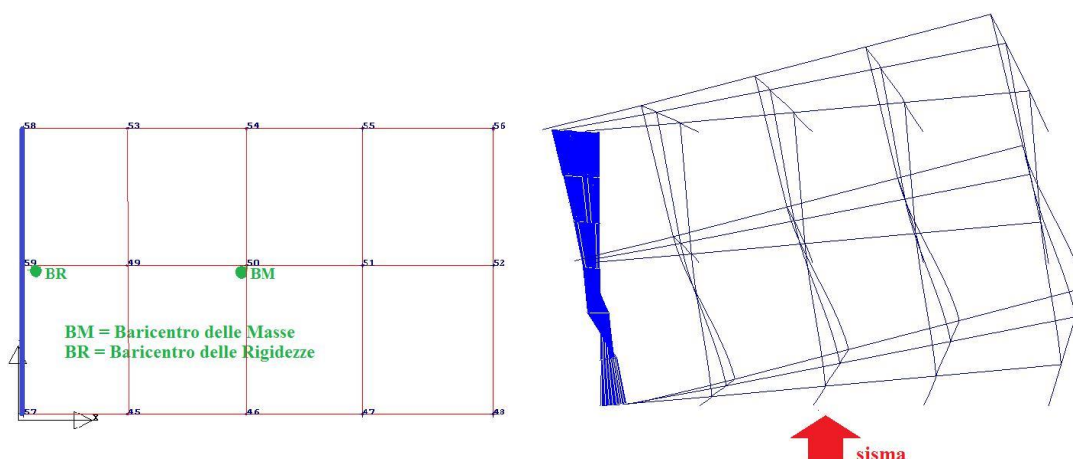


Figura 1 – Representação dos centros de massa e de rigidez; movimento de torção do edifício

Em consequência deste movimento, os pilares mais afastados do centro de massa irão sofrer os maiores deslocamentos da estrutura estando portanto sujeitos a uma força de corte máxima.

De acordo com a Parte 1 do Eurocódigo 8, quando se considera a hipótese de diafragma rígido, é importante estar seguro da sua validade, pois ao modelar a flexibilidade, os deslocamentos

não podem diferir em mais de 10% dos deslocamentos horizontais absolutos para aquilo que será a situação sísmica de projeto.

2.2 Modelação

Para a definição dos modelos a analisar, será considerado um edifício com estrutura porticada cumprindo as exigências da Parte 1 do Eurocódigo 8, situado em Lisboa, num local com o solo do Tipo B. Como se referiu, os modelos serão desenvolvidos e analisados com o programa Robot, cuja sub-rotina de análise estrutural implementa o Método de Elementos Finitos.

Nos modelos foram considerados dois métodos de cálculo para as lajes, para cujos elementos finitos de placa se usa no Robot a designação “painel”. Neste programa, por defeito, as deformações de membrana são consideradas, usando nesse caso a designação Shell, correspondendo ao primeiro método. O segundo método, ignora estas deformações, correspondendo no Robot à opção “Slab – Rigid Diaphragm”, sendo abordado em seguida.

2.2.1 Elemento de placa sem deformação de membrana

O elemento de placa (infinitamente) rígido no plano, tem os seus movimentos no plano descritos pelos três graus de liberdade de um nó principal localizado no seu centro de massa: duas translações e uma rotação em torno do eixo perpendicular ao plano. Considerar que a laje funciona como um diafragma rígido introduz uma dependência linear entre os deslocamentos no próprio plano dos nós da laje.

Considera-se, pois, um nó mestre e que os restantes nós são dependentes ou escravos deste. Considere-se assim um nó arbitrário i com coordenadas (X_i, Y_i, Z_i) e o nó mestre j com coordenadas (X_j, Y_j, Z_j) , sendo as componentes do vetor que liga o nó i ao nó j , dx , dy e dz :

$$dx = X_j - X_i \quad (2.1)$$

$$dy = Y_j - Y_i \quad (2.2)$$

$$dz = Z_j - Z_i \quad (2.3)$$

Desta forma, os deslocamentos do nó i em função do nó j , podem ser traduzidos pelas seguintes expressões

$$u_{1i} = u_{1j} - dz * u_{5j} + dy * u_{6j} \quad (2.4)$$

$$u_{2i} = u_{2j} + dz * u_{4j} - dx * u_{6j} \quad (2.5)$$

$$u_{3i} = u_{3j} - dy * u_{4j} + dx * u_{5j} \quad (2.6)$$

$$u_{4i} = u_{4j} \quad (2.7)$$

$$u_{5i} = u_{5j} \quad (2.8)$$

$$u_{6i} = u_{6j} \quad (2.9)$$

em que os índices 1, 2 e 3, se referem a translações segundo x, y e z, e 4, 5 e 6, a rotações segundo as direções positivas estes eixos, ver Figura 2.

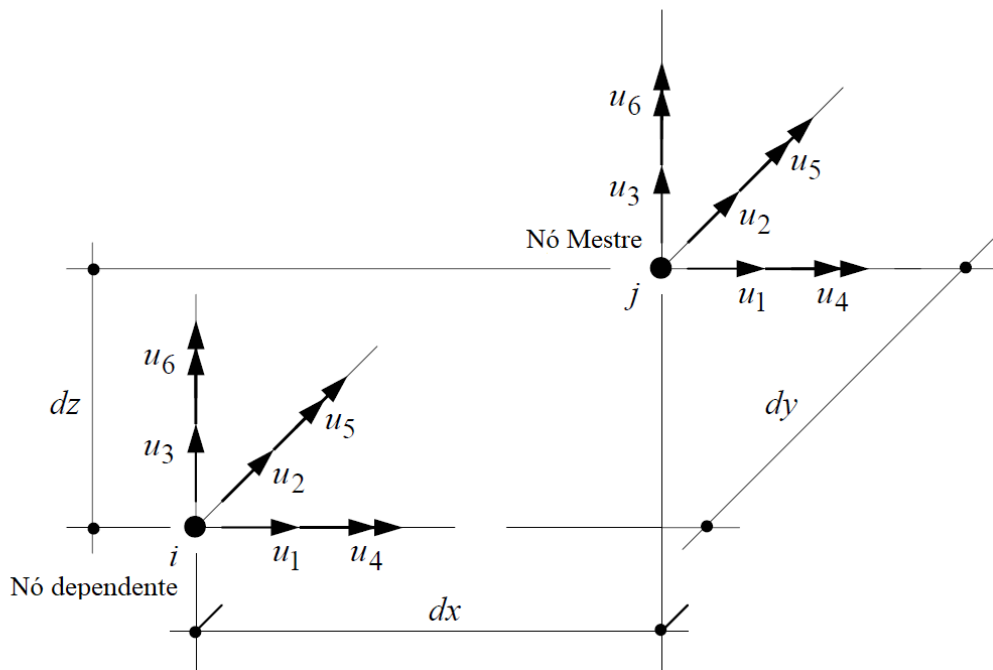


Figura 2 – Deslocamentos nodais dos nós i e j

Estas relações podem ser expressas no formato matricial:

$$U_i = T_{ij}U_j \quad (2.10)$$

onde:

U_i representa o vetor dos deslocamentos do nó i;

U_j representa o vetor dos deslocamentos do nó j;

T_{ij} é uma matriz de transformação;

Poderia alongar-me sobre a análise de deslocamentos, esforços no diafragma rígido e os graus de liberdade dos nós, através de matrizes de rigidez, mas uma vez que o estudo irá ser

desenvolvido com um programa é suficiente um nível de compreensão que possibilite a análise de resultados. Utiliza-se então para a modelação do diafragma rígido a opção “Slab – Rigid Diaphragm” no programa utilizado para a modelação, Autodesk Robot Structural Analysis, com as propriedades do elemento de placa referidas na janela utilizada para a entrada de dados representada na Fig 3.

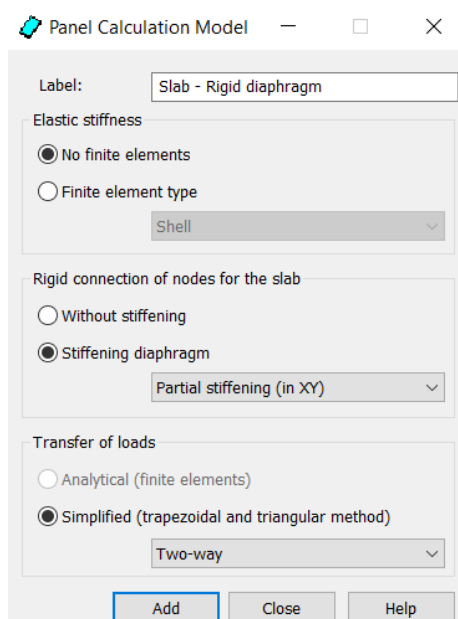


Figura 3 – Propriedades Slab - Rigid Diaphragm

Neste tipo de cálculo dos painéis, é utilizado a opção “Stiffening Diaphragm (in XY)” o que significa que é flexível transversalmente, mas com as características de diafragma rígido no plano do pavimento.

A Figura 4 representa a interação de uma laje de pavimento com as paredes estruturais, quando ela é submetida a forças horizontais sísmicas.

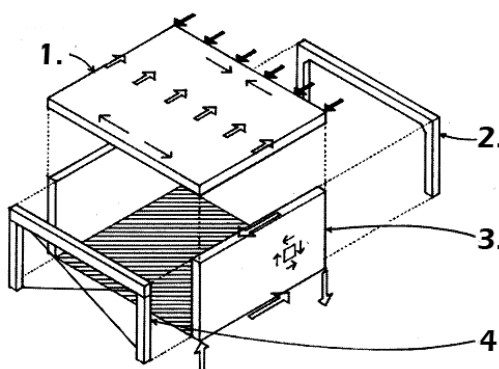


Figura 4 – Esquema do funcionamento do diafragma (elconstructorcivil@)

Caso se opte por uma modelação do tipo diafragma rígido, os esforços podem ser calculados com base num esquema de viga-parede, treliça ou um modelo de escoras e tirantes.

2.2.2 Método dos Elementos Finitos

O método dos elementos finitos é o método utilizado pelo Robot para a análise dos modelos em estudo. Este método tem como objetivo determinar o estado de tensão e deformação dos elementos que constituem a estrutura, assumindo um comportamento elástico linear.

No método dos elementos finitos a estrutura é subdividida num conjunto finito de elementos simples em termos de geometria e comportamento, sendo o campo de deslocamentos no seu interior interpolado em função dos deslocamentos nos nós que os ligam. Os deslocamentos destes nós são determinados por resolução das equações de equilíbrio nodal, que constituem um sistema linear de equações. Por último, o programa determina os campos de extensões, tensões e esforços, bem como as reações de apoio. No caso dos elementos finitos planos, tal como dos sólidos, é particularmente importante o erro de discretização associado à dimensão máxima dos elementos finitos de uma da malha, sendo pois obrigatória a avaliação da convergência da solução com o refinamento da malha. De seguida é considerada a elaboração da malha por parte do Robot.

Este programa permite efetuar vários tipos de análise, estática ou dinâmica. No caso presente, será feita uma análise estática para a generalidade das ações, e uma análise modal com espectro de resposta para a ação sísmica. As combinações de ação podem também ser efetuadas no âmbito do Robot.

2.2.3 Elementos de casca ou placa (Shell)

Na modelação da estrutura é utilizado o elemento Shell para simular as lajes do edifício. Este elemento é normalmente utilizado para modelar cascas, placas e lajes e combina um elemento de membrana, que representa o comportamento no plano, com um elemento de placa, que representa o comportamento transversal ao plano.

As placas são elementos limitados por duas superfícies planas, sendo a distância entre essas duas superfícies designada espessura. O elemento placa possui duas rotações em torno de cada eixo do seu plano e uma translação no eixo normal ao plano.



Figura 5 – Elemento de placa

A hipótese de placas finas de Kirchhoff é frequentemente utilizada para o elemento de placa, embora o Robot use um modelo mais avançado que considera de forma aproximada a distorção. Não é o modelo de Reissner-Mindlin, mas antes um modelo discreto de Kirchhoff-Mindlin baseado nessa teoria, usando um campo de distorções assumido.

O elemento de membrana também apresenta três graus de liberdade em cada nó, uma rotação em torno de um eixo normal ao plano e duas translações no plano.

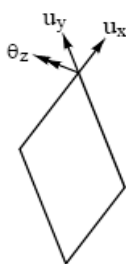


Figura 6 – Elemento de membrana

O elemento Shell utilizado na modelação pelo Robot, quando não se considera a hipótese de diafragma rígido, apresenta seis graus de liberdade para cada nó, sendo eles três graus de liberdade do elemento placa, mais três graus de liberdade do elemento membrana.

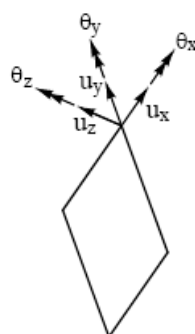


Figura 7 – Elemento Shell

Os elementos Shell utilizados nesta dissertação são maioritariamente retangulares, sendo que cada um tem o seu sistema de coordenadas locais. Note-se, porém, que o Robot subdivide automaticamente o elemento de quatro nós em dois de três nós.

2.2.4 Comportamento de elementos “Shell” sujeitos a cargas laterais

A distribuição dos elementos que compõem a estrutura deve ser coerente com as forças a que a estrutura está sujeita, e de forma a proporcionar a rigidez necessária à mesma. Ao modelar uma laje, normalmente só se considera o seu comportamento transversal, ou seja, perpendicular ao seu plano. Todavia, quando se considera uma laje como um diafragma deformável, além do comportamento transversal, irá também funcionar como um elemento membrana. Usando a hipótese de diafragma rígido, a laje só irá ter deformação transversal.

2.3 Estruturas e o Sismo

Quando elabora um projeto, independentemente da natureza da obra, o projetista é o responsável pela conceção, e uma das suas maiores preocupações deverá ser a segurança do edifício. O acontecimento que mais preocupa o projetista no aspeto de segurança é, frequentemente, dependendo do tipo, dimensão e localização da estrutura, a ocorrência de sismos. É pois necessário compreender a sismologia e, principalmente, o comportamento das estruturas sujeitas a sismos, nas suas mais importantes vertentes.

Os sismos são originados por movimentos das placas tectónicas, que criam efeitos de subdução ou colisão, nos locais onde estas placas convergem. Ao convergirem existem enormes absorções de compressão e libertação de tensões até que ocorre a rotura, com grande libertação de energia acumulada. Esta energia é normalmente medida em termos da magnitude do sismo.

