

UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA
Faculdade de Ciências e Tecnologia
Departamento de Engenharia Civil

Modelação de Paredes Resistentes em
Edifícios de Betão Armado

Por
Ricardo Rufino dos Santos

Dissertação apresentada na Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil (Estruturas e Geotecnia).

Orientador: Prof. Dr. António Manuel Pinho Ramos

Lisboa
2011

Agradecimentos

É imprescindível agradecer a quem permitiu que esta dissertação se realizasse, num contexto familiar, profissional e académico.

Agradeço ao corpo docente com que me fui cruzando quer como aluno, quer como colega de docência que, de certa forma, foram uma motivação para voltar à Faculdade de Ciências e Tecnologia como aluno após mais de dois anos decorridos da licenciatura em Engenharia Civil.

Ao Professor António Pinho Ramos, além de agradecer a orientação deste trabalho realço a sua compreensão do propósito com que o fiz. Destaco o meu foco no projecto de estruturas para o qual em muito contribui como Professor de Projecto, ainda na Licenciatura.

Ao Rui Marreiros agradeço o acompanhamento na realização dos modelos de cálculo e à Joana Marreiros pela preciosa ajuda bem como os momentos de descontração proporcionados por ambos. Campos obrigado pela presença, aos restantes amigos, muito obrigado.

Ao colega e amigo Filipe Ribeiro pelo incentivo e capacidade crítica, ao Rogério Santos e demais colegas de trabalho o meu sincero agradecimento.

À minha família, o vosso apoio foi fundamental, estou profundamente agradecido, não só por esta etapa mas também por todas as outras. A ti, lá em cima, obrigado.

Por último, um agradecimento especial à minha namorada, Vanessa Vaz Fontes, que permitiu que este trabalho chegasse a bom porto. A paciência, compreensão, carinho e apoio foi tudo o que precisei e foi tudo o que me deste, obrigado.

Modelação de Paredes Resistentes em Edifícios de Betão Armado

Resumo

O trabalho apresentado aborda a modelação de estruturas de edifícios em betão armado e, de forma mais aprofundada, a modelação de paredes resistentes sujeitas à acção sísmica. Com base na NP EN1998, descrevem-se critérios para a concepção sísmica de edifícios, fundamentando-os e dando exemplos da sua aplicação. Tendo em foco a classificação de estruturas com base no sistema de contraventamento utilizado, são referidos os sistemas correntes, bem como, vantagens e sua utilização no panorama do edificado em Portugal.

No que concerne à modelação de edifícios, são expostos modelos de análise planares e tridimensionais, sendo apresentados métodos de análise dinâmica e estática para consideração da acção sísmica. Neste contexto são apresentadas quatro propostas para modelação de paredes resistentes que dão origem aos casos de estudo efectuados.

O estudo experimental consistiu em modelar edifícios de habitação com 4, 7 e 11 pisos, recorrendo às propostas apresentadas e sujeitando-os às acções sísmicas prescritas no R.S.A.. Os resultados obtidos, nomeadamente frequências naturais, deslocamentos e forças de corte na base dos elementos verticais foram comparados de forma a entender em que medida a modelação adoptada afecta o comportamento dos modelos dos edifícios. A percepção da relação entre a qualidade do modelo e benefício associado permitiram verificar a adaptabilidade das propostas efectuadas à modelação de estruturas. Este facto é peremptório num projecto de estruturas tendo em consideração que se insere num mercado deveras competitivo.

Modeling Shear Walls on Concrete Buildings

Abstract

This thesis deals with modeling of reinforced concrete building shear walls subjected to the seismic action. Shear walls play an important role for earthquake resistance.

Nowadays demanding and competitive markets for both designers and contractors require the improvement of all the processes. Although analysis and modeling are only a part of these, they happen to be main tools for the designer.

Not only principles and criteria for seismic design are described and justified but also some examples are given. Advantages of commonly used bracing systems in Portugal have been discussed and accounted for the present study.

An analytical study with typical housing buildings was carried out. Four, seven and eleven storey buildings have been modeled considering four different linear analysis methods. Local and global effects have been analyzed. Natural frequencies, displacement and shear base were compared so that final marks on the behavior of the buildings could be pointed out.

The conclusions of this study have been summarized and an outlook on the future use of different modeling proposals is given. Some suggestions for continued research have also been made.

Palavras-chave

Modelação de Estruturas

Paredes Resistentes

Ação Sísmica

Frequência Natural

Deslocamentos

Forças de corte

Projecto de Estruturas

Key words

Structures Modeling

Core Walls

Seismic Action

Natural Frequency

Displacements

Shear Forces

Structures Design

Índice

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO, OBJECTIVOS E ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO..... 1

1.1	CONSIDERAÇÕES GERAIS	1
1.2	OBJECTIVOS DA DISSERTAÇÃO	2
1.3	ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....	3

CAPÍTULO 2

CONCEPÇÃO SÍSMICA E TIPOS DE EDIFÍCIOS 5

2.1	CONSIDERAÇÕES GERAIS	5
2.2	CONCEPÇÃO SÍSMICA.....	6
2.2.1	Simplicidade estrutural.....	7
2.2.2	Uniformidade, simetria e redundância da estrutura	7
2.2.3	Resistência e rigidez nas duas direcções do plano	11
2.2.4	Resistência e rigidez global à torção	11
2.2.5	Acção de diafragma ao nível dos pisos	12
2.2.6	Fundação adequada	12
2.3	TIPOS DE ESTRUTURAS.....	13
2.3.1	Sistema Porticado.....	14
2.3.2	Sistema misto	16
2.3.3	Sistema de paredes dúcteis.....	16
2.3.4	Sistema de paredes de grandes dimensões de betão fracamente armado	18
2.3.5	Sistema de Pêndulo Invertido.....	19
2.3.6	Sistema torsionalmente flexível	19
2.3.7	Estruturas com pisos suspensos	20
2.3.8	Estruturas tubulares	21

CAPÍTULO 3

MODELAÇÃO E ANÁLISE DE EDIFÍCIOS 23

3.1	CONSIDERAÇÕES GERAIS	23
3.2	MODELAÇÃO DE EDIFÍCIOS	24
3.3	MODELAÇÃO DE EDIFÍCIOS – MODELOS PLANARES	24

3.3.1 Condensação do Sistema Estrutural	24
3.3.2 Método da Coluna Equivalente	26
3.4 MODELAÇÃO DE EDIFÍCIOS – MODELOS ESPACIAIS	30
3.4.1 Método dos elementos finitos (MEF)	30
3.5 ANÁLISE DE EDIFÍCIOS	32
3.5.1 Método das Forças Laterais Equivalentes (MFLE).....	33
3.5.2 Análise dinâmica pelo Método da Sobreposição Modal e Espectros de Resposta	35
3.5.3 Método da Análise Temporal.....	37

CAPÍTULO 4

MODELAÇÃO DE PAREDES RESISTENTES.....	39
4.1 GENERALIDADES.....	39
4.2 MODELAÇÃO POR BARRA ÚNICA – A.....	41
4.3 MODELAÇÃO POR BARRAS ISOLADAS – B.....	46
4.4 MODELAÇÃO POR ELEMENTOS FINITOS DO TIPO “SHELL” – C.....	47
4.5 MODELAÇÃO PROPOSTA POR GUILARDI – D	50
4.5.1 Rigidez de Flexão.....	51
4.5.2 Rigidez ao Corte.....	52
4.5.3 Rigidez Axial	54

CAPÍTULO 5

CASOS DE ESTUDO.....	55
5.1 MODELAÇÃO GEOMÉTRICA.....	55
5.1.1 Solução Estrutural	57
5.1.2 Acções	59
5.2. MODELAÇÃO NUMÉRICA	60
5.2.1 MODELAÇÃO POR BARRA ÚNICA - A	63
5.2.2 MODELAÇÃO POR BARRAS ISOLADAS - B	64
5.2.3 MODELAÇÃO ELEMENTOS FINITOS DO TIPO “SHELL” – C.....	67
5.2.4 MODELAÇÃO PROPOSTA POR GUILARDI - D.....	67
5.3. ANÁLISE E COMPARAÇÃO DE RESULTADOS	68
5.3.1 Modos de Vibração	69
5.3.2 Forças de Corte Basal.....	72

5.3.2.1 Análise Qualitativa	72
5.3.2.2 Análise Quantitativa	80
5.3.3 Deslocamentos	88
CAPÍTULO 6	
CONSIDERAÇÕES FINAIS E ACÇÕES FUTURAS	95
6.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS	95
6.2 ACÇÕES FUTURAS	97
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	101
ANEXOS	105

Índice de Figuras

Figura 2.1 - Turquia (1999), liquefacção do solo. [6]	6
Figura 2.2 - Possível localização de juntas estruturais. [15]	8
Figura 2.3 - Algumas configurações em Planta a Evitar. [15]	9
Figura 2.4 - Hotel Duca degli Abruzzi, Antes e Depois, L'Aquila, efeito "soft storey" amplificado pela diferença de cotas no mesmo piso. [6].....	9
Figura 2.5 - Exemplos de critérios de regularidade em altura.....	10
Figura 2.6 - Funcionamento de Laje como Diafragma no travamento da Parede B com a Parede A.....	12
Figura 2.7 - Sistema porticado, deformação por corte.	15
Figura 2.8 - Gráfico de deslocamento em função de um carregamento cíclico.	17
Figura 2.9 – Sistema de Paredes Dúcteis - Deformação por flexão.....	17
Figura 2.10 - Sistema Misto - Deformação tipo.....	18
Figura 2.11 - Elevação dos Pisos em Consola do Complexo Imobiliário Estoril Sol, Cascais. [1]	20
Figura 2.12 - Diagrama de tensões numa estrutura tubular. [17]	22
Figura 3.1 - Planta de uma estrutura simétrica.....	25
Figura 3.2 - Modelo a duas dimensões, condensado.[17]	26
Figura 3.3 - Ligação Viga - Parede Resistente. [7]	28
Figura 3.4 - Campos de Deslocamentos em Elementos de Laje e Grelhas	32
Figura 3.5 - Elemento de Barra no espaço. [19].....	32
Figura 3.6 - Modelo de Edifício sujeito a cargas equivalentes. [19].....	34
Figura 4.1 - Representação da modelação por Barra Única	41
Figura 4.2 - Esforços internos numa barra	42
Figura 4.3 - Representação de ligações rígidas, Robot e SAP2000, respectivamente. ...	43
Figura 4.4 - Momento na direcção paralela à alma, compressão nos banzos. [18]	44
Figura 4.5 - Momento na direcção paralela à alma, compressão na alma. [18]	44
Figura 4.6 - Momento na direcção paralela aos banzos [18].....	45
Figura 4.7 - Representação da modelação por Barras Isoladas	46
Figura 4.8 - Equilíbrio de forças numa secção rectangular [18].	47

Figura 4.9 - Representação da modelação por elementos finitos.	48
Figura 4.10 - Elemento finito de área com seis graus de liberdade por nó [17].	48
Figura 4.11 - Corte transversal de secção sujeita a flexão composta	48
Figura 4.12 – Combinação de um elemento de membrana com um elemento em estado plano de tensão formando um "shell element"	49
Figura 4.13 - Representação da modelação com proposta de Guillard.	50
Figura 4.14 - Esquema de modelação inicial Smith et. al.[21].	50
Figura 4.15 - Modelos propostos por Smith et al, dispostos cronologicamente, iniciando em 1971 e finalizando em 1984 [21].	51
Figura 4.16 - Modelo adoptado por Guillard.	51
Figura 4.17 - Parede e modelo sujeitos a flexão uniforme.	52
Figura 4.18 - Parede e modelo sujeitos a corte puro.	52
Figura 4.19 - Parede e modelo sujeitos a esforço axial.	54
Figura 5.1 - Localização do Edifício [13].	55
Figura 5.2 - Planta de dimensionamento do Piso 2.	56
Figura 5.3 - Modelo de 4 Pisos.	58
Figura 5.4 - Geometria do Núcleo.	58
Figura 5.5 - Espectros de Resposta da Acção Sísmica Tipo 1	61
Figura 5.6 - Espectros de Resposta da Acção Sísmica Tipo 2	61
Figura 5.7 - Representação esquemática dos modelos estudados	62
Figura 5.8 - Geometria do Núcleo, barras isoladas consideradas.	65
Figura 5.9 - Núcleo e comprimentos ao eixo.	67
Figura 5.10 - Frequência Próprias, modelo Robot Structural Analysis.	70
Figura 5.11 - Frequência Próprias, modelo SAP2000.	71
Figura 5.12 – Distribuição de Forças de Corte Basal – AS1 TT1	73
Figura 5.13 – Distribuição de Forças de Corte Basal – AS1 TT2.	74
Figura 5.14 – Distribuição de Forças de Corte Basal – AS1 TT3.	75
Figura 5.15 – Distribuição de Forças de Corte Basal – AS2 TT1	76
Figura 5.16 – Distribuição de Forças de Corte Basal – AS2 TT2.	77
Figura 5.17 – Distribuição de Forças de Corte Basal – AS2 TT3.	78
Figura 5.18 – Forças de Corte Basal – AS1 TT1	81
Figura 5.19 – Forças de Corte Basal – AS1 TT2	82

Figura 5.20 – Forças de Corte Basal – AS1 TT3	83
Figura 5.21 – Forças de Corte Basal – AS2 TT1	84
Figura 5.22 – Forças de Corte Basal – AS2 TT2	85
Figura 5.23 – Forças de Corte Basal – AS2 TT3	86
Figura 5.24 – Deslocamento nodal – Edifício 4 Pisos	89
Figura 5.25 – Deslocamento nodal – Edifício 7 Pisos	90
Figura 5.26 – Deslocamento nodal – Edifício 11 Pisos	91

Índice de Tabelas

Tabela 5.1 - Designação atribuída às solicitações	61
Tabela 5.2 - Centro de Massa e Centro de Rigidez de um Piso Tipo	63
Tabela 5.3 - Centróides e Momentos de 1ª Ordem	65
Tabela 5.4 - Momento de 2ª Ordem das Barras Isoladas.....	66
Tabela 5.5 - Propriedades Equivalentes das Barras.....	68
Tabela 5.6 – Massa Quase Permanente, Momentos de Inércia do modelo	68

Capítulo 1

Introdução, Objectivos e Estrutura da Dissertação

1.1 Considerações Gerais

O principal propósito de qualquer sistema estrutural é garantir um bom comportamento face às solicitações impostas. Estas são em primeira instância carregamentos verticais e, ao longo da sua vida, acções horizontais ou acções de acidente. Os actuais regulamentos aplicáveis a estruturas de edifícios são unânimes na verificação de critérios tidos como estados limite. Estes marcam uma assíntota para o que é entendido como a resistência estrutural, estados limites últimos (ELU) e para o conceito de serviço/função da estrutura pelos estados limite de utilização (ELUt). Do ponto de vista da resistência – ELU - pretende-se garantir a segurança da estrutura à perda de equilíbrio da estrutura, à ruína por deformação excessiva e à rotura por fadiga. De forma a ser garantida a função para qual a estrutura foi projectada devem ser garantidos os estados limite de utilização – ELUt - assegurando o funcionamento da estrutura em condições normais de utilização, garantindo ainda o conforto dos seus utilizadores e o aspecto da construção.

Em Portugal grande parte do edificado tem um sistema estrutural em betão armado que sendo fruto da evolução técnica e regulamentar, passou por diferentes técnicas de projecto e execução. A actual revisão dos regulamentos que visa a passagem das Normas Portuguesas e Europeias a Decretos-Lei marcará com certeza mais um avanço

na qualidade do projecto o que se reflectirá na qualidade da obra. Neste sentido são feitos alguns apontamentos com referência a essas normas ao longo deste trabalho.

A aplicação da regulamentação vigente para edificações, nomeadamente o Regulamento Geral das Edificações Urbanas e as diversas revisões efectuadas, em conjunto com a exigência no cumprimento dos regulamentos de acessibilidades têm proporcionado geralmente edifícios cuja solução estrutural passa por sistemas porticados com paredes resistentes, correspondendo estas ao núcleo de escadas e/ou elevadores. Assim constituem-se elementos de elevada rigidez, essenciais e condicionantes para a resistência global do edifício a acções horizontais.

A qualidade e pormenor na análise e dimensionamento das paredes resistentes deverão ser proporcionais à importância que estas têm no comportamento dinâmico das estruturas. Para este efeito podem ser adoptados diversos métodos que influenciam não só o comportamento e dimensionamento da parede, mas também os restantes elementos verticais e por ventura horizontais que constituem a estrutura. A percepção e exposição destes métodos são a motivação na realização desta tese, pensar para construir.

1.2 Objectivos da Dissertação

Este trabalho pretende promover a melhor compreensão dos diferentes métodos de análise e dimensionamento de paredes resistentes, na vertente de paredes acopladas. Estabelecendo um enquadramento da modelação global de edifícios à realidade actual da actividade de um projectista de estruturas, a componente crítica deste trabalho passa por comparar métodos de modelação propostos por diferentes autores. Em cada uma das propostas é verificado o seu desempenho como modelo local mas também o efeito consequente para o modelo global, nomeadamente quando sujeito a acções horizontais.

Dado o funcionamento do mercado de investimentos imobiliários, é cada vez maior a necessidade de otimizar recursos no sentido de a realização de um projecto ser breve mas preservando a sua qualidade. Desta forma, por vezes, o projectista vê-se obrigado a actuar de forma rotineira aplicando métodos de trabalho que se sobrepõem ao prazo de maturação necessário de um projecto. Além de este facto ser inibidor de uma atitude

crítica, a mesma pode ser castrante de determinada solução por falta de tempo para um segundo estudo. Aliando a pressão que o próprio mercado exerce, à vasta oferta de programas de cálculo automático e generalização da sua utilização, a execução de um projecto poderá cair no conceito de produto de fraca qualidade.

Tendo em consideração que o tema desta tese, na sua essência, não se trata de uma novidade, pois foi amplamente discutida nos finais dos anos 80 e início da década de 90 julga-se fundamental levantar de novo a discussão sobre este assunto, recordando a sua importância e contextualizando-o. Aproveita-se o tema para debater a análise por elementos finitos de área (*shell*), bem como, indicar regras e noções de concepção sísmica publicadas nos regulamentos então desenvolvidos.

Além dos aspectos já enumerados, a elaboração desta dissertação visa o ganho de percepção do projectista na análise e dimensionamento de edifícios, bem como na perspicácia e atitude crítica perante os desafios que lhe são solicitados.

1.3 Estrutura da Dissertação

Esta dissertação está estruturada em seis capítulos cuja descrição é feita nos próximos parágrafos. O critério na divisão adoptada parte de uma abordagem geral terminando na abordagem concreta do problema, seguida de uma crítica ao mesmo. O presente Capítulo, primeiro Capítulo, introduz a temática da dissertação, contextualizando e fundamentando a importância do seu debate.

O segundo Capítulo foca numa perspectiva introdutória e regulamentar, as noções de concepção sísmica, ilustradas e apontadas, apresentando casos práticos da sua correcta e incorrecta aplicação. Também neste Capítulo se aborda a caracterização e classificação de estruturas, orientando-se as notas explicativas para edifícios de betão armado, não descurando a vertente comparativa com os restantes materiais.

No terceiro Capítulo descreve-se a evolução na modelação de estruturas no que concerne à realização de modelos matemáticos globais, desde o recurso a modelos simplificados até à sua execução recorrendo a software de cálculo baseado no método de elementos finitos.

Neste sentido sintetizam-se métodos de análise estática e dinâmica, resumindo o procedimento da sua aplicação e comentando-os na perspectiva do projectista de estruturas.

O quarto Capítulo dedica-se inteiramente à modelação de paredes resistentes mostrando algumas técnicas utilizadas para o efeito. São abordados em concreto quatro métodos distintos, explicando o seu fundamento teórico, o procedimento da sua aplicação e o impacto esperado na sua utilização num projecto de estruturas. Neste item é ainda feita uma referência ao dimensionamento de paredes resistentes.

No quinto Capítulo são aplicadas as quatro técnicas referenciadas no Capítulo anterior a um caso de estudo composto por três edifícios, um de quatro, um de sete e outro de onze pisos. Recorrendo a uma análise dinâmica por sobreposição modal e tendo em consideração os espectros de resposta presentes no Regulamento de Segurança e Acções comparam-se alguns resultados pertinentes para uma análise crítica e fundamentada entre os métodos utilizados. São alvo de comparação as frequências naturais dos modelos de cálculo e respectivos modos de vibração, distribuição de forças de corte basal entre pilares e parede resistente, translações ao nível dos pisos, etc.

O último Capítulo trata do encerro desta dissertação estabelecendo as conclusões ao tema que aqui se aborda. Com base nos dados obtidos e tendo em conta o desenvolvimento do mercado do Projecto de Estruturas são apontadas trajectórias, em potência interessantes e práticas, a fim de propiciar desenvolvimentos no futuro.

Capítulo 2

Concepção Sísmica e Tipos de Edifícios

2.1 Considerações Gerais

Desde o início do século XX tem-se verificado a afirmação das estruturas em betão armado como solução corrente para a edificação no panorama Português. A junção de vários factores, nomeadamente o baixo custo de mão-de-obra na execução, a especialização pouco exigente dessa mão-de-obra, a facilidade de acesso e negociação com fornecedores em detrimento da solução de estrutura metálica que directamente se lhe opõe pela sua exigência técnica e custo associados, são apenas uma parte das variáveis que ditaram a massificação das estruturas em betão armado.

Se por um lado a generalização na aplicação do betão armado como material de construção se deve a uma necessidade dum mercado mais competitivo por exigência do cliente final, também no início do ciclo que este encerra se poderá encontrar outra explicação, o próprio Engenheiro Civil, que dita na maior dos casos, esse, como o material a adoptar.

O uso corrente de técnicas associadas a este material tem-se traduzido num apuramento nas técnicas de emprego, nas técnicas de fabricação e também nas “técnicas de projecto”. Assiste-se assim, no actual mercado, a necessidade de praticar uma obra

considerando todo o processo envolvido, que seja otimizada do ponto de vista económico.

As premissas atrás referidas permitem concluir que existe uma série de vantagens na intensificação do uso do betão armado, mas pelo contrário podem estimular a construção/projecto deficiente, de menor qualidade técnica e fraca execução. Em primeira instância, esta será uma explicação para algumas patologias existentes no edificado, por ventura estruturais e que coloquem os seus utilizadores em risco. Esta hipótese em conjunto com alterações pós-projecto das condições de utilização dos edifícios, fraca informação dos solos de fundação e deficiente avaliação no meio em que se integra a estrutura, são potenciais causadoras de colapso da mesma, à semelhança da Figura 2.1, ou causadoras da cessação da função para o qual foram previstas, por incumprimento dos estados limites de utilização.



Figura 2.1 - Turquia (1999), liquefacção do solo [6].

2.2 Concepção Sísmica

Na fase de projecto, a coordenação das especialidades, fundamentalmente do projecto de estabilidade com o projecto de arquitectura é essencial para o correcto comportamento do edifício à acção sísmica. Dentro da harmonia que é pretendida atingir entre elas, será conveniente definir desde o projecto base a disposição dos elementos resistentes, tirando partido da criatividade arquitectónica para uma tão

correcta quanto possível concepção sísmica. Os princípios básicos para uma correcta concepção sísmica são transversais a regulamentos e normas, bem como, em publicações oriundas de diferentes países, no entanto salienta-se nesta dissertação o previsto nos regulamentos aplicáveis em Portugal.

2.2.1 Simplicidade estrutural

A simplicidade estrutural fomenta o aumento do grau de fiabilidade sobre o comportamento da estrutura pela sua previsibilidade. O grau de incerteza numa estrutura simples é menor face a uma estrutura complexa onde não é directa a compreensão da transmissão de forças sísmicas.

A uma configuração em planta complexa e irregular correspondem geralmente estruturas de piso com baixa rigidez no plano. Pode ser extremamente difícil prever a resposta sísmica deste tipo de estruturas, nomeadamente os mecanismos de distribuição de esforços.

2.2.2 Uniformidade, simetria e redundância da estrutura

A uniformidade da estrutura em planta pode não ser imediata dada a existência de reentrâncias, de aberturas de grandes dimensões, variações nas cotas de toco e outras condicionantes existente no início de um projecto. No entanto, esta uniformidade pode ser conseguida pela criação de juntas estruturais, que dimensionadas de forma a prevenir o fenómeno de entrechoque, tornam o funcionamento de cada uma das unidades, independente. Como demonstrado na Figura 2.2, as juntas estruturais podem ser utilizadas com a finalidade de eliminar zonas frágeis, propensas a acumulação de tensões, podendo ainda ser utilizadas, como referido, de forma a dividir uma estrutura de alguma forma desequilibrada em partes equilibradas, ou com o intuito de dividir uma estrutura em partes com comportamentos semelhantes.

A uniformidade entre rigidez e massa no próprio piso é fundamental, garantindo que o centro de rigidez e o centro de gravidade são próximos minimizam-se os efeitos globais de torção, ou numa forma mais simples, a translação dos elementos horizontais periféricos da estrutura e conseqüente flexão dos elementos verticais. A regularidade em

planta é assim um dos assuntos abordados na parte 1 da NP EN 1998 [10], ponto 4.2.3, onde se fazem considerações e estabelecem limites no sentido de aferir se uma estrutura é regular ou não regular.

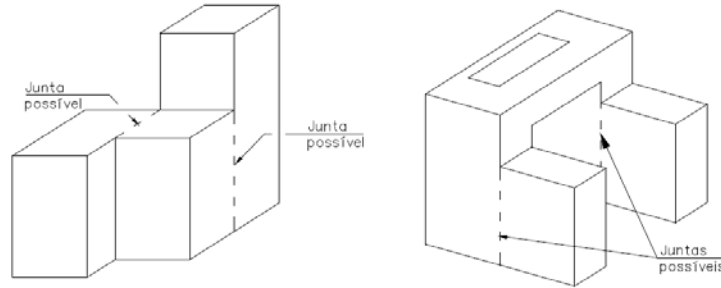


Figura 2.2 - Possível localização de juntas estruturais [15].

Além das restantes recomendações já citadas e das mais à frente enumeradas, realça-se que em planta o edifício deve ser circunscrito por uma linha poligonal convexa, isto é, sem reentrâncias. Se existirem reentrâncias e estas não afectarem a rigidez no plano do respectivo piso, e se em cada uma delas, a área entre o contorno do piso e a linha poligonal convexa que o envolve não for superior a 5% da área do piso considera-se que a regularidade em planta da estrutura não é posta em causa, casos contrários são apresentados na Figura 2.3.

Segundo o mesmo regulamento, em cada piso, nas duas direcções ortogonais do plano devem-se verificar simultaneamente:

$$e_{0x} \leq 0,30 \cdot r_x \quad (2.1)$$

$$r_x \geq l_G \quad (2.2)$$

Onde:

e_{0x} é a distância entre o centro de rigidez e o centro de gravidade, medida segundo a direcção x, perpendicular à direcção de cálculo considerada;

r_x é a raiz quadrada da relação entre a rigidez de torção e a rigidez lateral na direcção y (“raio de torção”)

l_G é o raio de giração da massa do piso em planta

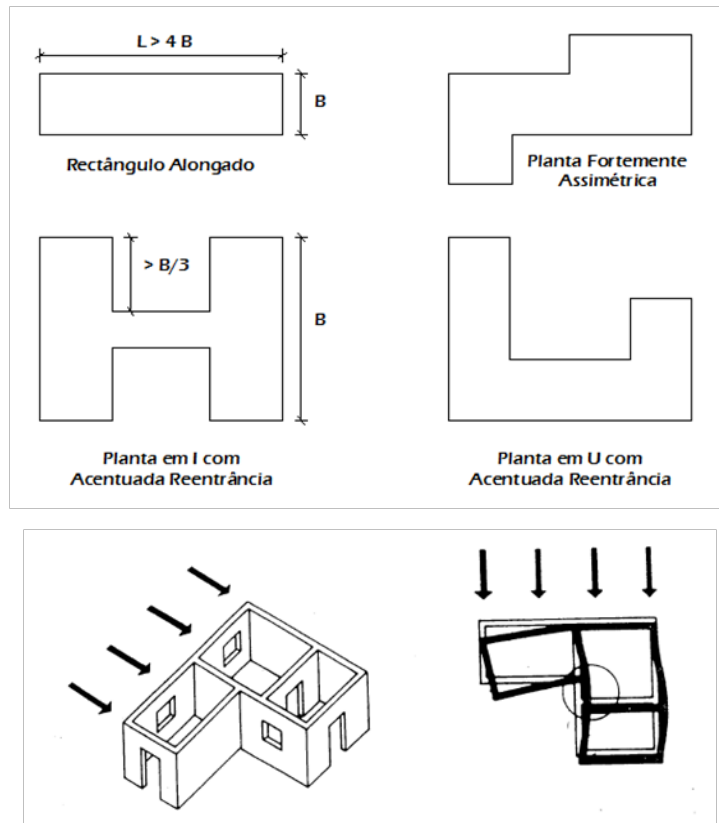


Figura 2.3 - Algumas configurações em Planta a Evitar [15].

Ao longo da altura do edifício é também importante manter a uniformidade do edifício, nomeadamente, garantindo a continuidade dos elementos estruturais resistentes a acções sísmicas, desde a fundação ao topo do edifício, de forma a evitar pontos de concentração de tensões. A distribuição de rigidez, resistência e massas entre os diferentes pisos deverá ser tão semelhante quanto possível evitando, no limite, fenómenos de colapso tipo “soft storey” como os presentes na Figura 2.4.



Figura 2.4 - Hotel Duca degli Abruzzi, Antes e Depois, L'Aquila, efeito "soft storey" amplificado pela diferença de cotas no mesmo piso [6].

Considera-se possível a diminuição da rigidez lateral em altura, por exemplo pela redução de secção dos pilares de um edifício, desde que esta variação seja gradual no sentido ascendente do edifício.

Tal como para avaliar a regularidade em planta, também para avaliar a regularidade em altura a NP EN 1998 [10] define critérios geométricos para os edifícios, alguns patentes na Figura 2.5. Na situação regulamentar actual em Portugal, ou seja, período em que se espera que a utilização das Normas Europeias (Eurocódigos) seja veiculada por decreto-lei, é fundamental sensibilizar a comunidade dos arquitectos afim de, no projecto de arquitectura, se respeitarem tanto quanto possível as disposições que permitem classificar o edifício como regular.

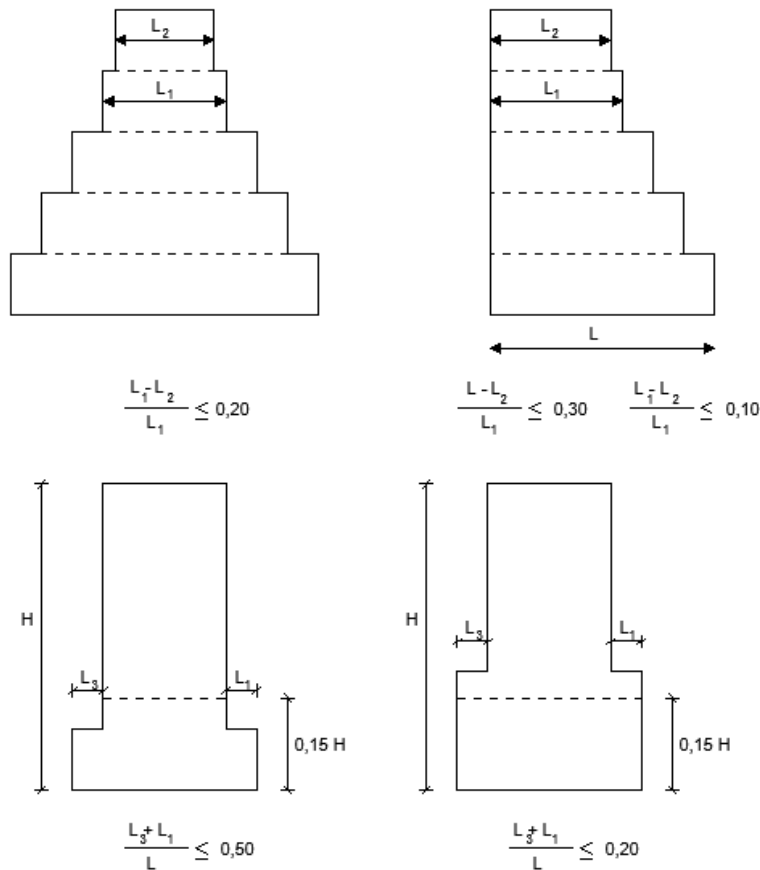


Figura 2.5 – Exemplos de critérios de regularidade em altura.

A simetria das estruturas fomenta a uniformidade do edifício aumentando a redundância da estrutura global, assim, sai favorecida a distribuição ou redistribuição de esforços na

estrutura promovendo a dissipação de energia fornecida, principalmente, por solicitações de acção sísmica.