2.3.1 Os sismos e o Eurocódigo 8

Antes de surgir o Eurocódigo 8, considerava-se que a capacidade de um edifício resistir a uma determinada ação sísmica dependia de três aspetos importantes, sendo eles a qualidade da estrutura, as características do sismo e os níveis de dano aceitáveis. A Structural Engineers Association of California (SEAOC) identificou três níveis de danos que poderiam ser aceitáveis, dependendo da intensidade do sismo:

- intensidade sísmica baixa - a estrutura não deverá apresentar qualquer dano estrutural.
- intensidade sísmica moderada - a estrutura poderá apresentar alguns danos estruturais em elementos comuns, não colocando a vida humana em causa.
- intensidade sísmica elevada – a estrutura apresenta danos estruturais notáveis, deixando de garantir o funcionamento devido da mesma.

O Eurocódigo 8 apresenta novos aspetos que são relevantes para o cálculo da capacidade resistente de estruturas em resposta à ação sísmica, definindo requisitos como:

- Limitar os danos;
- Nunca atingir a situação de colapso;

Através destes requisitos impostos na Parte 1 do Eurocódigo 8, as estruturas passam a ser dimensionadas para manter a sua integridade e resistência após o sismo e para que em nenhum momento ocorra colapso local ou global. No âmbito destes requisitos, o Eurocódigo 8 estabelece dois patamares associados a roturas e deformações da estrutura, sendo eles Estados limites últimos e Estados limites de serviço, garantindo assim a segurança tanto para formas possíveis de colapso e danos e deformações que colocam em risco o serviço da estrutura respetivamente.

Depois de entendermos aquilo que são as forças equivalentes de origem sísmica e como se fazem sentir nos edifícios, é importante compreender como elas se propagam na estrutura e como a mesma irá reagir às solicitações sísmicas.

As forças sísmicas resultam da aceleração impressa às massas pela aceleração na base da estrutura,

$$F = m * a \quad (2.11)$$

A massa correspondente aos elementos da estrutura, revestimentos, equipamento, etc., e contribuem com a sua inércia, podendo considerar-se concentrada ao nível dos pavimentos do edifício.

A massa e a rigidez do edifício determinam os seus períodos naturais de vibração, ou seja, o tempo que o edifício demora a completar um movimento e voltar à sua posição inicial, quando vibra no modo correspondente. A maior parte da massa do edifício é mobilizada nos primeiros modos de vibração, ou seja, com os períodos mais elevados, pois estes correspondem aos valores do espetro da aceleração mais elevados, como se irá mostrar.

A relação da rigidez com os períodos naturais de vibração é inversa, ou seja, com o aumento da rigidez temos a diminuição dos períodos de vibração

$$k \uparrow \Rightarrow T = \frac{2\pi}{w} \downarrow \Rightarrow f = \frac{1}{T} \uparrow$$

em quem:

k – é a rigidez da estrutura

w – é a frequência angular

f – é a frequência

T – período de vibração natural

Tendo isto em conta, devemos considerar os princípios básicos para a conceção de edifícios que o Eurocódigo 8-1 recomenda no seu capítulo 4, sendo eles:

- Simplicidade Estrutural;
- Uniformidade, simetria e redundância da estrutura;
- Resistência e rigidez nas duas direções;
- Ação de diafragma ao nível dos pisos;
- Resistência e rigidez à torção
- Fundação adequada.

Para cada princípio o Eurocódigo enumera critérios que devem ser cumpridos para prevenir danos estruturais ou até o colapso.

Sempre que possível deve-se procurar que a rigidez lateral apresente simetria em planta, tanto numa como noutra direção. As consequências da regularidade em altura e em planta constituem parte do critério que determina os valores de referência dos coeficientes de comportamento.

Tem-se ainda o coeficiente de importância da estrutura, que depende da classe de importância do edifício, de forma a ter em conta as consequências tanto em termos de perda de vidas humanas como consequências económicas caso viesse a ocorrer o colapso da estrutura.

Para estruturas porticadas é importante que a rigidez se mantenha constante em altura e não haja diferenças bruscas nas secções.

2.4 Ações Sísmicas

2.4.1 Propriedades Sísmicas

Portugal está dividido em zonas sísmicas, conforme a atividade sísmica que se apresenta no local, sendo essa mesma sismicidade constante em toda a zona. Depois de identificar a zona, a sismicidade é praticamente descrita pelo valor de referência da aceleração máxima na base do edifício construído em um determinado tipo de terreno. Este valor da aceleração máxima de referência a_{gR} corresponde a um período de retorno de 475 anos.

O solo tem grande importância na forma como a resposta sísmica será, pois a resposta do solo ao efeito sísmico pode provocar rotura do solo, assentamentos diferenciais ou instabilidade do terreno na envolvente do terreno. O EC-8 apresenta-nos 5 tipos de solos que podemos considerar, desde o solo do tipo A-E, variando entre eles parâmetros como a resistência não drenada, a velocidade de propagação das ondas sísmicas, e o número de pancadas do ensaio N_{SPT} . Além da zona e do terreno onde o edifício se encontra é também considerado pelo EC-8 o coeficiente associado ao período de retorno, $\gamma_I = 1$, mas para períodos que não são o de referencia precisa-se de ter em conta a classe de importância da estrutura, podendo o valores do coeficiente variar entre 0,8, 1, 1,2 e 1,4, valores estes que ao se multiplicar pela aceleração máxima de referencia, resulta a aceleração à superfície do terreno.

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

Tabela 1 – Coeficientes de importância

$$a_g = \gamma_I * a_{gR} \quad (2.12)$$

2.4.2 Espectro de resposta

Caracterizar uma vibração sísmica, através de frequência e períodos próprios e também por um coeficiente de amortecimento viscoso leva-nos áquilo que é o espectro de resposta elástico, que se traduz num gráfico que representa a variação de resposta máxima. É feita em função do valor máximo de aceleração máxima de referência, que é definido conforme se explicou anteriormente e também com os valores de períodos de referência (T_B, T_C e T_D) que dão forma ao espectro.

Os espectros de resposta são definidos pelas expressões do EC-8-1:

$$0 \leq T \leq T_B: S_e(T) = a_g * S * \left[1 + \frac{T}{T_B} * (\eta * 2.5 - 1) \right] \quad (2.13)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_e(T) = a_g * S * \eta * 2.5 \quad (2.14)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_e(T) = a_g * S * \eta * 2.5 * \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (2.15)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g * S * \eta * 2.5 * \left[\frac{T_C * T_D}{T^2} \right] \quad (2.16)$$

em que:

$S_e(T)$ espectro de resposta elástica;

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

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

T_B limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;

T_C limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;

T_D limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;

S coeficiente de solo

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

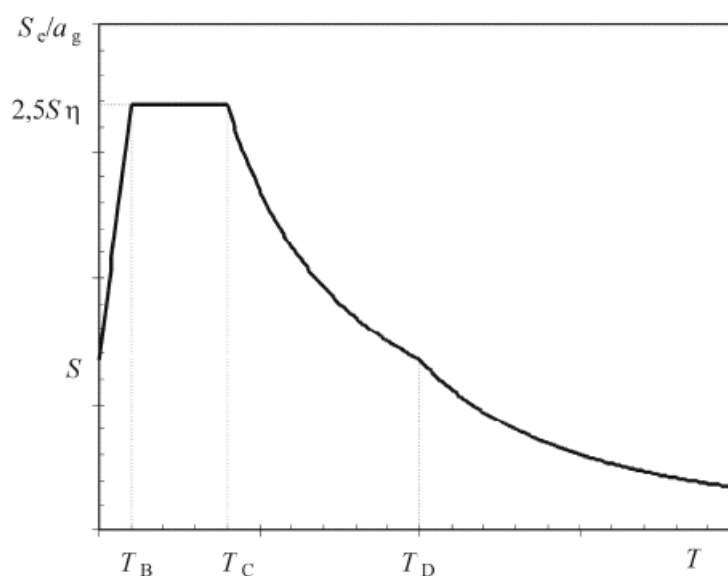


Figura 8 – Forma do espectro de resposta elástica

Os valores T_B , T_C , T_D e S para cada tipo de terreno são apresentados no Anexo Nacional do EC-8.

<i>Tipo de terreno</i>	<i>S</i>	<i>T_B (s)</i>	<i>T_C (s)</i>	<i>T_D (s)</i>
<i>A</i>	<i>1,0</i>	<i>0,05</i>	<i>0,25</i>	<i>1,2</i>
<i>B</i>	<i>1,35</i>	<i>0,05</i>	<i>0,25</i>	<i>1,2</i>
<i>C</i>	<i>1,5</i>	<i>0,10</i>	<i>0,25</i>	<i>1,2</i>
<i>D</i>	<i>1,8</i>	<i>0,10</i>	<i>0,30</i>	<i>1,2</i>
<i>E</i>	<i>1,6</i>	<i>0,05</i>	<i>0,25</i>	<i>1,2</i>

Tabela 2 – Valores de T_B T_C T_D e S para um espectro do tipo 1

<i>Tipo de terreno</i>	<i>S</i>	<i>T_B (s)</i>	<i>T_C (s)</i>	<i>T_D (s)</i>
<i>A</i>	<i>1,0</i>	<i>0,15</i>	<i>0,4</i>	<i>2,0</i>
<i>B</i>	<i>1,2</i>	<i>0,15</i>	<i>0,5</i>	<i>2,0</i>
<i>C</i>	<i>1,15</i>	<i>0,20</i>	<i>0,6</i>	<i>2,0</i>
<i>D</i>	<i>1,35</i>	<i>0,20</i>	<i>0,8</i>	<i>2,0</i>
<i>E</i>	<i>1,4</i>	<i>0,15</i>	<i>0,5</i>	<i>2,0</i>

Tabela 3 – Valores de T_B T_C T_D e S para um espectro do tipo 2

Através destes valores podemos construir os gráficos dos espectros de resposta elástica tanto para o tipo 1 e tipo 2, gráficos que irão depender do coeficiente de correção do amortecimento

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{(5+\xi)}} \geq 0,55 \quad (2.17)$$

valor que é expresso em percentagem, normalmente 5%. O facto de se utilizar dois tipos de sismo faz com que a análise seja mais realista pois considera-se duas acelerações diferentes, assim cada espectro tem diferente valor para a_g .

Os tipos de terreno que fazem parte das tabelas acima descritas fazem parte de mapas divididos por diferentes zonas de intensidade sísmica, tanto para sismo do tipo 1 como para tipo 2.

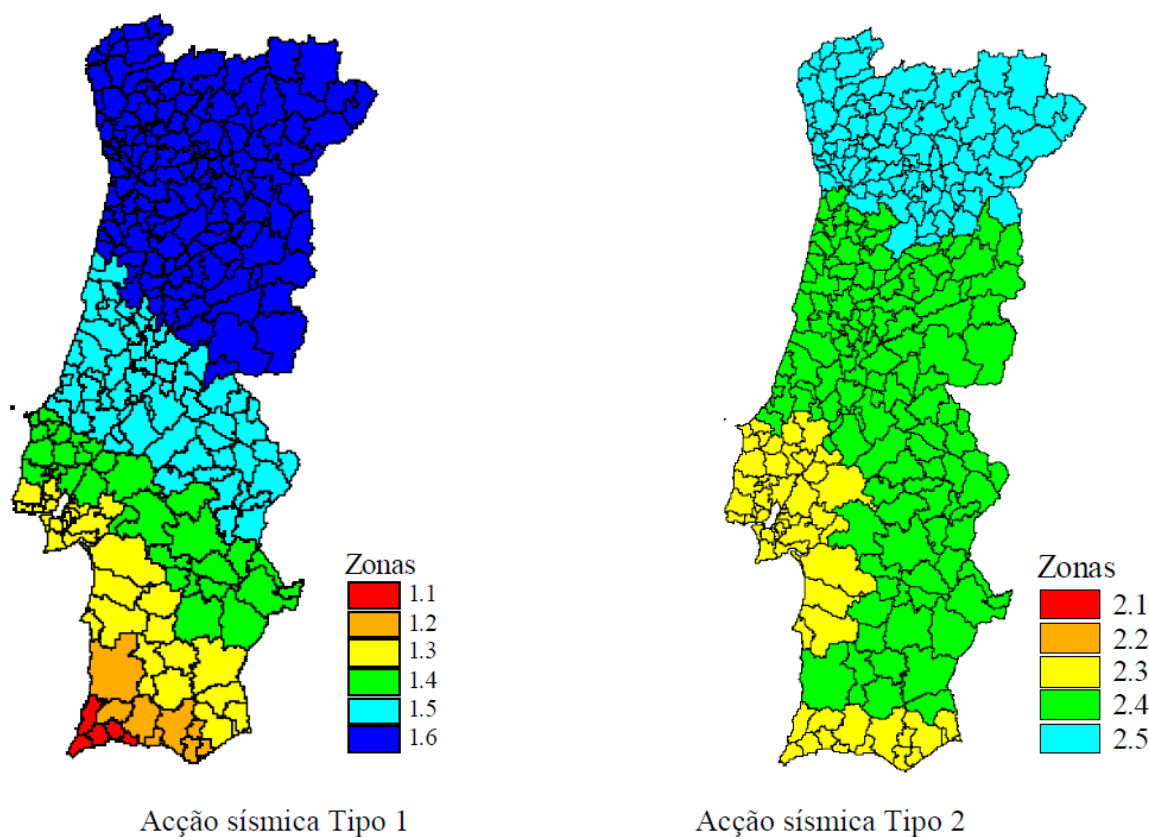


Figura 8 – Zonamento sísmico de Portugal Continental

Depois de ter em conta todos estes aspetos, consegue-se caracterizar bem aquilo que são as vibrações sísmicas a que o edifício irá estar sujeito.

2.5 Métodos de análise

Para a verificação da validade da hipótese de diafragma rígido é necessário avaliar os deslocamentos horizontais para cada direção principal, de forma a verificar se os deslocamentos horizontais absolutos do modelo de diafragma flexível não diferem em mais de 10% dos deslocamentos horizontais para o modelo com o diafragma rígido.

$$|d_{h_def} - d_{h_rig}| \leq 0,10 \times |d_{h_rig}| \quad (2.18)$$

Podem utilizar-se dois tipos de análise elástica linear, sendo eles o método de análise por forças laterais, que é aplicável a edifícios que satisfaçam condições descritas no ponto 4.3.3.2

do EC-8-1, e uma análise modal por espectro de resposta, que se pode aplicar a qualquer tipo de edifício.

De acordo com 4.3.3.1 (8), pode-se efetuar-se uma análise elástica linear com dois modelos planos, um para cada direção horizontal principal, em função da classe de importância do edifício, não sendo para isso necessário que as condições de regularidade estejam satisfeitas, desde que se satisfaça as condições especiais de regularidade.

- a) Elementos de fachada e de divisórias bem distribuídos e relativamente rígidos devem fazer parte do edifício (modelo);
- b) A altura do edifício não deve ultrapassar os 10 metros;
- c) Para que se possa admitir o comportamento rígido dos diafragmas a rigidez dos pisos no plano deve suficientemente grande em comparação à rigidez lateral dos pilares.
- d) Os centros de rigidez e de massa devem ser próximos e satisfazer as condições $r_x^2 > l_s^2 + e_{ox}^2$, $r_y^2 > l_s^2 + e_{oy}^2$

A secção 4.2.3.2 do EC8-1 apresenta as condições para cada direção de cálculo:

$$e_{ox} = 0,30 * r_x \quad (2.19)$$

$$r_x \geq l_s \quad (2.20)$$

em que:

e_{ox} excentricidade estrutural, ou seja, distância entre o centro de rigidez e o centro de gravidade, medida segundo a direção x ;

r_x raio de torção, ou seja, raiz quadrada da relação entre a rigidez de torção e a rigidez lateral na direção y ;

l_s raio de giração da massa do piso em planta.

2.5.1 Análise por forças laterais

A análise por forças laterais, normalmente chamada de método estático equivalente, aplica-se a edifícios cuja resposta não é maioritariamente afetada pelos modos de vibração mais elevados. Para a utilização deste método é necessário que:

- Existam dois modos de vibração fundamentais, um em cada direção principal, com período T_1 :

$$T_1 \leq \begin{cases} 4T_c \\ 2,0s \end{cases} \quad (2.21)$$

- Cumprir critérios de regularidade em altura já falados anteriormente.

A força de corte sísmica na base F_b também pode ser calculada, para cada direção em que o sismo atua, utilizando a expressão:

$$F_b = S_d(T_1) * m * \lambda \quad (2.22)$$

Onde:

$S_d(T_1)$ é a ordenada do espectro correspondente ao período T_1 ;

λ é o fator de correção, sendo:

- $\lambda = 0,85$ se $T_1 \leq 2T_c$ (edifícios com mais de dois pisos)
- $\lambda = 1$ nos outros casos.

Para determinar a força horizontal de cada piso, pode-se admitir que os deslocamentos horizontais crescem de forma linear com a altura,

$$F_i = F_b * \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \quad (2.23)$$

Onde:

F_i corresponde à força horizontal atuante no piso i .

F_b corresponde à força de corte na base da estrutura, causada pela ação sísmica.

z_i, z_j correspondem às alturas das massas m_i, m_j

2.6 Combinação de efeitos ação sísmica

Devemos considerar que as componentes horizontais ortogonais da ação sísmica estão a atuar em simultaneamente no edifício, e que são independentes e representadas pelo mesmo espectro de resposta.

Segundo o EC0 a combinação de ações para a situação de projeto sísmica define-se:

m

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; A_{Ed}; \psi_{2,i} Q_{k,i}\} \quad j \geq 1; i \geq 1 \quad (2.24)$$

A combinação de efeitos foi calculada exclusivamente utilizando o software, definindo-se aquilo que é a ação sísmica nas duas direções principais, e combinando as duas. De acordo com a cláusula 4.3.3.5.1 do EC8-1, pode-se usar a regra dos 0,3:

$$\text{a) } E_{Edx} + 0,30 \times E_{Edy}$$

$$\text{b) } 0,30 \times E_{Edx} + E_{Edy}$$

em que:

"+" significa, combinar com.

E_{Edx} representa os esforços devidos à aplicação da ação sísmica segundo o eixo horizontal x da estrutura.

E_{Edy} representa os esforços devidos à aplicação da ação sísmica segundo o eixo horizontal y da estrutura.

2.6.1 Deslocamentos

Como se está a realizar uma análise linear, os deslocamentos causados pela ação sísmica são avaliados com base nas deformações elásticas da estrutura, conforme a expressão:

$$d_s = q_d \times d_e \quad (2.25)$$

d_s deslocamento devido à ação sísmica;

q_d coeficiente de comportamento, normalmente utilizado o valor de q ;

d_e deslocamento do ponto determinado através da análise linear.

O valor do coeficiente de comportamento, tem em conta a capacidade de dissipação de energia da estrutura e o comportamento não linear da estrutura de betão, incluindo a ductilidade da estrutura.

$$q = q_0 \times k_w \geq 1,5 \quad (2.26)$$

O valor de q_0 depende do sistema estrutural, assim como da sua regularidade em altura. O coeficiente k_w tem em conta o modo de rotura predominante nas paredes que fazem parte da estrutura. Neste caso, como se trata de um sistema porticado, considera-se $k_w = 1$.

Tendo sido definido um sistema estrutural porticado com ductilidade média (DCM), tem-se $q_0 = \frac{3,0 \times \alpha_u}{\alpha_1}$, sendo $\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$ definido com o valor 1,2 conforme o EC8-1 sugere em 5.2.2.2 (5).

2.6 Estado Limite último

O estado limite último é definido pela não ocorrência de colapso para a situação sísmica, podendo-se dizer que ele é satisfeito quando estão cumpridos os requisitos de resistência, ductilidade e estabilidade da estrutura.

2.6.1 Condições de resistência

Para que a condição de resistência seja cumprida o valor de cálculo do efeito da ação devido à situação sísmica deve ser inferior à resistência de cálculo dos elementos da estrutura.

$$E_d \leq R_d \quad (2.27)$$

2.6.2 Resistência dos diafragmas horizontais

Existem condições exigidas aos elementos laje, que se assumem como diafragmas, pois é necessário que estes assegurem a transferência das forças horizontais para os elementos de contraventamento da estrutura.

É também necessário assegurar que a espessura da laje não seja inferior a 70mm, e que a lâmina de compressão em lajes de vigota e abobadilha não seja inferior a 40mm, e que exista a armadura mínima nas duas direções, mas é óbvio que estas condições não são suficientes para garantir a transmissão de esforços.

Quanto à transmissão de esforços, Peixoto e Neves (2004) chamam atenção para a importância da distribuição da armadura longitudinal e para o facto da mesma dever estar ligada aos elementos de contraventamento acima e abaixo do diafragma. Devendo também incluir-se uma cinta contínua na periferia da laje, para melhorar a resposta ao campo de tensões que se irá gerar, que deve estar ligada aos elementos de contraventamento da estrutura

3. DESCRIÇÃO DOS MODELOS DE ESTUDO

Para a verificação da validade do efeito do diafragma rígido foram considerados edifícios com diferentes configurações. Desta forma, foi possível analisar a influência da geometria global do edifício, posição dos centros de massa e rigidez, tipo de elementos de contraventamento, e espessura da laje.

Estes modelos apresentam uma distribuição de pilares comum e simétrica, de forma a manter a simplicidade da análise. Será também analisado qual o comportamento do modelo 1, onde os pilares irão apresentar diferentes secções e orientações, de forma a oferecer maior inercia para cada direção. Foi considerada a classe C25/30 para todos os elementos constituídos por betão armado, em todos os modelos apresentados.

Segue-se a caracterização de cada modelo em estudo.

3.1 Descrição Geométrica

- Modelo 1

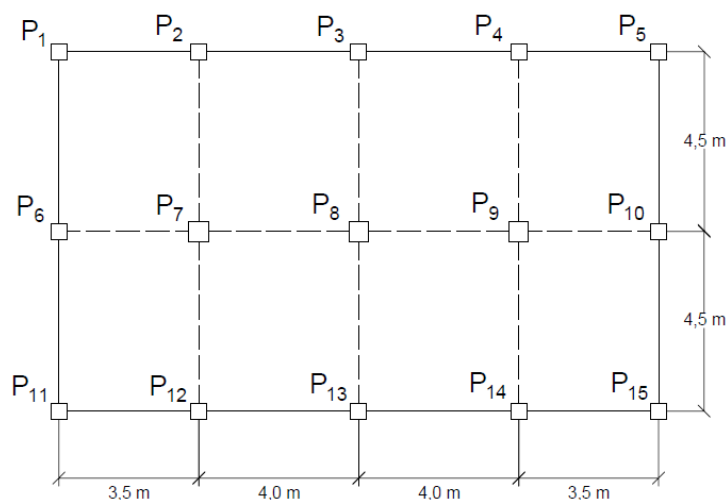


Figura 9 – Representação do mapa de pilares para o modelo 1

Pilar	Dimensões (m)
P1	0.4x0.4
P2	0.4x0.4
P3	0.4x0.4
P4	0.4x0.4
P5	0.4x0.4
P6	0.4x0.4
P7	0.5x0.5
P8	0.5x0.5
P9	0.5x0.5
P10	0.4x0.4
P11	0.4x0.4
P12	0.4x0.4
P13	0.4x0.4
P14	0.4x0.4
P15	0.4x0.4

Tabela 4-Dimensões pilares modelo 1

Nos vários modelos, os pilares centrais apresentam maiores dimensões (0,5 m × 0,5 m), porque a sua área de influência é maior.

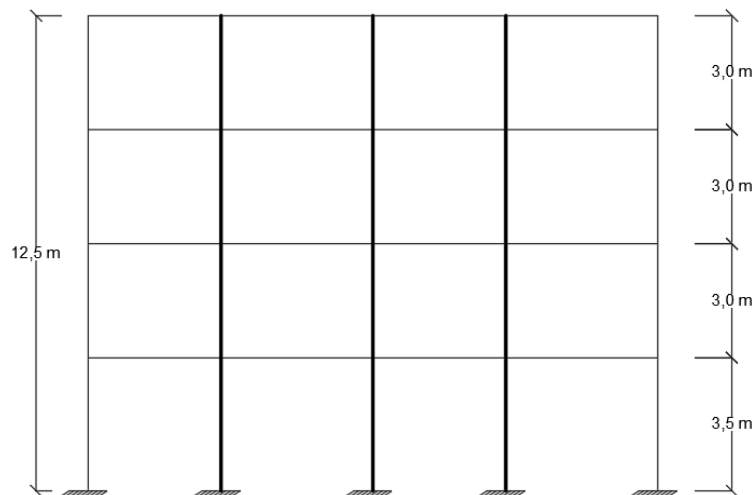


Figura 10 – Estrutura de perfil, altura dos pisos

- Modelo 2

O modelo 2 caracteriza-se por apresentar uma das dimensões muito maior do que a outra, neste caso $L = 30\text{ m}$ e $B = 9\text{ m}$ (sendo L o comprimento do edifício e B a sua largura), correspondendo a uma esbelteza $L/B = 3.33$, ou seja, ainda dentro do limite definido pela cláusula 4.2.3.2 da norma para regularidade em planta. A distribuição de pilares e vigas é a mesma utilizada no modelo 1, assim como a simetria que o edifício apresenta em ambas a direções.

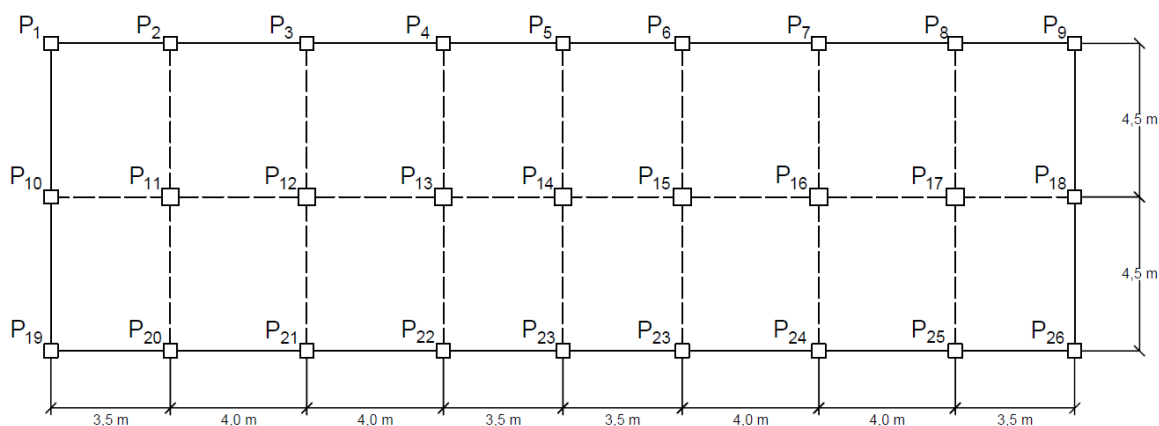


Figura 11 – Representação do mapa de pilares para o modelo 2

- Modelo 3

Neste modelo a atenção recai sobre aquilo que será a resposta de um edifício com uma geometria em forma de L, ou seja, não compacta. Os pilares centrais continuam com uma secção de $0,5\text{ m} \times 0,5\text{ m}$. Embora o pilar P9 também tenha uma grande área de influência opou-se por considerar a secção menor por uma questão de regularidade nos pilares de periferia.

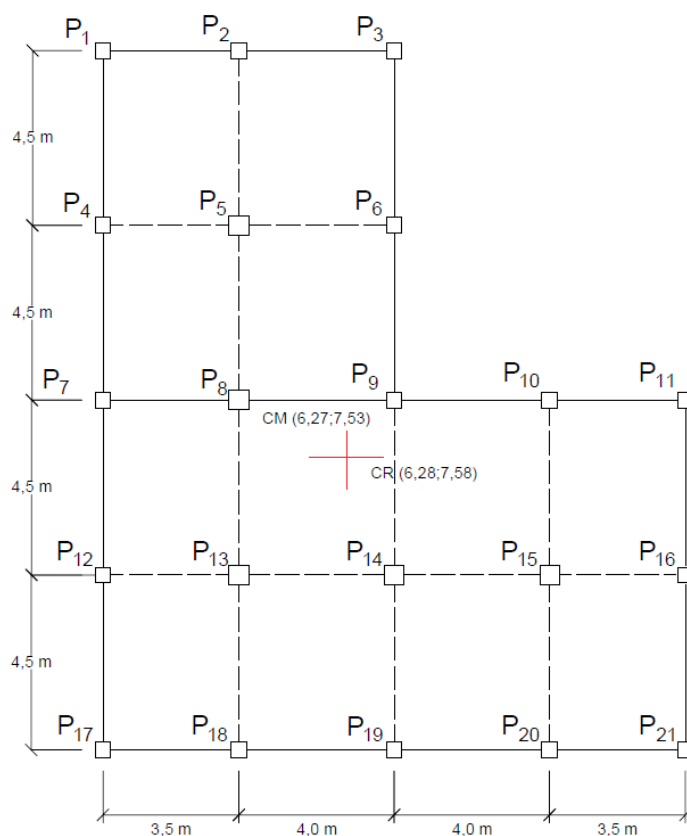


Figura 9 – Representação do mapa de pilares para o modelo 3

- Modelo 4

O Modelo 4 é igual ao Modelo 1, exepcto pela existência de uma parede estrutural a toda a altura do edifício, o que causa, como se pode observar na figura, o deslocamento da posição do centro de rigidez da estrutura para a região próxima desta parede. A parede resistente é constituída por elementos “Shell” com as propriedades indicadas na Tabela 5.