2.2.3 Resistência e rigidez nas duas direcções do plano

Embora a aceleração sísmica se manifeste nas três direcções (geralmente denominadas x , y , z), para o edificado corrente, a sua manifestação nas duas direcções que definem o plano tornam-se mais relevantes. Conforme citou o Eng^o Eduardo Cansado de Carvalho, “as estruturas em primeira instância entram em colapso pelos deslocamentos a que são sujeitas e não por forças” [8], assim é importante definir limites para os deslocamentos e translações no plano, o que é tido na regulamentação que abrange a acção sísmica. Além do deslocamento máximo permitido é fundamental avaliar o deslocamento relativo entre pisos.

De forma a estudar a estrutura nas duas direcções propostas os elementos estruturais deverão estar dispostos numa malha ortogonal, garantindo-se que a rigidez nas duas direcções é semelhante. Muitas vezes é difícil cumprir esta última premissa, pois devido à consideração de núcleos em betão armado correspondentes às caixas dos elevadores, a rigidez será muita maior numa direcção. Nestes casos cabe ao projectista a prescrição de paredes em betão armado no limite do edifício e orientar os restantes elementos verticais, de forma a equilibrar a rigidez nas duas direcções.

2.2.4 Resistência e rigidez global à torção

Embora usualmente os elementos estruturais verticais não sejam dimensionados ao momento torsor, a torção global do edifício como rotação no plano traduz-se em translação dos elementos extremos de um edifício. Sendo esta translação condicionada pela localização do centro de rigidez, que idealmente se localiza próximo do centro de massa do piso, os deslocamentos devido a torção serão tanto maiores quanto maior for a distância do elemento ao centro de rigidez do edifício. Daqui salienta-se que para a solução mais habitual em edifícios de habitação, lajes fungiformes maciças, é fundamental prever vigas nos bordos, que em conjunto com os pilares periféricos formem pórticos de rigidez suficiente para cumprir os limites regulamentares de deslocamentos.

2.2.5 Acção de diafragma ao nível dos pisos

O efeito de diafragma das lajes de piso, ilustrado na Figura 2.6, é fundamental para o comportamento dinâmico da estrutura, nomeadamente pela transmissão das forças horizontais de inércia para o sistema de contraventamento adoptado. Assim, o comportamento dos pisos como diafragma é tanto mais importante quanto mais complexa for a malha estrutural do edifício, ou quanto mais diversa forem as soluções de contraventamento adoptadas em simultâneo.

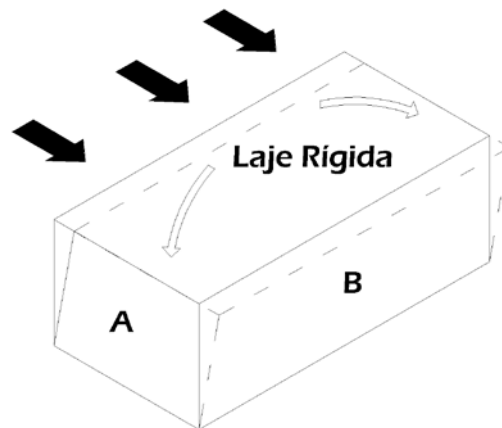


Figura 2.6 - Funcionamento de Laje como Diafragma no travamento da Parede B com a Parede A.

A consideração dos diafragmas na modelação global de um edifício é essencial, no entanto, deve ser verificada a contemplação de aberturas e/ou coretes necessárias para as restantes especialidades que intervêm num projecto, que interrompam a perfeita ligação entre o diafragma e os elementos verticais.

2.2.6 Fundação adequada

As fundações de um edifício devem ser dimensionadas verificando os estados limite últimos e de utilização perante a excitação da superestrutura por meio de acções sísmicas, ou seja, tal como a estrutura que suportam, devem ser dimensionadas tendo em conta acções de acidente. Desta forma deve ser assegurada, por reconhecimento geotécnico, a informação sobre o terreno de fundação que permita asseverar a integridade do conjunto estrutural perante riscos de rotura, de instabilidade e liquefacção do solo.

De forma a garantir uma distribuição uniforme das forças horizontais, é recomendável recorrer a apenas um tipo de fundação no mesmo edifício e utilizar vigas de fundação. As vigas de fundação deverão ser prescritas entre elementos de fundação, sapatas ou maciços de encabeçamento de estacas, sendo que idealmente a viga de fundação deve ficar total ou parcialmente integrada na altura desses elementos, não se criando assim pilares curtos. As vigas de fundação devem ser dispostas nas duas direcções de cada elemento de fundação, sendo que respeitarão a ortogonalidade da malha estrutural existente.

A NP EN 1998 [10] recomenda como disposição que a secção mínima das vigas de fundação seja $0,25 \times 0,40 \text{ m}^2$ para edifícios até três pisos e $0,25 \times 0,50 \text{ m}^2$ para edifícios com quatro ou mais pisos, sendo que, a percentagem mínima de armadura longitudinal deverá ser 0,4 % na face superior e inferior. Para edifícios onde se prescreva laje de fundação é recomendável, uma espessura mínima de 0,20 m e percentagem mínima de armadura 0,2 % na face superior e inferior.

As acções de dimensionamento das fundações e respectivas vigas de travamento, devem, além dos esforços elásticos provenientes das combinações de cálculo consideradas, ter em conta os efeitos de segunda ordem dos elementos.

2.3 Tipos de Estruturas

Um edifício em zona sísmica deve suportar não só as cargas verticais devidas ao peso próprio, revestimentos e sobrecargas, mas também as forças horizontais provocadas por estes quando sujeitas a excitação no plano, decorrente, entre outras, de acções sísmicas. Embora seja importante numa forma global garantir a resistência a acções horizontais e acções verticais, não é vinculativo que todos os elementos “per si” resistam a acções horizontais [16]. Em alguns regulamentos, como é o caso da NP EN 1998 [10], são distinguidos elementos sísmicos primários e elementos sísmicos secundários. Considera-se assim que um elemento sísmico primário é parte integrante do sistema estrutural resistente à acção sísmica, devendo por isso ser considerado na modelação da estrutura, bem como, dimensionado e pormenorizado para resistir à acção sísmica. Por oposição, um elemento sísmico secundário não é considerado para a resistência sísmica

do edifício sendo a sua rigidez desprezada para o efeito no respectivo modelo de cálculo. À luz do regulamento referido é elemento sísmico primário qualquer elemento de contraventamento, por exemplo uma parede tipo “shear wall” e é elemento sísmico secundário, por exemplo, um pilar que apoia directamente uma laje fungiforme maciça. Em regra, um conjunto de pilares que apoia uma laje vigada será um conjunto de elementos sísmicos primários.

Conforme regulamentação em vigor os deslocamentos das estruturas devem ser inferiores ao limite estipulado, o que é garantido pelo sistema de contraventamento escolhido. Em edifícios altos é comum este ser o critério condicionante para adopção de determinada solução estrutural ou para a sua optimização. A NP EN 1998 [10] distingue vários tipos de estruturas com base no seu comportamento a acções horizontais. Assim verifica-se:

- sistema porticado;
- sistema misto (equivalente a um sistema porticado ou a um sistema de paredes);
- sistema de paredes dúcteis (acopladas ou não acopladas);
- sistema de paredes de grandes dimensões de betão fracamente armado;
- sistema de pêndulo invertido;
- sistema torsionalmente flexível.

Esta classificação é diferenciada nas direcções ortogonais, podendo a mesma estrutura ter classificação distinta em cada direcção no plano, salvo se a estrutura for do tipo “sistema torsionalmente flexível”.

2.3.1 Sistema Porticado

Sistema essencialmente composto por pilares e vigas formando pórticos cujo funcionamento em conjunto, nas estruturas em betão armado, é garantido pelo efeito de diafragma das lajes de piso. As ligações entre pilares e vigas, numa análise elástica, consideram-se numa forma geral rígidas, sendo que a malha estrutural é disposta ortogonalmente de forma a minimizar os efeitos de torção e tirando o máximo partido da rigidez de flexão dos elementos.

É considerado estar-se perante um sistema porticado, nas disposições do parágrafo anterior e onde, simultaneamente, a resistência dos pórticos à força de corte na base do edifício seja superior a 65% da resistência total à força de corte de todo o sistema estrutural.

A eficácia deste sistema de contraventamento depende da altura do edifício, da dimensão dos pórticos, vão, e do seu afastamento. Esta solução é corrente para vãos até 7 metros, no entanto, visto a geometria dos elementos verticais sair fortemente penalizada quando solicitada a acções horizontais, não é habitual em edifícios altos. Em Portugal, esta solução é ainda condicionada pelo regulamento de acessibilidades, onde para edifícios com pelo menos três pisos é habitual a existência de ascensores. Nestes casos são frequente os projectistas tirarem partido da caixa do elevador para prever uma parede resistente, remetendo-se a uma estrutura com parede ou núcleo resistente.

A deformação de um sistema porticado é condicionada por duas parcelas, pela flexão nos elementos verticais, dependente da rigidez nos nós de ligação, e pela deformação axial, tracção e compressão, dos elementos verticais. Perante acções horizontais, a deformação típica de um sistema porticado é o representado na Figura 2.7.

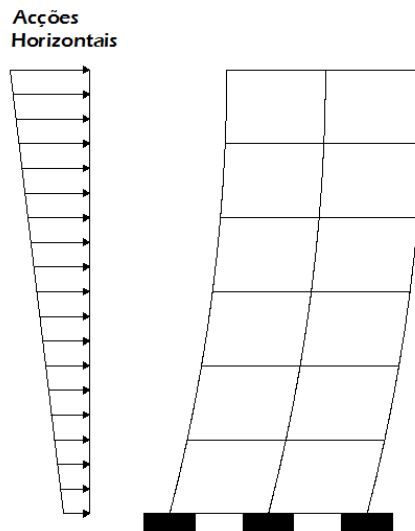


Figura 2.7 - Sistema porticado, deformação por corte.

A análise dos momentos flectores devido a acções horizontais, em pilares pertencentes a estruturas porticadas, demonstra que os valores são máximos nos extremos das barras tomando valor nulo aproximadamente a meia altura entre pisos. Verifica-se que os

esforços são decrescentes em altura, pelo que edifícios com elevado número de pisos necessitam de secções mais robustas quanto mais próximo da base for o piso a dimensionar. Em edifícios altos, a diferença de esforços entre pisos por vezes obriga a adopção de diferentes secções para vigas desses pisos, mesmo que o vão e carga vertical seja iguais, pois são condicionadas pelos momentos flectores na ligação viga-pilar. Assim, este tipo de estruturas poderá não ser viável para um projecto padronizado, isto é, onde as secções de betão e armadura se repetem nos vários pisos, o que nesse caso significará adoptar cofragens de secções diferentes, dobragem de armaduras de forma menos tipificada exigindo mais da mão-de-obra, o que se traduz em aumento dos custos directos e indirectos de uma obra.

2.3.2 Sistema misto

Num sistema misto a resistência às acções verticais é em tudo semelhante ao referido nas estruturas porticadas, no entanto, a resistência a acções horizontais é asseverada não só pelos pórticos espaciais mas também por paredes resistente. O sistema misto pode ser equivalente a um sistema porticado caso a resistência à força de corte basal, devido à acção do sismo, seja suportada em no mínimo 50 % pelo sistema porticado, caso contrário será equivalente a um sistema de paredes.

2.3.3 Sistema de paredes dúcteis

A classificação de uma estrutura como sistema de paredes implica que a resistência a acções horizontais e a acções verticais seja garantida por paredes resistentes. Caso a resistência à força de corte basal nas paredes, devido à acção do sismo, seja pelo menos 65% da resistência total à força de corte, a estrutura é classificada como sistema de paredes.

Considera-se que o sistema de paredes é dúctil se as paredes que o compõe estiverem encastradas na sua base, sendo dimensionadas e pormenorizadas considerando uma rótula plástica de flexão próxima desse ponto. A consideração desta rótula presume a dissipação de energia da estrutura, principalmente em carregamentos cíclicos. Num edifício sujeito a um carregamento cíclico, como seja a acção sísmica, o diagrama do deslocamento em função da força equivalente a essa acção será o presente na Figura 2.8.

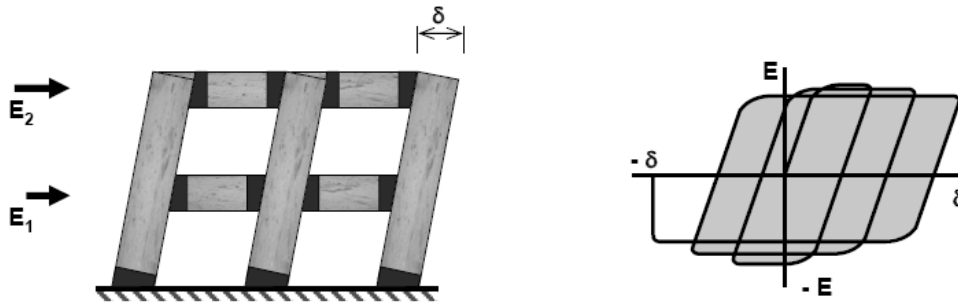


Figura 2.8 - Gráfico de deslocamento em função de um carregamento cíclico [18].

As paredes resistentes podem ter diversas geometrias, condicionadas pela especialidade que prevê a instalação dos elevadores e/ou arquitectura mas também condicionadas por concepção sísmica segundo o projectista de estruturas. Sendo frequentes secções em U, L ou M, as paredes resistentes podem também ser secções rectangulares dispostas paralelamente e unidas por vigas. Nesta situação, em que as paredes estão ligadas por vigas numa forma regular, as vigas designam-se por vigas de acoplamento desde que a soma dos momentos flectores na base das paredes acopladas seja no máximo 75 % dessa soma nas paredes não ligadas.

A associação de paredes formando um sistema de paredes acopladas corresponde a um sistema mais rígido à flexão, do que somando a rigidez dos elementos que a compõe, funcionando isoladamente. Tomando como exemplo a Figura 2.9 que retrata um sistema de paredes acopladas, verifica-se que a flexão no plano devido a acções horizontais, desenvolve-se simultaneamente nas duas paredes, fazendo com que estas funcionem em binário por forças de compressão e tracção nas paredes.

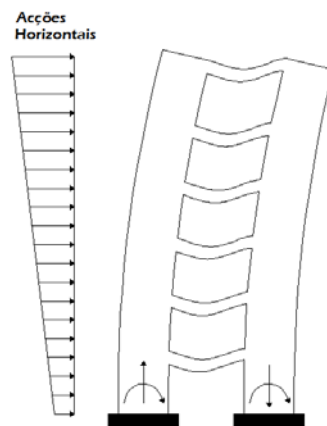


Figura 2.9 – Sistema de Paredes Dúcteis - Deformação por flexão

Geralmente considera-se que neste tipo de sistemas, apesar de a resistência às acções verticais e horizontais ser garantida por paredes, também o restante sistema, habitualmente porticado, contribui para a resistência global do edifício. Desta forma, a deformação esperada para estas estruturas assimila as configurações deformadas do sistema porticado e do sistema de paredes o que origina a configuração presente na Figura 2.10.

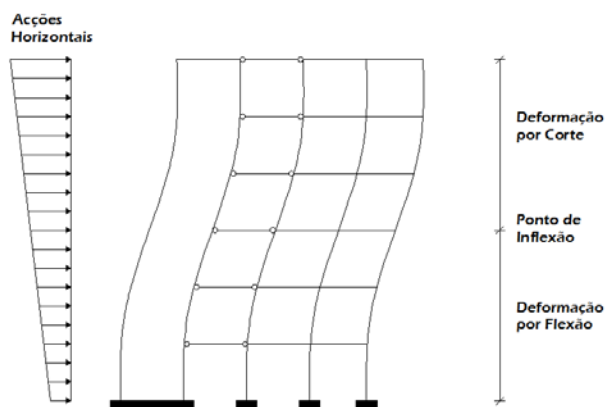


Figura 2.10 - Sistema Misto - Deformação tipo.

2.3.4 Sistema de paredes de grandes dimensões de betão fracamente armado

Considera-se uma parede de grandes dimensões de betão fracamente armado, uma parede cuja secção transversal tem largura superior mínima o valor mínimo entre 4,0 m e dois terços da altura da parede. Perante a acção sísmica é expectável que esta parede apresente fendilhação desenvolvendo um comportamento não elástico.

Um sistema de paredes, formado por pelo menos duas paredes nas condições descritas no parágrafo anterior, onde a sua resistência à carga gravítica total na situação de projecto sísmica seja pelo menos 20 % e o período fundamental (T_1) seja igual ou inferior a 0,5s, é um sistema de paredes de grandes dimensões de betão fracamente armado.

Para edifícios correntes em Portugal não é habitualmente utilizado este tipo de sistema.

2.3.5 Sistema de Pêndulo Invertido

Os sistemas de pêndulo invertido são pouco comuns em edifícios correntes pois geralmente estão associadas a arquitecturas mais exigentes, “arquitectura de autor”, ou a estruturas de carácter funcional particular. Como exemplos de sistemas de pêndulo invertido encontramos os reservatórios elevados, torres de observação, torres de transmissão, elevadores panorâmicos e/ou alguns casinos e hotéis. Por vezes os edifícios com pisos suspensos (ver 2.3.7) também se enquadram nesta classificação, bem como, edifícios em estrutura mista aço-betão ou madeira-betão onde o único elemento de dissipação de energia é um núcleo central de betão armado.

Todos os casos acima são considerados sistemas de pêndulo invertido se pelo menos 50 % da massa do edifício estiver localizada no último terço da altura da estrutura ou se a dissipação de energia, na base do edifício, depender apenas de um único elemento. Nos edifícios de habitação, geralmente esta classificação deve-se à segunda hipótese.

2.3.6 Sistema torsionalmente flexível

Um sistema torsionalmente flexível é aquele que tem rigidez de torção muito baixa, de tal forma que é passível de existirem deslocamentos elevados de membros periféricos em relação ao centro de torção da estrutura.

Alguns edifícios de habitação enquadram-se nesta classificação visto a estrutura ser composta por pórticos de baixa rigidez ou, possuindo núcleos de elevador/escadas estes são centrados na planta do edifício e os únicos elemento de rigidez considerável. A fim de evitar este caso a inclusão de paredes periféricas é a solução generalizada.

Além da classificação atribuída na NP EN 1998 é ainda possível referir outros sistemas estruturais cuja nomenclatura é utilizada em projecto de edifícios. Assim distinguem-se:

- estruturas com pisos suspensos
- estruturas tubulares

2.3.7 Estruturas com pisos suspensos

Neste tipo de estrutura, os pisos elevados estão geralmente apoiados num núcleo resistente ou num sistema porticado robusto, sendo que externamente estão habitualmente fixos por tirantes ou por um sistema treliçado ao topo do núcleo ou similar. Esta solução permite assim obter pisos em consola, não existindo continuidade de qualquer elemento vertical até à fundação que não seja o núcleo resistente ou o sistema porticado previsto. Do ponto de vista construtivo esta solução tem a vantagem de um grande número de pisos poder ser executado ao nível do terreno, sendo depois elevado para a cota respectiva fazendo as ligações devidas ao núcleo. Desta forma minimizam-se os trabalhos em altura e maximiza-se o rendimento de mão-de-obra e equipamento.

Tirando o máximo partido das propriedades mecânicas dos materiais, os núcleos resistentes ou estrutura porticada são, em regra, executados em betão armado, sendo os tirantes e sistemas treliçados em aço estrutural.



Figura 2.11 - Elevação dos Pisos em Consola do Complexo Imobiliário Estoril Sol, Cascais [1].

Para os edifícios que usam este sistema estrutural como solução corrente para todos os pisos elevados é comum a execução de treliças com altura de um piso ou mais. Dependendo do nível de carga a que os pisos estão sujeitos o afastamento na vertical entre as treliças pode chegar aos 12 pisos. Neste caso é possível controlar a deformação dos pisos, pela deformação dos tirantes, que se acumula a cada 12 pisos, sendo que os pisos inferiores serão os que mais deformam.

2.3.8 Estruturas tubulares

O princípio de funcionamento das estruturas tubulares é que cada parede da fachada do edifício seja uma parede resistente, ou que nela sejam distribuídos pilares pouco distanciados entre si (2 a 4 m) unidos por vigas de grande altura, para que funcionem como paredes de uma secção vazada em consola. Quando este tipo de estruturas é executada em estrutura metálica, geralmente, o efeito semelhante às paredes de betão armado é conseguido com implantação de pilares metálicos travados no plano da parede, aumentando assim a sua rigidez.

A criação de uma secção análoga a uma secção fechada dota a estrutura de uma grande rigidez de flexão e de torção. Se considerarmos uma análise elástica, em estado não fendilhado, é frequente que as paredes ou pilares que formam a secção fechada absorvam a quase totalidade das forças horizontais provenientes de acções sísmicas ou acção do vento, partilhando a distribuição de forças verticais com os restantes elementos interiores (pilares). Este efeito é amplificado nas estruturas em tubo, onde além de existir a parede periférica, existem também núcleos resistentes muitas vezes centrados em planta e correspondentes a núcleos de escadas e elevadores. De forma a garantir o funcionamento global da secção fechada, em estruturas tubulares é de evitar a existência de grandes aberturas, reentrâncias ou quaisquer discontinuidades nos elementos verticais.

Embora se faça analogia deste sistema estrutural ao comportamento de um tubo perfeito verificam-se algumas diferenças na distribuição de tensões de ambos quando sujeitos a acções horizontais [16]. Observando o diagrama de tensões decorrente na base de uma estrutura tubular, sujeita a uma acção tangente à menor direcção em planta, Figura 2.12, é notória uma perda de eficácia das paredes maiores onde, num tubo ideal seria de esperar uma tensão constante. Este fenómeno, da perda de eficácia das paredes perpendiculares à acção, será tanto maior quanto mais largas forem essas paredes estando-se assim na presença do fenómeno de *shear lag*.

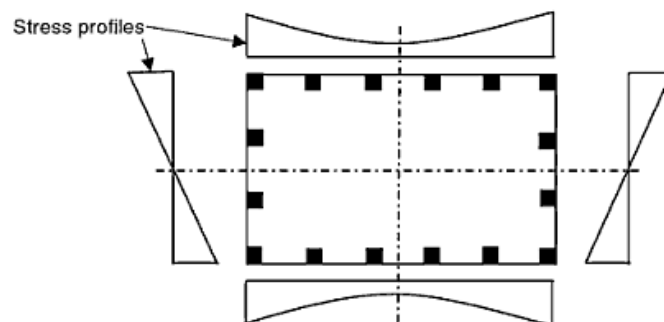


Figura 2.12 - Diagrama de tensões numa estrutura tubular [17].

O *shear lag* é um efeito associado à não linearidade das tensões normais de flexão dos banzos de uma secção. A presença de forças concentradas a actuar longitudinalmente na secção gera deformações devidas ao corte longitudinal no seu próprio plano, deixando de ser válida a hipótese das secções planas como para o caso da flexão pura. Ao somar as deformações devido à flexão do elemento com as deformações devido à actuação do corte longitudinal obtêm-se deformações que variam ao longo da secção transversal.

Capítulo 3

Modelação e Análise de Edifícios

3.1 Considerações Gerais

Actualmente, com o recurso crescente à modelação computacional como método de cálculo de primeira instância, deixando o cálculo manual para verificações posteriores, é importante definir o rigor pretendido nas modelações utilizadas. Neste âmbito e no domínio da análise e dimensionamento de estruturas de edifícios com recurso a modelação computacional, destacam-se dois factores de extrema importância, a representatividade do modelo escolhido e o método de análise utilizado.

O modelo efectuado, ainda que possa ser um modelo simplificado, deve representar o comportamento do edifício, sendo objecto desta tese esta discussão aplicada a paredes resistentes de edifícios. A discussão acerca de modelos a efectuar é passível de ser dividida em modelos no plano ou no espaço.

O método de análise escolhido nomeadamente no que concerne à análise sísmica é em regra uma das seguintes: método das forças estáticas equivalentes, método da sobreposição modal e método da análise temporal.

3.2 Modelação de Edifícios

Como atrás referido, executar um modelo matemático que consiga reflectir o mais próximo possível, o comportamento do sistema estrutural é bastante importante. Na prática corrente de projecto de estruturas de edifícios geralmente recorre-se a uma análise elástica. No entanto, visto que já existem bastantes estudos académicos no domínio da análise não linear, julga-se que esta será no futuro uma opção válida para a elaboração de projectos. Provavelmente a ainda não implementação real deste tipo de análise estará associada à falta de “know-how” dos projectistas, à fraca aposta dos programas de cálculo em tornar a poucas ferramentas existentes eficazes à escala de um modelo global e também à pouca abertura e incidência dos regulamentos sobre esse tipo de análises.

As modelações de edifícios propostas na bibliografia, podem ser divididas em:

- Modelação com recurso a um conjunto de modelos planares
- Modelação com sistemas tridimensionais ou espaciais

3.3 Modelação de Edifícios – Modelos Planares

3.3.1 Condensação do Sistema Estrutural

Existem diversas formas de reduzir o modelo espacial de um edifício a um modelo de duas dimensões, no entanto, poderá também ser útil a redução a um conjunto de modelos que, devidamente compatibilizados, sejam representativos do comportamento da estrutura.

O método mais usual na execução de modelos a duas dimensões, a partir de estruturas simétricas, consiste em assimilar a rigidez dos elementos verticais a um pórtico representativo e liga-los ao nível dos pisos utilizando barras rígidas, simulando a rigidez no plano dos pavimentos. A análise simplificada por modelos planares é tanto mais simples quando maior for a regularidade da estrutura. Verificando a Figura 3.1, tem-se uma estrutura simétrica, composta por um sistema misto de pilares e paredes, onde a

resultante da carga aplicada, neste caso uniforme, tem como ponto de aplicação o eixo de simetria da estrutura. Nos casos em que se verificam estas condições não existe torção da estrutura, existindo apenas translação no plano.

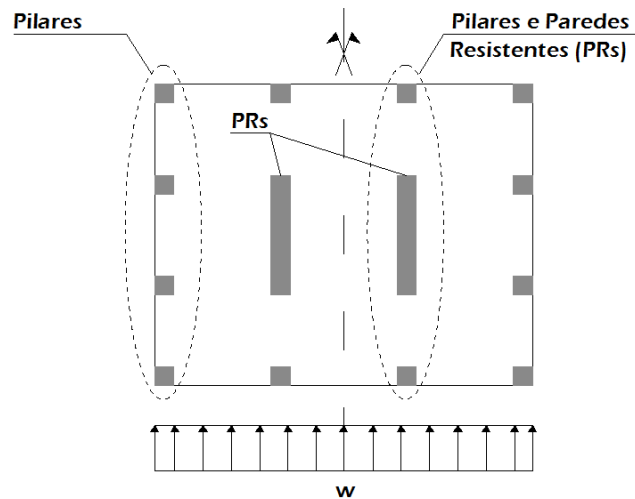


Figura 3.1 - Planta de uma estrutura simétrica.

De forma a avaliar deslocamentos ao nível dos pisos, a distribuição de cargas uniformemente distribuídas, por exemplo, pressão do vento numa fachada, pode ser efectuada ao nível do piso, pelo produto do valor da carga com a altura de influência, ou seja para pisos adjacentes de igual altura, é o produto da pressão do vento pela altura do piso corrente. Para resolução de modelos em duas dimensões, sem torção como o apresentado, pode ser utilizado o método dos deslocamentos.

Além do método dos deslocamentos, um método desenvolvido por Smith e Cruvelier [25] pode ser utilizado para reduzir um sistema tridimensional num sistema planar, a duas dimensões. Este método utiliza ligações rígidas, referidas anteriormente e que permitem a consideração das translações ao nível dos pisos, mas também nós notáveis, que permitem considerar os efeitos de torção na estrutura global.

O método proposto começa por localizar um ponto de origem arbitrário em cada piso sendo depois gerados dois modelos planares, um assimilando todos os pórticos na direcção x e outro assimilando todos os pórticos na direcção y . Nesta fase é definido um conjunto de nós, cujo deslocamento vertical lhes é impedido, estando estes ligados aos respectivos pisos por ligações rígidas, que no entanto, permitam a rotação ao nível do

piso. A carga horizontal actuante ao nível do piso é transformada numa carga lateral axissimétrica e num momento de torção na origem de cada piso. O conjunto de nós anteriormente definido é usado para aplicar esta carga e momento torsor ao nível de cada piso. O modelo reduzido pode ser resolvido por um programa computacional com base no método dos deslocamentos.

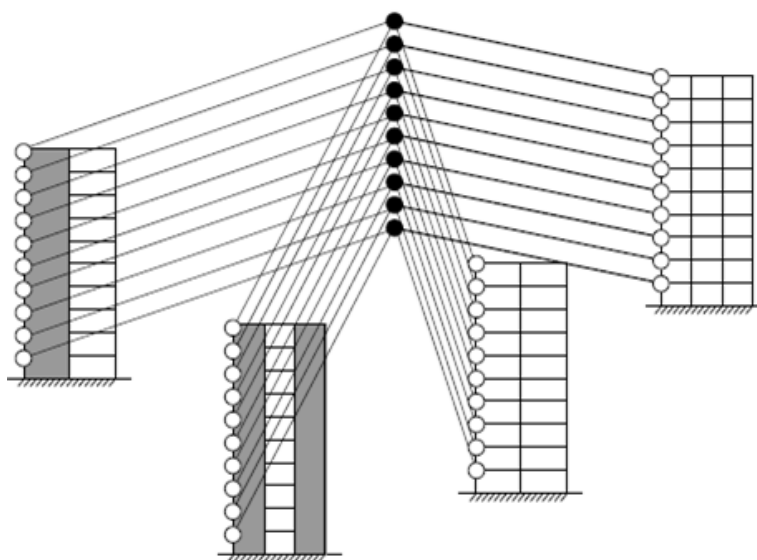


Figura 3.2 - Modelo a duas dimensões, condensado [17].

No mesmo estudo outro método foi apresentado, este ao invés de considerar conjuntos separados de nós, considera somente um conjunto, sendo este utilizado para caracterizar todos os pórticos, como presente na Figura 3.2. Com este modelo condensado os autores afirmam chegar-se aos mesmos resultados do que o anterior, sendo por ventura um modelo mais eficaz no seu tempo de resolução, em edifícios altos. Estas duas modelações apresentam resultados bastante satisfatórios para edifícios que têm paredes resistentes num plano, que apresentam translação e rotação, no entanto, a aplicação a edifícios com paredes resistentes em diferentes planos (por exemplo com geometrias L, W e U) não é aconselhada.

3.3.2 Método da Coluna Equivalente

A análise de uma estrutura pelo método da coluna equivalente consiste na sua redução a um único elemento em consola, representativo das características da globalidade do edifício, nomeadamente no que respeita à rigidez de flexão e torção. A utilização deste

método permite efectuar estudos iterativos para a implantação e localização de elementos de contraventamento, tendo como finalidade a obtenção de um sistema de contraventamento optimizado.

Considerando o método da coluna equivalente como um método de análise a duas dimensões é importante realçar que o mesmo permite uma análise no plano e fora deste, isto é, permite uma análise das translações e torção do edifício.

A localização da coluna equivalente será coincidente com o centro de rigidez do edifício, pelo que o método não é aplicável a estruturas onde os elementos verticais não têm igual continuidade ao longo dos pisos. Unindo os pontos que definem o centro de rigidez em cada piso, deve ser obtida uma linha perfeitamente vertical.

As coordenadas do centro de rigidez podem ser determinadas recorrendo às características básicas de geometria e rigidez dos diferentes elementos que constituem a estrutura, sendo obtidas por:

$$\bar{x}_O = \frac{I_{xy} \cdot \left(\sum_1^n I_{y,i} \cdot \bar{y}_i - \sum_1^n I_{xy,i} \cdot \bar{x}_i \right) - I_y \cdot \left(\sum_1^n I_{xy,i} \cdot \bar{y}_i - \sum_1^n I_{x,i} \cdot \bar{x}_i \right)}{I_x I_y - I_{xy}^2} \quad (3.1)$$

$$\bar{y}_O = \frac{I_x \cdot \left(\sum_1^n I_{y,i} \cdot \bar{y}_i - \sum_1^n I_{xy,i} \cdot \bar{x}_i \right) - I_{xy} \cdot \left(\sum_1^n I_{xy,i} \cdot \bar{y}_i - \sum_1^n I_{x,i} \cdot \bar{x}_i \right)}{I_x I_y - I_{xy}^2} \quad (3.2)$$

Onde $I_{x,i}$, $I_{y,i}$ e $I_{xy,i}$ representam os momentos de inércia e o produto de inércia do i -ésimo elemento do sistema de contraventamento (pilares e/ou paredes) em relação ao seu sistema local de eixos. As variáveis \bar{x} e \bar{y} são a distância entre o sistema local de eixos e um sistema global arbitrado inicialmente, sendo esta perpendicular ao eixo de cálculo do momento de inércia.