Espessura Parede	Material	Reinforcement
30 cm	C25/30	RC Wall ²

Tabela 5- Propriedades parede resistente

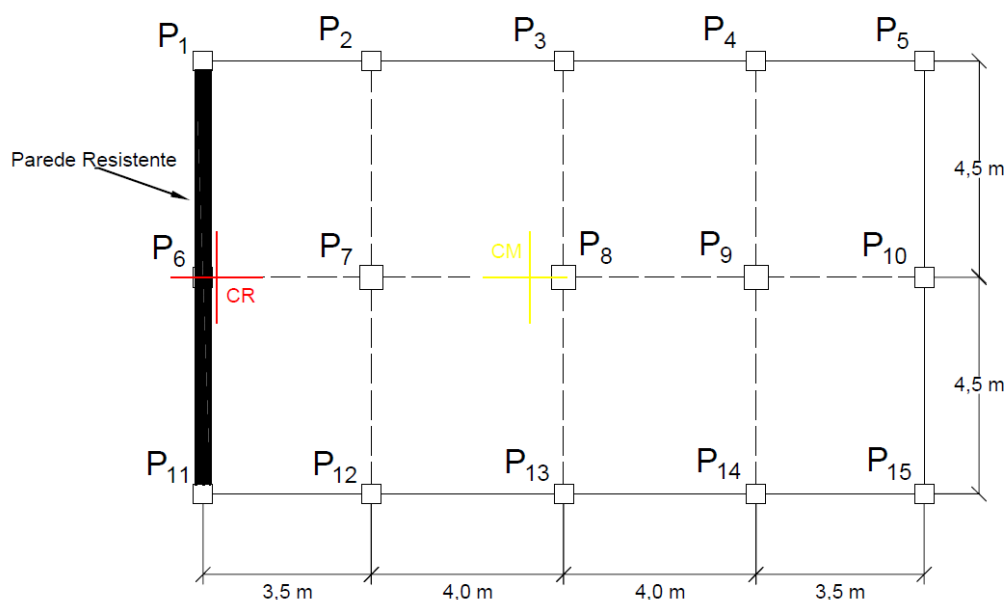


Figura 13 – Representação do mapa de pilares para o modelo 4

² No Robot, o elemento RC Wall é baseado no elemento de casca, mas ignorando a flexão perpendicular ao seu plano, correspondendo pois a um caso de estado plano de tensão. As armaduras têm direção vertical e horizontal, mas não influem nas características elásticas do elemento, sendo consideradas apenas em alguns módulos de dimensionamento (mas não nos módulos do Eurocódigo).

- Modelo 5

No Modelo 5 foi adicionado um pórtico adicional excêntrico, definido pelos pilares P_{16} , P_{17} e P_{18} , de forma a que a estrutura ofereça maior rigidez lateral nessa zona.

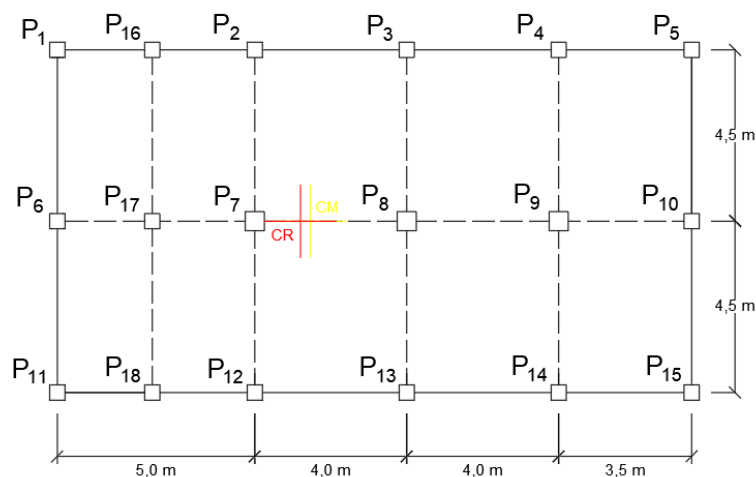


Figura 14 – Representação do mapa de pilares do modelo 5

Exemplo de secção utilizada no programa de modelação (fig.15), correspondente a elementos verticais, pilares.

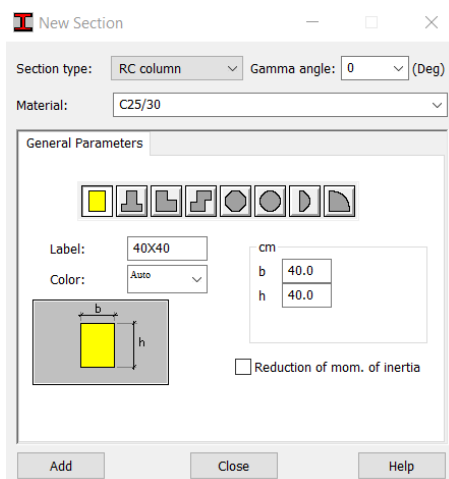


Figura 15– Tipo de Secção utilizada na modelação para pilares

3.2 Centros de Massa e Centros de Rigidez

Para a realização dos modelos foram tomados em conta os princípios básicos de conceção, apresentando o primeiro modelo, a maior simplicidade estrutural possível, incluindo uniformidade e simetria em ambas as direções.

Para o cálculo dos centros de massa são considerados todos elementos constituintes do edifício, e para o cálculo dos centros de rigidez consideraram-se os elementos de contraventamento verticais, com base nas seguintes expressões:

$$\begin{cases} X_{CM} = \frac{\sum m_i \times X_i}{\sum m_i} \\ Y_{CM} = \frac{\sum m_i \times Y_i}{\sum m_i} \end{cases}$$

$$\begin{cases} X_{CR} = \frac{\sum I_{Yi} \times X_i}{\sum I_{Yi}} \\ Y_{CR} = \frac{\sum I_{Xi} \times Y_i}{\sum I_{Xi}} \end{cases}$$

Em que:

m_i – massa do elemento i ;

X_i – Coordenada do elemento i segundo o eixo x ;

Y_i – Coordenada do elemento i segundo o eixo y ;

I_{Yi} – Momento de inércia do elemento i segundo direção y ;

I_{Xi} – Momento de inércia do elemento i segundo direção x .

Os valores apresentados foram determinados pelo programa de cálculo.

- Modelo 1

Centro de Massa	
$X_{C,M}$ [m]	$Y_{C,M}$ [m]
7,5	4,5

Tabela 6 – Valores Centro de Massa relativos ao modelo 1

Centro de Rigidez	
$X_{C,R}$ [m]	$Y_{C,R}$ [m]
7,5	4,5

Tabela 7 – Valores Centro de Rigidez relativos ao modelo 1

A Figura 14 representa a localização dos centros de massa e de rigidez do modelo 1.

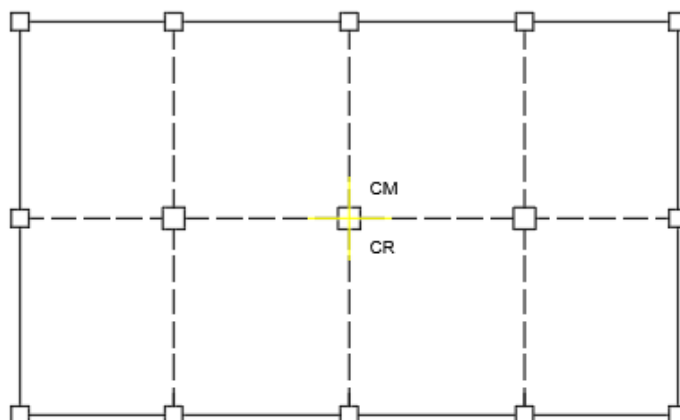


Figura 16– Representação dos centros de rigidez e de massa

A rigidez de cada laje de pavimento no seu plano deve ser suficientemente grande em comparação com a rigidez lateral oferecida pelos elementos verticais, de forma a garantir que os deslocamentos sejam mais reduzidos e uma melhor distribuição dos esforços pelos os pórticos.

- Modelo 2

Neste modelo os CM e CR mantêm-se no centro geométrico do edifício, pois a única alteração em relação ao primeiro modelo é o aumento da largura do edifício.

Centro de Massa	
$X_{C,M}$ [m]	$Y_{C,M}$ [m]
15,0	4,5

Tabela 8 – Valores Centro de Massa relativos ao modelo 2

Centro de Rigidez	
$X_{C,R}$ [m]	$Y_{C,R}$ [m]
15,0	4,5

Tabela 9 – Valores Centro de Rigidez relativos ao modelo 2

- Modelo 3

Relativamente a este modelo, que representa um edifício em forma de L, a posição do CM e do CR é praticamente a mesma, visto que a distribuição dos elementos resistentes é praticamente uniforme em ambas as direções.

Centro de Massa	
$X_{C,M}$ [m]	$Y_{C,M}$ [m]
6,27	7,53

Tabela 10 – Valores Centro de Massa relativos ao modelo 3

Centro de Rigidez	
$X_{C,R}$ [m]	$Y_{C,R}$ [m]
6,28	7,58

Tabela 11 – Valores Centro de Rigidez relativos ao modelo 3

- Modelo 4

Devido à introdução da parede resistente neste modelo, o CR fica praticamente no local da parede resistente, mantendo-se o CM praticamente inalterável.

Centro de Massa	
$X_{C,M}$ [m]	$Y_{C,M}$ [m]
6,79	4,5

Tabela 12 – Valores Centro de Massa relativos ao modelo 4

Centro de Rigidez	
$X_{C,R}$ [m]	$Y_{C,R}$ [m]
0,03	4,5

Tabela 13 – Valores Centro de Rigidez relativos ao modelo 4

- Modelo 5

Neste modelo, apesar de se ter inserido um pórtico adicional no lado esquerdo da estrutura, o CR e o CM estão praticamente na mesma posição.

Centro de Massa	
$X_{C,M}$ [m]	$Y_{C,M}$ [m]
6,66	4,5

Tabela 14 – Valores Centro de Massa relativos ao modelo 5

Centro de Rigidez	
$X_{C,R}$ [m]	$Y_{C,R}$ [m]
6,4	4,5

Tabela 15 – Valores Centro de Rigidez relativos ao modelo 5

Podemos ver que em praticamente todos os modelos, com exceção do modelo 3, os valores de $Y_{C,M}$ e de $Y_{C,R}$ apresentam-se sempre iguais, pois não existem alterações em elementos estruturais na direção y, apenas no que diz respeito ao modelo 3.

Agora que se tem os centros de massa e centros de rigidez para todos os modelos, pode-se passar à análise de resultados dos deslocamentos e das deformadas para cada modelo, interpretando assim aquilo que será a resposta a um movimento sísmico em forma de aceleração na base do edifício, para os dois casos de diafragma deformável e rígido.

4. ANÁLISE ESTRUTURAL

No presente capítulo, a descrição do modelo será mais aprofundada, não só no que diz respeito à geometria de cada modelo, mas também as ações associadas ao mesmo e as respostas a essas mesmas ações, mais concretamente os deslocamentos horizontais. Mais tarde, neste mesmo capítulo, será avaliada a hipótese de diafragma rígido para os diferentes tipos de estrutura. Será tida em conta a análise modal, considerando a natureza bidirecional da ação sísmica. A análise modal por espectro de resposta, feita em conformidade com o EC8, é aplicável a diversos tipos de edifícios, utilizando um modelo elástico linear da estrutura e o espectro de resposta, já retratado.

Passo a passo, vão sendo referidas as hipóteses de modelação e os resultados obtidos, e assim que os deslocamentos sejam determinados, verifica-se se a hipótese do diafragma rígido é viável.

4.1 Espectro de resposta dos modelos

Para o espectro de resposta das acelerações de projeto, foram utilizadas as funcionalidades do programa de modelação, e inserido um tipo de análise sísmica condizente com as bases do EC8 (EN 1998-1:2004-General), como se mostra na figura. 17.

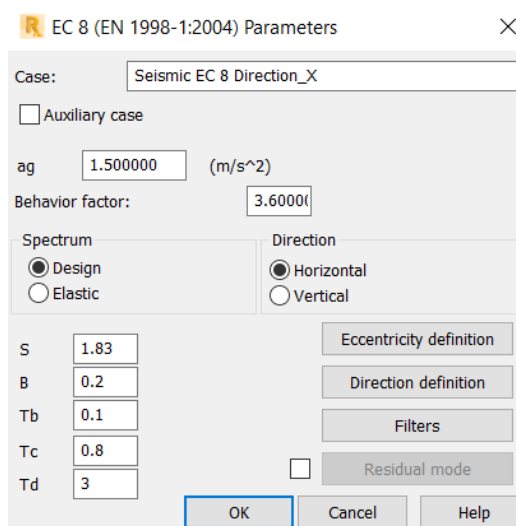


Figura 17 – Definição do espectro de cálculo horizontal e seus parâmetros.

Considerando que os edifícios estão localizados em Lisboa, zona sísmica do tipo 1.3, e num de terreno Tipo B, tem-se um valor de referência da aceleração máxima à superfície do terreno de $a_g = 1.5 \text{ m/s}^2$, sendo o fator de comportamento, como já visto anteriormente, $q_0 = \frac{3,0 \cdot \alpha_u}{\alpha_1}$, definido no quadro 5.1 ver [EC8-1, pág.77].

Como se trata de uma estrutura de vários pisos, com vários pórticos em cada piso, $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1.2$, obtendo-se assim o valor de 3.6 para o coeficiente de comportamento.

Os valores respeitantes aos parâmetros que definem o espetro de resposta horizontal elástico da aceleração da ação sísmica, podem ser calculados utilizando as fórmulas presentes no EC8-1,

$$\begin{aligned} \text{Se } 1 \text{ m/s}^2 < a_g = 1.5 \text{ m/s}^2 < 4 \text{ m/s}^2 \\ S &= S_{m\acute{a}x} - \frac{S_{m\acute{a}x} - 1}{3} (a_g - 1) \\ S &= 1.35 - \frac{1.35 - 1}{3} (1.5 - 1) = 1.292 \end{aligned}$$

Desta forma, $a_g \times S = 1.5 \times 1.292 = 1.938 > 0.98 \text{ m/s}^2$, ou seja, estamos perante um caso de moderada sismicidade, motivo pelo qual se assumiu DCM.

A excentricidade accidental em cada direção, de acordo com a cláusula 4.3.2 da EC8-1, tem o valor de 5%, ver Figura 18.

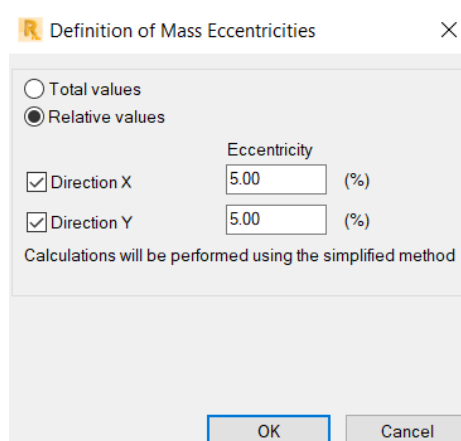


Figura 18 – Valores relativos às excentricidades accidentais

Os modelos já apresentados anteriormente, em termos de geometria e dimensões dos pilares, serão agora apresentados já modelados e com as ações permanentes, sobrecargas e respetivas combinações.

4.2 Ações Permanentes e Ações Variáveis

Descrevem-se seguidamente todas as ações que se consideraram para o dimensionamento do edifício, sendo de notar que algumas delas foram total ou parcialmente fornecidas pelo software de cálculo utilizado.

- **Ações Permanentes**

Para estas ações permanentes, considera-se o peso próprio da estrutura, o peso de elementos fixos não pertencentes à estrutura (RCP – Restantes Cargas Permanentes).

- **Peso Próprio da Estrutura**

A obtenção desta carga é totalmente fornecida pelo software, em Dead Load (DL1), bastando apenas definir o material utilizado, neste caso betão armado, possuindo um peso próprio de 25 kN/m^3 .

- **Restantes Cargas Permanentes**

Esta ação permanente varia consoante as considerações feitas e os materiais adotados para completar o recheio do edifício. Assim, para os pisos que são reservados exclusivamente a habitação, considera-se que o peso das paredes se encontra uniformemente distribuído pela laje, incluindo já o revestimento das mesmas. Assume-se também que os pisos foram revestidos por ladrilho hidráulico, com argamassa de assentamento e a existência de tetos falsos. Com todas estas considerações feitas, obteve-se uma carga de $3,75 \text{ kN/m}^2$ a aplicar aos pisos à superfície, incluindo a cobertura.

- **Ações Variáveis**

As ações variáveis são aquelas assumem valores com variação significativa em torno do seu valor médio, durante a vida útil da estrutura. Foram consideradas as seguintes ações variáveis: Sobrecarga em pavimentos interiores: $2,0 \text{ kN/m}^2$.

Ação Permanente	Sobrecarga
$3,75 \text{ kN/m}^2$	$2,0 \text{ kN/m}^2$

Tabela 16 – Ações utilizadas na modelação

4.3 Elementos do modelo

Todos os elementos do modelo, pilares, vigas e lajes são de betão armado, tendo sido considerado betão da classe de resistência C25/30. As figuras seguintes mostram os elementos constituintes de um dos modelos utilizados, pilares fig.19.

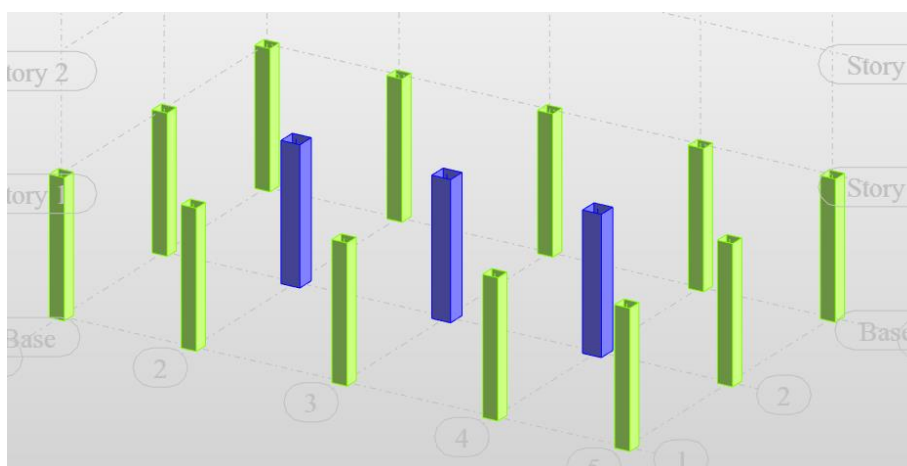


Figura 19 – Pilares Piso 1, Modelo 1

Podemos observar a verde os pilares cujas dimensões são 40cm x 40 cm e a azul os pilares centrais que são de dimensões, 50cm x 50cm.

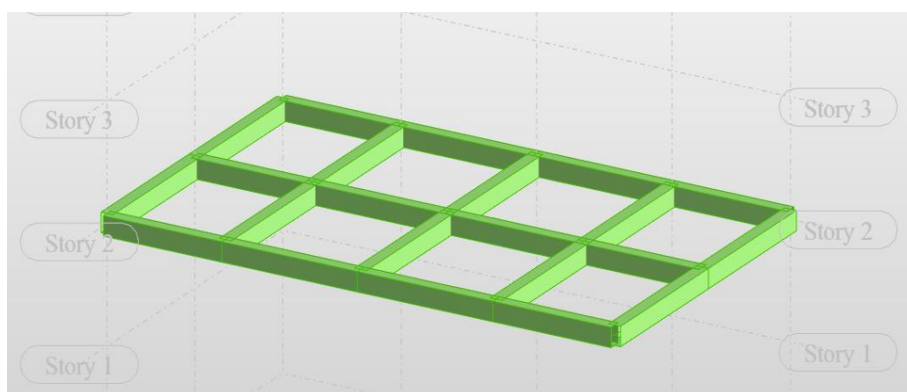


Figura 20 – Vigas Piso 2, Modelo 1

A figura 20 representa os elementos horizontais, vigas cuja secção tem dimensões 35cm x 50 cm.

Relativamente às lajes, essas têm 30cm de espessura, e a sua modelação variará de acordo com o modelo considerado: diafragma deformável ou rígido.

Considerou-se que todos os modelos apresentam os pilares encastrados. As figuras 21, 22, 23, 24 e 25 representam todos os modelos deformáveis estudados.

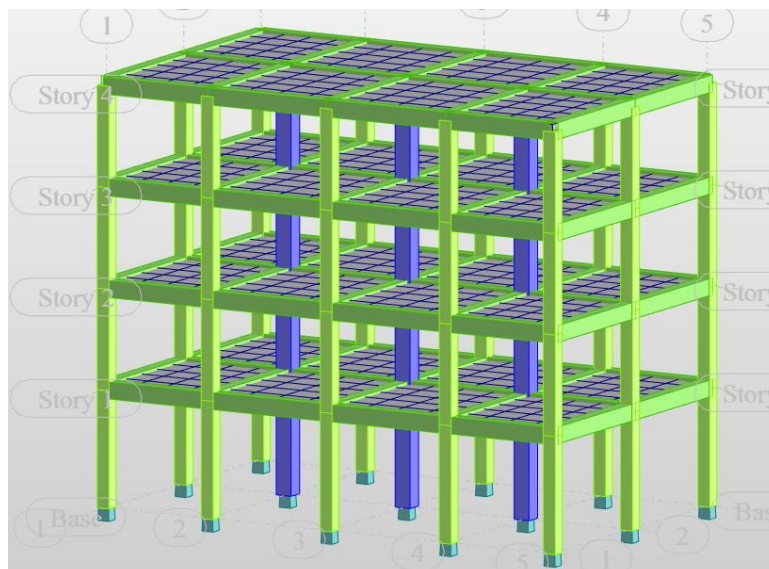


Figura 21 – Modelo 1, diafragma deformável

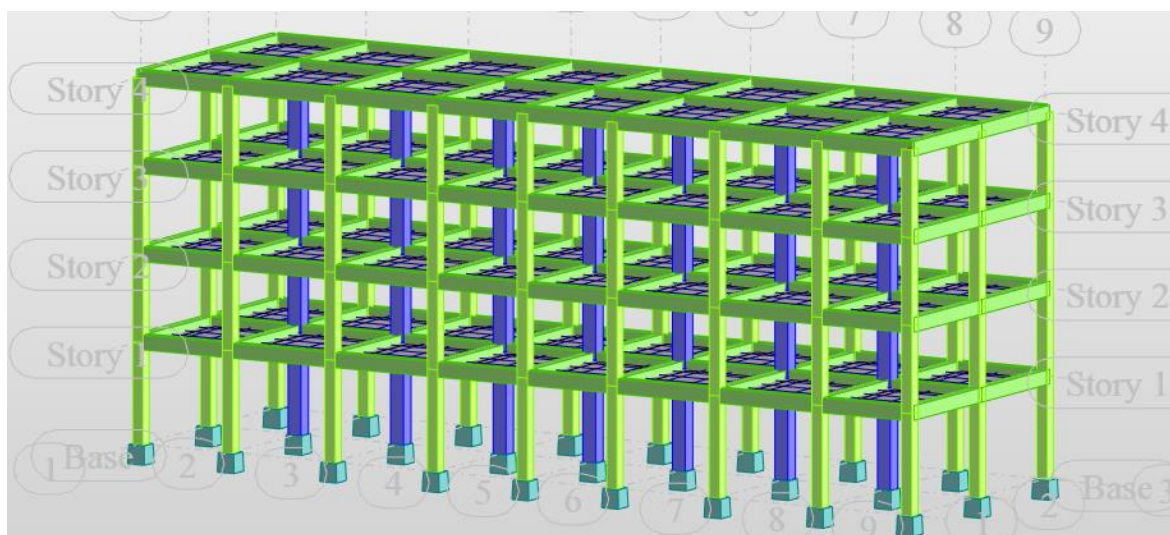


Figura 22 – Modelo 2, diafragma deformável

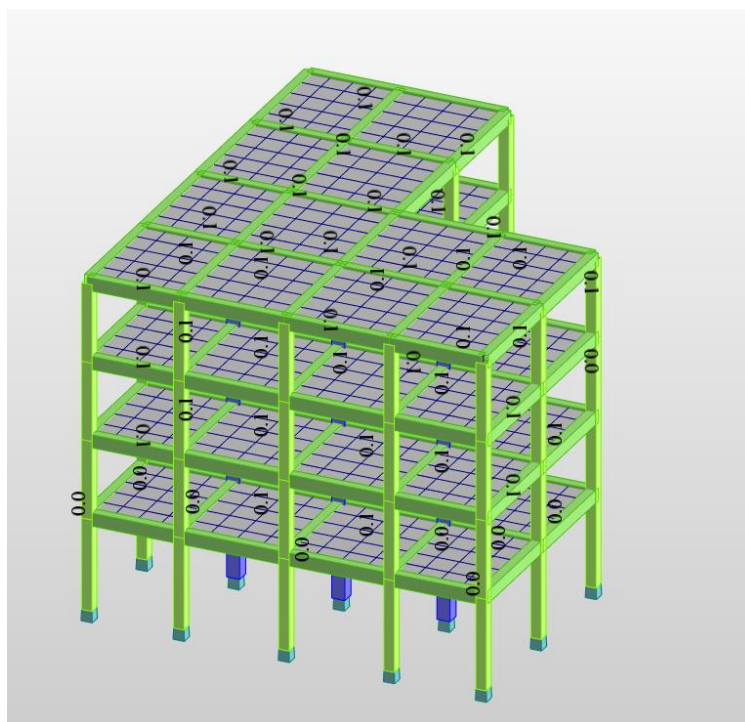


Figura 23 – Modelo 3, diafragma flexível

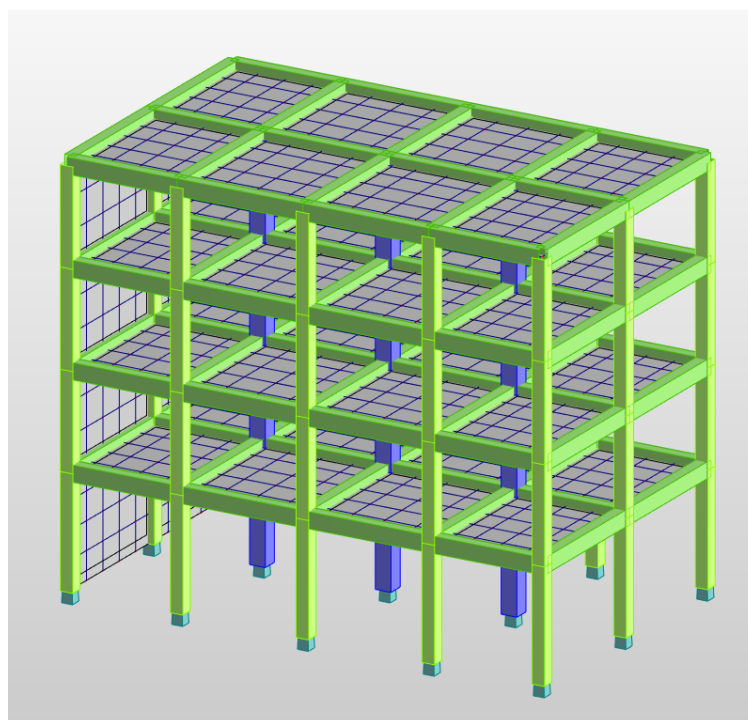


Figura 24 – Modelo 4, diafragma deformável

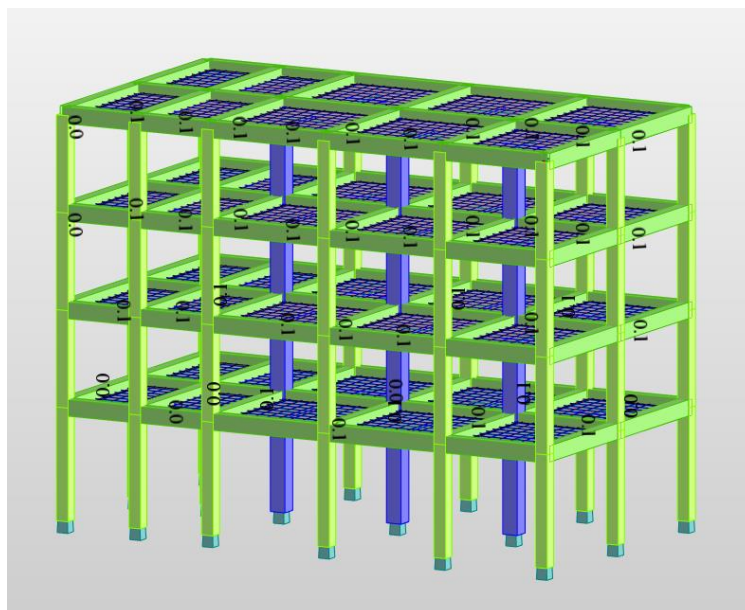


Figura 25 – Modelo 5, diafragma deformável

4.4 Verificação da convergência da malha de elementos finitos

Para a verificação da convergência da malha de elementos finitos será avaliada a percentagem de erro relativa à comparação dos resultados das frequências de vibração, recolheu-se os dados das mesmas frequências, para uma malha quadrada de 60cm por 60cm e posteriormente refinou-se para a malha de 30cm por 30cm.