De forma à coluna equivalente ter um comportamento à torção que corresponda o mais próximo possível a um modelo global, em comportamento elástico, é importante ter em conta a torção de Saint-Venant e a torção de empenamento.

No que concerne à parede resistente, apesar de na resistência à torção de secções abertas a contribuição da componente de Torção de Saint-Venant ser reduzida, nos casos em que existam paredes resistentes na geometria das caixas de elevadores, onde as vigas denominadas “vigas de padieira” possam ser consideradas encastradas na parede resistente, o seu comportamento é intermédio ao de uma secção aberta e uma secção fechada. A rigidez desta ligação é função da geometria da parede como demonstrado na Figura 3.3.

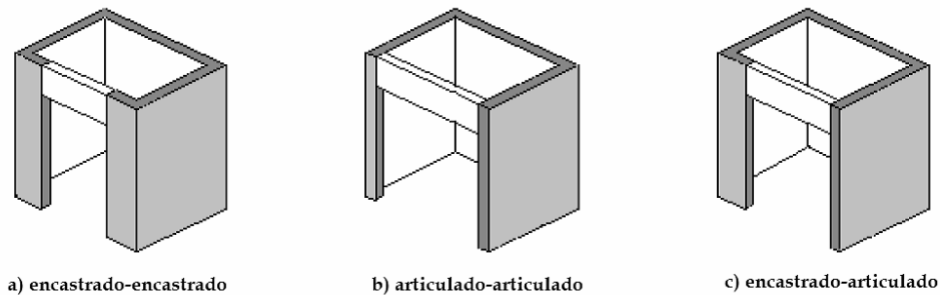


Figura 3.3 - Ligação Viga - Parede Resistente [7].

A constante de torção de Saint-Venant é obtida pela soma das constantes de torção de Saint-Venant dos diferentes elementos do sistema, sendo estas são dadas por:

$$J_i = \frac{1}{3} \sum_k t^3 h_{i,k} \quad (3.3)$$

Sendo h o comprimento da linha média dos troços rectos que compõem a secção e t a sua espessura. A parcela do momento torsor devida à torção uniforme (ou de Saint-Venant) é dada pelo produto da constante de torção com o módulo de distorção e com a primeira derivada da rotação de torção.

A constante de empenamento é dada por uma soma calculada no sistema de coordenadas com origem no centro de rigidez, e assume a seguinte forma:

$$I_w = \sum_1^n (I_{w,i} + I_{x,i} x_i^2 + I_{y,i} y_i^2 - 2I_{xy,i} x_i y_i) \quad (3.4)$$

Este cálculo assenta na “Teoria das Peças Lineares com Empenamento”, tendo como premissas que após empenamento as secções transversais se mantêm indeformáveis, o material tem comportamento elástico linear e a deformação por corte considera-se desprezável. A parcela do momento torsor devida ao empenamento é dada pelo produto da constante de empenamento com o módulo de elasticidade e com a terceira derivada da rotação de torção em função da direcção tangencial à linha média da secção.

À semelhança de qualquer peça linear, quando sujeita à acção de cargas exteriores, a coluna equivalente apresentará flexão nas duas direcções e torção, salve se o referencial global for coincidente com o referencial principal de inércia. O comportamento que a coluna apresentará é dependente da posição do centro de rigidez em relação ao ponto de aplicação da carga.

Neste método a aplicação de carregamentos horizontais deve contemplar não só um carregamento distribuído, uniforme ou linear, dependente da acção em estudo, bem como um momento de torção decorrente da excentricidade entre o ponto de aplicação da resultante da carga e do centro de rigidez da estrutura. Os deslocamentos laterais e rotação podem ser determinados utilizando equações diferenciais adequadas, válidas para as condições de fronteira do modelo, nomeadamente rotação em torno do próprio eixo, nula na situação em que a resultante da carga passa pelo centro de rigidez e máxima no topo do edifício, quando isso não acontece. Estes deslocamentos correspondem aos deslocamentos no centro de rigidez do edifício [20].

Para obter os deslocamentos horizontais em determinado ponto do edifício, tendo como ponto de partida os valores obtidos para a coluna equivalente, o deslocamento total de determinado ponto será a soma ou subtracção do deslocamento devido à torção do edifício com o deslocamento à mesma cota altimétrica na coluna equivalente.

Os esforços na base do modelo são obtidos de forma análoga ao cálculo dos deslocamentos e rotação, sendo expectável que a força de corte seja máxima nesse ponto, tal como o momento flector. O momento torsor devido à rigidez de empenamento assume sempre o valor máximo na base do edifício e o momento torsor devido à rigidez de torção de Saint-Venant assume valor zero na base do edifício.

Para se chegar ao sistema de contraventamento “ótimo” os momentos de inércia dos elementos devem ser proporcionais à carga na direcção em questão. A eficiência do sistema pode ser aumentada reduzindo o efeito da torção do edifício por aumento da sua rigidez à torção. Uma forma simples de concretizar este aumento será aumentando o valor da constante de empenamento (I_w) do sistema, isto é, aumentando por exemplo a secção dos elementos pertencentes ao sistema de contraventamento. A minimização do efeito de torção provocado pela excentricidade do ponto de aplicação da carga em relação ao centro de rigidez é outro factor importante, traduzindo-se de uma forma global numa tentativa de aproximar o centro de rigidez e o centróide do edifício.

3.4 Modelação de Edifícios – Modelos Espaciais

Dada a disponibilidade actual de software e hardware nos gabinetes de projecto, é corrente a nova geração de engenheiros civis recorrer de imediato a modelos de cálculo espaciais. Sendo certo que independentemente da modelação efectuada a percepção da volumetria e disposição dos elementos estruturais é notável, também facilmente se propicia uma preocupação com a “estética do modelo” ao invés da sua fidelidade para com a finalidade pretendida. De forma a avaliar a qualidade dos modelos espaciais é válida a aplicação dos métodos citados no ponto 3.3.

3.4.1 Método dos elementos finitos (MEF)

O MEF consiste na discretização de uma estrutura em elementos de dimensões finitas a partir do qual há a possibilidade de se expressar matematicamente o comportamento global da estrutura através de sistemas algébricos. Este método recorre à divisão do domínio de definição do modelo matemático transformando-o num número discreto de

subdomínios ou elementos de dimensões finitas, interligados por um número reduzido de pontos nodais [21].

Com a utilização de programas de cálculo correntes por elementos finitos, é possível analisar as estruturas utilizando elementos lineares (elementos de barra) e/ou elementos planos (elementos de área). Verifica-se que em alguns softwares predomina a utilização dos elementos de barra, mesmo que com o objectivo de modelar elementos como sejam lajes, paredes de contenção, etc. Na prática, mesmo nos restantes auxiliares de cálculo há uma tendência para modelar lajes ortotrópicas, ou mesmo sendo isotrópica, por modelos de grelha, isto é, numa malha, geralmente quadrada, de barras. Verifica-se frequentemente este recurso na modelação de lajes aligeiradas com moldes perdidos ou recuperáveis e ainda em lajes de secção variável numa ou nas duas direcções.

A utilização do MEF aplicada a elementos de área evidencia a sua potencialidade, principalmente em lajes complexas, isto é, de geometria irregular ou que possuem condições de apoio/carregamento pouco usuais, caso contrário a modelação por um conjunto de elementos de grelha será, da mesma forma, eficaz. Na Figura 3.4 exemplificam-se elementos de laje e de grelha, bem como o respectivo campo de deslocamentos.

A utilização de modelos de grelha conduz, em norma, a resultados próximos da efectuada por MEF, sendo referenciada como conservativa, pois apresenta resultados do lado da segurança. É importante referir que o comportamento do elemento modelado por qualquer método é um comportamento aproximado do real, dependendo esta aproximação de diversos factores como sejam, geometria da malha, disposição e localização de determinado elemento, características geométricas dos elementos, tipos de apoio nos nós correspondentes a bordos apoiados e cargas actuantes. Na utilização de um modelo de grelha é importante verificar qual a relação existente entre os deslocamentos nodais na grelha e os deslocamentos na laje e a relação entre os esforços instalado em cada uma das barras utilizadas na modelação e os esforços a considerar na laje [9].

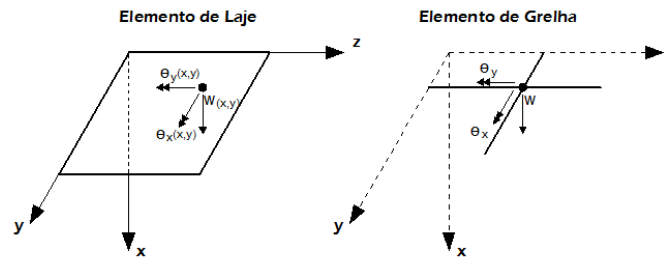


Figura 3.4 - Campos de Deslocamentos em Elementos de Laje e Grelhas

Numa estrutura modelada num referencial tridimensional, as barras utilizadas para modelar vigas e pilares, ou outros elementos similares, têm seis graus de liberdade por nó, três de translação e três de rotação conforme Figura 3.5.

No caso de a estrutura ter paredes resistentes, é geralmente utilizada uma malha de elementos finitos de área, com seis graus de liberdade por vértice, isto é, por nó. Nestes casos a compatibilidade entre elementos das paredes resistentes com os elementos que modelam a laje, com três graus de liberdade por nós é um factor a ter em conta.

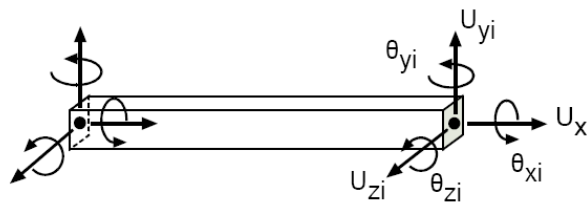


Figura 3.5 - Elemento de Barra no espaço [19].

3.5 Análise de Edifícios

A escolha de determinado método de análise de uma estrutura tem uma importância tão relevante como escolher uma modelação adequada. Como referido anteriormente, os métodos base de análise são a análise linear e análise não linear. Actualmente no projecto de edifícios a análise linear elástica é a opção mais usual tendo em conta a sua simplicidade.

A análise linear elástica de estruturas de edifícios pode ser efectuada numa abordagem estática ou dinâmica. De forma resumida, uma análise estática é efectuada na base do equilíbrio de forças, considerando a estrutura em estado de repouso e admitindo que as

cargas actuantes são constantes ao longo do tempo, ou seja, a resposta da estrutura é única. Neste tipo de análise recorre-se geralmente a métodos aproximados para o cálculo, principalmente, de acções horizontais. O caso mais comum em análise linear é a utilização do método das forças laterais equivalentes como forma de contabilizar a acção sísmica num edifício. A análise estática não linear pode ser efectuada pelo método *pushover*.

A análise dinâmica de estruturas assenta na variação temporal da acção e da resposta da estrutura, não existindo uma solução única para o problema. Neste tipo de análise os esforços obtidos são dependentes não só da solicitação mas também das forças de inércia que se lhe opõem. O objectivo de uma análise dinâmica passa por conhecer a resposta da estrutura em determinado intervalo de tempo por definição de patamares de análise, aplicando o método de análise temporal, ou obter a resposta máxima a dada solicitação variável no tempo, aplicando o método de análise modal. Os métodos referidos são os métodos de análise dinâmica que se distinguem, correspondendo, respectivamente, o primeiro a uma análise não linear e o segundo a uma análise linear.

3.5.1 Método das Forças Laterais Equivalentes (MFLE)

O método das forças (laterais) equivalentes foi, em Portugal, durante muito tempo utilizado como método de primeira instância na contabilização da acção sísmica em edifícios recorrendo a modelos de análise planos. O mesmo aconteceu em todos os Países que possuem regulamentos destinados à acção sísmica, onde até então a disponibilidade de software era fraca ou nula.

A aplicação deste método a modelos de análise planos em vez de modelos tridimensionais é possível desde que os elementos da estrutura estejam dispostos em malha ortogonal e cumpram os critérios de regularidade presentes em 2.1.2. Neste caso considera-se que a acção sísmica actua separadamente segundo as direcções em que a estrutura se desenvolve. O MFLE pode ser aplicado em edifícios cuja resposta à acção sísmica não seja em grande parte afectada pelas contribuições dos modos de vibração mais elevados que o modo fundamental, em cada direcção principal [10]. É corrente a utilização deste método principalmente em edifícios de pequeno porte ou apenas para

verificações de cálculos, este revela ser por ventura o método mais simples e expedito de aplicar acções sísmicas a edifícios regulares.

O MFLE baseia-se nos pressupostos de que os efeitos do comportamento não linear da estrutura podem ser obtidos de forma aproximada, reduzindo os espectros de resposta em regime elástico por um coeficiente de comportamento. Acresce ainda a assumption que uma distribuição de forças horizontais lineares pode representar a resposta dinâmica da estrutura conforme a Figura 3.6.

De forma sucinta, o procedimento para aplicar este método consiste em primeiro determinar o período ou a frequência fundamental da estrutura, usando por exemplo o método de Rayleigh ou expressões empíricas que existam nos regulamentos, o que acontece no R.S.A. [22] e na NP EN 1998 [10]. Após este passo e conhecendo a massa total do edifício, é determinada a força de corte na base do edifício. O cálculo que se segue é a determinação das forças sísmicas horizontais a distribuir pelos pisos, o que pode ser feito utilizando métodos da dinâmica de estruturas ou, de forma aproximada, considerando que os deslocamentos horizontais crescem linearmente ao longo da altura do edifício. As forças são então dispostas permitindo assim fazer uma análise da estrutura.

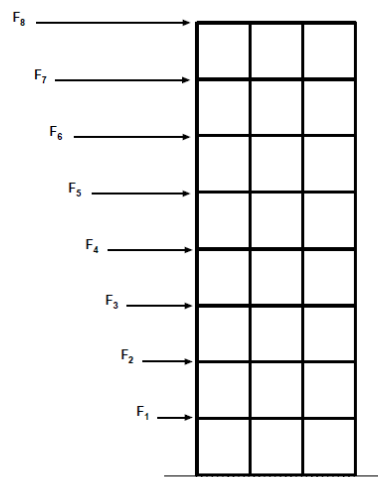


Figura 3.6 - Modelo de Edifício sujeito a cargas equivalentes [19].

3.5.2 Análise dinâmica pelo Método da Sobreposição Modal e Espectros de Resposta

O espectro de resposta é o valor máximo da pseudo-aceleração que um oscilador de um grau de liberdade sofre quando excitado por uma dada acção sísmica. É possível quantificar através de espectros de resposta os valores máximos de resposta de um oscilador de vários graus de liberdade. A resposta de um sistema de vários graus de liberdade pode ser imaginada como a sobreposição das respostas para cada um dos seus modos de vibração [24].

O método da sobreposição modal é um método no qual as equações de movimento dos pisos são transformadas a partir de equações diferenciais num conjunto de equações independentes. Para um determinado modo de vibração as relações entre os deslocamentos dos diversos graus de liberdade são interdependentes, logo o sistema comporta-se como um sistema com um único grau de liberdade. As soluções das equações, para cada modo de vibração, fornecem os respectivos deslocamentos. A resposta elástica da estrutura sob acção sísmica é obtida por sobreposição de efeitos.

Um dos mais importantes conceitos neste método é a combinação das respostas modais de forma a obter um valor aceitável da resposta global da estrutura. Para este efeito encontram-se diversos métodos recomendados, dos quais se realçam:

ABS (absolute) – soma dos valores máximos de cada uma das respostas modais. Esta hipótese corresponde a um limite superior da resposta global, tendo baixa probabilidade de ocorrência pois é muito pouco provável que os valores máximos da resposta em cada modo ocorram simultaneamente [14].

SRSS (square-root-sum-of-squares) – de acordo com esta regra o valor máximo da resposta de uma determinada grandeza pode ser estimado através da raiz quadrada da soma dos quadrados da resposta dessa grandeza em cada modo:

$$G \approx \sqrt{\sum_{n=1}^m (G_n)^2} \quad (3.5)$$

Sendo G_n a resposta máxima do modo n

A aplicação do SRSS apresenta resultados aceitáveis desde que as frequências dos vários modos estejam suficientemente afastadas. Numa análise tridimensional no caso de existirem frequências próximas que correspondam a modos de vibração com componentes de torção importantes, o método pode causar erros significativos. Nestes casos é aconselhável aplicar a combinação quadrática completa.

CQC (complete quadratic combination) – combinação quadrática completa. Método baseado no SRSS mas que considera a correlação existente entre as diversas frequências próprias de cada modo.

Este método é traduzido pela seguinte equação:

$$G \approx \sqrt{\sum_{n=1}^m \sum_{i=1}^m \rho_{in} G_i G_n} \quad (3.6)$$

Sendo os coeficientes de correlação modais, ρ_{in} obtidos através da seguinte expressão:

$$\rho_{in} = \frac{8\zeta^2 (1 + \beta_{in}) \beta_{in}^{3/2}}{(1 - \beta_{in}^2)^2 + 4\zeta^2 \beta_{in} (1 + \beta_{in})^2}, \text{ Onde } \beta_{in} = \frac{p_i}{p_n} \quad (3.7)$$

Sendo p_i e p_n as frequências próprias do modo i e n respectivamente, tendo em consideração amortecimento modal constante, ζ .

Como referência à eficácia na utilização deste método face ao SRSS refira-se que para um amortecimento de 5%, se a relação entre frequências for superior a 1,5 (ou inferior a 0.67, se se tomar a relação inversa), os valores do coeficiente de correlação entre modos diferentes são inferiores a 6%. Para esta gama de valores de β_{in} é irrelevante o uso do CQC sendo suficiente considerar a regra de combinação pela raiz quadrada da soma dos quadrados, [14] todavia esta metodologia poderá ser sempre usada pois não acresce qualquer complexidade à análise da estrutura.

Os dois últimos métodos enunciados são os correntemente utilizados, entre outros disponíveis. De forma sucinta a aplicação destes métodos consiste em escolher determinado espectro de resposta de cálculo e efectuar a análise da estrutura de forma a obter os modos de vibração fundamentais e respectivas frequências e/ou modos de vibração. Sabendo o período/frequência de cada modo é possível calcular a respectiva resposta espectral e determinar a participação modal, isto é, participação respectiva a determinado modo. Desta forma opta-se por um dos métodos citados, obtendo a resposta máxima combinada permitindo calcular esforços máximos nos elementos da estrutura.

3.5.3 Método da Análise Temporal

O método da análise temporal é um método de análise contínua, isto é, a resposta dinâmica da estrutura, perante um carregamento variável com o tempo, é obtida em intervalos de tempo consequentes. Esta análise poderá ser linear ou não linear, sendo que nos regulamentos aplicáveis em Portugal apenas a NP EN 1998 [10] refere este método e na vertente de análise dinâmica não linear.

Neste método, o deslocamento devido à acção sísmica é directamente imposto à base da estrutura. As tensões instantâneas ocorrentes durante a acção do sismo são avaliadas em pequenos intervalos temporais podendo geralmente ser avaliadas as tensões extremas em cada membro pertencente à estrutura.

Num modelo utilizado para efectuar este tipo de análise, a resistência dos elementos e o comportamento pós-cedência devem estar perfeitamente definidos sendo aconselhada a utilização de uma aproximação bi-linear na relação força-deformação [6]. Nos casos de edifícios em betão armado e madeira a rigidez elástica deve corresponder à secção fendilhada. A NP EN 1998 [10] permite que “na ausência de uma avaliação precisa das propriedades de rigidez, fundamentada numa análise rigorosa, poderá considerar-se a rigidez fendilhada em flexão e ao esforço transversal como metade da rigidez elástica não fendilhada da secção bruta”.

Actualmente este método não é utilizado de forma corrente nos gabinetes de projecto de estruturas devido ao tempo de análise necessário, pelos softwares comerciais, no cálculo de uma estrutura.

De forma sucinta este método consiste em definir a duração e variação no tempo de uma acção. Deverá verificar-se as condições iniciais da estrutura para que correspondam ao estado zero no que concerne a deslocamentos, forças internas e tensões, etc. Garantindo que a estrutura está perfeitamente caracterizada conforme os parágrafos anteriores são estabelecidos os intervalos de análise, aplicando-os ao modelo matemático da estrutura. Após análise da estrutura será possível verificar as tensões máximas de cada elemento.

Capítulo 4

Modelação de Paredes Resistentes

4.1 Generalidades

A adopção de determinada modelação, nomeadamente nas paredes resistentes, influencia o comportamento global do modelo e consequentemente o dimensionamento de elementos, principalmente paredes e pilares. Perante o contexto económico e laboral da actividade de projecto de estruturas em Portugal, por vezes, é adoptado determinado critério/rotina para modelação sem o projectista se interrogar da sua escolha condicionando, eventualmente, opções futuras de dimensionamento de elementos.

O objectivo de comparar diferentes critérios e modelações prende-se com o ganho de percepção, à priori, nas consequências que essa opção terá. Os modelos propostos para modelação de paredes resistentes e análises comparativas aqui apresentados foram escolhidos com base na prática da actividade de projectista de estruturas, bem como, em bibliografia referente ao assunto. As quatro modelações propostas são representativas das mais habitualmente utilizadas em Portugal em gabinetes de projecto, não descurando todas as outras omissas nesta tese.

De forma sucinta abordaram-se as seguintes modelações:

- Modelação por Barra Única (A) - parede resistente modelada com uma única barra com as características geométricas da secção, apresentando assim as inércias totais da mesma em estado não fendilhado.
- Modelação por Barras Isoladas (B) – parede resistente modelada com uma barra por face, correspondendo no caso estudado a três barras. Cada barra está no centro de gravidade da face que representa.
- Modelação por Elementos Finitos do tipo “Shell” (C) – parede resistente modelada com elementos de área, discretizada por elementos finitos de quatros nós cuja maior aresta tem a dimensão da unidade.
- Modelação Proposta por Guilardi (D) – modelação baseada na teoria de escoras e tirantes, com cálculo de propriedades geométricas equivalentes [6].

Embora nesta tese a análise efectuada seja sob o ponto de vista do modelo global à que ter em consideração que a habitual secção dos núcleos de elevadores possui a particularidade de o seu Centro de Corte não ser, em regra, coincidente com o seu Centro de Massa, ao contrário dos elementos lineares presentes no modelo global, como sejam vigas e pilares. Desta forma foram tidos em consideração estudos efectuados sobre modelos locais [23], no que se refere, à localização do centro de corte das secções. Foram assim calibrados os modelos como recomendado, no sentido de obter uma boa aproximação do centro de corte da modelação utilizada, ao centro de corte da secção real não fendilhada.

Apesar da existência de vigas de padieira, considerou-se que estas não seriam suficientemente rígidas para dotar o núcleo modelado de comportamento de secção fechada. Assim em caso de dimensionamento, o lintel seria dimensionado para esforços actuantes decorrentes de acções verticais e a resistência à torção do núcleo seria dada essencialmente por empenamento, tendo a torção de Saint-Venant pouca expressão na resistência total à torção.

4.2 Modelação por Barra Única – A

Neste tipo de modelação a barra tem as características geométricas reais da parede e encontra-se posicionada no centróide da secção transversal da mesma, ou seja, as solicitações a que a parede está sujeita são aplicadas ao seu centro de gravidade.

Vários autores, concordam que esta modelação é bastante eficaz na simulação de diversos aspectos do comportamento dos núcleos, no entanto, visto tratar-se de uma modelação por uma barra, à semelhança do que acontece com os restantes elementos lineares o Centro de Corte é assumido coincidente com o Centro de Massa, o que sendo incorrecto subavalia a rigidez de torção do núcleo. Por outro lado, esta modelação por considerar as inércias em estado não fendilhado não representa o comportamento real da parede sob acções cíclicas. Neste caso, em que a parede sofre fendilhação, a redistribuição de esforços actuantes para os restantes elementos verticais poderá ser altamente prejudicial por estes estarem subdimensionados.

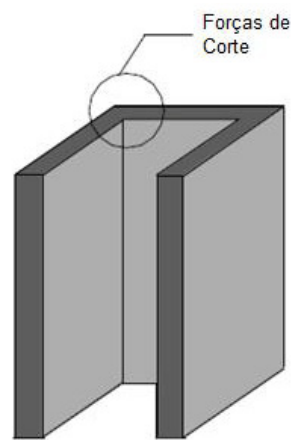


Figura 4.1 - Representação da modelação por Barra Única.

Ao modelar a parede por uma única barra em cada piso, ou em cada extremidade, existem seis graus de liberdade, três de translação e três de rotação.

Os esforços internos a que a parede está sujeita são momento flector em torno do eixo de maior e de menor inércia (M_y e M_z), esforço transversal na direcção dos eixos ortogonais da secção (V_y e V_z), esforço axial (N) e momento torsor (M_x) conforme Figura 4.2.

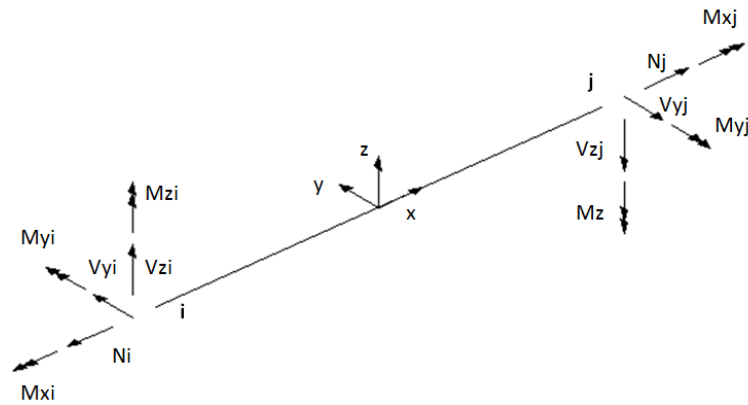


Figura 4.2 - Esforços internos numa barra.

Está geralmente associada a esta modelação a dificuldade em modelar vigas que se ligam ao núcleo (lajes vigadas) e/ou a ligação da barra aos elementos de área que delimitam a abertura do núcleo.

Dependendo do programa de cálculo utilizado, e do conhecimento das funções por ele desempenhado, existem diversas formas de garantir que a barra, modelo do núcleo, está em equilíbrio com os nós circundantes, não estando porém os nós simultaneamente nas mesmas coordenadas. O artifício usado para o efeito, nesta tese, foi, no caso do software Autodesk Robot Structural Analysis Professional, doravante designado por Robot, a utilização de “rigid links”, ligações rígidas, e no caso do Software SAP2000, o uso de “restraints”, restrições.

Os “rigid links” foram utilizados para modelar a ligação rígida no bordo dos elementos finitos (abertura do elevador) à barra que se situa no centro de massa da secção da parede. Esta ferramenta permite limitar/ condicionar deslocamentos e rotações dos nós dependentes (“slave nodes”), ficando ao critério do utilizador escolher dentro dos seis graus de liberdade, quais quer restringir. O nó principal (“master node”) será sempre o nó em torno do qual existe rotação, isto caso não esteja restringida. Desta forma o “master node” escolhido foi o nó da barra que modela a parede, ao nível do piso em análise e os “slave nodes” todos os nós contidos no contorno da parede, ou seja, os nós junto à viga (ver Figura 4.3) não foram seleccionados. Os graus de liberdade foram todos restringidos pelos “rigid link”, na prática, os nós ficaram ligados ao centro de rigidez da parede por rigidez infinita.

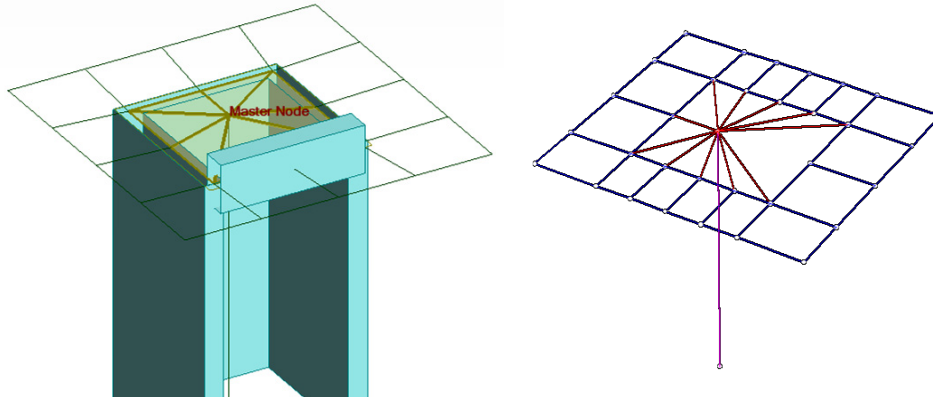


Figura 4.3- Representação de ligações rígidas, Robot e SAP2000, respectivamente.

Dada a incerteza por vezes existente na utilização de funções por definição de softwares de cálculo, validou-se a ferramenta apresentada com um modelo utilizando barras “rígidas”, sem consideração da sua massa. Para estas barras foi criado um material de peso volúmico nulo e módulo de Young elevado.

Do ponto de vista do dimensionamento da parede são geralmente consideradas secções equivalentes como à frente demonstrado [18]. Assim, conhecendo os esforços no centróide da secção é possível calcular a força de tracção (F_s) que equilibra a força de compressão no betão (F_c), permitindo o cálculo da armadura necessária a dispor (A_s), dada por:

$$A_s = \frac{F_s}{f_{yd}} \quad (4.1)$$

Onde f_{yd} é a tensão de cálculo do aço para a classe das armaduras a utilizar.

Para os casos correntes de dimensionamento, nomeadamente para a secção em estudo nesta dissertação, aplicam-se geralmente as secções equivalentes e os cálculos a seguir demonstrados.

Momento Flector na direcção paralela à alma, compressão nos banzos

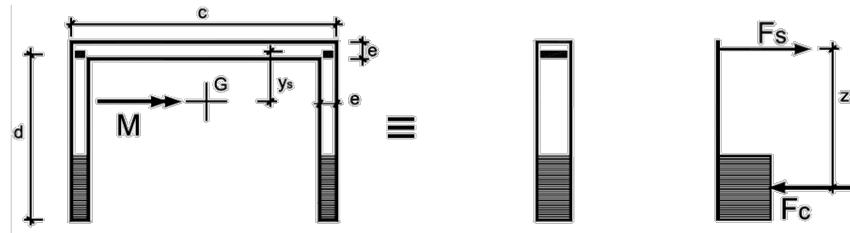


Figura 4.4 - Momento na direcção paralela à alma, compressão nos banzos [18].

A secção equivalente à secção do núcleo será uma secção rectangular de altura (h), determinada pela equação 4.2, que depende da geometria do núcleo e localização do centróide (G), nomeadamente da sua distância à linha média da secção (y_s).

$$y_s \approx \frac{h^2}{2 \cdot h + c} - \frac{e}{2} \quad (4.2)$$

Considerando $z \approx 0,75 \cdot h$, a força de tracção é dada por:

$$F_s = \frac{M_{Rd} - N_{Rd} \cdot y_s}{z} + N_{Rd} \quad (4.3)$$

Onde M_{Rd} e N_{Rd} são os esforços actuantes, no limite iguais aos esforços resistentes.

Momento Flector na direcção paralela à alma, compressão na alma

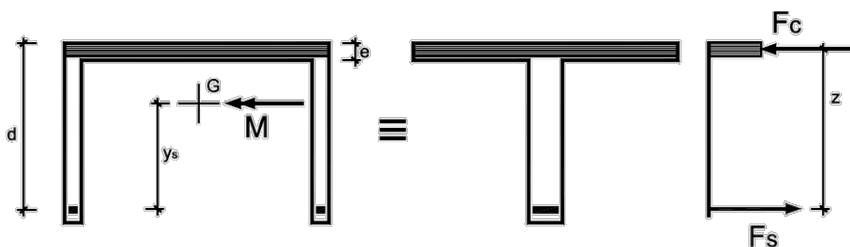


Figura 4.5 - Momento na direcção paralela à alma, compressão na alma [18].

Neste caso a secção equivalente à secção do núcleo será uma secção em T conforme a Figura 4.5, onde a altura pode ser obtida a partir da equação 4.4.

$$y_s \approx \frac{d - h^2}{2.h + c} \quad (4.4)$$

Considerando $z \approx d - \frac{e}{2}$, a força de tracção é dada pela seguinte equação:

$$F_s = \frac{M_{Rd} - N_{Rd} \cdot y_s}{z} + N_{Rd} \quad (4.5)$$

Momento na direcção paralela aos banzos

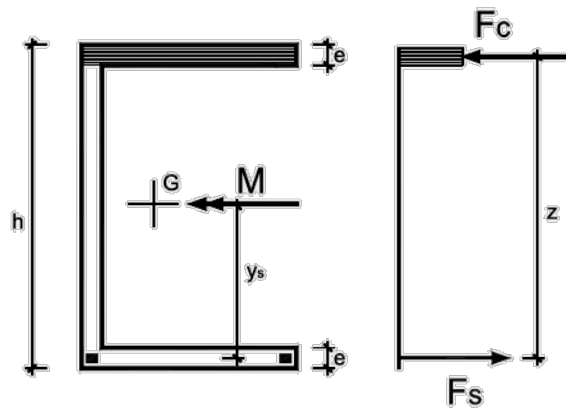


Figura 4.6 - Momento na direcção paralela aos banzos [18].