Caso essa convergência não se verifique terá que ser adotada uma malha mais refinada, 0,15x0,15 (cm).

Modo	Dimensão da Malha de EF		Erro (%)
	0,6x0,6 (cm)	0,3x0,3 (cm)	
1	1.98	1.97	0.51
2	2.04	2.03	0.49
3	2.29	2.28	0.44
4	6.09	6.07	0.33
5	6.24	6.22	0.32
6	7.03	7.01	0.29
7	10.49	10.47	0.19
8	10.65	10.62	0.28
9	11.98	11.95	0.25
10	14.26	14.23	0.21

Tabela 17-Verificação da convergência da malha de elementos finitos, para frequências de vibração.

Constata-se que os valores para uma malha mais reduzida, 2x menor, se aproximam cada vez mais da realidade, resultando em frequências de vibração mais reduzidas. Pode-se dizer que é suficiente refinar a malha para as dimensões 0,3x0,3 (cm) visto que o valor do erro obtido é inferior a 10%, tendo-se então adotado para todos os modelos a seguir estudados uma malha de elementos finitos com as dimensões de 0,3x0,3 (cm).

4.5 Análise modal por espectro de resposta

Através de uma análise modal pode-se determinar as frequências naturais e os respetivos modos de vibração de uma estrutura. Segundo o EC8 devem ser consideradas as respostas dos modos de vibração que têm uma contribuição significativa para a resposta global da estrutura.

Para isso é necessário que:

- A soma das massas modais relativas aos modos considerados represente pelo menos 90% do total da massa da estrutura.
- Modos em que a massa efetiva representa mais de 5% da massa total são considerados;

Depois de introduzir o espectro de resposta, fez-se a análise modal para todos os modelos sujeitos a análise. As tabelas seguintes dizem respeito aos valores da participação modal, no primeiro modelo para laje deformável e para laje rígida, respetivamente.

Modo	Frequência (Hz)	Período (sec)	Rel.mas.UX (%)	Rel.mas.UY (%)
1	1.97	0.51	0	89.27
2	2.03	0.49	89.73	89.27
3	2.28	0.44	89.73	89.27
4	6.07	0.16	89.73	97.2
5	6.22	0.16	97.34	97.2
6	7.01	0.14	97.34	97.2
7	10.48	0.1	97.34	98.77
8	10.62	0.09	98.8	98.77
9	11.95	0.08	98.8	98.77
10	14.23	0.07	98.8	99.05

Tabela 18 – Valores de períodos e participações de massas, modelo deformável

Modo	Frequência (Hz)	Período (sec)	Rel.mas.UX (%)	Rel.mas.UY (%)
1	1.95	0.51	0	87.27
2	2.1	0.48	88.2	87.27
3	2.37	0.42	88.2	87.27
4	6.27	0.16	88.2	95.81
5	6.67	0.15	96.22	95.81
6	7.5	0.13	96.22	95.81
7	11.43	0.09	96.22	98.1
8	11.86	0.08	98.21	98.1
9	13.25	0.08	98.21	98.1
10	16.38	0.06	98.21	98.67

Tabela 19 – Valores de períodos e participações de massas, modelo rígido

Os períodos de vibração do modelo rígido, são ligeiramente inferiores aos períodos para o modelo flexível, o que significa que as frequências são maiores, o que faz sentido pois a frequência aumenta com a rigidez. Estranhamente, a primeira frequência, embora se mantenha praticamente inalterada, é um pouco menor no caso rígido.

Pode-se conjecturar que este resultado seja consequência do modelo numérico implementado no Robot para estabelecer a condição de diafragma rígido. Todavia, de forma geral, podemos dizer depois de analisar as tabelas anteriores que o período diminuiu quando passamos para o modelo rígido. As tabelas relativas aos restantes 4 modelos estão apresentadas em anexo.

4.6 Combinações utilizadas

Depois de inserida a análise modal assim como as cargas permanentes, sobrecargas e os espectros de resposta, foram utilizadas as combinações automáticas do programa de modelação, de acordo com EN 1990:2002. Como se trata de uma análise de um modelo espacial é necessário definir as duas direções horizontais principais da ação sísmica, X e Y.

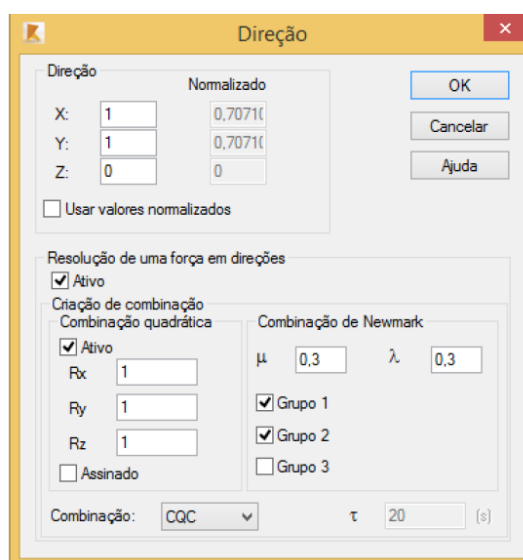


Figura 26 – Direção ação sísmica, e Combinação quadrática

As respostas modais numa dada direção são combinadas através da combinação quadrática completa (CQC) e as respostas nas duas direções horizontais são combinadas através de uma combinação linear de Newmark, com os parâmetros $\mu = \lambda = 0,3$, como se referiu

anteriormente, ou também pela combinação quadrática completa. Resultam assim as ações/combinções que se apresentam na tabela 19.

1:	Peso Próprio
2:	Ação Permanente
3:	Sobrecarga
4:	Modal
5:	Sísmico EC 8 Direção X
6:	Sísmico EC 8 Direção Y
7:	1.X + 0.3.Y, Combinação linear
8:	1.X – 0.3.Y, Combinação linear
9:	0.3.X + 1.Y, Combinação linear
10:	0.3.X – 1.Y, Combinação linear
11:	1.X 1. Y, Combinação quadrática

Tabela 20- Ações e combinações consideradas

Como se referiu, a combinação das respostas sísmicas nas duas direções, é dada alternativamente pelas combinações 7-10 ou pela 11.

Estas combinações relativas à situação de projeto sísmica, representam as forças de inércia horizontais e não incluem o efeito das forças gravíticas, a componente vertical das combinações. Criou-se então uma combinação fundamental ULS com as 3 primeiras ações da tabela 19, (peso próprio, ações permanentes, sobrecarga), utilizando as combinações automáticas do programa de modelação, onde se selecionaram as combinações mais desfavoráveis entre ULS e ACC.

4.7 Deslocamentos

Para analisar os deslocamentos foi tida em conta a análise por espectro de resposta e multiplicados os deslocamentos elásticos lineares, d_e , pelo coeficiente de comportamento q , obtendo-se assim os deslocamentos efetivos que resultam da ação sísmica (porque a redução associada ao coeficiente de comportamento só é aplicada aos esforços, aliás, ao espectro de acelerações, mas com o intuito de afetar os esforços). Os valores dos deslocamentos foram determinados pelo programa de cálculo, para todos os modelos em estudo.

Seguidamente, apresentam-se as deformadas correspondentes à quadrática, assim como os valores dos deslocamentos, para o modelo de diafragma deformável e para o rígido, de modo a avaliar a validade da hipótese de diafragma rígido.

4.7.1 Modelo 1

O modelo 1 é o mais simples dos 5 apresentados, tendo simetria relativamente tanto ao eixo dos x como o dos y . As deformações resultantes da combinação quadrática, evidenciam os valores das componentes horizontais do deslocamento, d_x e d_y .

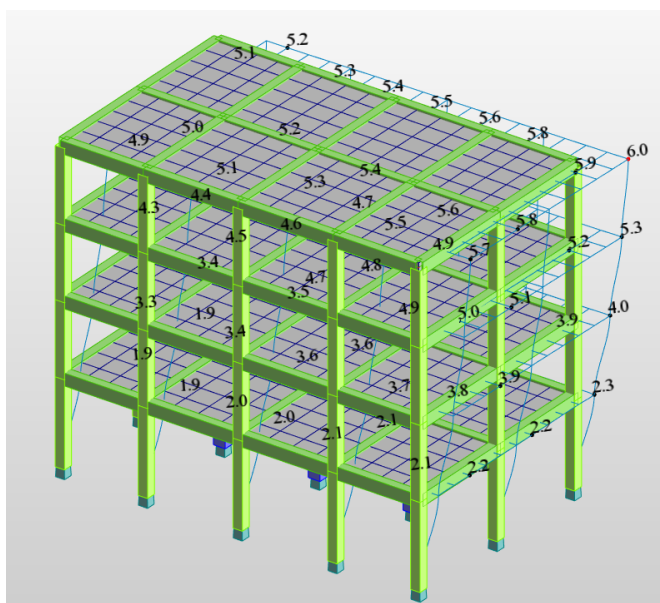


Figura 27 – Deformação modelo 1, flexível

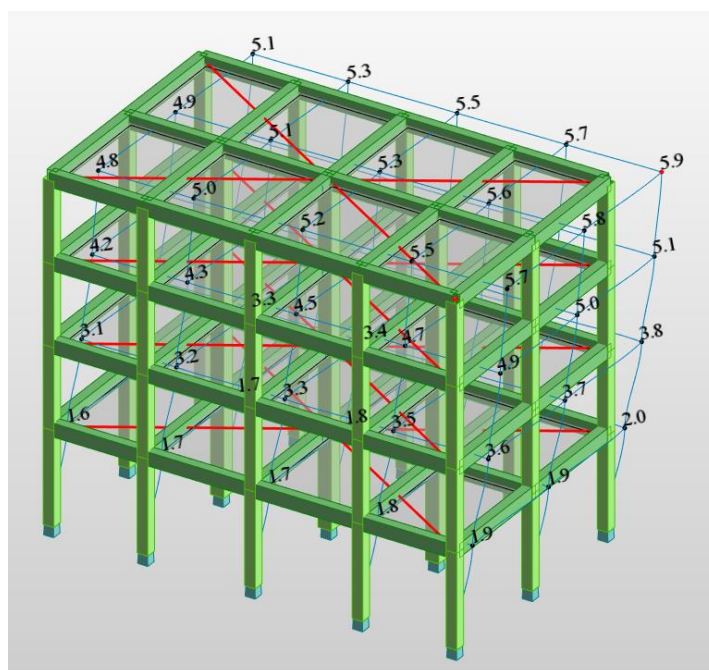


Figura 28 – Deformação modelo 1, rígido

Piso	Diafragma deformável		Diagrama rígido	
	U_x	U_y	U_x	U_y
RC	1.4	1.5	1.2	1.3
1	2.5	2.6	2.2	2.6
2	3.3	3.5	3	3.5
3	3.7	3.9	3.5	4.1

Tabela 21 – Valores de deslocamentos horizontais em centímetros (cm)

Comparando os resultados entre os dois modelos de diafragma, pode-se verificar que os valores dos deslocamentos horizontais na direção U_x são sempre mais reduzidos para o diafragma rígido. Já os valores na direção U_y apresentam-se praticamente iguais, tendendo a ser ligeiramente superiores para o diafragma rígido.

Piso	d_x		d_y	
	$ d_{h_def} - d_{h_rig} $	$0,10 \times d_{h_rig} $	$ d_{h_def} - d_{h_rig} $	$0,10 \times d_{h_rig} $
RC	<u>0.2</u>	<u>0.12</u>	<u>0.2</u>	<u>0.13</u>
1	<u>0.3</u>	<u>0.22</u>	<u>0</u>	<u>0.26</u>
2	<u>0.3</u>	<u>0.3</u>	<u>0</u>	<u>0.35</u>
3	<u>0.2</u>	<u>0.35</u>	<u>0.2</u>	<u>0.41</u>

Tabela 22 – Verificação da validade da hipótese de diafragma rígido

Ao verificar a hipótese do diafragma rígido, conclui-se que apenas se apresenta válido para os pisos 3 e 4, como assinalado na tabela acima, através do sublinhado verde para válido e vermelho para inválido. Ou seja, a hipótese de diafragma rígido não é válida para este caso.

4.7.2 Modelo 2

Neste modelo a sua dimensão ao longo do eixo do x apresenta-se significativamente maior do que a dimensão no eixo do y , sendo elas 30m e 9m respetivamente, o que leva a que os deslocamentos segundo a direção U_y sejam superiores aos deslocamentos na direção U_x , pois a estrutura é mais rígida na direção x .

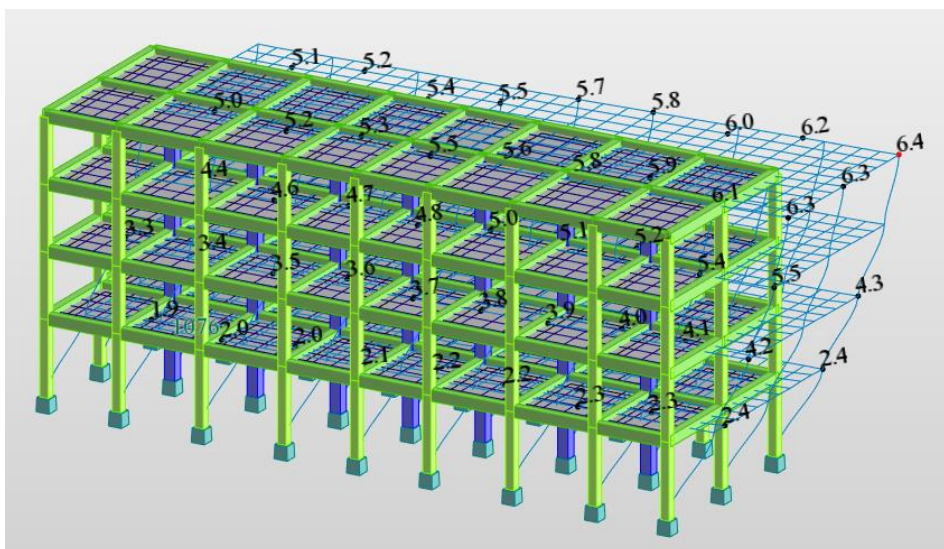


Figura 29 – Deformação modelo 2, flexível

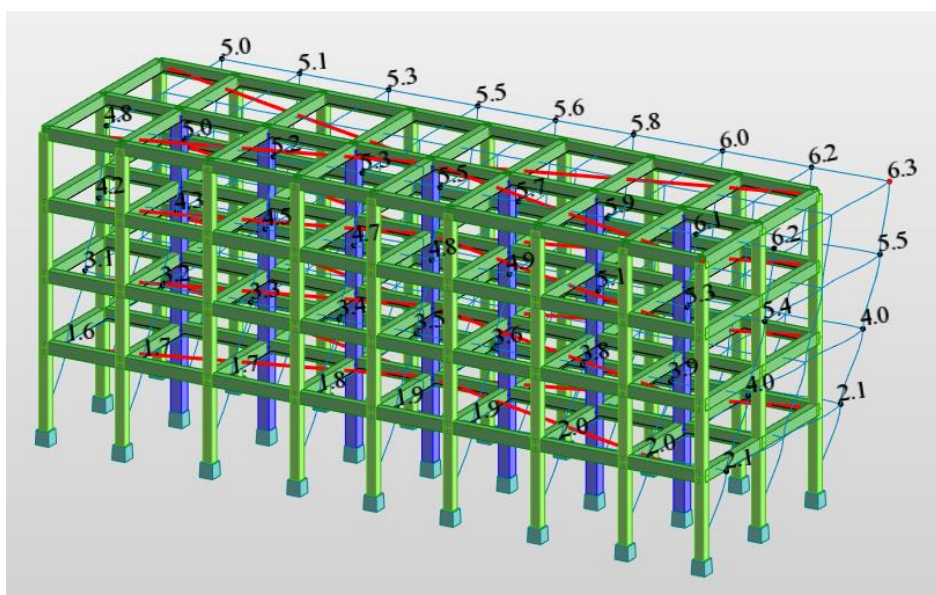


Figura 30 – Deformação modelo 2, rígido

O modelo com diafragma rígido apresenta deslocamentos maiores que no primeiro modelo, sendo a diferença para os dois modelos de diafragma mais significativa, com um valor médio de média 1,5 cm.