Neste caso a secção equivalente à secção do núcleo será uma secção rectangular de altura (h), determinada pela equação 4.6, dependente da geometria do núcleo e localização do centróide (G), nomeadamente da distância à linha média da secção (y_s).

$$y_s \approx \frac{h - e}{2} \quad (4.6)$$

Considerando $z \approx h - e$, a força de tracção é dada por:

$$F_s = \frac{M_{Rd}}{z} + \frac{N_{Rd}}{2} \quad (4.7)$$

4.3 Modelação por Barras Isoladas – B

Esta proposta, também conhecida na sua vertente planar por modelação de coluna larga, foi desenvolvida por Clough et al. [11] entre outros autores. Esta modelação surgiu para aplicação a edifícios regulares, sem torção, sujeitos a acções horizontais. A modelação aqui efectuada retrata os estudos de MacLeod [19], que aplicou o método a análises tridimensionais de paredes resistentes em edifícios altos.

Nesta proposta de modelação cada plano que forma o núcleo é tratado como elemento isolado, ou seja, como um pilar. Efectuando um cálculo simples dos momentos de inércia, por aplicação do teorema de Steiner (vulgo Teorema dos Eixos Paralelos) demonstra-se que considerando pilares isolados se obtêm inércias muito inferiores às correspondentes à secção total.

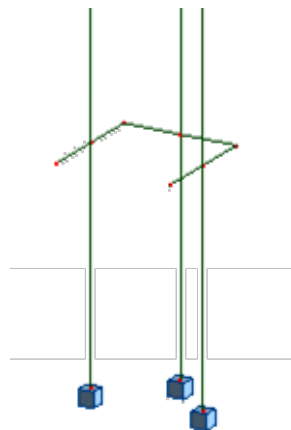


Figura 4.7 - Representação da modelação por Barras Isoladas

Tendo sido durante muito tempo considerado o processo mais prático de modelação de paredes resistentes, ainda hoje, devido ao tempo de processamento exigido para modelos com elementos de área, é utilizado. Actualmente esta proposta é ainda utilizada devido à sua eficácia, sendo altamente rentável, na perspectiva da construção de um modelo global, em modelos de cálculos finais e essencialmente em estudos prévios ou pré-dimensionamento de edifícios.

No dimensionamento das paredes resistentes de núcleos verifica-se, geralmente, que o esforço axial reduzido para as combinações de cálculo é inferior a 0,45 e que a extensão das armaduras é superior ao valor de cálculo da extensão no aço, pelo que a tensão no aço é igual ao valor de cálculo da tensão de cedência no aço. Assim, tem-se o equilíbrio presente na Figura 4.8 e as respectivas equações 4.8. e 4.9 que permitem avaliar a força de tracção instalada e a área mínima de armadura necessária para garantir a resistência da secção.

$$F_S = \frac{M_{Rd} - N_{Rd} \cdot (0,5 \cdot h - a)}{z} + N_{Rd} \quad (4.8)$$

$$A_S = \frac{F_S}{f_y} \quad (4.9)$$

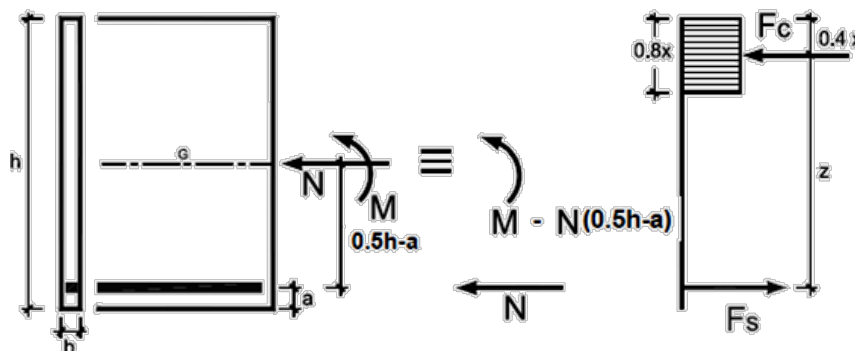


Figura 4.8 - Equilíbrio de forças numa secção rectangular [18].

4.4 Modelação por Elementos Finitos do tipo “shell” – C

A modelação por elementos finitos (MEF) é hoje em dia a modelação correntemente utilizada para elementos de área, como sejam lajes. Como exposto anteriormente, o MEF consiste em discretizar um elemento global em elementos de menor dimensão (ver Figura 4.9) garantindo a compatibilidade dos mesmos na fronteira. A ligação entre os elementos finitos é por definição rígida, sendo mais utilizados para discretização de elementos planares os elementos finitos triangulares de três nós e/ou elementos finitos quadrangulares de quatro nós com quatro pontos de Gauss. Este é o caso geral dos softwares mais utilizados em gabinetes de projecto, no entanto, em softwares de análise

não linear e de uso mais corrente em investigação são habituais os elementos finitos quadrangulares de quatro nós com oito ou nove pontos de Gauss.

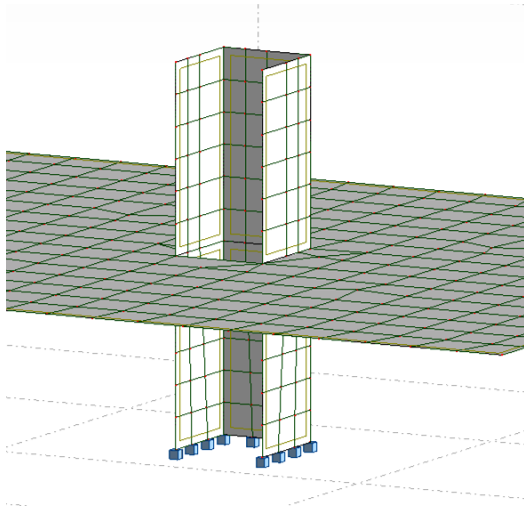


Figura 4.9 - Representação da modelação por elementos finitos.

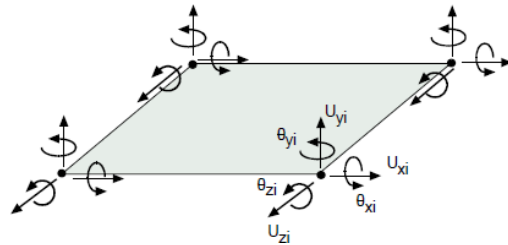


Figura 4.10 - Elemento finito de área com seis graus de liberdade por nó [17].

Este método é também aplicável à análise de paredes resistentes, no entanto, devido à necessidade de recorrer a integrações para obter esforços no centro de gravidade de determinada secção transversal, acaba por ser pouco utilizada para esse fim. Os projectistas evitam assim um processo, que mediante um número por vezes elevado de combinações de acções consideradas e perante o que por vezes é um tempo reduzido para elaborar um projecto de estruturas, pode potenciar erros no projecto.

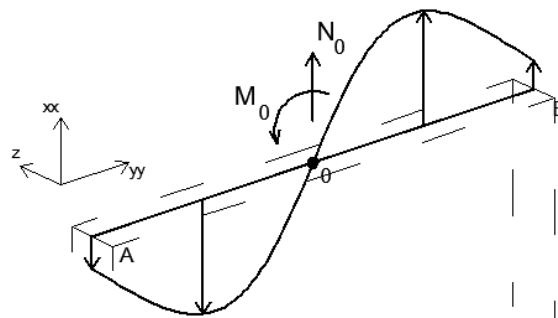


Figura 4.11- Corte transversal de secção sujeita a flexão composta.

O processo acima citado refere-se à redução de forças para o centro de gravidade da secção. Este consiste, para uma secção arbitrária, em reduzir todas as forças internas ao longo da secção transversal para um ponto, geralmente, o centro de gravidade de todos os elementos na secção.

Conforme presente na Figura 4.11, perante uma parede sujeita a esforço axial (N_{xx}) e momento flector (M_{zz}), as forças reduzidas ao centro de gravidade da secção serão:

$$N_{0x} = \int_A^B N_{xx} d_{yy} \quad (4.10)$$

$$M_{0z} = \int_A^B N_{xx} \cdot yy d_{yy} \quad (4.11)$$

Associado ao uso do método dos elementos finitos, devido às aplicações comerciais mais utilizadas, está associado o conceito de “shell element”. O comportamento da modelação recorrendo a este elemento de área é uma combinação do comportamento tipo membrana e estado plano de tensão. Como utilizado nos modelos efectuados, é um elemento de quatro arestas, com seis graus de liberdade em cada nó, correspondentes a três de translação (u) e três de rotação (θ), tal como presente na Figura 4.12.

Para que o comportamento do núcleo quando modelado por MEF seja coerente, um dos factores a ter em consideração é a dimensão do elemento finito, ou por outro lado, o grau de discretização do elemento global [17], tendo sido neste caso limitada a dimensão da aresta do elemento finito à unidade.

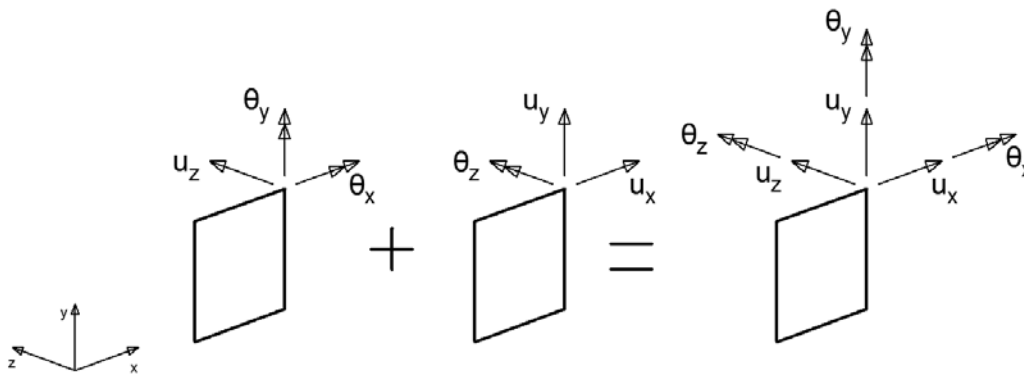


Figura 4.12 – Combinação de um elemento de membrana com um elemento em estado plano de tensão formando um "shell element"

Ao verificar o diagrama de tensões tangenciais na secção é perceptível que esta modelação é sensível ao efeito de “shear lag”, nomeadamente nos vértices de ligação entre planos diferentes da parede, o que exige cautela na análise dos esforços aí instalados.

4.5 Modelação Proposta por Guilardi – D

A proposta feita por Guilardi é fundamentalmente uma correcção feita aos modelos propostos por Smith et. al. [26]. Estes, no início da década de 1980 desenvolveram uma série de propostas para a modelação de paredes resistentes, todos eles com base em métodos discretos tradicionais, isto é, usando apenas barras.

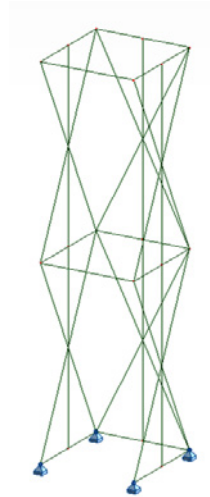


Figura 4.13 - Representação da modelação com proposta de Guilardi.

Tendo partido de uma modelação no plano, presente na Figura 4.14, verificou-se que ao sujeitar as paredes a forças de corte puro, era gerado um momento “artificial” no plano da parede e que as deformações devidas a esforços de corte eram muito elevadas. Assim obtinha-se uma rigidez da parede que não correspondia à rigidez real, pois o momento devido à flexão da parede entre piso é representativo da diminuição dessa rigidez. Daqui se concluiu que mesmo perante solicitações que não corte simples esta perturbação dos resultados iria existir.

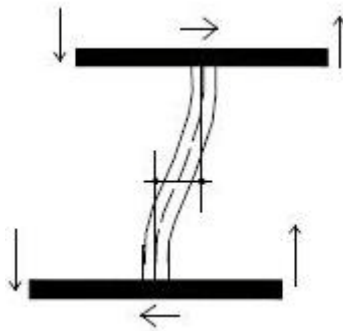


Figura 4.14 - Esquema de modelação inicial Smith et. al.[21].

A questão de o modelo apresentado inicialmente não se ter mostrado satisfatório levou a que fossem apresentadas diversas revisões ao modelo estudado, algumas presentes na Figura 4.15.

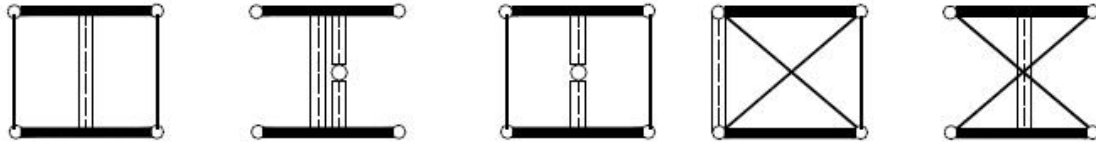


Figura 4.15 - Modelos propostos por Smith et al, dispostos cronologicamente, iniciando em 1971 e finalizando em 1984 [21].

O modelo adoptado por Guilardi foi o último presente na Figura 4.15. Esta proposta apresenta simetria relativamente ao eixo vertical, acrescentando dois elementos de barra diagonais ao modelo original. Desta forma, no sentido de as características do modelo da parede não divergirem do objectivo inicial, foi necessário calibrar as características da coluna central e barras diagonais [21].

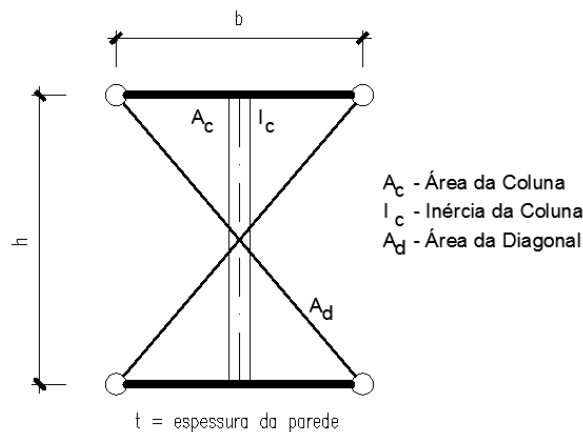


Figura 4.16 - Modelo adoptado por Guilardi.

4.5.1 Rigidez de Flexão

Sendo que as características do material da parede e do modelo são iguais, se solicitarmos a parede e o modelo proposto a um momento flector uniforme, ver Figura 4.17, sabendo que as barras diagonais são bi-rotuladas, a deformação da parede não origina variações no seu comprimento.

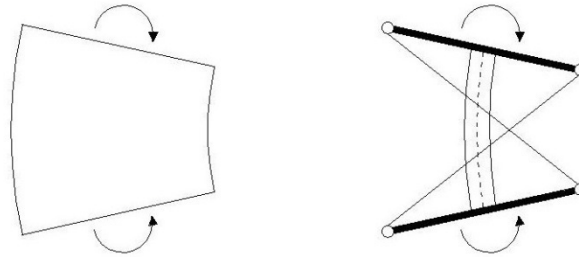


Figura 4.17 - Parede e modelo sujeitos a flexão uniforme.

Desta forma verifica-se que as diagonais não contribuem para a rigidez à flexão da parede sendo essa resistência fornecida apenas pela coluna central. Conclui-se assim que a inércia da coluna (I_c) será igual à inércia da parede (I_p), no eixo de maior inércia:

$$I_c = I_p = \frac{t \cdot b^3}{12} \quad (4.12)$$

Com t , espessura da parede e b a sua largura.

4.5.2 Rigidez ao Corte

De forma a determinar a área equivalente das barras diagonais, A_d , considera-se a parede e o modelo sujeitos a corte puro, como presente na Figura 4.18.

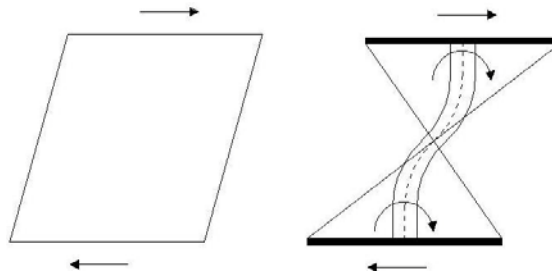


Figura 4.18- Parede e modelo sujeitos a corte puro.

Tendo em conta que perante a solicitação de corte puro existe resistência por parte das diagonais mas também por parte da coluna, por flexão desta, então a rigidez do modelo será dada pela soma dessas resistências.

Igualando a resistência ao corte do modelo à da parede vem:

$$\frac{12EI_C}{h^3} + \frac{2E.A_d \cdot \cos^2 \theta}{l} = \frac{b.t.G}{h} \quad (4.13)$$

Onde os parâmetros ainda não identificados são: G – módulo de distorção do betão; θ – menor ângulo que a diagonal faz com o eixo horizontal; l – comprimento das barras diagonais.

A partir das expressões base que definem as variáveis acima,

$$E = 2(1 + \nu)G; \quad \operatorname{tg} \theta = h/b; \quad l = h/\operatorname{sen} \theta \quad (4.14)$$

com ν coeficiente de Poisson do material que constitui a parede e h a sua altura.

e definindo uma variável auxiliar, B , tal que:

$$B = \frac{h^2}{4.b^2(1 + \nu)} \quad (4.15)$$

Obtém-se a área equivalente das barras diagonais, a considerar.

$$A_d = \frac{b.t}{\operatorname{sen}^3 \theta} (B - 0,5) \quad (4.16)$$

4.5.3 Rigidez Axial

A área equivalente da coluna, é obtida solicitando o modelo e a parede a esforço axial.

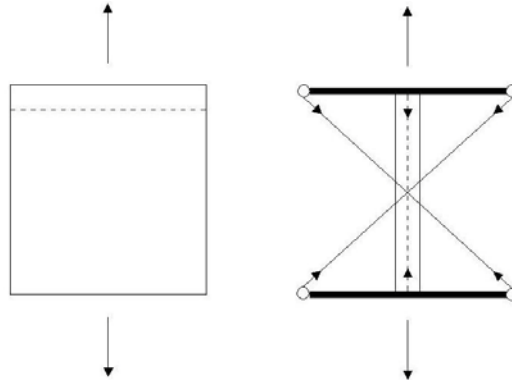


Figura 4.19 - Parede e modelo sujeitos a esforço axial.

Igualando a soma das resistências da coluna central e das diagonais presentes no modelo, com a resistência da parede, vem:

$$\frac{E.A_c}{h} + \frac{2.E.A_d.\text{sen}^2\theta}{l} = \frac{E.b.t}{h} \quad (4.17)$$

Onde a área das diagonais foi determinada anteriormente, logo: $A_c = 2bt(1 - B)$.

Capítulo 5

Casos de Estudo

5.1 Modelação Geométrica

Concretizando as modelações propostas no ponto 4, optou-se por analisar um edifício tipo situado na Urbanização Quinta do Bom Retiro, Sobreada, Almada.

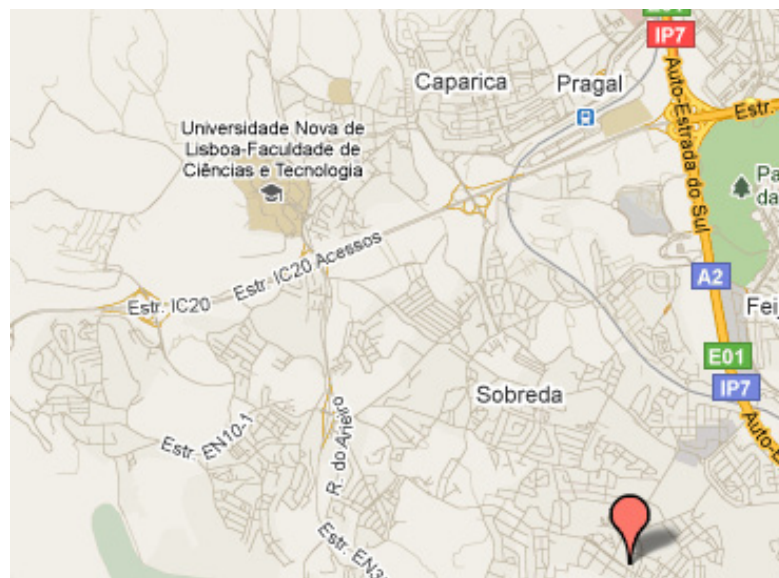


Figura 5.1 - Localização do Edifício [13].

Este edifício é destinado a habitação, possui cobertura não acessível e um piso enterrado para estacionamento. No que respeita a acessibilidades, os acessos entre os vários pisos

podem ser feitos com recurso a elevador simples ou por escadas de acesso interiores. A solução estrutural consiste em lajes fungiformes com vigas de bordadura, apoiadas em pilares de secção rectangular e numa parede resistente, doravante designada por núcleo. O edifício encontra-se sobre fundações directas, do tipo sapatas, com lintéis de travamento periféricos.

A escolha por este edifício deveu-se à sua simplicidade dado que estruturalmente apresenta simetria a dois eixos ortogonais. A “caixa de escadas” e núcleo estão centradas na planta do edifício. O edifício apresenta planta rectangular, sem reentrâncias e é regular de piso para piso.

Em suma os modelos adoptados têm por base a planta presente na Figura 5.2. A malha estrutural é definida por 4 alinhamentos em x e y , sendo o eixo dos pilares centrado na intersecção de eixos da malha.

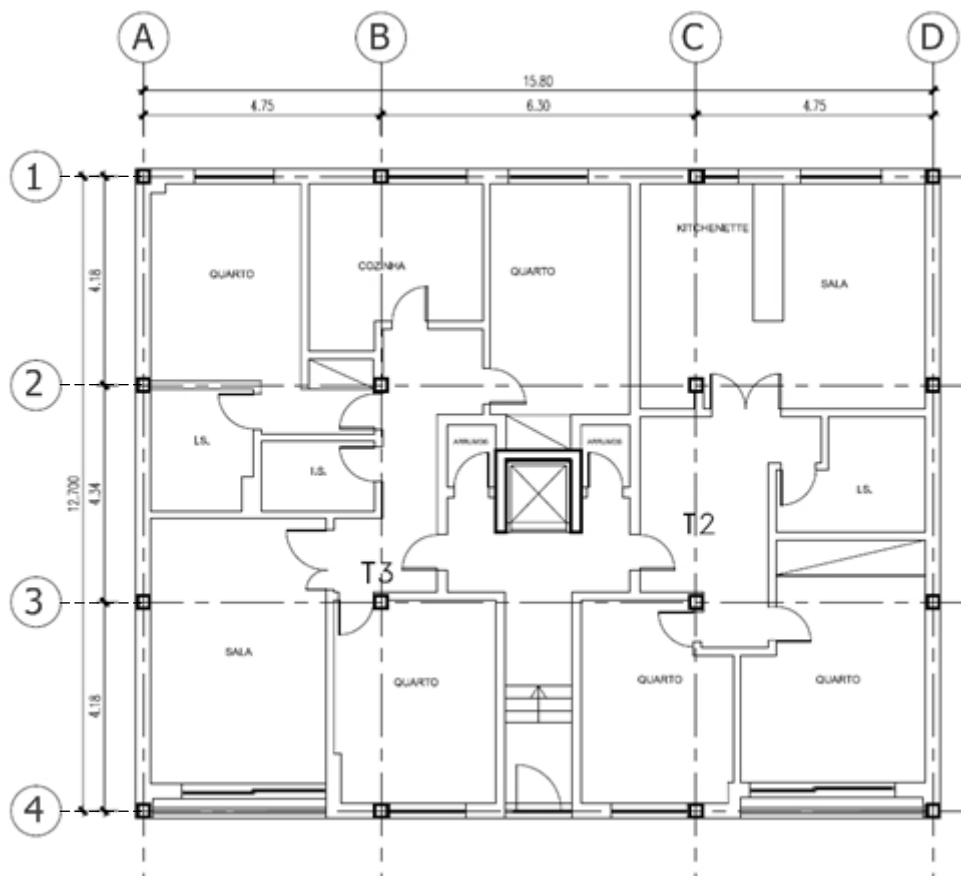


Figura 5.2- Planta de dimensionamento do Piso 2.

5.1.1 Solução Estrutural

Visto este ser um trabalho académico, o facto de a estrutura ser harmoniosa com a arquitectura não foi a principal preocupação, no entanto manteve-se a solução estrutural próxima da real, isto é, lajes fungiformes em betão armado, com vigas de bordadura, pilares e núcleo em betão armado.

Como referido anteriormente pretendeu-se estudar um edifício regular do ponto de vista estrutural, isto é, que se encaixe dentro do conceito de “edifício regular” preconizado no R.S.A. [22]. Evitaram-se variações de massa e de geometria em altura, de forma a não ocorrerem concentrações de esforços em nenhum piso. A opção por uma malha ortogonal permite ainda obter um comportamento dinâmico mais simples, isto é, com predominância de modos de translação, sendo expectável que a torção não seja condicionante no dimensionamento dos elementos em betão armado.

No que respeita às fundações foram considerados, para efeitos de cálculo, encastramentos, sendo que a informação de tensão admissível não se torna relevante para a comparação pretendida. Visto pretender-se analisar a resposta da estrutura a acções sísmicas e sendo a cave totalmente enterrada, optou-se por não a considerar. Assim, considerou-se ao nível do piso 0 um pavimento constituído por massame de betão e enrocamento assente sobre terreno, desta forma, não foi contabilizado para a resistência do edifício.

No edifício existente, os pilares são de secção rectangular, enquadrados nos alinhamentos da malha estrutural, de forma a ficarem envolvidos nas alvenarias. Para o modelo numérico, uma vez que se pretende que para o caso em que não existe núcleo, a localização do centro de gravidade coincida perfeitamente com o centro de rigidez, admitiram-se secções quadradas, iguais para todos os pilares.

Apesar de a intenção deste trabalho não ser o dimensionamento dos pilares, as secções inicialmente admitidas foram de $0,25 \times 0,25 \text{ m}^2$, da fundação à cobertura, no modelo de 4 Pisos; no modelo de 7 pisos, $0,40 \times 0,40 \text{ m}^2$ da fundação ao piso 3 e $0,30 \times 0,30 \text{ m}^2$ do piso 3 à cobertura; no modelo de 11 pisos, $0,40 \times 0,40 \text{ m}^2$ da fundação ao piso 7 e $0,30 \times 0,30 \text{ m}^2$ do piso 7 à cobertura. Estas são as secções necessárias e suficientes para

verificar os estados limites últimos e de utilização contemplados nos regulamentos em vigor, no entanto, após se efectuarem os diversos modelos de cálculo concluiu-se que os resultados pretendidos não eram directamente comparáveis. No sentido de permitir uma comparação directa entre os diversos modelos adoptaram-se para todos os pilares, em todos os modelos, a secção de $0,40 \times 0,40 \text{ m}^2$.

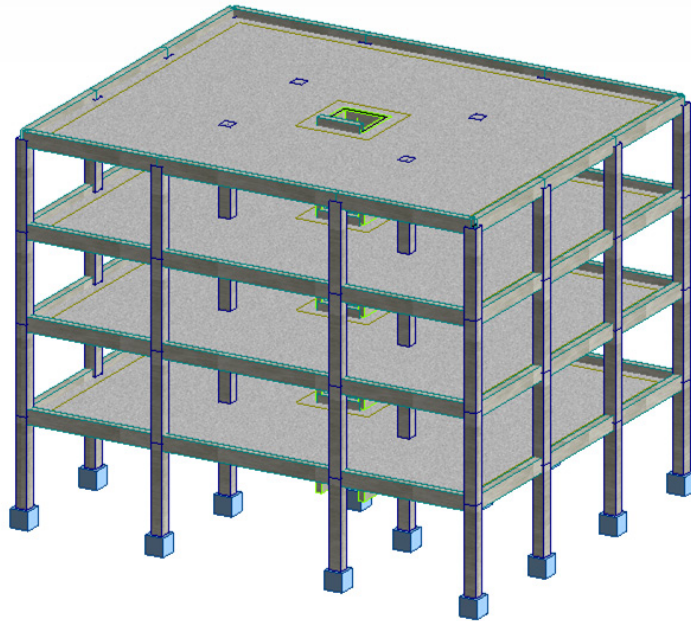


Figura 5.3 - Modelo de 4 Pisos

A geometria adoptada para a parede resistente foi a envolvente da caixa do elevador, com as dimensões presentes na Figura 5.4.

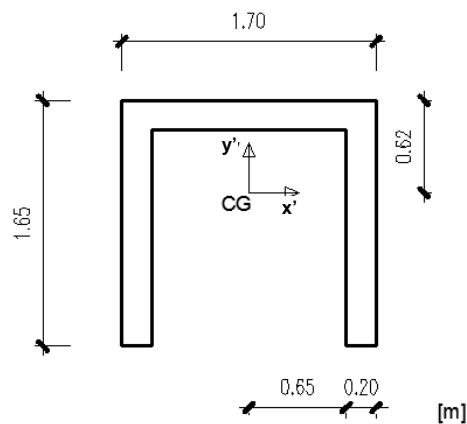


Figura 5.4- Geometria do Núcleo

Para esta secção, o tensor de inércia num referencial ortonormado, x',y' com origem no centróide da secção é:

$$[I] = \begin{bmatrix} 0.249 & 0 \\ 0 & 0.410 \end{bmatrix} (m^4) \text{ sendo a área } A = 0,920 \text{ m}^2. \quad (5.1)$$

Não sendo as lajes e vigas elementos que se pretendem dimensionar, consideraram-se vigas de secção transversal $0,25 \times 0,50 \text{ m}^2$ e lajes de espessura $0,22 \text{ m}$ para um vão máximo de $6,30 \text{ m}$. Para efeitos desta tese, não foram consideradas reentrâncias ou coretes, apenas a abertura da caixa do elevador. As lajes são de espessura constante, sendo a cota de tosco, em cada piso, também constante.

Como materiais foram adoptados betão da classe C25/30 e aço em varão A500 NR. Realçam-se os valores do módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson do material betão utilizado, respectivamente, $E = 31 \text{ GPa}$ e $\nu = 0,20$.

5.1.2 Acções

Os valores tomados são valores típicos para edifícios de habitação, que podendo não corresponder concretamente ao caso real, são representativos de grande parte dos edifícios habitacionais existentes. Na categoria Cargas Permanentes considerou-se aplicada nas lajes uma carga uniformemente distribuída de $1,50 \text{ kN/m}^2$ correspondentes a revestimentos e elementos fixos em tectos, $1,7 \text{ kN/m}^2$ como carga por área devido às paredes interiores e $8,10 \text{ kN/m}$ aplicados nas vigas de contorno correspondentes às alvenarias exteriores. Na cobertura foi considerada uma carga uniformemente distribuída de $2,50 \text{ kN/m}^2$ que corresponde a revestimentos, impermeabilizações e elementos fixos em tectos.

O edifício considerado enquadra-se no Artigo 34º e 35º do R.S.A. [22] no que toca à consideração de Sobrecargas, assim foi considerado $2,0 \text{ kN/m}^2$ ($\Psi_0 = 0,7$; $\Psi_1 = 0,5$; $\Psi_2 = 0,3$) em piso corrente e $1,0 \text{ kN/m}^2$ na cobertura ($\Psi_0 = 0$; $\Psi_1 = 0$; $\Psi_2 = 0$). À luz da regulamentação em vigor também a consideração da acção do vento seria verosímil, no

entanto, quando comparada com a acção sísmica, não será à partida condicionante, pelo que não se faz referência a esta acção no restante trabalho.

A consideração da acção da neve não é abrangida na zona geográfica em que o edifício se encontra e a acção da temperatura fica dispensada pela geometria do edifício em planta.

A acção sísmica foi simulada em duas direcções ortogonais (segundo a maior e menor dimensão em planta do edifício), recorrendo a uma análise dinâmica tridimensional da estrutura por espectros de resposta das acções sísmicas tipo 1 e 2 do R.S.A. [22]. Para quantificação da acção sísmica visto o edifício estar localizado em Almada, correspondente a zona sísmica A, o coeficiente de sismicidade é $\alpha=1$. O coeficiente de comportamento da estrutura admitido foi $\eta=2,5$, correspondente a uma estrutura mista póstico parede de ductilidade melhorada. Importa realçar que foi estudado o comportamento dos modelos para todos os espectros de resposta presentes no RSA, considerando em modelos distintos os terrenos tipo I, II e III, com coeficiente de amortecimento $\xi = 5\%$.

5.2. Modelação Numérica

A modelação numérica foi efectuada em três etapas. Na primeira foi essencial perceber se seria importante estudar apenas o efeito dos diversos tipos de modelação das paredes resistentes ou se a solicitação a aplicar também deveria ser diversa. Optou-se por utilizar uma análise dinâmica com recurso a espectros de resposta que originaram as solicitações presentes na Tabela 5.1.

A acção sísmica foi considerada de forma independente nas direcções ortogonais, tendo os resultados sido comparados para $\pm AS_x^i \pm 0,3 \times AS_y^i$ e $\pm 0,3 AS_x^i \pm 1,0 \times AS_y^i$ onde AS_x^i representa a acção sísmica do tipo i , com $i \in [1;2]$, aplicada à direcção x e AS_y^i aplicada à direcção y .

Tabela 5.1 - Designação atribuída às solicitações

	Terreno Tipo I	Terreno Tipo II	Terreno Tipo III
Acção Sísmica Tipo 1	AS1_TT1	AS1_TT2	AS1_TT3
Acção Sísmica Tipo 2	AS2_TT1	AS2_TT2	AS2_TT3

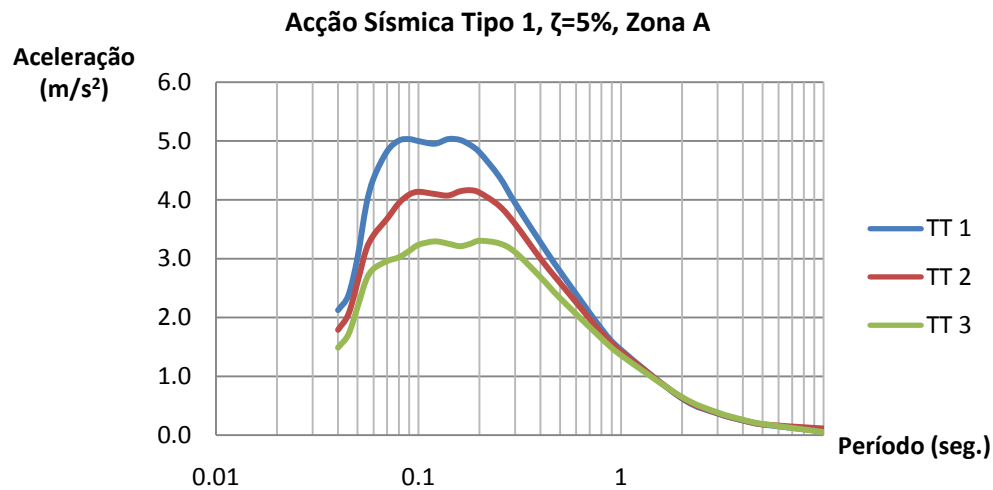


Figura 5.5 - Espectros de Resposta da Acção Sísmica Tipo 1

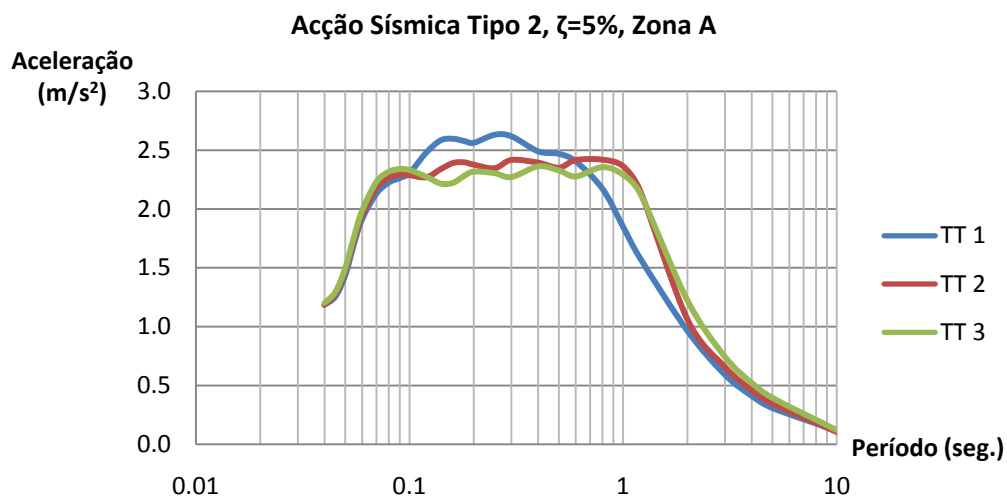


Figura 5.6 - Espectros de Resposta da Acção Sísmica Tipo 2

A segunda etapa consistiu em abordar mais do que um edifício tipo. Ao invés de se compararem resultados apenas para diferentes solicitações com diferentes modelações do mesmo edifício, realizaram-se modelos de edifícios com diferente número de pisos.

O comportamento dos modelos e concomitantemente das paredes resistentes foi estudado com os programas de cálculo automático por elementos finitos “Robot Structural Analysis” [3] e SAP2000 [12]. A validade dos modelos analisados foi obtida pela comparação de frequências próprias, modos de vibração, forças de corte basal, massas e reacções de apoio.

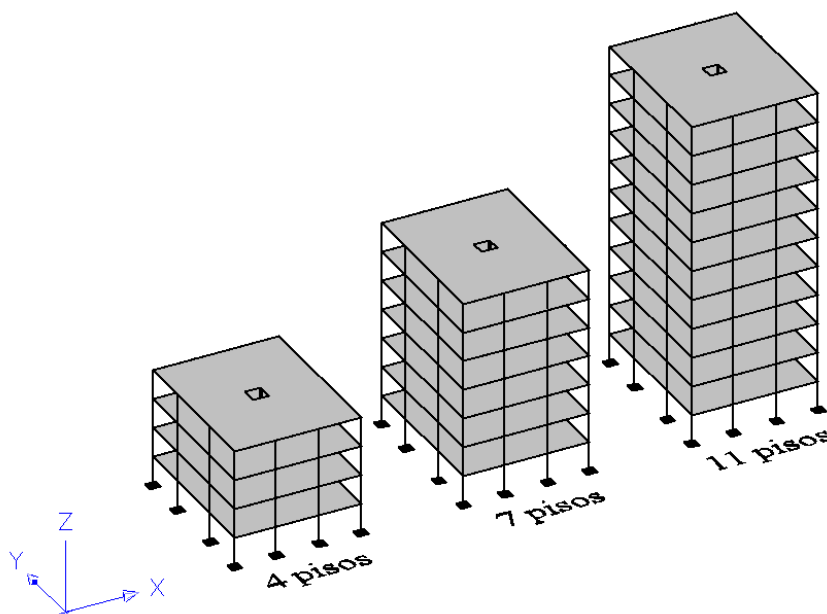


Figura 5.7 - Representação esquemática dos modelos estudados

A análise modal foi efectuada com recurso à Combinação Quadrática Completa (C.Q.C.), tendo sido considerado o número de modos de vibração que contribuísse de forma significativa para o comportamento global do modelo. O número de modos de vibração foi tal que em cada modelo a soma das massas efectivas atingisse pelo menos 90 % da massa total da estrutura, onde a massa efectiva fosse superior a 5% da massa total da estrutura, modos cujo período de vibração fosse inferior a 0,20s e cujo total fosse superior a três vezes o número de pisos acima das fundações [10]. Esta última condição está directamente relacionada com a consideração de três graus de liberdade por piso, correspondentes a uma translação em cada direcção ortogonal do piso e rotação no plano do piso (torção). A imposição desta condição visa, para uma análise de um edifício sujeito a acções horizontais, o funcionamento das lajes como diafragma rígido compatibilizando assim deslocamentos horizontais dos elementos verticais. No caso dos edifícios estudados nesta tese, aplicando a simplificação apresentada, teríamos 9, 21 e 33 graus de liberdade respectivamente para os edifícios de 3, 7 e 11 pisos.

O contraventamento da estrutura é realizado por estruturas planas situadas em planos verticais, materializado sobre a forma de pórticos, paredes ou associações pórtico/parede. No caso de paredes lineares, estas têm rigidez relevante quando solicitadas paralelamente ao seu plano médio, sendo muito superior à rigidez segundo a normal a esse plano [4].

Na fase de pré-dimensionamento de um projecto de estruturas é aplicada quando assim se justifica a simplificação da estrutura por análise de pórticos com três graus de liberdade por piso, no entanto, esta simplificação deixa de ser válida em algumas situações, nomeadamente pela existência de pavimentos desnivelados, juntas de dilatação, pórticos interrompidos por aberturas, etc.

A terceira etapa deste estudo consistiu em dentro dos casos atrás referidos modelar a parede resistente (núcleo) usando propostas de diversos autores e/ou modelações correntemente usados na prática de projecto de estruturas. Em todos os modelos foram usadas as mesmas definições geométricas, secções transversais, espessuras, comprimentos, largura e altura, bem como o mesmo material. As vigas de piso, correspondentes ao vão de entrada no elevador, foram consideradas rotuladas na sua ligação à parede resistente, condicionando esta consideração a formação de rótula plásticas nesses pontos.

5.2.1 Modelação por Barra Única - A

Tendo todos os pisos uma dimensão segundo x de 15,80 m e segundo y 12,70 m (eixos globais do modelo de cálculo), verifica-se na Tabela 5.2 a localização dos centros de massa e centros de rigidez para um piso corrente do modelo de cálculo.

Tabela 5.2 - Centro de Massa e Centro de Rigidez de um Piso Tipo

Modelação	Centro de Massa		Centro de Rigidez		Excentricidades	
	x (m)	y (m)	x (m)	y (m)	e_x (m)	e_y (m)
A	7,900	6,350	7,900	6,575	0,000	0,225
B	7,900	6,350	7,900	6,355	0,000	0,005
C	7,900	6,350	7,900	6,356	0,000	0,006
D	7,900	6,350	7,900	6,356	0,000	0,006

A posição do centro de rigidez foi calculada com base nas inércias dos elementos verticais e das coordenadas da sua posição. Para determinado piso foi considerado um troço de elemento vertical correspondente a metade da sua altura, no sentido do piso subjacente e no sentido do piso sobrejacente. A posição do centro de rigidez, no eixo global x , mobiliza a inércia dos elementos verticais no eixo local perpendicular, assim, tendo em conta que a secção dos pilares é simétrica e que nesses casos o produto de inércia é nulo, vem:

$$x_{CR} = \frac{\sum I_{aa} \cdot x_i}{\sum I_{aa}} \quad (5.2)$$

Onde I_{aa} é o momento de inércia de dado elemento vertical em torno do eixo aa , perpendicular ao eixo global x , e x_i é a coordenada em x desse mesmo elemento. Para a coordenada em y do centro de rigidez vem:

$$y_{CR} = \frac{\sum I_{bb} \cdot y_i}{\sum I_{bb}} \quad (5.3)$$

Onde I_{bb} é o momento de inércia de dado elemento vertical em torno do eixo bb , perpendicular ao eixo global y , e y_i é a coordenada em y desse mesmo elemento.

As coordenadas do centro de massa foram calculadas ponderando o centróide dos elementos planares no piso, neste caso, o centróide do plano que define a laje.

5.2.2 Modelação por Barras Isoladas - B

Nesta proposta tomou-se a parede como constituída por três elementos, tendo sido calculadas as propriedades geométricas de ambos. Sendo importante verificar também a localização do centróide da superfície global, apresentam-se os centróides da superfície composta e das superfícies elementares na Tabela 5.3

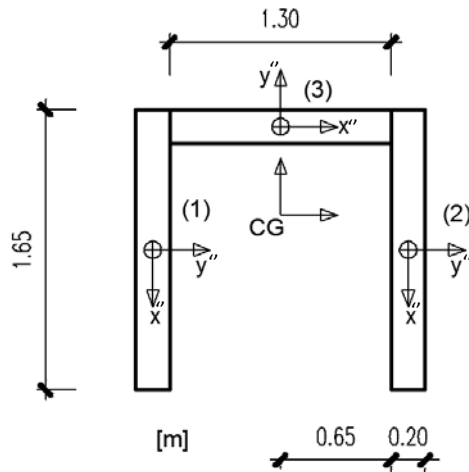


Figura 5.8 - Geometria do Núcleo, barras isoladas consideradas

Tabela 5.3 - Centróides e Momentos de 1ª Ordem

Superfície	A_i (m ²)	X_{Gi} (m)	Y_{Gi} (m)	$S_{x'i}$ (m ³)	$S_{y'i}$ (m ³)
1	0,330	0,100	0,825	0,033	0,272
2	0,260	0,850	1,550	0,221	0,403
3	0,330	1,600	0,825	0,528	0,272
Parede	0,920	-	-	0,782	0,948

Onde,

A_i representa a área de cada superfície parcial (i);

X_{Gi} e Y_{Gi} são as coordenadas do centróide da superfície i, face ao referencial ortonormado com origem localizada no vértice inferior esquerdo da superfície 1;

$S_{x'i}$ e $S_{y'i}$ representam o momento estático ou momento de primeira ordem em torno dos eixos x' e y' , respectivamente, obtidos por:

$$S_{x'} = y_G \cdot A \quad e \quad S_{y'} = x_G \cdot A \quad (5.4)$$

Que permitem obter as coordenadas do centróide da parede como secção única $CG (X, Y) = (0,850; 1,030)$ m. Não seriam necessários cálculos para obter a coordenada segundo X, pois a secção é simétrica por uma linha vertical que passa no centróide da superfície 3.

O conhecimento do centróide da superfície composta permite calcular os momentos de inércia e produto de inércia da secção, obtendo-se os resultados apresentados em 5.1.1. Para determinar estas características foi necessário aplicar o Teorema de Steiner aos momentos de inércia e produto de inércia de cada superfície face a um referencial cuja origem é o seu centróide.

Tabela 5.4 - Momentos de 2ª Ordem das Barras Isoladas

Superfície	A_i (m ²)	$I_{x'x'}$ (m ⁴)*	$I_{y'y'}$ (m ⁴)*	$I_{x'y'}$ (m ⁴)
1	0,330	$1,10 \times 10^{-3}$	$74,83 \times 10^{-3}$	0
2	0,260	$1,10 \times 10^{-3}$	$74,83 \times 10^{-3}$	0
3	0,330	$0,87 \times 10^{-3}$	$36,62 \times 10^{-3}$	0

*eixos locais

Da Tabela 5.4 e do ponto 5.1.1 verifica-se que na modelação por barra única, quando o edifício é solicitado por uma acção horizontal na direcção x (eixos globais) mobiliza uma inércia $I_{y'y'} = 0,410 \text{ m}^4$, ao invés de $I_{y'y'} = 0,038 \text{ m}^4$, dados pela soma de $I_{1,x'x'} + I_{2,x'x'} + I_{3,y'y'}$ (eixos locais), resultantes do funcionamento independente devida à modelação por barras isoladas. Numa solicitação horizontal em y , é mobilizada uma inércia, devida somente às paredes resistentes, de $I_{x'x'} = 0,249 \text{ m}^4$ para a modelação de inércia total e $I_{xx} = 0,151 \text{ m}^4$, dados pela soma de $I_{1,y'y'} + I_{2,y'y'} + I_{3,x'x'}$, o que representa cerca de 60% da inércia total nessa direcção.

A aplicação desta proposta numa análise tridimensional está geralmente associada à aparição de momentos parasitas nas barras quando sujeitas a forças de corte. Em secções totalmente ou parcialmente fechadas modeladas por esta proposta verificam-se valores elevados de deformação devido a esforço transversal [21]. Nos modelos efectuados foi tido em conta que anular a rigidez de torção das vigas rígidas, ao nível dos pisos, favorece o comportamento esperado face a um comportamento analítico da secção total [23].

5.2.3 Modelação Elementos Finitos do tipo “shell” – C

Na modelação recorrendo ao MEF, o núcleo foi modelado com elementos tipo “shell”, quadrados, com máxima dimensão de 1m. O encastramento na base da parede foi simulado através de encastramentos perfeitos em todos os nós, pertencentes à modelação da parede resistente, ao nível da base. Uma alternativa a esta opção seria recorrer novamente ao conceito de “rigid link” considerando o “master node” um nó localizado no centróide da parede e os “slave nodes” todos os nós pertencentes à parede resistente, ao nível da base.

Em anexo (A) são apresentados os modelos de elementos finitos do tipo shell, correspondentes aos edifícios de quatro, sete e onze pisos, inclusive os três primeiros modos de vibração de cada um. Aí é demonstrada a geometria da malha de elementos finitos utilizada na discretização das paredes que constituem o núcleo e ainda os seus diagramas de momentos flectores M_{xx} e M_{yy} (eixos globais) na situação do meio piso do piso 0 ao meio piso do piso 1. Estes diagramas de esforços são correspondentes à combinação sísmica, com o sismo actuante em x , acção sísmica I e terreno tipo I.

5.2.4 Modelação Proposta por Guilardi - D

Aplicando esta proposta à geometria do núcleo presente nos edifícios distinguem-se a parede (1) e parede (2), identificadas na Figura 5.9.

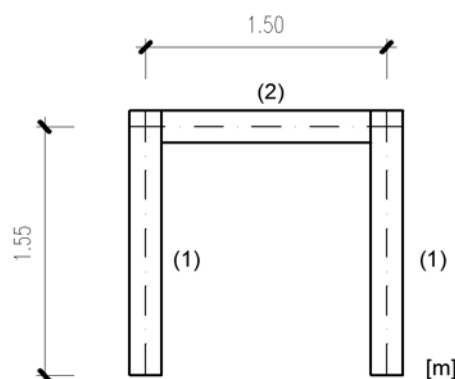


Figura 5.9 - Núcleo e comprimentos ao eixo.

As características equivalentes das barras verticais a utilizar estão presentes na Tabela 5.5, sendo que para as vigas rígidas ao nível dos pisos foi admitida uma secção transversal com espessura e altura iguais às dimensões reais da parede.

Tabela 5.5 - Propriedades Equivalentes das Barras

	Parede (1)		Parede (2)	
	Coluna	Diagonais	Coluna	Diagonais
Inércia yy (cm ⁴)	620,65	-	562,50	-
Inércia zz (cm ⁴)	10,33	-	10,00	-
Área (cm ²)	13,61	12,40	10,00	13,98
Variável Auxiliar (B)	0,78		0,83	

5.3. Análise e Comparação de Resultados

Como referido anteriormente, de forma a validar a comparação dos modelos utilizados perante uma análise dinâmica, compararam-se os seguintes parâmetros:

- Os três primeiros modos de vibração;
- Forças de Corte Basal;
- Deslocamento no último piso de cada modelo, com base no nó de intersecção dos eixos X4/Y1;

Tabela 5.6 – Massa Quase Permanente, Momentos de Inércia do modelo

Modelação	Massa Q.P. (kg)	Momento de Inércia x (kgm ²)	Momentos de Inércia y (kgm ²)	Momentos de Inércia z (kgm ²)
A	277485,03	4888790,55	7248135,78	11986385,85
B	277485,03	4887968,23	7245462,07	11993352,10
C	277480,23	4887322,89	7249365,51	11991031,40
D	277480,23	4869413,42	7231199,20	11996341,91

Na análise efectuada, foi considerada a massa de todos os elementos modelados, salvo nas modelações de paredes resistentes, onde se consideraram apenas as massas nas barras representativas da secção real da parede. O peso volúmico considerado para o betão armado foi 25 kN/m³. Foram também contabilizados os pesos dos revestimentos

dos pisos e as sobrecargas quase-permanentes como massa do modelo. Na Tabela 5.6 apresenta-se, para um piso tipo, a massa quase permanente em cada modelação, bem como, os momentos de inércia do modelo em torno de um eixo paralelo ao eixo vertical do edifício que passa em todos os pisos no nó de intersecção dos eixos X1/Y4 (origem do referencial no programa utilizado).

Os momentos de inércia da massa em torno em torno do eixo na origem (doravante eixo AA`) foram obtidos com base na divisão do corpo, modelo, em elementos de massa $\Delta m_1, \Delta m_2$ etc. Assim, estando cada um destes elementos a uma distância $r_1, r_2 \dots r_n$ do eixo AA`, a resistência do corpo ao movimento de rotação é medida pela soma $r_1^2 \Delta m_1 + r_2^2 \Delta m_2 + \dots$. Esta soma define o momento de inércia do modelo em relação ao eixo AA`. Para um número de elementos elevado, como é o caso dos modelos efectuados, o momento de inércia é igual a:

$$I = \int r^2 dm \quad (5.5)$$

Como se procedeu, o momento de inércia de um corpo em relação a um eixo de coordenadas pode ser facilmente expresso em termos das coordenadas x, y, z do elemento de massa dm , aplicando as seguintes expressões:

$$I_x = \int (y^2 + z^2) dm \quad (5.6)$$

$$I_y = \int (z^2 + x^2) dm \quad (5.7)$$

$$I_z = \int (x^2 + y^2) dm \quad (5.8)$$

Onde $\vec{r} = x.\vec{e}_x + y.\vec{e}_y + z.\vec{e}_z$ [5].

5.3.1 Modos de Vibração

A avaliação dos modos de vibração e frequências próprias nos modelos é bastante importante na análise dinâmica de estruturas. Esta análise toma carácter principal aquando da utilização do método das forças equivalentes, onde a frequência própria

deve ser determinada a fim de se calcularem as forças laterais equivalentes a aplicar ao nível dos pisos.

Geralmente os modos de vibração fundamentais são os três primeiros, que habitualmente correspondem a dois módulos de translação em direcções distintas e um de torção. Este é o comportamento esperado para a generalidade dos edifícios, sendo este comportamento mais evidente quanto menor forem as distâncias entre centro de rigidez e centro de massa do edifício.

Nas figuras 5.10 e 5.11 encontram-se as frequências próprias dos modelos de cálculo utilizados. Este valores foram calculados com dois programas de cálculo distintos, garantindo assim a validade dos modelos efectuados.

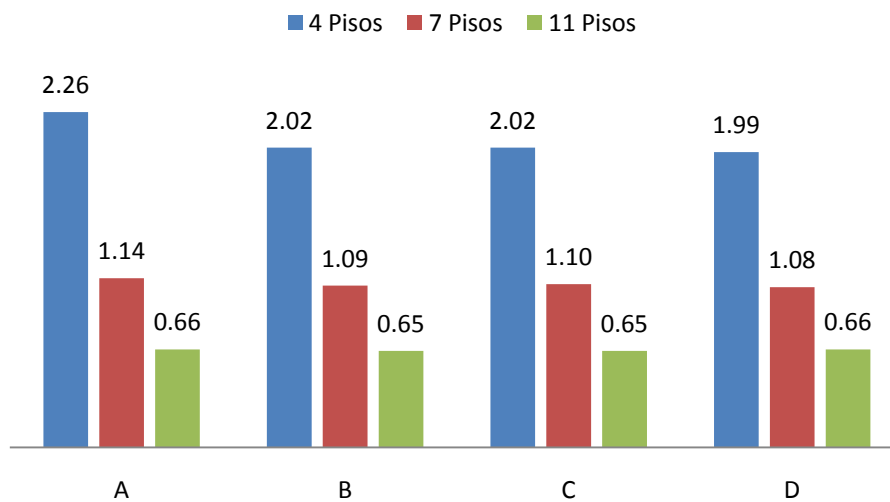


Figura 5.10 - Frequência Próprias, modelo Robot Structural Analysis

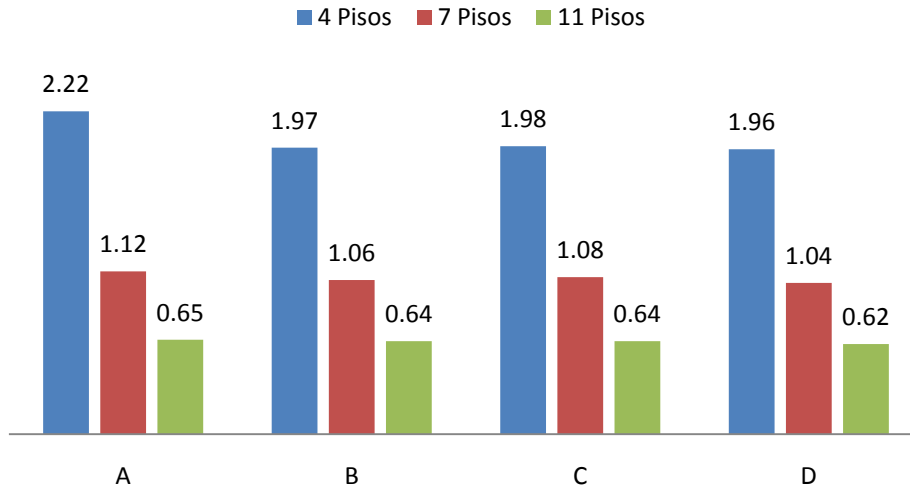


Figura 5.11 - Frequência Próprias, modelo SAP2000

Analisando os gráficos acima apresentados e comparando-os para a mesma proposta de modelação, verifica-se que quanto maior o número de pisos menor a frequência natural do edifício e maior o seu período de vibração. Este facto constata que para dado edifício de n pisos com a mesma distribuição de elementos e geometria do que um de $n+1$ pisos, o último é mais flexível.

Comparando os valores de frequências próprias das diferentes propostas de modelação, a modelação A distingue-se por ser a que torna o modelo mais rígido, sendo que as modelações de inércia parcial e por elementos de área têm um comportamento muito semelhante. A modelação proposta por Guilardi (D) distingue-se por ser a que torna o modelo mais flexível, com excepção feita ao modelo de 11 pisos, onde a rigidez da parede perde expressão face aos restantes elementos verticais.

Os resultados obtidos pelos dois softwares utilizados, Robot Structural Analysis e SAP2000, têm elevado grau de proximidade. Fazendo uma comparação qualitativa entre os softwares e entre as modelações propostas realça-se a coerência nos patamares de rigidez patentes nas frequências obtidas.

No que se segue deste trabalho, nomeadamente na apresentação de valores decorrentes de modelos de cálculo, os mesmos serão sempre referentes à utilização do software Autodesk Robot Structural Analysis [3], visto os dados supracitados não justificarem a continuação da utilização de dois softwares distintos.

5.3.2 Forças de Corte Basal

As forças de corte basal são um dos parâmetros a ter em conta na análise de um edifício, nomeadamente perante uma análise dinâmica. A análise das forças de corte basal, bem como a sua distribuição, fornecem ao projectista informação qualitativa da vulnerabilidade dos elementos verticais. Esta informação é essencial na comparação da vulnerabilidade de elementos de baixa rigidez como sejam pilares, face a elementos mais rígidos como são as paredes resistentes.

O conhecimento da força total na base de um edifício sujeito a uma acção horizontal, em conjunto com o conhecimento da massa mobilizada por essa acção permitem ainda estimar a aceleração na base do edifício.

5.3.2.1 Análise Qualitativa

Os gráficos a seguir apresentados representam a distribuição das forças de corte basal (em percentagem) para os pilares e parede resistente. Recorda-se que a acção em y representa a acção na direcção coincidente com o eixo de simetria da estrutura. Na direcção x , por localização da parede resistente e sua inércia, o centro de rigidez tem excentricidade face ao centro de massa (e_y).