Piso	Diafragma deformável		Diagrama rígido	
	U_x	U_y	U_x	U_y
RC	1.5	1.5	1.7	1.9
1	2.5	2.7	3.2	3.7
2	3.3	3.5	4.2	5.1
3	3.7	4	4.8	6

Tabela 23 – Valores de deslocamentos horizontais em centímetros (cm)

Piso	d_x		d_y	
	$ d_{h_def} - d_{h_rig} $	$0,10 \times d_{h_rig} $	$ d_{h_def} - d_{h_rig} $	$0,10 \times d_{h_rig} $
RC	<u>0.2</u>	<u>0.17</u>	<u>0.4</u>	<u>0.19</u>
1	<u>0.7</u>	<u>0.32</u>	<u>1</u>	<u>0.37</u>
2	<u>0.9</u>	<u>0.42</u>	<u>1.6</u>	<u>0.51</u>
3	<u>1.1</u>	<u>0.48</u>	<u>2</u>	<u>0.6</u>

Tabela 24 – Verificação da validade da hipótese de diafragma rígido

Verifica-se que em todos os pisos é violada a condição associada à hipótese do diafragma rígido, sendo os valores dos deslocamentos com diafragma rígido bastante superiores aos deslocamentos com diafragma deformável.

4.7.3 Modelo 3

Este modelo, com geometria da planta em forma de L, já não apresenta a simetria dos anteriores, causando maiores diferenças nos deslocamentos horizontais nas diferentes partes da estrutura.

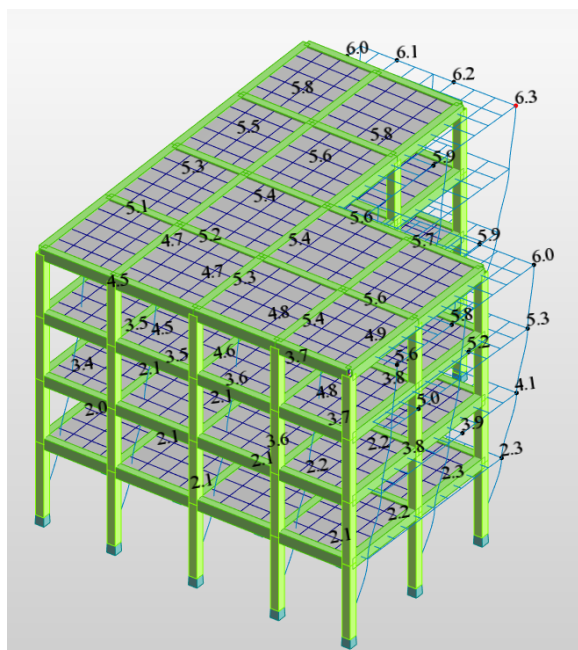


Figura 31 – Deformação modelo 3, flexive

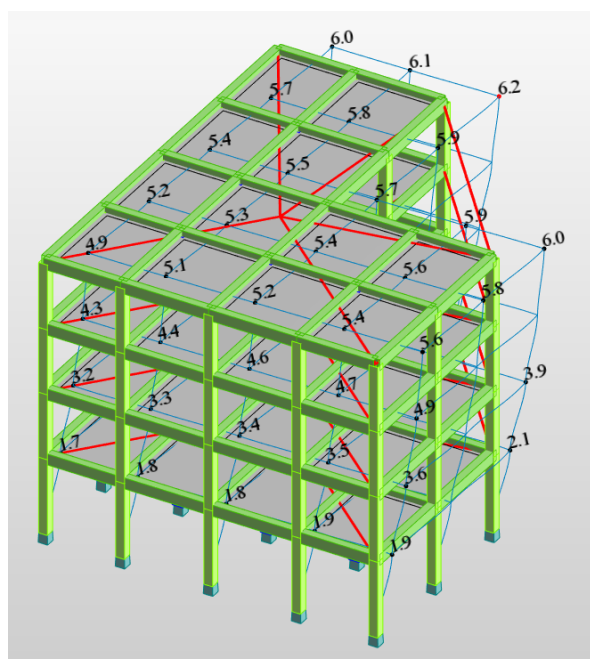


Figura 32 – Deformação modelo 3, rígido

Ao analisar os valores dos deslocamentos horizontais na tabela 24, verifica-se que os deslocamentos referentes ao diafragma rígido se apresentam menores que os deslocamentos para o diafragma deformável, com exceção do valor U_y para o piso 3, que se apresenta maior para diafragma rígido.

Piso	Diafragma deformável		Diagrama rígido	
	U_x	U_y	U_x	U_y
RC	1.5	1.6	1.3	1.4
1	2.6	2.7	2.5	2.6
2	3.5	3.5	3.3	3.6
3	3.9	4	3.8	4.1

Tabela 25 – Valores de deslocamentos horizontais em centímetros (cm)

Piso	d_x		d_y	
	$ d_{h_def} - d_{h_rig} $	$0,10 \times d_{h_rig} $	$ d_{h_def} - d_{h_rig} $	$0,10 \times d_{h_rig} $
RC	<u>0.2</u>	<u>0.13</u>	<u>0.2</u>	<u>0.14</u>
1	<u>0.1</u>	<u>0.25</u>	<u>0.1</u>	<u>0.26</u>
2	<u>0.2</u>	<u>0.33</u>	<u>0.1</u>	<u>0.36</u>
3	<u>0.1</u>	<u>0.38</u>	<u>0.1</u>	<u>0.41</u>

Tabela 26 – Verificação da validade da hipótese de diafragma rígido

Apenas para o RC é que não é verificada a hipótese do diafragma rígido, para os restantes pisos a eq.28 é cumprida.

4.7.4 Modelo 4

O seguinte modelo apresenta-se com uma parede resistente num dos lados, fazendo assim que o centro de rigidez da estrutura se aproxime desta parede, havendo então uma excentricidade entre o CR e o CM, que se irá traduzir num modo de torção com deslocamentos menores no local da parede resistente e maiores nos pontos mais afastados, como se verifica na Figura 1.

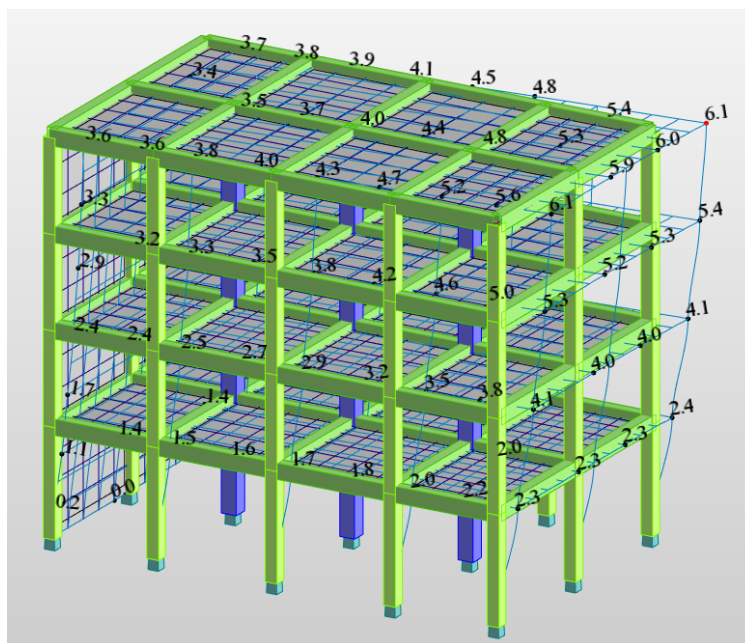


Figura 33 – Deformação modelo 4, flexível

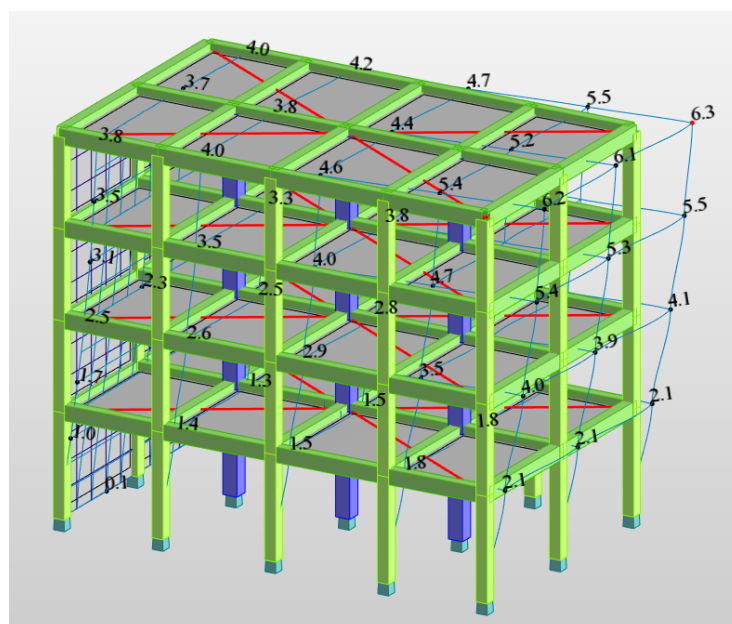


Figura 34 – Deformação modelo 4, rígido

Quanto aos deslocamentos horizontais, com o diafragma rígido são superiores segundo x , e inferiores segundo y .

Piso	Diafragma deformável		Diagrama rígido	
	U_x	U_y	U_x	U_y
RC	1.4	0.9	1.3	0.6
1	2.3	1.7	2.4	1.2
2	3	2.2	3.2	1.6
3	3.4	2.5	3.7	1.9

Tabela 27 – Valores de deslocamentos horizontais em centímetros (cm)

Piso	d_x		d_y	
	$ d_{h_def} - d_{h_rig} $	$0,10 \times d_{h_rig} $	$ d_{h_def} - d_{h_rig} $	$0,10 \times d_{h_rig} $
RC	<u>0.1</u>	<u>0.13</u>	<u>0.3</u>	<u>0.06</u>
1	<u>0.1</u>	<u>0.24</u>	<u>0.5</u>	<u>0.12</u>
2	<u>0.2</u>	<u>0.32</u>	<u>0.6</u>	<u>0.16</u>
3	<u>0.3</u>	<u>0.37</u>	<u>0.6</u>	<u>0.19</u>

Tabela 28 – Verificação da validade da hipótese de diafragma rígido

Como o elemento resistente inserido está a oferecer a maior resistência ao longo do eixo do x , apenas se verifica que a hipótese de diafragma rígido é válida segundo este mesmo eixo, pois temos valores de deslocamentos U_x entre diafragma deformável e diafragma rígido, próximos. A solução seria inserir elementos estruturais no eixo do y de modo a que os deslocamentos horizontais se fizessem reduzir para o modelo em diafragma deformável.

4.7.5 Modelo 5

Este modelo é em tudo igual ao primeiro apresentado, com a diferença de apresentar uma parte da estrutura onde se adicionou pilares e vigas, não havendo assim simetria segundo o eixo do y .

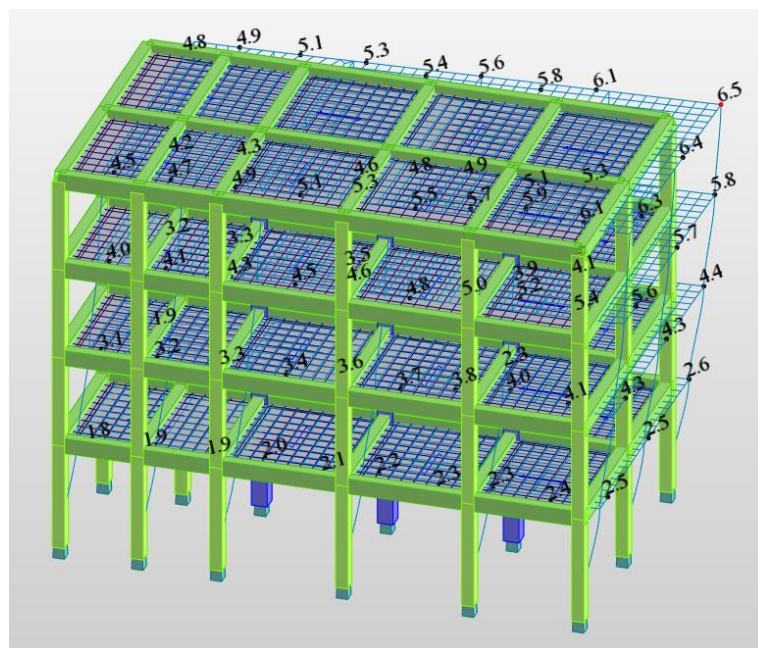


Figura 35 – Deformação modelo 5, flexível

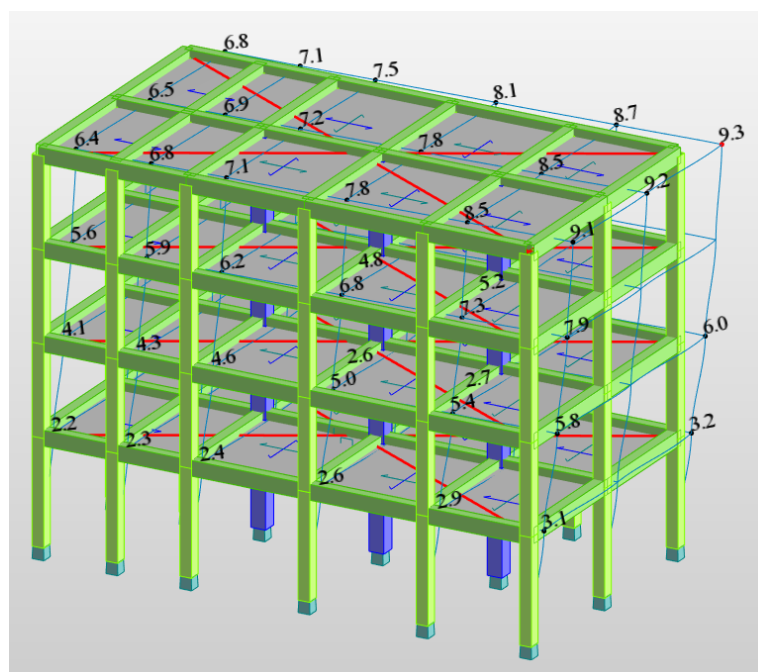


Figura 36 – Deformação modelo 5, rígido

Os valores dos deslocamentos horizontais para este modelo, comparados com o primeiro modelo, apresentam valores praticamente iguais para diafragma deformável, no entanto quando se trata de diafragma rígido, aumentam significativamente.