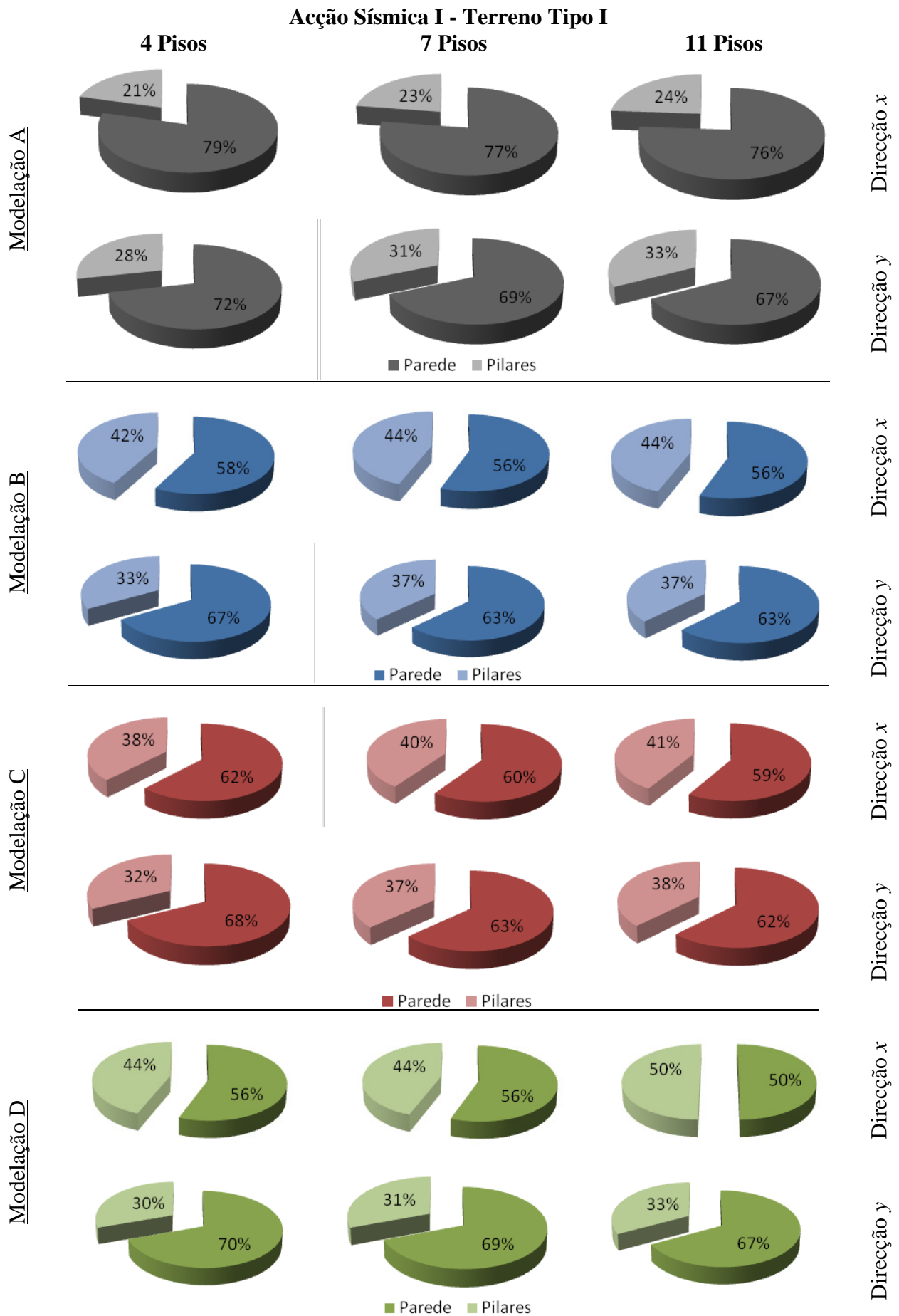


Figura 5.12 – Distribuição de Forças de Corte Basal – AS1 TT1

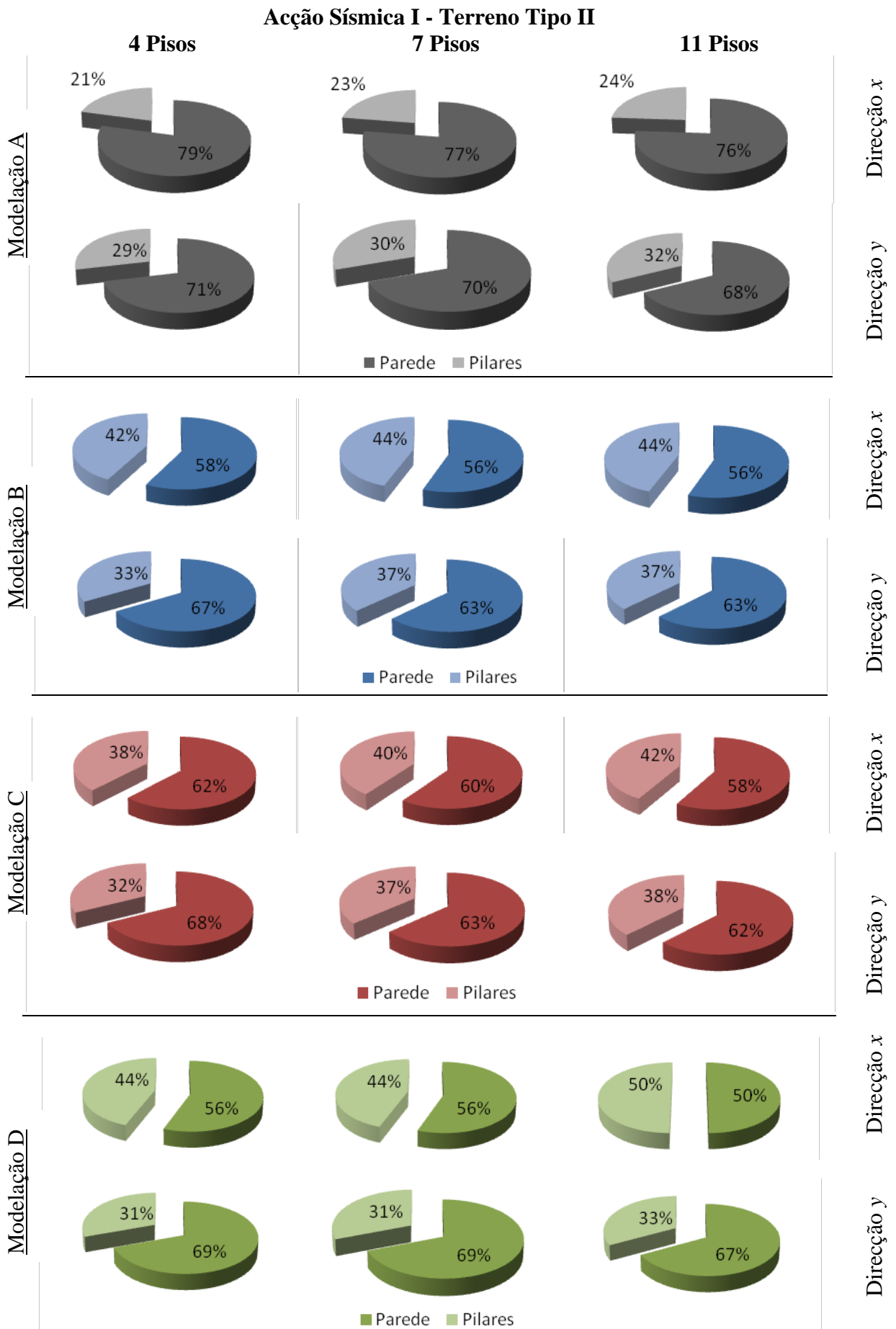


Figura 5.13 – Distribuição de Forças de Corte Basal – AS1 TT2

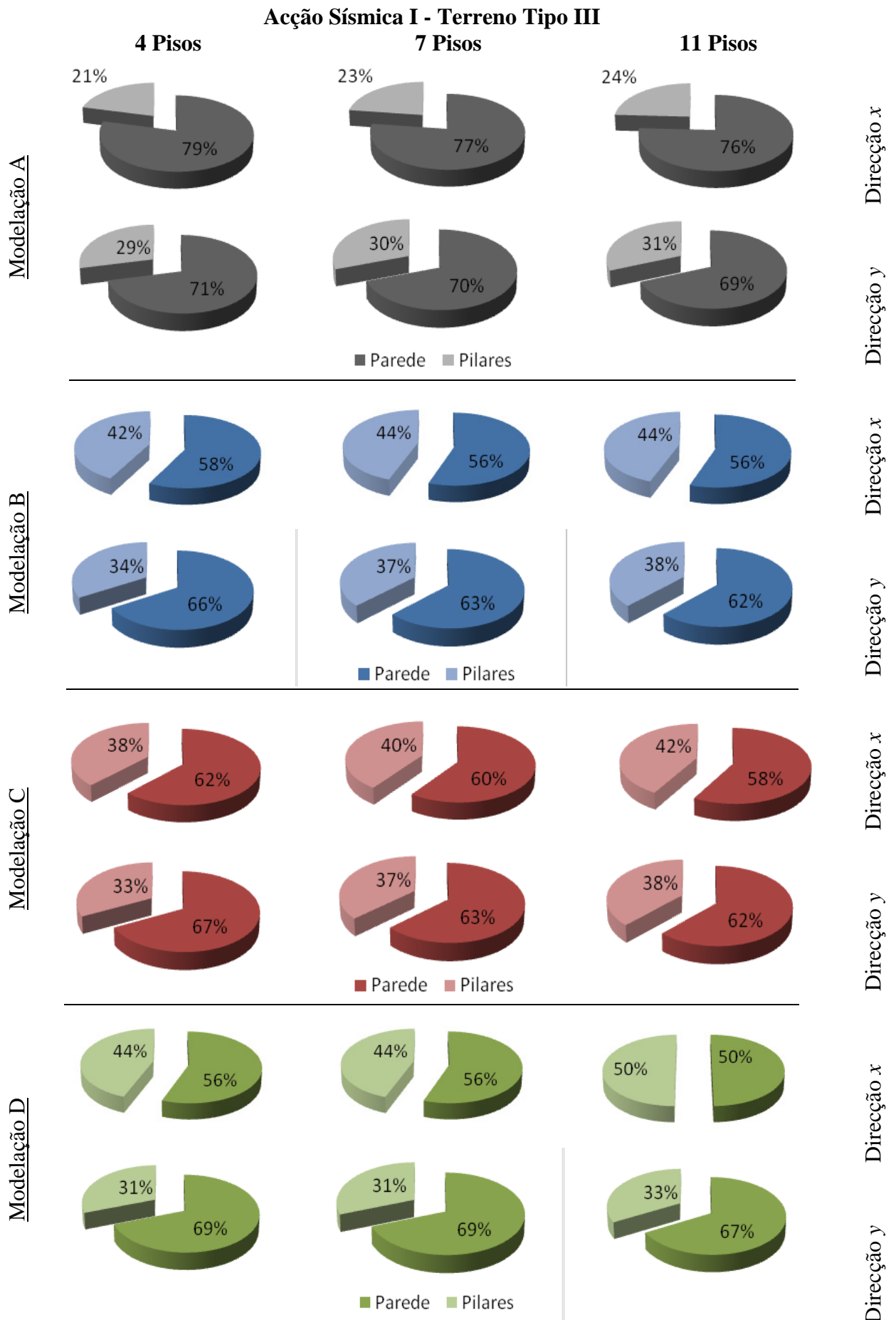


Figura 5.14 – Distribuição de Forças de Corte Basal – AS1 TT3

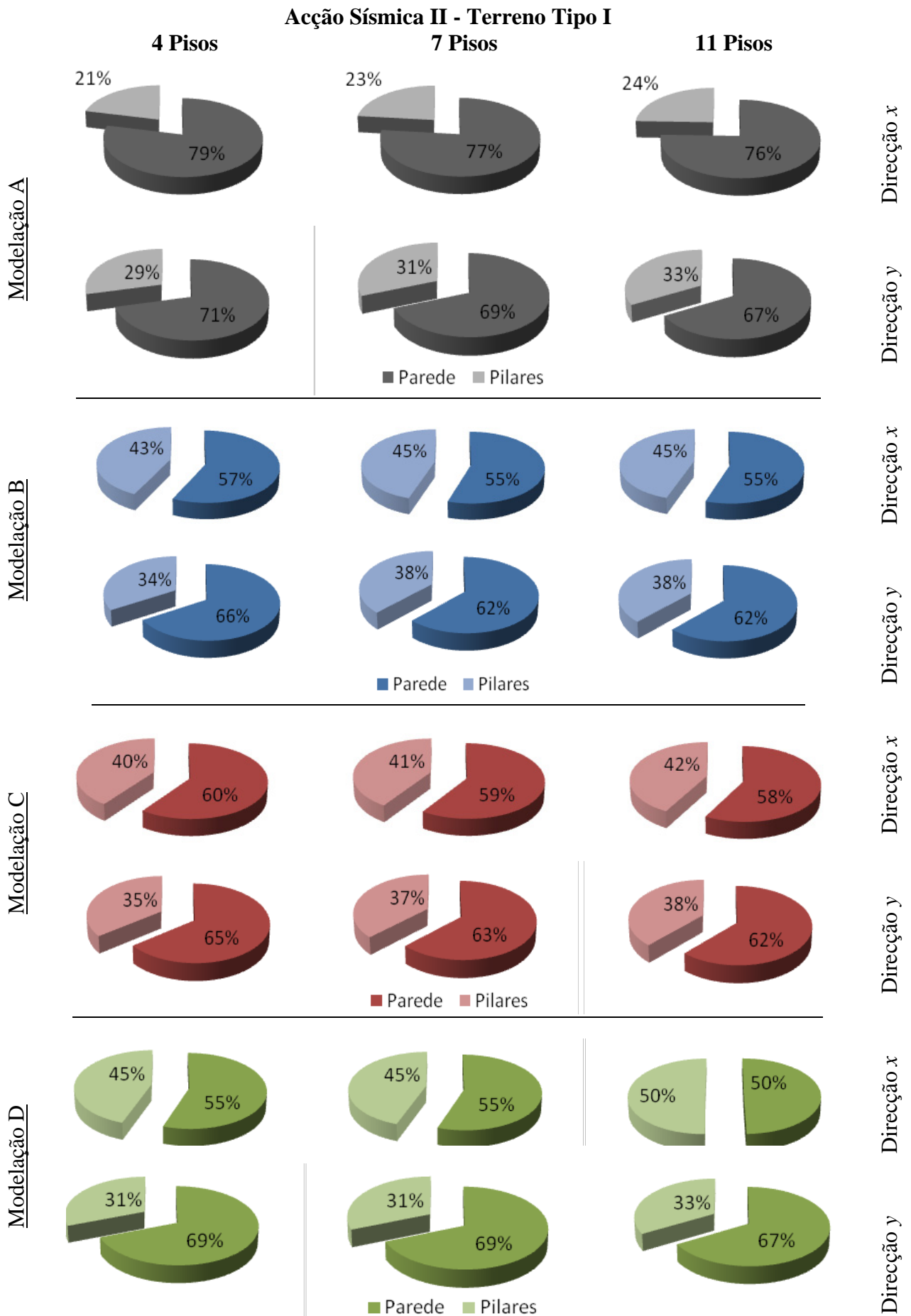


Figura 5.15 – Distribuição de Forças de Corte Basal – AS2 TT1

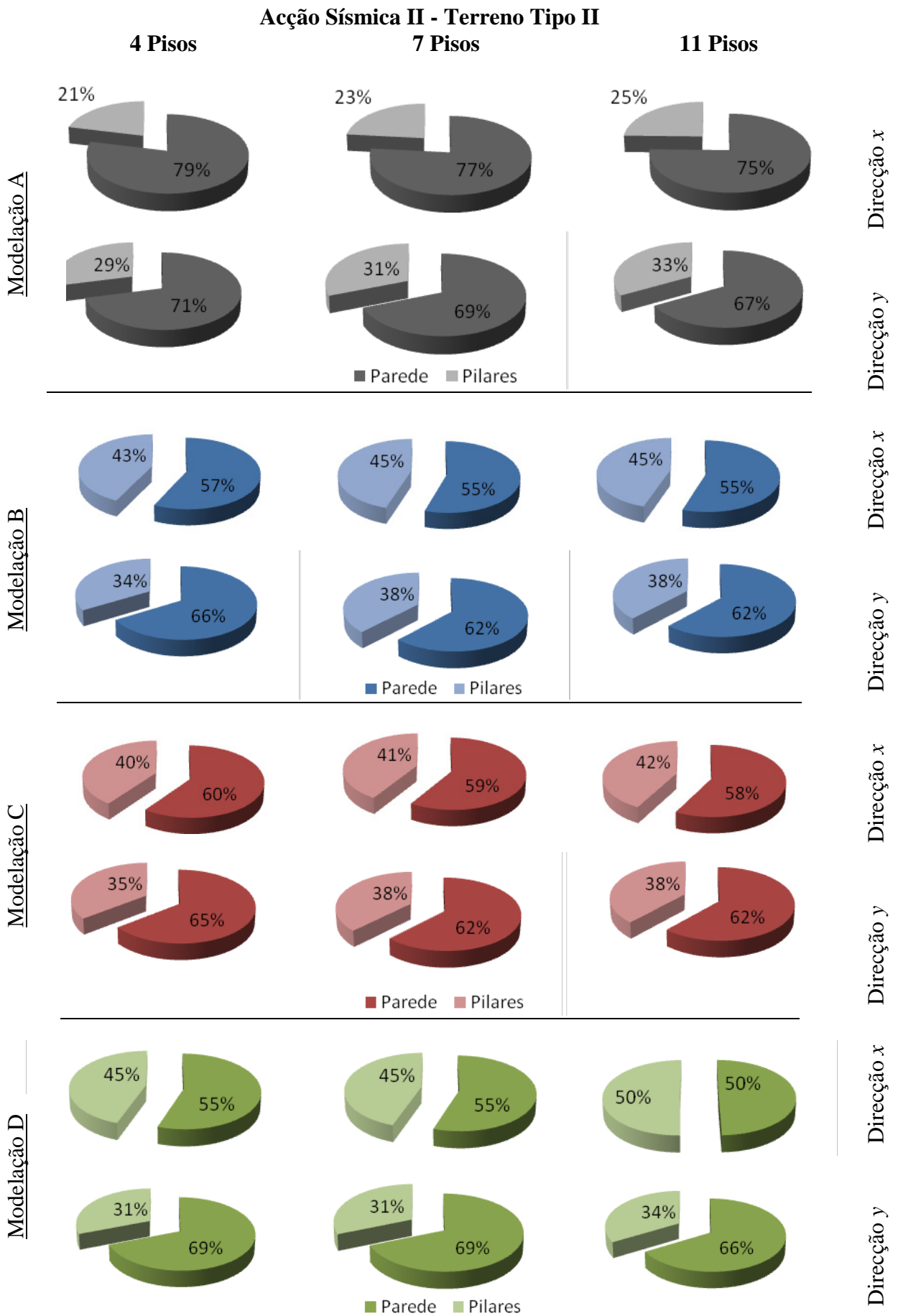


Figura 5.16 – Distribuição de Forças de Corte Basal – AS2 TT2

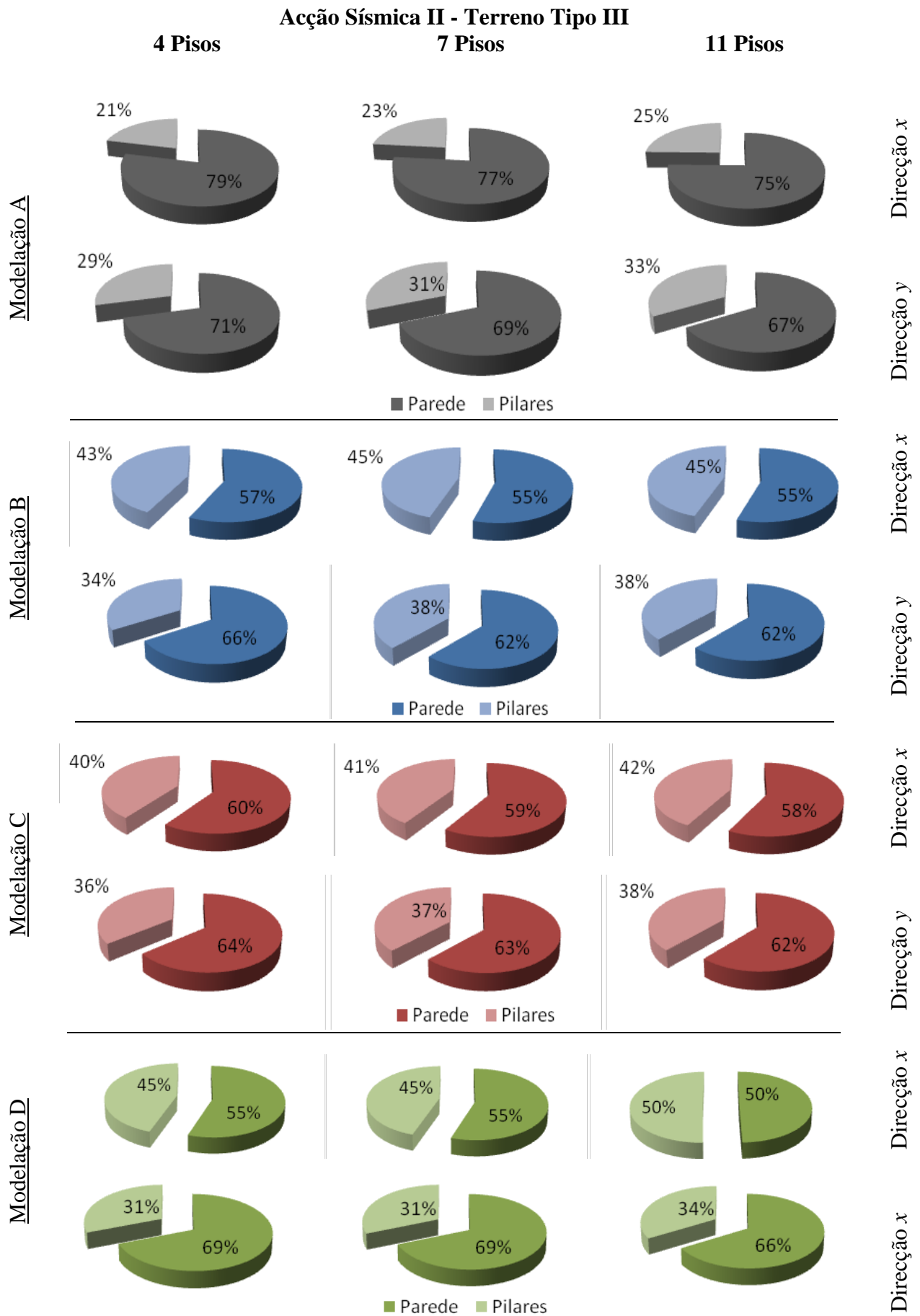


Figura 5.17 – Distribuição de Forças de Corte Basal – AS2 TT3

No geral verifica-se que a modelação A tem uma concentração de esforços superior às restantes modelações decorrente da maior rigidez da modelação, comprovada na análise das frequências próprias dos modelos. Comparando para cada modelação, é notório o decréscimo da rigidez da estrutura com a altura do edifício por diminuição dos esforços concentrados no núcleo. A comparação de modelos de 4 pisos com modelos de 7 pisos e de modelos de 7 pisos com modelos de 11 pisos, permite verificar que apesar da diferença de número de pisos ser a mesma, 4 pisos, o segundo modelo apresenta maior diferença percentual de concentração de esforços no núcleo face ao primeiro, do que o terceiro modelo em relação ao segundo. Assim fica também demonstrada a importância do grau de encastramento na restrição dos deslocamentos, pois este perde importância ao longo do edifício, não se manifestando numa grande diferença de flexibilidade nos dois últimos modelos. Verifica-se no primeiro caso diferenças aproximadas à unidade de cerca de 1 a 5% ocorrendo poucos casos onde é nula e no segundo caso esta diferença é desde nula a 2%. Estas diferenças dependem também da direcção em análise, sendo relatadas de seguida.

Direcção x

Comparando as diferentes modelações A, B, C e D, como constatado acima, observa-se que a modelação A é a mais rígida, pois concentra maior percentagem de esforços no núcleo. Relativamente às restantes modelações a diferença atinge os 20%. Ainda analisando os diferentes modelos propostos evidencia-se que a modelação por elementos de área tem maior percentagem de corte basal na parede do que a modelação de inércia parcial. A modelação proposta por Guilardi revela-se a mais equilibrada no que toca à distribuição de forças de corte entre parede e pilares, isto é, tem uma distribuição de forças semelhante em ambos os conjuntos estruturais.

Perante o mesmo modelo proposto, analisando entre número de pisos diferente, verifica-se que a diferença percentual entre o modelo de 4 pisos e o de 7 pisos está no intervalo de 2 a 3%, sendo 1% a diferença entre os modelos de 7 e 11 pisos, exceptuando na modelação D. Esta proposta apresenta um padrão de comportamento bastante diferenciado das restantes modelações propostas, pois a diferença percentual entre o modelo de 3 e 7 pisos é cerca de 1% ou nula, e entre os modelos de 7 e 11 pisos é 6%, independentemente da acção sísmica e terreno tipo considerado.

Comparando ainda na direcção x , observou-se que em grande parte dos modelos, quando sujeitos à acção sísmica 2, têm menos 1% de forças de corte basal no núcleo do que quando sujeito à acção sísmica 1. Tratando-se de uma análise efectuada com valores arredondados à unidade, esta diferença poderá não ser relevante para o estudo.

Direcção y

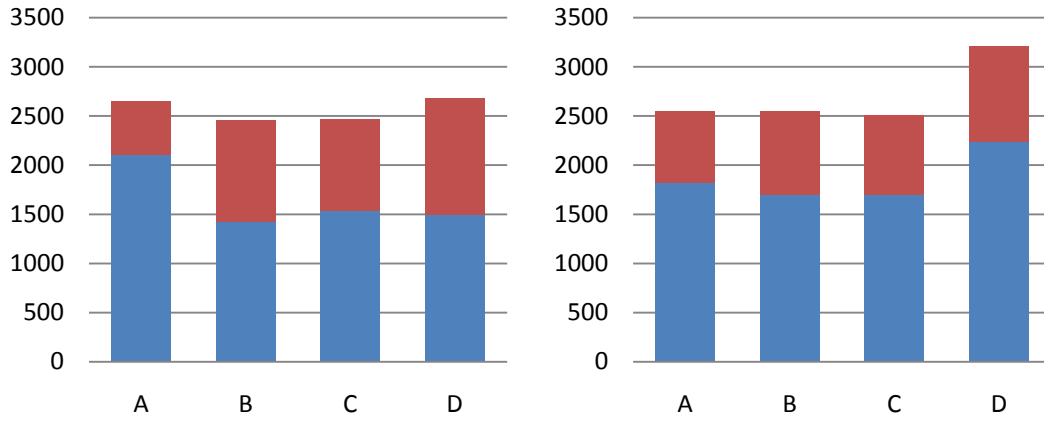
No caso da acção horizontal na direcção y , direcção que solicita a menor inércia do núcleo e onde não existe simetria da estrutura, as relações são semelhantes ao referido para a direcção x . Comparando os valores apresentados nos gráficos acima, a ressalva existente refere-se às oscilações percentuais que se fazem distinguir, ou seja, em contraste com a direcção perpendicular, nesta não existem diferenças entre modelações propostas superiores a 6%. Conclui-se então que o comportamento dos quatro modelos é muito semelhante, independentemente do número de pisos, acção sísmica e terreno tipo considerado. Ainda assim por ordem crescente de rigidez segunda a direcção y obtém-se A, D, B,C, ou seja, a modelação proposta por Guilardi (D), ao contrário do que se passou na direcção x , tem maior contributo para a rigidez no modelo, na direcção da menor inércia da parede.

5.3.2.2 Análise Quantitativa

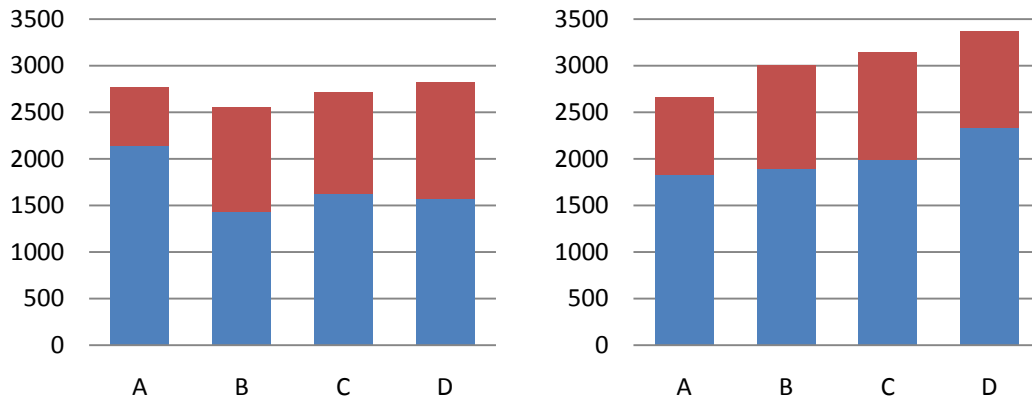
Após feita a comparação qualitativa entre as diferentes modelações propostas, por comparação directa da percentagem de força de corte basal no núcleo *versus* força de corte basal nos restantes elementos verticais, torna-se também importante fazer uma comparação quantitativa entre essas forças de corte basal. Como é sabido a quantificação das forças de corte basal está directamente relacionada com a acção na base a que o modelo é sujeito, podendo esta ser em última instância a variável a comparar, tirando as devidas relações. Os gráficos seguintes mostram para as diversas modelações propostas as forças de corte basal (kN) no núcleo e nos pilares, obtidas para as Acções Sísmicas Tipo 1 e Tipo 2, considerando Terreno Tipo I, Tipo II e Tipo III.

■ Força de Corte Basal no Núcleo [kN] ■ Força de Corte Basal nos Pilares [kN]

Acção Sísmica I, Terreno Tipo I, 4 Pisos, Direcção x /Direcção y



Acção Sísmica I, Terreno Tipo I, 7 pisos, Direcção x /Direcção y



Acção Sísmica I, Terreno Tipo I, 11 pisos, Direcção x /Direcção y

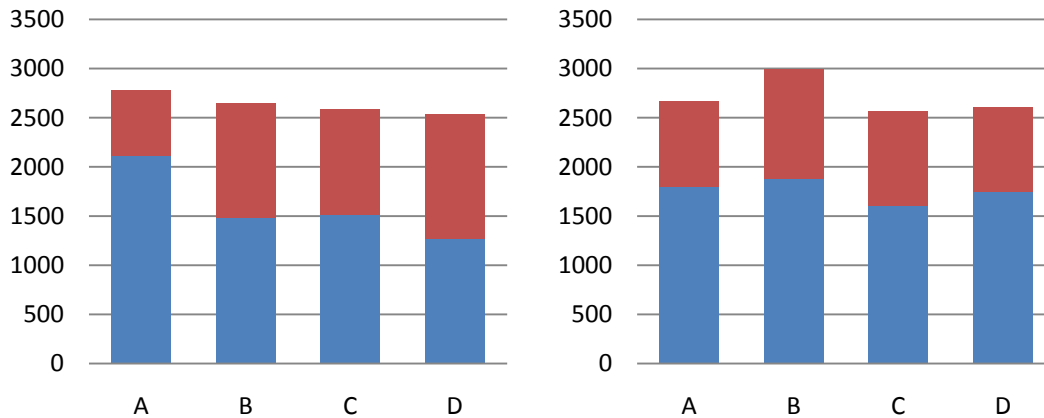
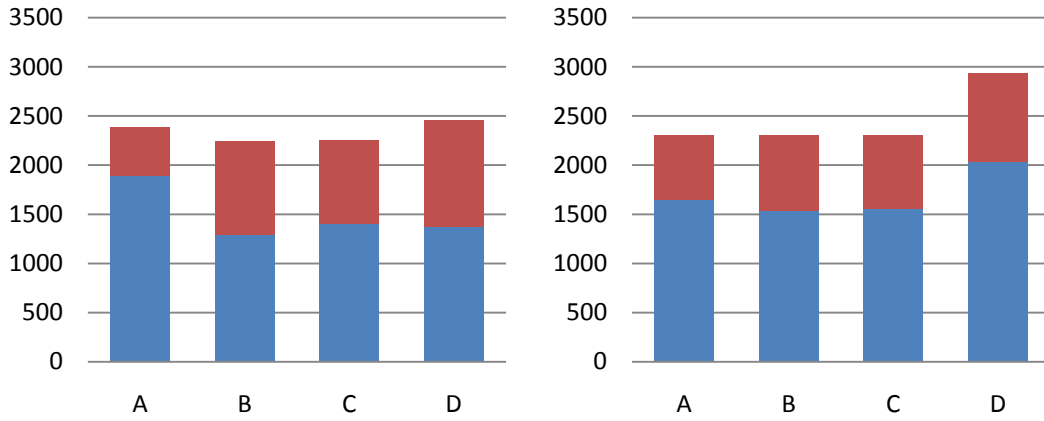


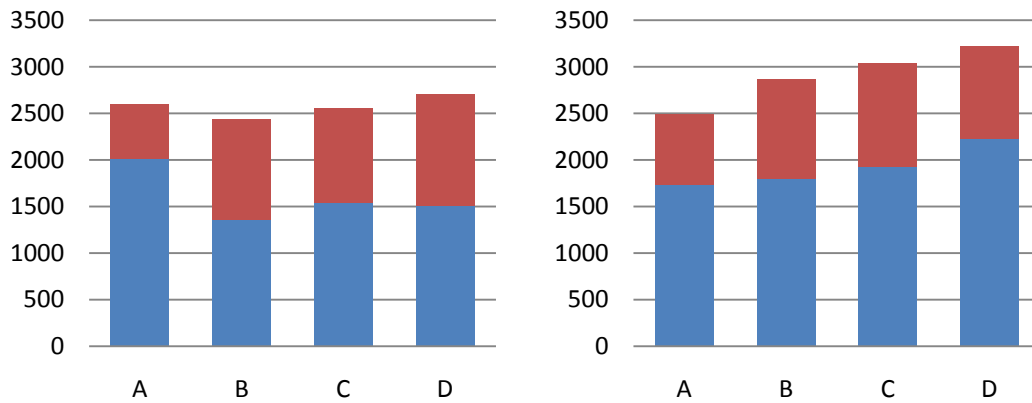
Figura 5.18 – Forças de Corte Basal – AS1 TT1

■ Força de Corte Basal no Núcleo [kN] ■ Força de Corte Basal nos Pilares [kN]

Acção Sísmica I, Terreno Tipo II, 4 Pisos, Direcção x /Direcção y



Acção Sísmica I, Terreno Tipo II, 7 pisos, Direcção x /Direcção y



Acção Sísmica I, Terreno Tipo II, 11 pisos, Direcção x /Direcção y

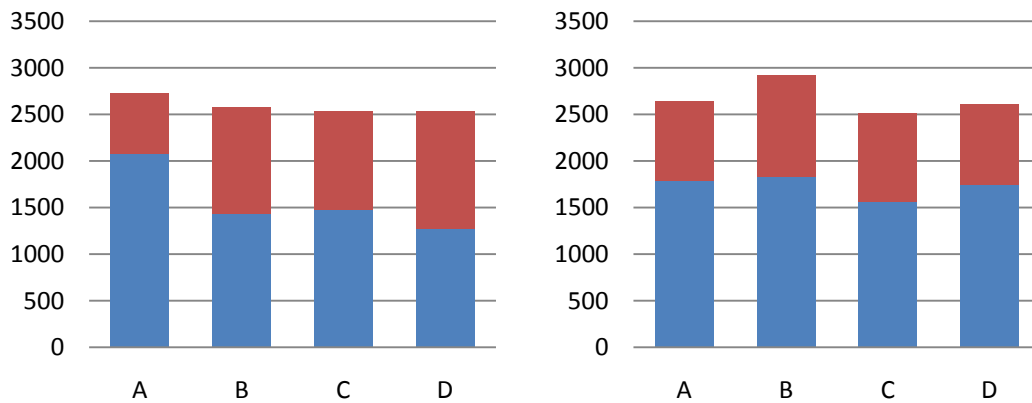
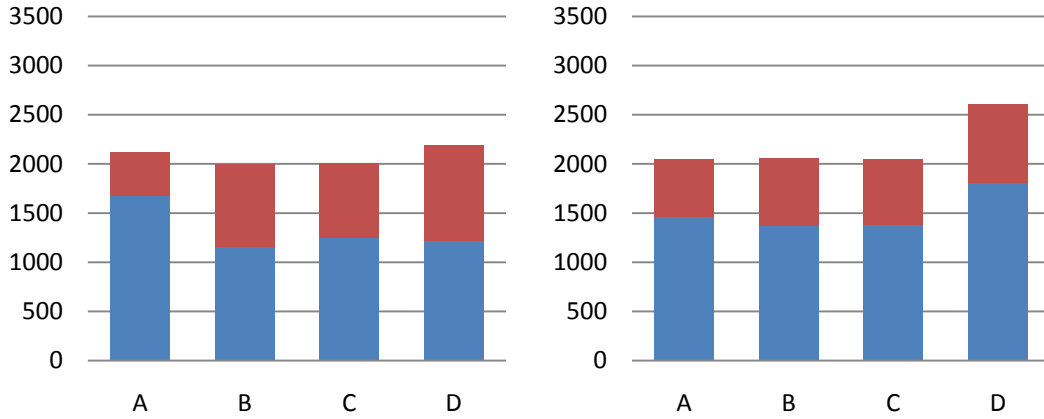


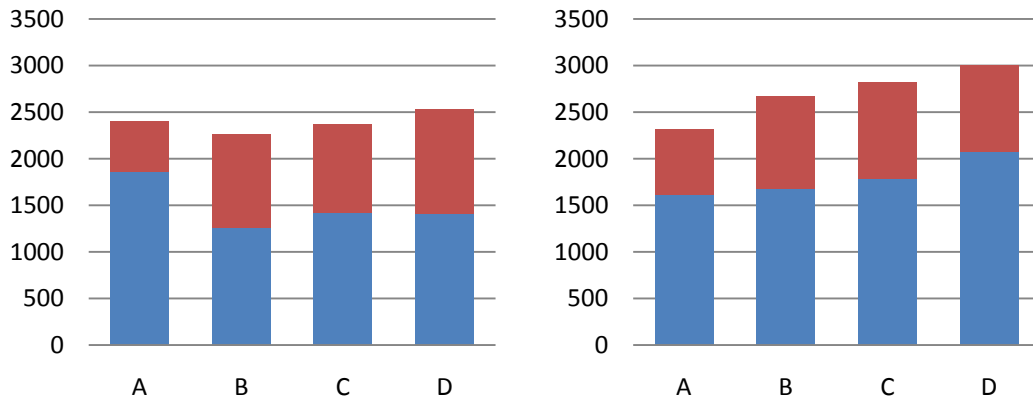
Figura 5.19 – Forças de Corte Basal – AS1 TT2