Piso	Diafragma deformável		Diagrama rígido	
	U_x	U_y	U_x	U_y
RC	1.5	1.5	1.8	1.9
1	2.5	2.6	3.2	3.7
2	3.3	3.4	4.3	5.1
3	3.7	3.9	4.9	5.9

Tabela 29 – Valores de deslocamentos horizontais em centímetros (cm)

Piso	d_x		d_y	
	$ d_{h_def} - d_{h_rig} $	$0,10 \times d_{h_rig} $	$ d_{h_def} - d_{h_rig} $	$0,10 \times d_{h_rig} $
RC	<u>0.3</u>	<u>0.18</u>	<u>0.4</u>	<u>0.19</u>
1	<u>0.7</u>	<u>0.32</u>	<u>1.1</u>	<u>0.37</u>
2	<u>1</u>	<u>0.43</u>	<u>1.7</u>	<u>0.51</u>
3	<u>1.2</u>	<u>0.49</u>	<u>2</u>	<u>0.59</u>

Tabela 30 – Verificação da validade da hipótese de diafragma rígido

Tendo uma diferença acentuada entre deslocamentos para os dois tipos de diafragma, a validade para hipótese de diafragma rígido não se verifica para nenhum ponto da estrutura.

4.7 Modificações no Modelo 1

Para todos os modelos utilizados a distribuição dos pilares é a mais simplificada possível, utilizando apenas pilares quadrados, interiores com as dimensões de 50cm e exteriores com 40cm, no entanto para melhor distribuição da rigidez e melhor orientação da inercia, foram efetuados testes mudando a orientação dos pilares, como mostra a Figura 37.

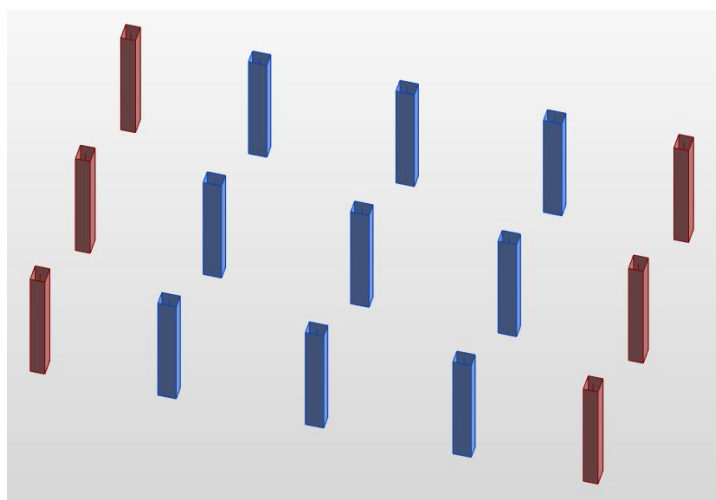


Figura 37 – Representação da orientação melhorada dos pilares (35x50cm e 50x35cm)

Com esta disposição, optando por pilares retangulares com as dimensões 50cm por 35cm e orientando-os de maneira a resistir de forma mais eficiente à ação sísmica, recolheu-se novamente o valor dos deslocamentos para o modelo deformável e para o modelo rígido,

obtendo assim valores bastante mais reduzidos para os deslocamentos horizontais, como podemos concluir através da figura seguinte.

Piso	Diafragma deformável		Diagrama rígido	
	U_x	U_y	U_x	U_y
RC	0.8	0.9	0.9	1.1
1	1.4	1.7	1.7	2.2
2	1.9	2.3	2.3	3.0
3	2.2	2.6	2.7	3.5

Tabela 31 – Novos valores para deslocamentos horizontais utilizando a nova distribuição de pilares

No entanto diminuir os deslocamentos horizontais não significa tornar válida a hipótese do diafragma rígido, mas sim aproximar esses mesmos deslocamentos, tornando assim a sua diferença inferior a 10% do deslocamento admitindo o diafragma rígido. Nas direções onde a resistência é maior verifica-se que os deslocamentos são mais próximos, para os dois tipos de diafragma.

5. CONCLUSÕES

Pode-se constatar que para os modelos 4 e 5, modelos com introdução de elementos resistentes (parede resistente e pórtico) respetivamente, verifica-se uma ligeira redução dos deslocamentos horizontais em comparação com o modelo 1, sendo que o mesmo não se traduz na possibilidade de utilizar a laje como diafragma rígido.

Analisando os resultados que dizem respeito à possibilidade de se poder adotar a hipótese de diafragma rígido para os diferentes tipos de estruturas, conclui-se que a equação 28 não foi verificada para totalidade dos pontos dos modelos analisados.

$$|d_{h_def} - d_{h_rig}| \leq 0,10 \times |d_{h_rig}|$$

Tendo-se verificado a validade para todos os pisos com exceção do piso do RC, o modelo 3 foi o que apresentou o maior número de pisos onde a hipótese do diafragma rígido se mostra válido.

Nos modelos estudados, não foram considerados núcleos resistentes para caixas de elevadores e/ou escadas, nem as paredes de enchimento em alvenaria, sendo utilizados modelos simplificados, compostos apenas por pórticos, e uma parede num dos casos. Sendo estes elementos fundamentais para a estabilidade da estrutura de contraventamento, assim como a contribuição dos painéis de alvenaria.

5.1. Desenvolvimentos Futuros

Para trabalhos futuros penso que seria vantajoso analisar a influência que a espessura da laje tem para o modelo e para os resultados obtidos, e investigar com mais detalhe a influência da distribuição dos elementos que asseguram o contraventamento lateral.

Seria importante estimar a grandeza das forças de membrana geradas nos elementos laje, de modo a garantir a segurança, assegurando que existem armaduras suficientes para suportar as forças de tração e garantindo que as forças de compressão máximas no betão são menores em comparação com os valores máximos admitidos para o estado de tensão.

6. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Acker, V. A. (2002). “Sistemas Pré-fabricados de Concreto”. FIB Editora.

Appleton, J. (1988). “Noções sobre Conceção de Edifícios em Zonas Sísmicas”. Lisboa, IST.

Azevedo, A. F. M., Barros, J. A. O. (2000). “Manual de Utilização do Programa FEMIX” Versão 3.1, Porto.

Cook, R. D., Malkus, D. S., Plesha, M.E. (1989). “Concepts and Applications of Finite Element Analysis. 3ª edição. John Wiley & Sons.

Cosenza, E., Maddaloni, G., Magliulo, G., Pecce, M., Ramasco, R. (2017). “Progetto antisismico di edifici in cemento armato”, IUSS Press.

Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, 2004.

elconstructorcivil@ (s.d.). <http://www.elconstructorcivil.com> . imagem de Sistema de contraventamento e funcionamento do diafragma, Espanha.

Ju, S., Lin, H. (1999). “Comparison of Building Analyses Assuming Rigid or Flexible Floors”. ASCE Journal of Structural Engineering. Volume 1.

La rovere, H., Gonchorovski, G. (2001). “Programas Computacionais para Análise de Estruturas Reticuladas”

Palma, G. (2015) “Aspetti Meccanici del Calcestruzzo e Comportamento Strutturale” Artigo de Seminário Técnico Estudos Sísmicos.

Peixoto, S. M., Neves, A. S. (2004). “Comportamento sísmico de pavimentos realizados com painéis do tipo pré-laje com aligeiramento”. 6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, Porto.

Pereira, G.S. (1997). “Contribuições à análise de estruturas de contraventamento de edifícios em concreto armado” Dissertação de Mestrado, São Carlos, Universidade de São Paulo.

Petrini, L., Calvi. M. (2003). “Criteri di progettazione antisismica degli edifici”, IUSS Press

Ramalho, M.A., Corrêa, M.R.S. (2003) “Projeto de Edifícios de Alvenaria Estrutural” São Paulo.

ANEXO A- VALORES DE PERÍODOS E PARTICIPAÇÃO DE MASSAS

Modelo 2

Modo	Frequência (Hz)	Período (sec)	Rel.mas.UX (%)	Rel.mas.UY (%)
1	1.95	0.51	0.00	89.32
2	2.02	0.49	90.05	89.32
3	2.07	0.48	90.05	89.32
4	6.00	0.17	90.05	97.27
5	6.19	0.16	97.43	97.27
6	6.37	0.16	97.43	97.27
7	10.34	0.10	97.43	98.83
8	10.50	0.10	98.87	98.83
9	10.93	0.09	98.87	98.83
10	14.03	0.07	98.87	99.11

Tabela 32 – Modelo 2 – Valores de períodos e participações de massas, modelo deformável

Modo	Frequência (Hz)	Período (sec)	Rel.mas.UX (%)	Rel.mas.UY (%)
1	1.89	0.53	0.00	86.77
2	2.09	0.48	0.00	86.77
3	2.09	0.48	88.18	86.77
4	6.04	0.17	88.18	95.94
5	6.54	0.15	96.47	95.94
6	6.58	0.15	96.47	95.94
7	10.99	0.09	96.47	98.28
8	11.51	0.09	98.41	98.28
9	11.77	0.08	98.41	98.28
10	15.94	0.06	98.41	98.77

Tabela 33 – Modelo 2 – Valores de períodos e participações de massas, modelo rígido

Modelo 3

Modo	Frequência (Hz)	Período (sec)	Rel.mas.UX (%)	Rel.mas.UY (%)
1	1.95	0.51	0.11	89.92
2	1.97	0.51	89.91	90.04
3	2.18	0.46	90.05	90.04
4	6.02	0.17	90.08	97.43
5	6.06	0.16	97.52	97.46
6	6.70	0.15	97.53	97.46
7	10.36	0.10	97.53	98.87
8	10.43	0.10	98.89	98.87
9	11.44	0.09	98.89	98.87
10	14.08	0.07	98.89	99.11

Tabela 34 – Modelo 3 – Valores de períodos e participações de massas, modelo deformável

Modo	Frequência (Hz)	Período (sec)	Rel.mas.UX (%)	Rel.mas.UY (%)
1	1.95	0.51	0.01	87.65
2	2.02	0.50	87.68	87.65
3	2.26	0.44	88.02	87.68
4	6.17	0.16	88.02	96.30
5	6.34	0.16	96.49	96.30
6	7.06	0.14	96.51	96.30
7	11.10	0.09	96.51	98.37
8	11.33	0.09	98.43	98.37
9	12.47	0.08	98.43	98.38
10	16.01	0.06	98.43	98.78

Tabela 35– Modelo 3 – Valores de períodos e participações de massas, modelo rígido

Modelo 4

Modo	Frequência (Hz)	Período (sec)	Rel.mas.UX (%)	Rel.mas.UY (%)
1	2.10	0.48	0.00	55.63
2	2.14	0.47	89.22	55.63
3	6.47	0.15	89.22	59.46
4	6.70	0.15	96.70	59.46
5	10.30	0.10	96.70	89.36
6	11.14	0.09	96.70	89.70
7	11.85	0.08	98.17	89.70
8	15.15	0.07	98.17	89.94
9	15.83	0.06	98.18	89.94
10	16.66	0.06	98.45	89.94

Tabela 36 – Modelo 4 – Valores de períodos e participações de massas, modelo deformável

Modo	Frequência (Hz)	Período (sec)	Rel.mas.UX (%)	Rel.mas.UY (%)
1	2.07	0.48	86.40	0.00
2	2.11	0.47	86.40	52.19
3	6.65	0.15	95.13	52.19
4	6.65	0.15	95.13	56.54
5	11.54	0.09	95.13	88.80
6	11.96	0.08	95.13	88.86
7	12.31	0.08	97.41	88.86
8	17.20	0.06	97.41	89.20
9	18.58	0.05	97.94	89.20
10	36.94	0.03	97.94	89.20

Tabela 37 – Modelo 4 – Valores de períodos e participações de massas, modelo rígido

Modelo 5

Modo	Frequência (Hz)	Período (sec)	Rel.mas.UX (%)	Rel.mas.UY (%)
1	1.97	0.51	0.00	88.03
2	2.03	0.49	90.50	88.03
3	2.28	0.44	90.50	90.01
4	6.01	0.17	90.50	97.38
5	6.18	0.16	97.67	97.38
6	6.94	0.14	97.67	97.54
7	10.21	0.10	97.67	98.86
8	10.39	0.10	98.93	98.86
9	11.69	0.09	98.93	98.90
10	13.62	0.07	98.93	99.12

Tabela 38 – Modelo 5 – Valores de períodos e participações de massas, modelo deformável

Modo	Frequência (Hz)	Período (sec)	Rel.mas.UX (%)	Rel.mas.UY (%)
1	1.60	0.63	0.00	86.12
2	1.78	0.56	88.69	86.12
3	1.97	0.51	88.69	87.38
4	5.07	0.20	88.69	96.25
5	5.53	0.18	96.97	96.25
6	6.15	0.16	96.97	96.39
7	9.16	0.11	96.97	98.59
8	9.68	0.10	98.77	98.59
9	10.79	0.09	98.77	98.63
10	13.18	0.08	98.77	99.08

Tabela 39 – Modelo 5 – Valores de períodos e participações de massas, modelo rígido