■ Força de Corte Basal no Núcleo [kN] ■ Força de Corte Basal nos Pilares [kN]

Acção Sísmica I, Terreno Tipo III, 4 Pisos, Direcção x /Direcção y



Acção Sísmica I, Terreno Tipo III, 7 pisos, Direcção x /Direcção y



Acção Sísmica I, Terreno Tipo III, 11 pisos, Direcção x /Direcção y

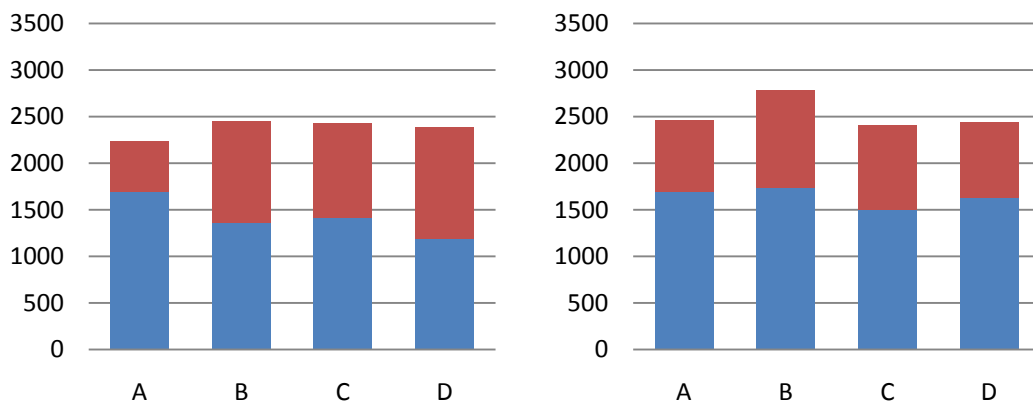
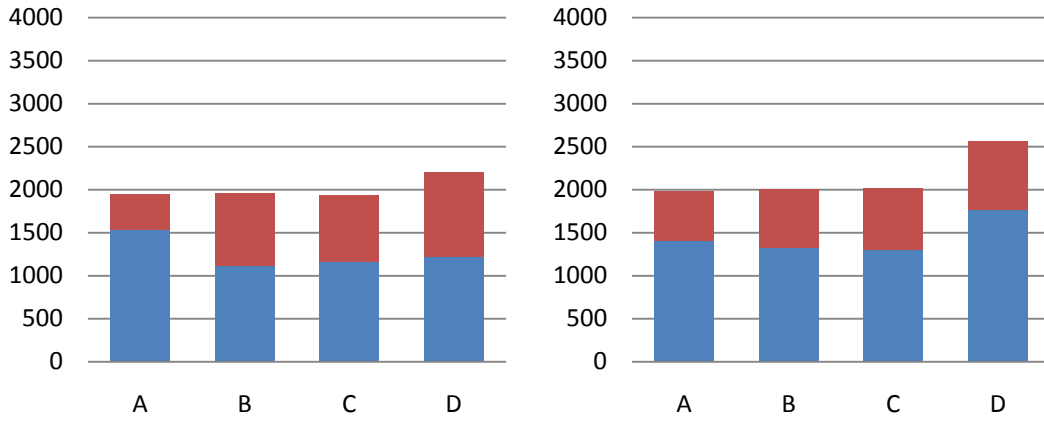


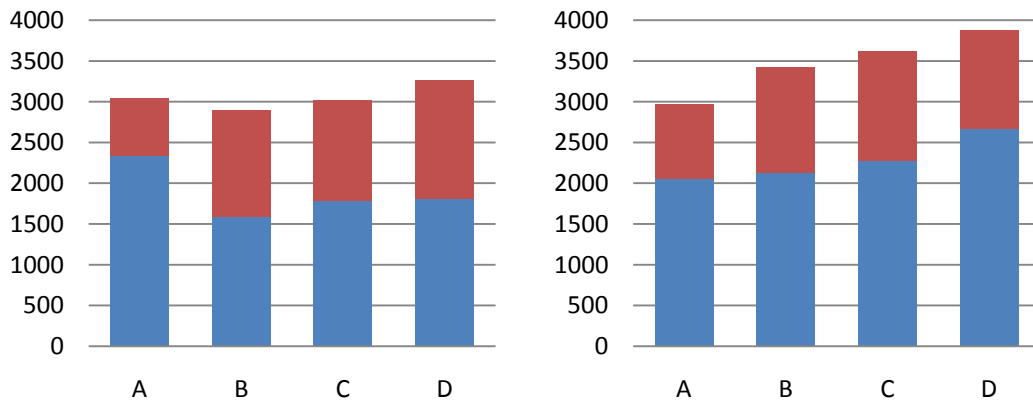
Figura 5.20 – Forças de Corte Basal – AS1 TT3

■ Força de Corte Basal no Núcleo [kN] ■ Força de Corte Basal nos Pilares [kN]

Acção Sísmica II, Terreno Tipo I, 4 Pisos, Direcção x /Direcção y



Acção Sísmica II, Terreno Tipo I, 7 pisos, Direcção x /Direcção y



Acção Sísmica II, Terreno Tipo I, 11 pisos, Direcção x /Direcção y

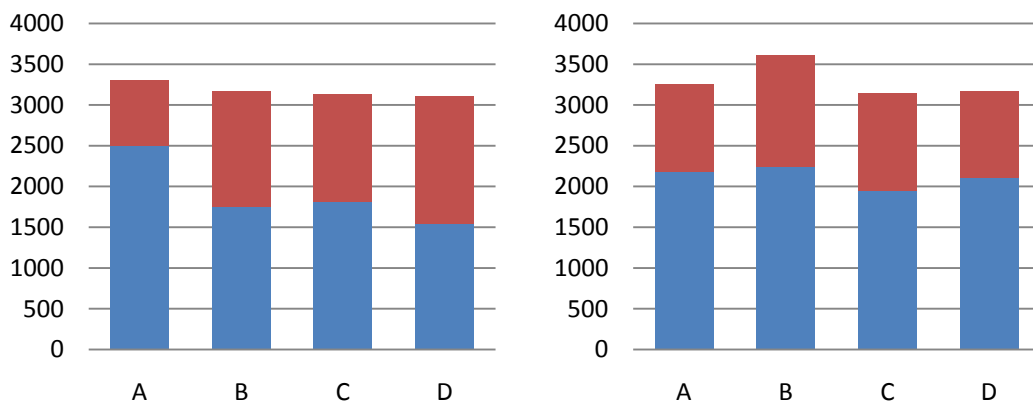
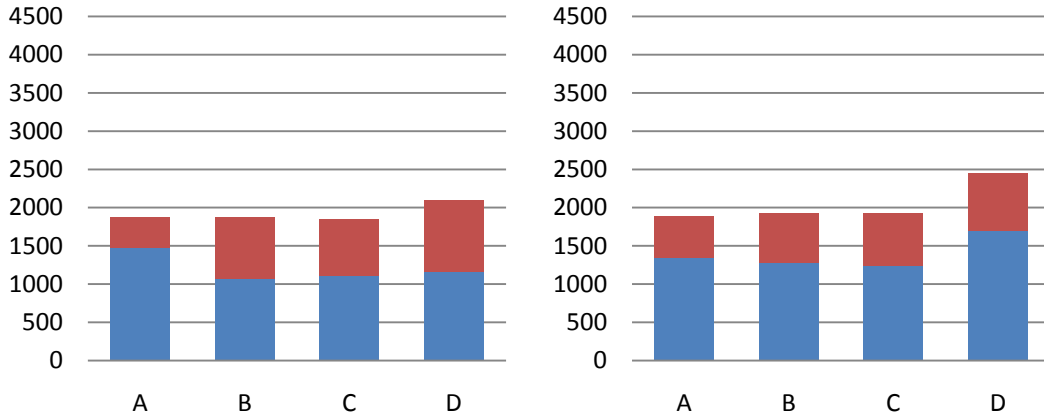


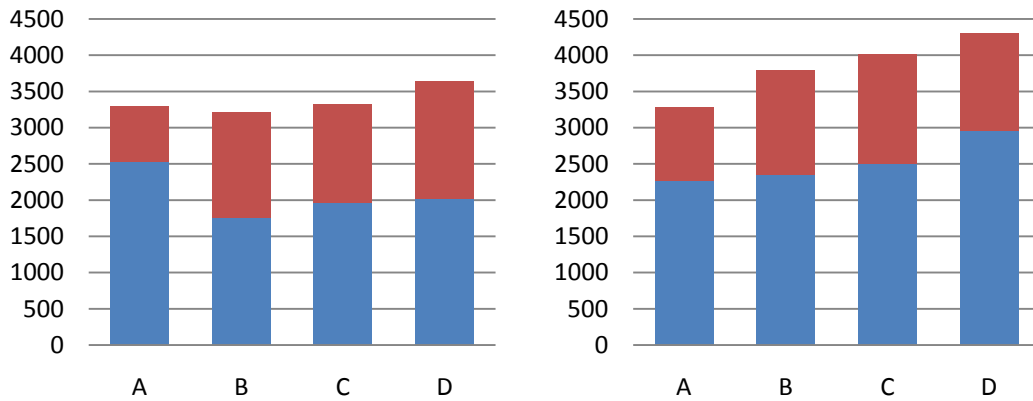
Figura 5.21 – Forças de Corte Basal – AS2 TT1

■ Força de Corte Basal no Núcleo [kN] ■ Força de Corte Basal nos Pilares [kN]

Acção Sísmica II, Terreno Tipo II, 4 Pisos, Direcção x /Direcção y



Acção Sísmica II, Terreno Tipo II, 7 pisos, Direcção x /Direcção y



Acção Sísmica II, Terreno Tipo II, 11 pisos, Direcção x /Direcção y

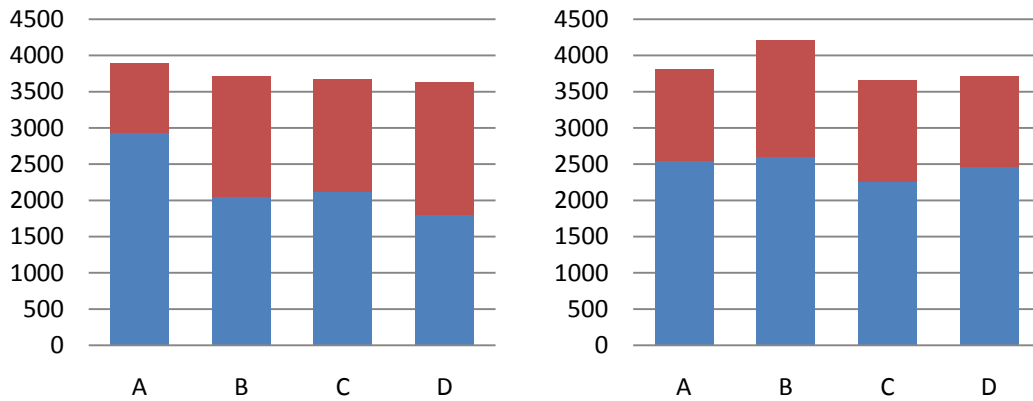
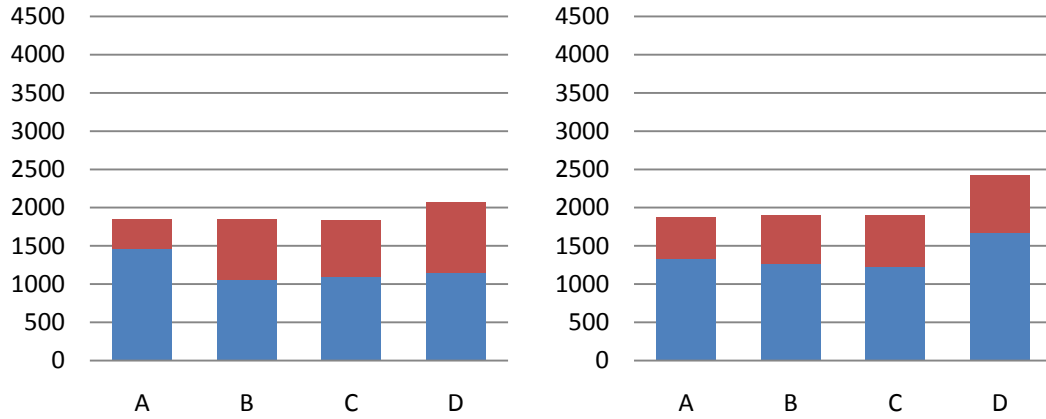


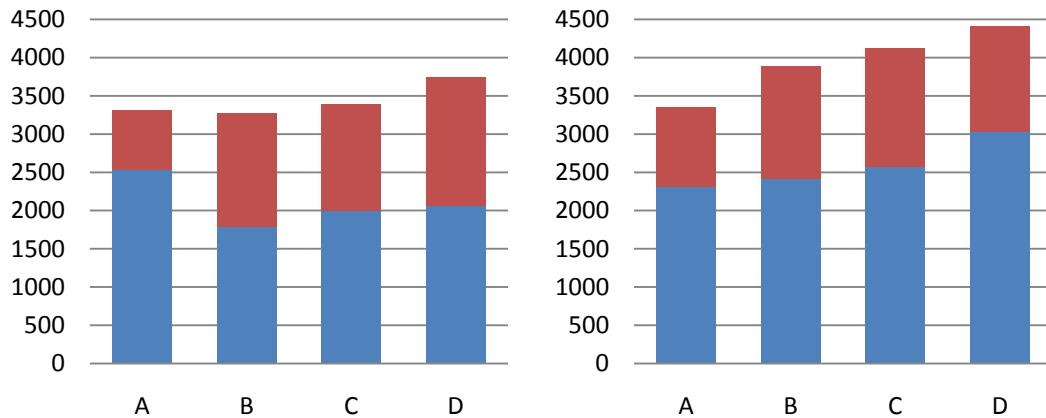
Figura 5.22 – Forças de Corte Basal – AS2 TT2

■ Força de Corte Basal no Núcleo [kN] ■ Força de Corte Basal nos Pilares [kN]

Acção Sísmica II, Terreno Tipo III, 4 Pisos, Direcção x /Direcção y



Acção Sísmica II, Terreno Tipo III, 7 pisos, Direcção x /Direcção y



Acção Sísmica II, Terreno Tipo III, 11 pisos, Direcção x /Direcção y

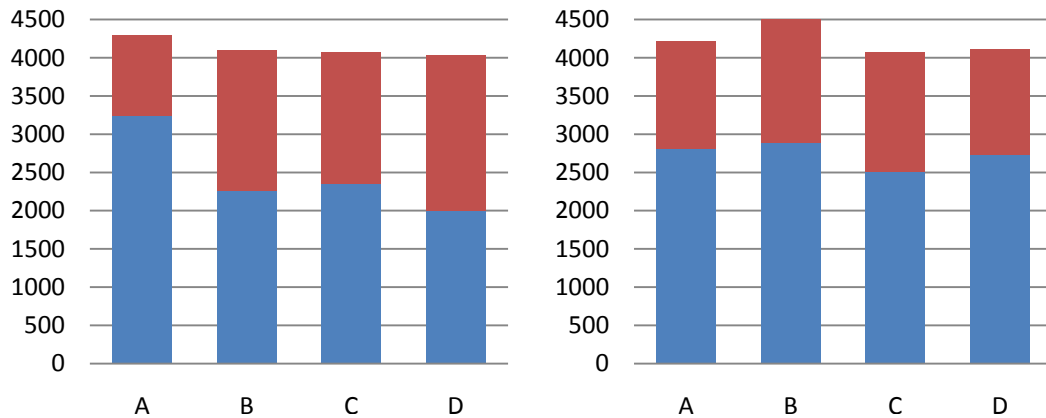


Figura 5.23 – Forças de Corte Basal – AS2 TT3

Sabendo as frequências de cada edifício para a respectiva modelação e concomitantemente o seu período de vibração, é possível estabelecer algumas comparações com base no espectros de resposta da acção sísmica aplicada.

Calculando os períodos de vibração dos modelos estudados obtém-se que os modelos de 4 pisos têm período de vibração no intervalo 0,44 a 0,50 s, os modelos de 7 pisos no intervalo 0,88 a 0,93 s e os modelos de 11 pisos no intervalo 1,51 a 1,54 s. Nestes intervalos é expectável para a Acção Sísmica tipo I que as forças de corte totais sejam superiores, em todos os casos, em terreno Tipo I, depois terreno Tipo II e por último terreno Tipo III. Perante a Acção Sísmica tipo II esta uniformidade não existe, ou seja, no caso dos modelos de 4 pisos espera-se que as forças de cortes totais sejam superiores em terreno Tipo I, depois terreno Tipo II e por último terreno Tipo III, no entanto, no caso dos modelos de 7 pisos era expectável que as forças de corte totais fossem superiores em terreno Tipo II, depois terreno Tipo III e por último terreno Tipo I, isto por análise das respectivas acelerações. No caso dos modelos de 11 pisos, a tendência será para as forças de corte totais serem superiores em terreno Tipo III, depois terreno Tipo II e por último terreno Tipo I.

Perante a análise dos gráficos apresentados verificam-se os resultados presentes no último parágrafo, à excepção do caso de modelos de 7 pisos sujeitos a Acção Sísmica tipo II, onde as forças de cortes totais atingiram valores decrescentes na ordem de terreno Tipo III, Tipo II e por último tipo I. As diferenças existentes entre o terreno Tipo I e terreno Tipo II têm ordem de grandeza das dezenas.

Comparando as diferentes modelações, A,B,C e D, verifica-se que para os modelos de 4 pisos e 7 pisos, independentemente da Acção Sísmica e Terreno, tanto na direcção x como na direcção y a modelação que corresponde a um valor maior de forças de corte total é a modelação D. As modelações que apresentaram um valor menor de forças de corte total foram a modelação B na direcção x e a modelação A na direcção y .

Para os modelos de 11 Pisos verificou-se que na direcção x , a modelação em que as forças de corte totais são superiores é a modelação A em oposição à modelação D onde as forças de corte totais apresentam o menor valor. Já na direcção y , a modelação em

que as forças de corte totais são superiores é a modelação B em oposição à modelação C onde as forças de corte totais apresentam o menor valor.

5.3.3 Deslocamentos

As translações no plano de determinado piso podem ser caracterizadas por deslocamentos de pontos notáveis. Num edifício analisado tridimensionalmente existirá sempre, ainda que apenas para cargas verticais, rotação em torno de um eixo vertical que passa pelo edifício. Tal deve-se às irregularidades geométricas cometidas nos modelos de cálculo. Os modelos, quando sujeitos a acções horizontais, apresentam valores de translações que são importantes verificar, devendo estes estar dentro dos limites regulamentares. Nestes casos, um resultado mais fiável e expedito é obtido verificando os deslocamentos no plano horizontal dos pontos que definem os cantos dos edifícios ou verificando os deslocamento no ponto onde está localizado o centro de rigidez.

No caso de estudo apresentado, não querendo incorrer na exaustão de valores apresentados, foram verificados os deslocamentos no nó resultante da intersecção dos eixos D/1 ao nível da cobertura, o que, visto o comportamento dos diferentes modelos ser semelhante, a sua comparação directa não estará desviada duma análise detalhada. Os deslocamentos a seguir apresentados referem-se aos deslocamentos absolutos no plano, obtidos através da raiz quadrada da soma dos quadrados das suas componentes em x e y . Este referencial refere-se aos eixos globais do modelo de cálculo, correspondentes às duas direcções em estudo. Os gráficos correspondem assim ao deslocamento devido a uma acção sísmica na direcção x e ao deslocamento devido a uma acção sísmica na direcção y , respectivamente, para os casos de terreno tipo I, terreno tipo II e terreno tipos III.

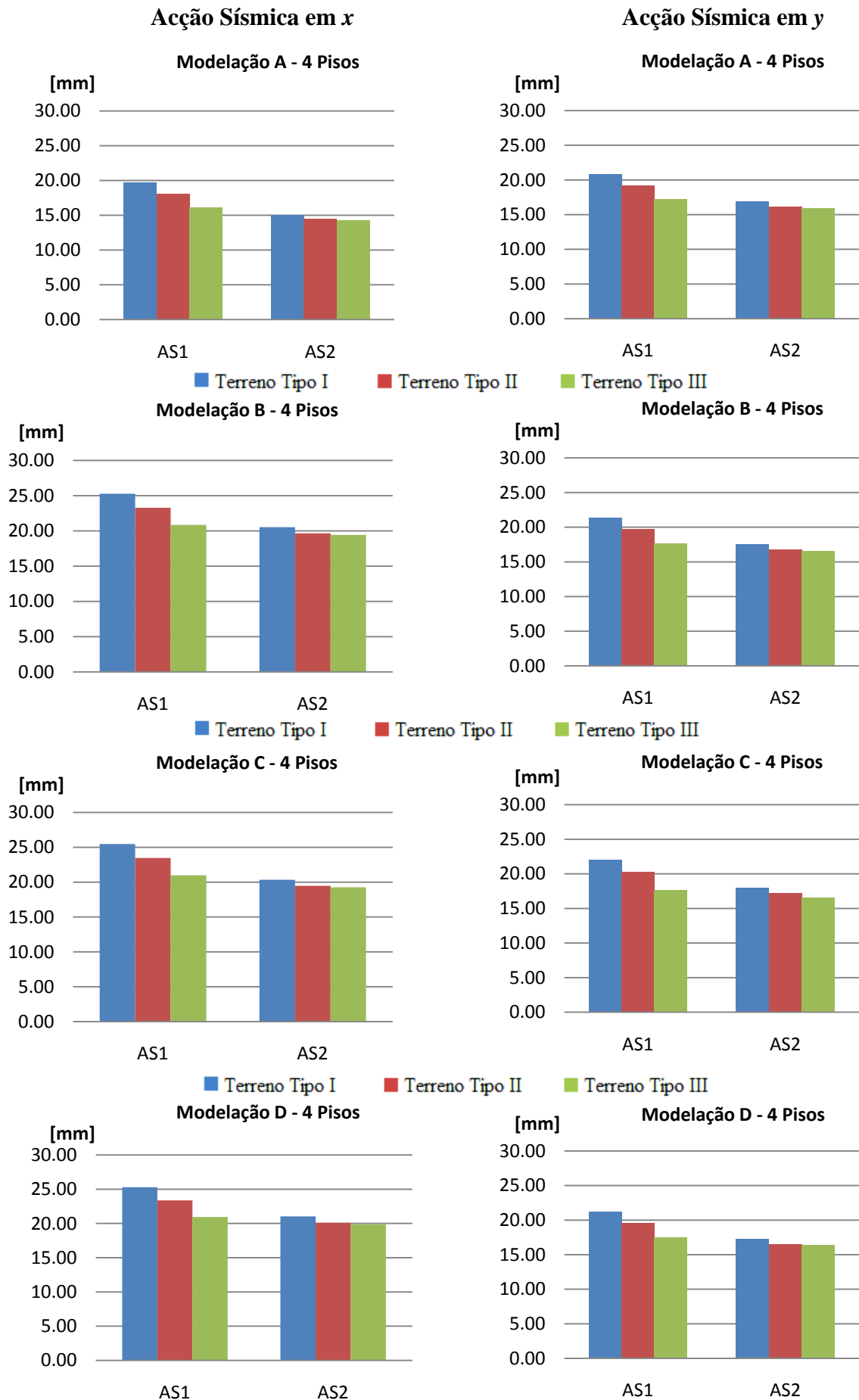


Figura 5.24 – Deslocamento nodal – Edifício 4 Pisos

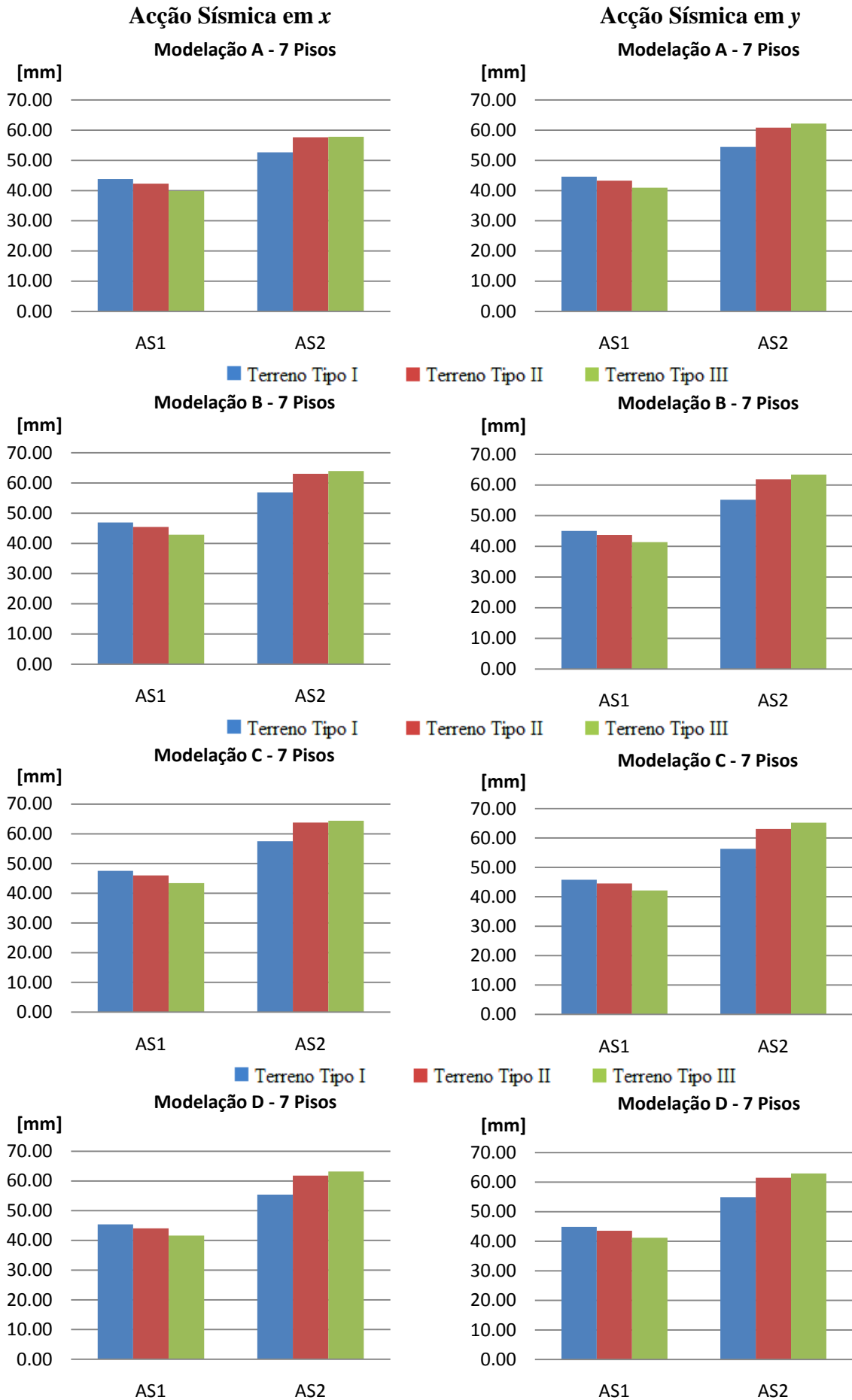


Figura 5.25 – Deslocamento nodal – Edifício 7 Pisos

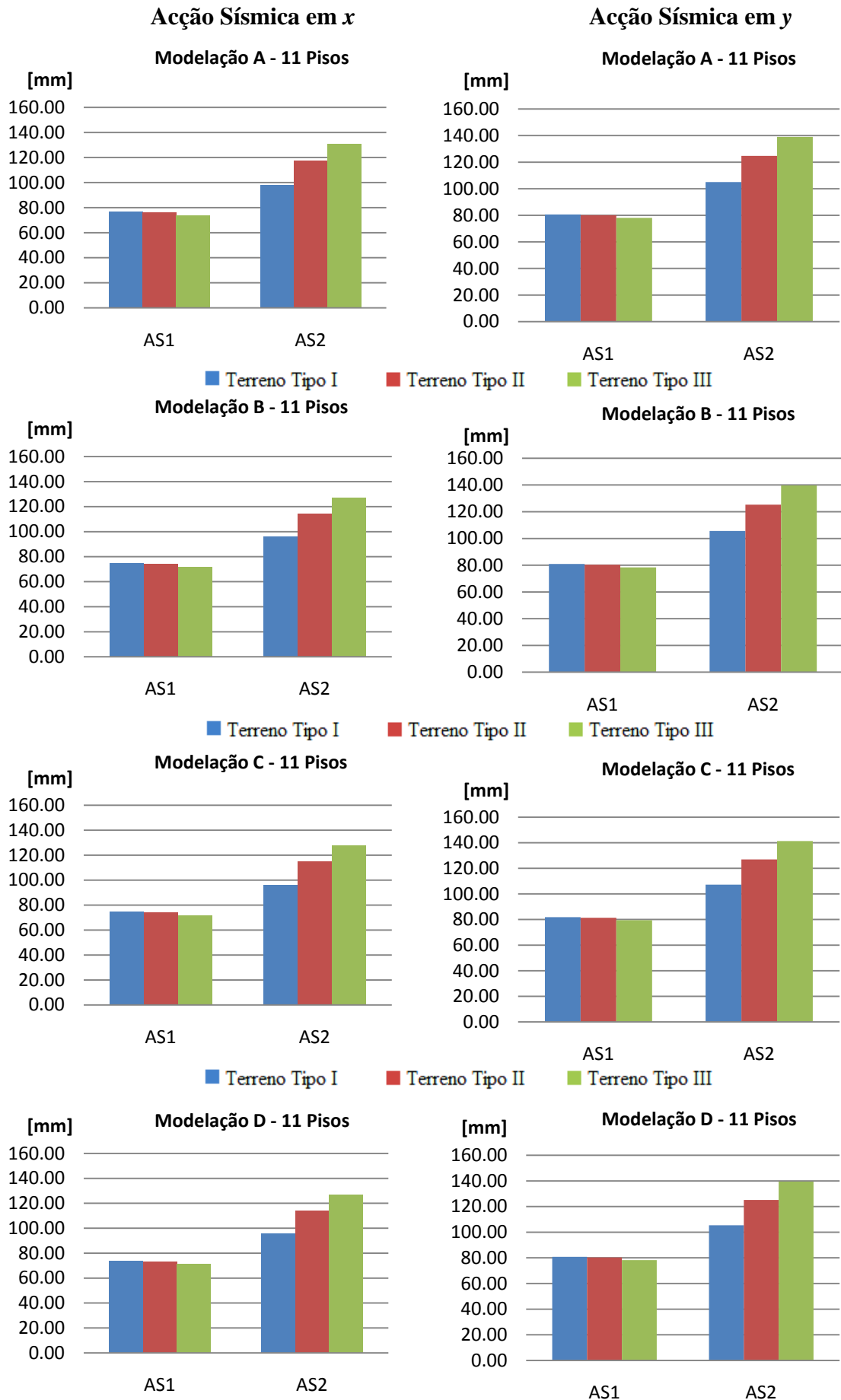


Figura 5.26 – Deslocamento nodal – Edifício 11 Pisos

Acção Sísmica e Terreno Tipo

Tendo em consideração os espectros de resposta presentes nas figuras 5.5 e 5.6 e sabendo que os períodos de vibração médios obtidos a partir das frequências das quatro modelações propostas são 0,45 s para o edifício de 4 pisos, 0,9 s para o edifício de 7 pisos e 1,5 s para o edifício de 11 pisos, é possível relacionar a influência do tipo de acção sísmica com os deslocamentos acima retratados.

O cálculo da aceleração sísmica correspondente aos períodos de vibração enunciados permite identificar que a acção sísmica tipo I seria a acção onde se obteriam maiores deslocamentos absolutos no modelo de 4 pisos, sendo que nos modelos de 7 e 11 pisos seria preponderante a acção sísmica tipo II. Este facto verificou-se com sucesso nos casos analisados.

Para cada acção sísmica, consultando os espectros de resposta supracitados, verifica-se também a variação da resposta com o tipo de terreno. Assim, para a acção sísmica tipo I, em ambos os modelos, era expectável que os deslocamentos obtidos fossem, por ordem decrescente, os correspondentes a terreno tipo I, terreno tipo II e terreno tipo III, o que se veio a verificar.

No caso da acção sísmica tipo II, no modelo correspondente ao edifício de 4 pisos, esperava-se que os deslocamentos obtidos fossem, por ordem decrescente, os correspondentes a terreno tipo I, terreno tipo II e terreno tipo III, sendo que a diferença de aceleração entre os dois últimos é reduzida, o que se verificou. No modelo correspondente ao edifício de 7 pisos era esperado que os deslocamentos obtidos fossem, por ordem decrescente, os correspondentes a terreno tipo II, terreno tipo III e terreno tipo I, no entanto os resultados que se obtiveram foram pela seguinte ordem: terreno tipo III, terreno tipo II e terreno tipo I. A diferença obtida no terreno tipo condicionante poderá ter como explicação o facto de os deslocamentos terem sido obtidos para a Combinação Quadrática Completa e as frequências naturais verificadas corresponderem ao primeiro modo de translação que não é necessariamente o modo de translação com maior participação modal. No modelo correspondente ao edifício de 11 pisos seria expectável que os deslocamentos obtidos fossem, por ordem decrescente, os

correspondentes a terreno tipo III, terreno tipo II e terreno tipo I o que aconteceu nos modelos analisados.

Modelação Proposta

Ainda que os deslocamentos referidos sejam sempre ao nível da cobertura, acontecendo que com o aumento do número de pisos aumente também o deslocamento absoluto do ponto referenciado, a diferença entre o deslocamento máximo e o deslocamento mínimo pode fornecer informação útil de modo a compreender o comportamento das modelações propostas.

Comparando os diferentes valores obtidos, no modelo de 4 pisos, para acção sísmica I em x e terreno tipo I, o deslocamento máximo é 25,5 mm e o deslocamento mínimo 19,7 mm, ou seja, existe um intervalo de cerca de 6 mm que corresponde a 24 % do maior deslocamento. No caso do modelo de 7 pisos, nas mesmas condições que o modelo anterior, o deslocamento máximo foi 47,5 mm e o deslocamento mínimo 43,8 mm, existindo uma variação de cerca de 4 mm, ou seja, 8 % do deslocamento máximo. Para o último caso, modelo de 11 pisos, e nas mesmas condições dos modelos anteriores, o deslocamento máximo foi 77,0 mm e o deslocamento mínimo 74,0 mm, ou seja uma diferença de 3 mm, 4% do deslocamento máximo. Embora se esteja a lidar com valores bastante pequenos, na ordem dos milímetros, convém salientar que estes foram obtidos directamente para o caso espectral numa direcção, sem qualquer interferência dos restantes casos de carga e combinações de cálculo. As diferenças de 24 %, 8 % e 4 % para os modelos de 4, 7 e 11 pisos, respectivamente, demonstram uma tendência para a aproximação de resultados decorrentes de diferentes propostas, isto é, visto a rigidez da parede se tornar menos expressiva em edifícios mais altos também a forma de a modelar se torna menos relevante.

Tendo verificado a perda da influência da rigidez da parede com o aumento do número de pisos dos edifícios estudados, deverão ainda ser reportadas quais as propostas de modelação mais flexíveis ou mais rígidas por análise do comportamento do edifício. No caso dos modelos de 4 pisos tem-se que a proposta A é a mais rígida e a C ou a D a mais flexível dependendo da solicitação, salientando no entanto que o comportamento das propostas B, C e D é muito semelhante. No modelo de 7 pisos o modelo mais rígido

é o que corresponde à proposta A e o mais flexível o que corresponde à proposta C, no entanto, como demonstrado no parágrafo anterior a rigidez da modelação A torna-se menos evidente que no caso anterior. Para o caso do modelo de 11 pisos, verifica-se que ao contrário dos casos anteriores a proposta mais rígida varia consoante a solicitação, sendo a proposta D para acção sísmica em x e a A para acção sísmica em y , tendo no entanto uma diferença de 1mm para a mais flexível. Para a acção sísmica em x a proposta mais flexível é a A e para a acção sísmica em y é a proposta C. Esta irregularidade no comportamento vem justamente demonstrar a fraca influência da modelação da parede no seu comportamento, deixando os resultados serem afectados por deslocamentos que provém provavelmente de modos de torção.

Capítulo 6

Considerações Finais e Acções Futuras

6.1 Considerações Finais

Com a elaboração desta dissertação torna-se evidente que o objectivo final de qualquer modelação adoptada será o dimensionamento e construção de um edifício, a análise e modelação será “apenas” parte do processo. A qualidade e detalhe da análise a efectuar deve ser, de alguma forma, proporcional ao desafio que o dimensionamento possa requerer. A visão da actual disponibilidade de software e hardware deve ser confrontada à realidade de que há relativamente pouco tempo o acesso de engenheiros projectistas a qualquer meio computacional era ínfima ou nula. Recorde-se que em Portugal nos anos decorrentes a 1970 e 1980 deu-se um aumento significativo na concepção e construção de prédios urbanos, numa altura em que existiam poucos meios informáticos.

Ao recorrer a modelos de cálculo o engenheiro deve ter em mente que este será sempre uma idealização do comportamento real da estrutura, sendo falível imediatamente por lhe faltarem dados exactos da envolvente em que se encontra o edifício, ou por total desconhecimento dos mesmos. A materialização do projecto, no estado final de um edifício, será susceptível de apresentar disposições e materiais considerados não

estruturais que afectem o seu comportamento, alterando o assumido em projecto, como por exemplo, a disposição de alvenarias. Assim, apesar de o grau de exigência e rigor na execução de um projecto dever ser elevado, não se deverá dissociar do grau de incerteza que algumas assumpções acarretam.

Ao executar este trabalho e nomeadamente na realização dos diversos modelos de cálculo, concluo ser plausível que para edifícios de pequeno porte, idealizações simples serão sempre as mais adequadas, justificando-se apenas a utilização das modelações C e D pelo à vontade do projectista em analisá-las, caso contrário a sua utilização não trará benefícios práticos. São aconselhadas para o efeito as propostas A e B, tendo no entanto em atenção que dada a sensibilidade destes edifícios à rigidez atribuída pela modelação de paredes resistentes, a modelação A será por ventura menos aconselhável que a modelação B. Ao analisar os resultados obtidos tem-se que a modelação A, em edifícios pequenos, está geralmente sujeita a uma percentagem elevada de forças horizontais correspondente a mais de 90% dos esforços devido a essa acção. Este facto origina que os casos condicionantes para dimensionamento de pilares sejam provenientes de acções variáveis base que correspondem a acções verticais, sobrecargas. Desta forma a fiabilidade da estrutura encontra-se circunscrita a um único elemento, a parede resistente, o que será falível caso existam erros de concepção ou construção. Além desta preocupação acresce que a exigência pela solicitação do terreno, por parte da fundação de uma parede usando a proposta A, será elevada, o que poderá ditar a rotura do terreno por falta de capacidade resistente.

O projectista deve perante um novo projecto questionar-se qual o benefício, e se este existe, em modelar paredes resistentes utilizando determinado método. Tendo ficado a ideia, pela realização desta tese, que a modelação de paredes resistentes por elementos finitos, proposta C, será a mais morosa na execução e análise do modelo de cálculo. Visto esta não apresentar um comportamento suficientemente distinto das modelações B e D julga-se ser um método de último recurso na actividade de projecto de estruturas para a modelação de paredes resistentes. Pela mesma razão apontada no parágrafo anterior mas juntando a necessidade que com a proposta A se necessita de recorrer a artifícios de forma a ligar a estrutura à barra que modela a parede, para um número elevado de pisos, esta proposta poderá não ser a mais isenta de erros no final.

Duma forma geral conclui-se que em regra a aplicação de modelos de barras será o mais adequado, tornando-se também a modelação mais simples na interpretação dos esforços de cálculo obtidos. A construção e análise de modelos de cálculo com recurso às propostas A, B e D, para edifícios regulares e principalmente em edifícios de pequeno porte, tendem a fomentar uma maior percepção do comportamento esperado quando sujeitos a carregamentos horizontais, desta forma aumenta também o sentido crítico do projectista.

Resta o registo de que o apoio fictício de um projectista na modelação por elementos *shell* como forma de obter um novo nível de perfeccionismo no cálculo de estruturas poderá não ser verdadeiro. Resulta assim a questão se o MEF aplicado à modelação de paredes resistentes será um método inovador? A aplicar indiscriminadamente? Ou será apenas uma nova forma de cometer (mais) erros?

6.2 Acções Futuras

Sendo este um tema que poderá interessar principalmente à comunidade técnica de Engenharia Civil e, por ventura, com a junção de análise não linear à comunidade científica sugerem-se algumas abordagens que lhe poderão dar seguimento.

Partindo dos resultados obtidos, um estudo técnico-económico proveniente do dimensionamento dos elementos verticais e seu comparativo seria uma análise crítica a efectuar.

Tendo ainda como base o trabalho desenvolvido, alguns dos princípios aplicados aos casos de estudos podem ser alterados, nomeadamente localizando a parede resistente num ponto extremo a fim de aumentar a excentricidade do centro de rigidez ao centro de massa, testando o desempenho dos modelos à torção.

Nas modelações utilizadas algumas alterações podem ser efectuadas com a tentativa de refinar os modelos:

- Modelação A, isto é utilizando uma barra de secção total - pode ser estudado qual o coeficiente de redução da sua rigidez em ambas as direcções que conduz a um resultado equilibrado no seu dimensionamento e respectiva fundação.
- Modelação B, onde se utilizou uma barra por cada aresta da parede - um dos parâmetros que condiciona o comportamento à torção é a altura considerada nas vigas rígidas ao nível do piso, que unem as três barras verticais. Nesta tese a altura considerada foi a altura do piso, no entanto assumir valores alternativos poderia ter impacto no desempenho do modelo.
- Modelação C, em que se recorreu ao MEF, foram utilizados elementos finitos quadrados de 4 nós com dimensão máxima igual à unidade - a resposta obtida deverá depender tanto do grau de discretização utilizado como do tipo de elementos finitos utilizados, estes são parâmetros susceptíveis de serem calibrados.
- Modelação D que corresponde a uma proposta de Guilardi, método em que diversas dissertações já se apoiaram - a compilação das revisões efectuadas e propostas de alteração do modelo são um assunto a ter em consideração. Para paredes do tipo U, M e L a substituição de um elemento vertical centrado por dois, um em cada periferia, permitirá eventualmente ter um comportamento diferente, pois esses elementos terão elevada inércia nas duas direcções.

Não tendo incorrido na descrição exaustiva de modelações possíveis para a parede resistente optou-se apenas pelas atrás referidas. Assim, seria interessante consultar a bibliografia de modo a serem analisadas outras propostas mas tendo em perspectiva a execução de uma nova proposta, devidamente calibrada e tendo em vista a sua aplicação no quotidiano do projecto de estruturas.

No que respeita aos elementos envolventes sugere-se:

- Estudar a interacção das modelações propostas com os elementos directamente ligados a paredes resistentes, como sejam lajes.
- A aplicação do estudo a lajes vigadas percebendo o efeito que o esforço axial nas mesmas, devido à torção do modelo, afecta o comportamento dos restantes elementos verticais.
- Estudar a interacção das modelações propostas em núcleos centrados, considerando simultaneamente paredes resistentes na periferia como forma de controlar a torção em edifícios altos.

No que concerne à análise efectuada, tendo esta tese decorrido em análise linear, a consideração da não linearidade no comportamento dos materiais será uma proposta focada no futuro do projecto de estruturas.

Referências Bibliográficas

- [1] **Afaconsult**, www.afaconsult.com; Portfolio, Estoril Sol Residence; 2010
- [2] **Morgado, A. C. G.** Folhas da Cadeira Construções e Processo, EST/UA, Cap. Pormenores Construtivos. EST; 2009.
- [3] **Autodesk Robot Structural Analysis.** Training Manual - Metric Version. http://images.autodesk.com/adsk/files/robot_2010_training_manual_metric.pdf ; Autodesk, 2010
- [4] **Azevedo, A. F.** Método dos Elementos Finitos. Porto; Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2003.
- [5] **Beer, F. P., Johnston, E. R. e Eisenber, E. R.** Mecânica Vetorial para Engenheiros, Estática. Rio de Janeiro; McGraw-Hill, 2006. 858-68-0445-2.
- [6] **Bhatt, C. A.** Análise Sísmica de Edifícios de Betão Armado segundo o Eurocódigo 8 - Análises Lineares e Não Lineares; Tese de Mestrado. Lisboa; Instituto Superior Técnico.
- [7] **Carneiro, F., Guerra, J.** Folhas da Cadeira de Análise de Estruturas – Contraventamento de Edifícios, UFP; 2008.

- [8] **Carvalho, E. C.** Seminário Euródigos Estruturais – O início da sua aplicação em Portugal; Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 2010.
- [9] **Castro, L. S.** Modelação de Lajes com Elementos e Grelha. IST ; 2001.
- [10] **CEN.** Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Dezembro de 2004.
- [11] **Clough, R. W., King, I. P. e Wilson, E. L.** Structural Analysis of Multistorey Buildings; Journal of Structural Division, ASCE, 90 (19), 1964.
- [12] **Clough, R. W. e Penzien, J.** Dynamics of Structures. E.U.A. : Computers & Structures, Inc., 2003.
- [13] **Google Maps**, www.maps.google.pt , 2010.
- [14] **Guerreiro, L. M.** Revisões de Análise Modal e Análise Sísmica por Espectros de Resposta - Apontamentos da Disciplina de Dinâmica e Engenharia Sísmica. Instituto Superior Técnico; 1999.
- [15] **Guerreiro, L. M.** Folhas de Introdução à Engenharia Sísmica de Edifícios do Mestrado em Energia e Climatização de Edifícios, ISE/UA; 2009.
- [16] **Guilardi, S. M.** Sobre os Problemas Inerentes aos Processos Discretos na Análise de Núcleos Estruturais; Tese de Mestrado. Universidade Estadual de Campinas (Brasil); FEC.
- [17] **Jubin, J., Fahjan, Y.M. e Tan, M.T.** Comparison of Practical Approaches for Modelling Shearwalls in Structural Analyses of Buildings. Beijing, China; World Conference on Earthquake Engineering, 2008.
- [18] **Lúcio, V.** Folhas da Cadeira EBA I, FCT/UNL, Cap. 11. FCT; 2006.

- [19] **MacLeod, I. A.** Lateral Stiffness Analysis of Shear Walls with Openings, Págs. 223-252. Symp. of Tall Buildings, Londres, Inglaterra; Pergamon Press, 1967.
- [20] **Oliveira, J. e Ferreira, M.** Análise Global de Estruturas. FEUP
- [21] **Pereira, A. O.** Estudo da Influência da Modelagem Estrutural do Núcleo dos Paineis de Contraventamento de Edifícios Altos; Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia de Estruturas. EESC - Universidade de São Paulo.
- [22] **R.S.A.** Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes, Decreto-Lei nº 235/83; Porto Editora, 1983. 978-972-0-01183-1.
- [23] **Ramilo, N. C.** Modelação de Núcleos de Edifícios; Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil. IST.
- [24] **Sampaio, P. e Guerra, J.** Análise de Estruturas - Noções de Análise Sísmica de Edifícios. Universidade Fernando Pessoa; 2006.
- [25] **Smith, B. S. e Cruvelier, M.** Planar Modelling Techniques for Asymmetric Building Structures. Proc. Instn. Civ. Engrs; 1990.
- [26] **Smith, B. S. e Girgis.** Simple Analogous Frames for ShearWall Analysis; Journal of Structural Division, ASCE, 110 (11), 1984.

Anexos

A. Modelação C – Modelação com elementos finitos tipo *shell*

Nos anexos seguintes são apresentados os modelos globais correspondentes aos edifícios de quatro, sete e onze pisos, respectivamente.

Na apresentação de cada um dos modelos são demonstrados os três primeiros modos de vibração, sendo o primeiro e segundo correspondentes a modos de translação e o terceiro a torção.

Remetendo ao tema da tese e à análise nela efectuada é ilustrada a geometria da malha de elementos finitos utilizada na discretização da paredes resistente, bem como, diagrama de momentos flectores do núcleo na zona do meio piso do piso 0 ao meio piso do piso 1. Os diagramas de esforços correspondem à acção de combinação sísmica preconizada no regulamento supracitado R.S.A., para a situação de Acção Sísmica I, Terreno Tipo I e sismo a actuar na direcção x (do modelo global).

A nomenclatura nos diagramas de esforços apresentado refere-se ao eixos globais dos modelos de cálculo inerentes.

A.1. Modelo de quatro pisos

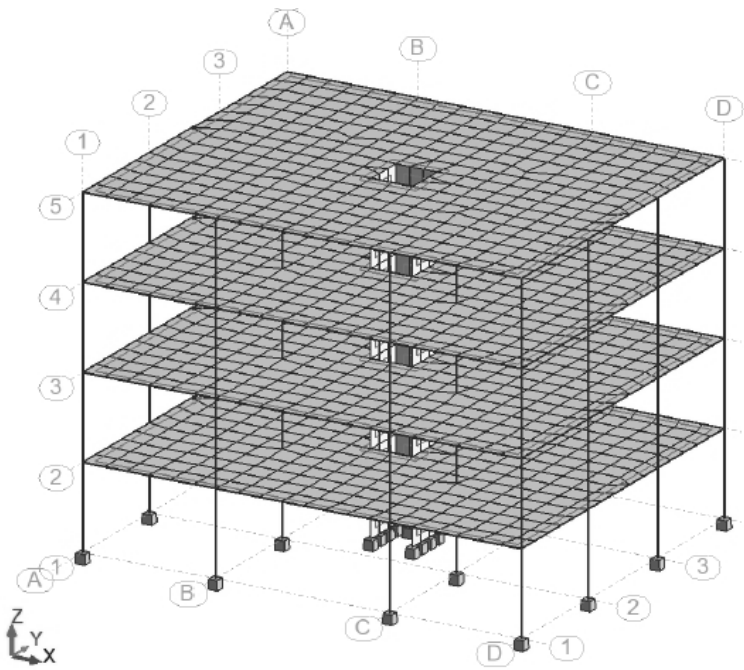


Figura A.1.1. Modelo Global

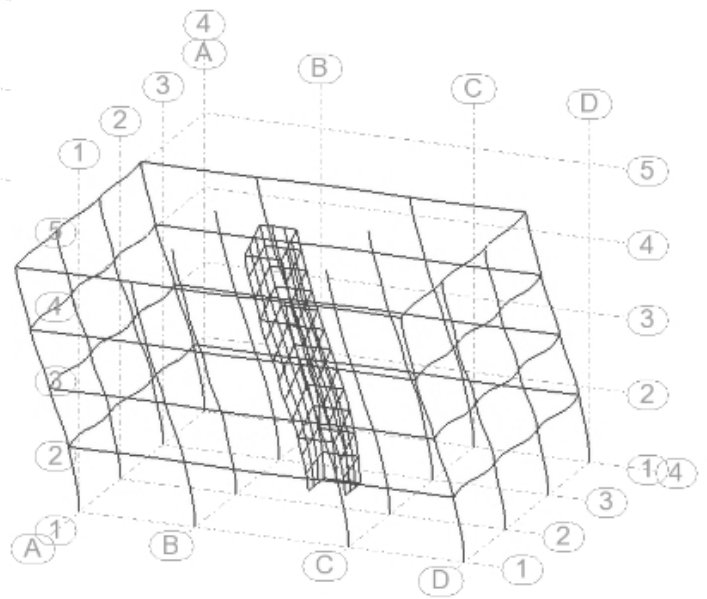


Figura A.1.2. Primeiro Modo de Vibração

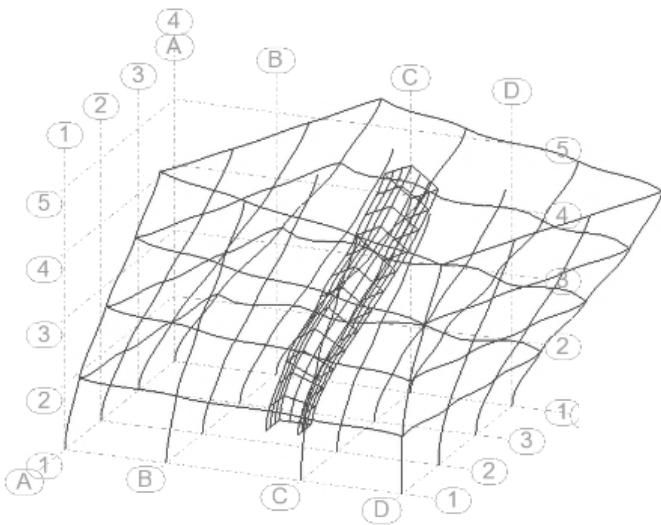


Figura A.1.3. Segundo Modo de Vibração

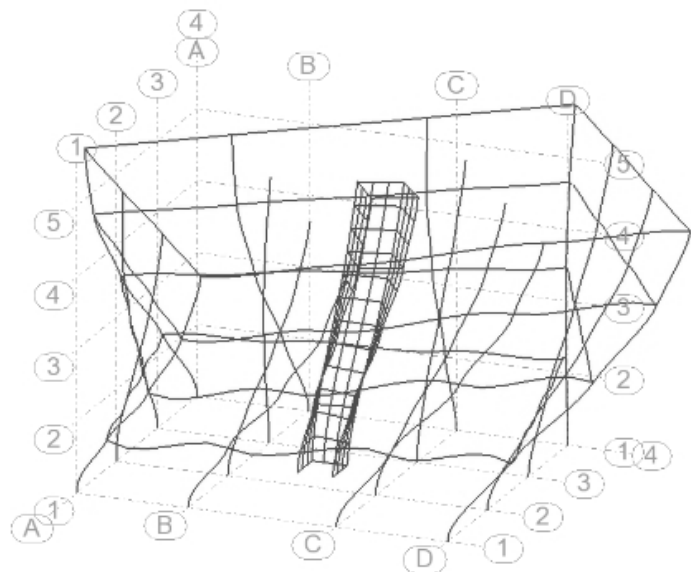


Figura A.1.4. Terceiro Modo de Vibração

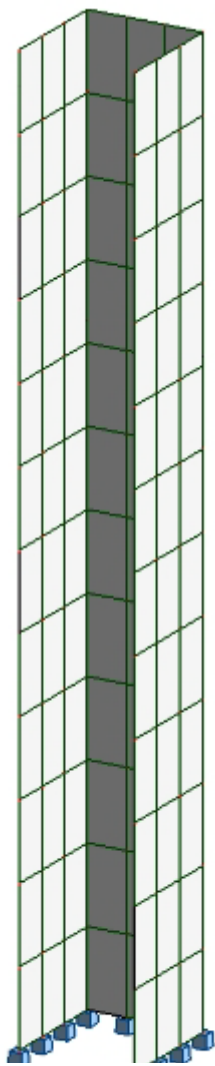


Figura A.1.5. Parede Resistente Geometria da Malha de Elementos Finitos

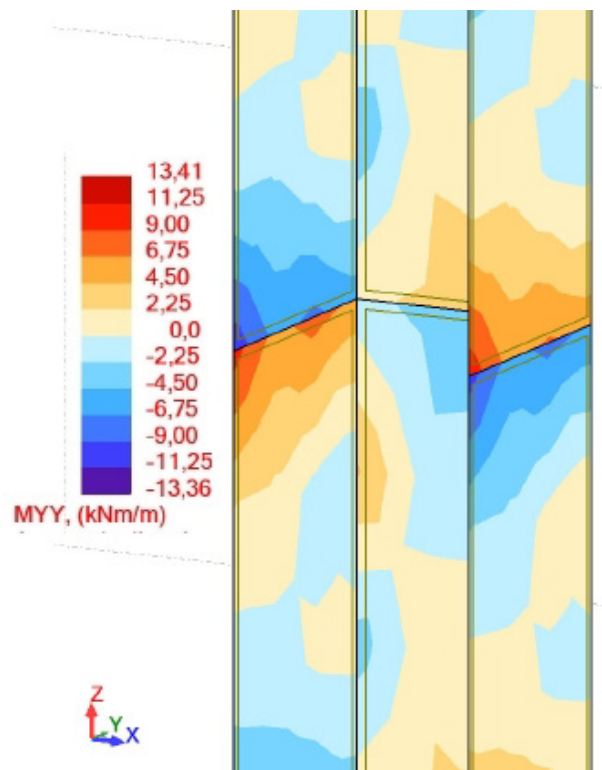


Figura A.1.6. Combinação Sísmica – Sismo em X - M_{yy}
Parede Resistente ao nível da laje do Piso 1

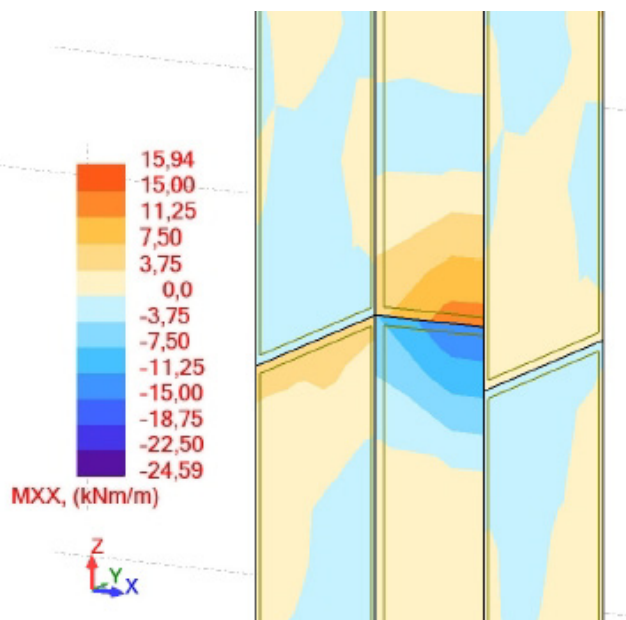


Figura A.1.7. Combinação Sísmica – Sismo em X - M_{xx}
Parede Resistente ao nível da laje do Piso 1

A.2. Modelo de sete pisos

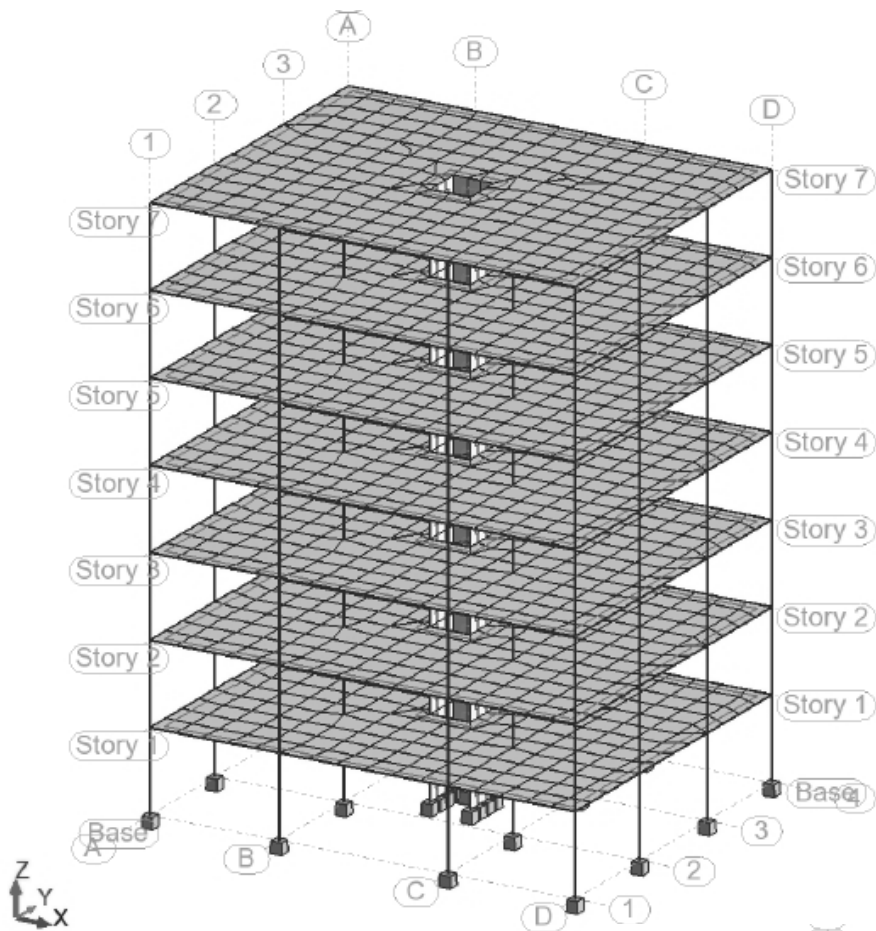


Figura A.2.1. Modelo Global

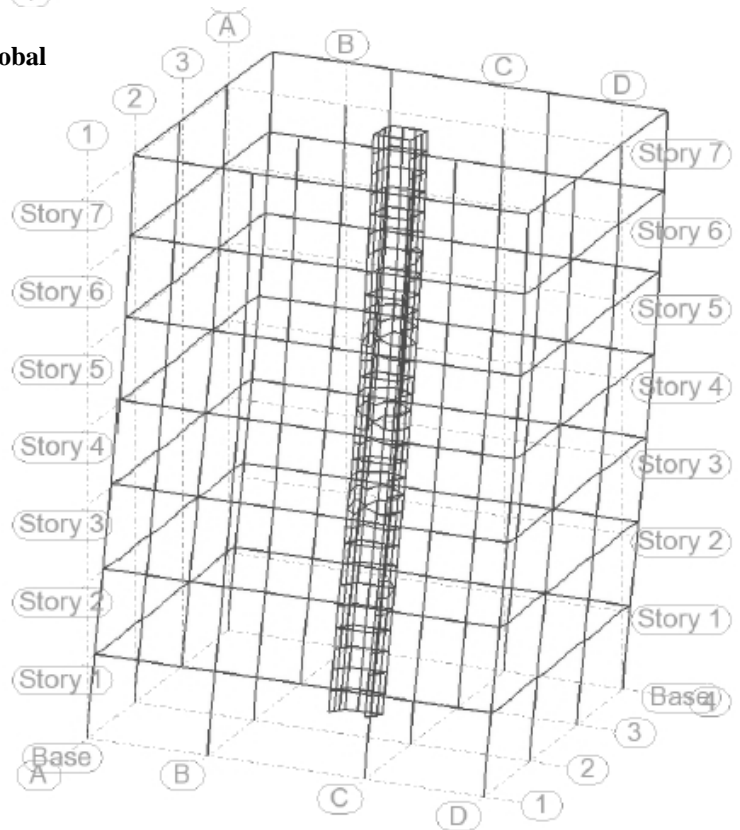


Figura A.2.2. Primeiro Modo de Vibração

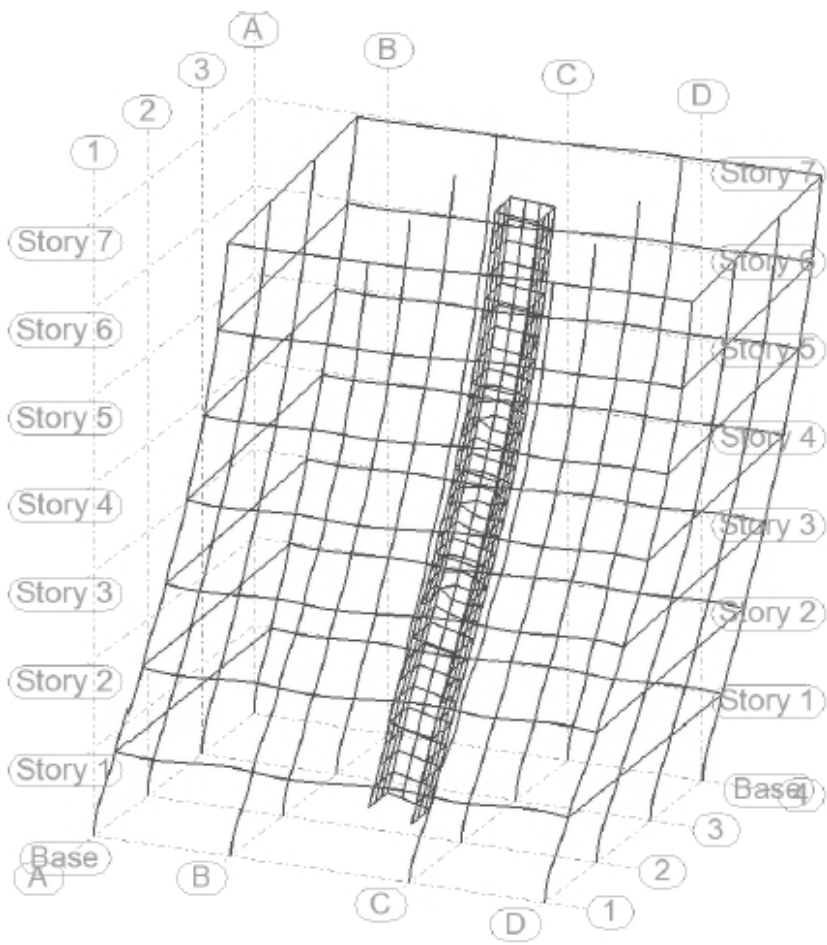


Figura A.2.3. Segundo Modo de Vibração

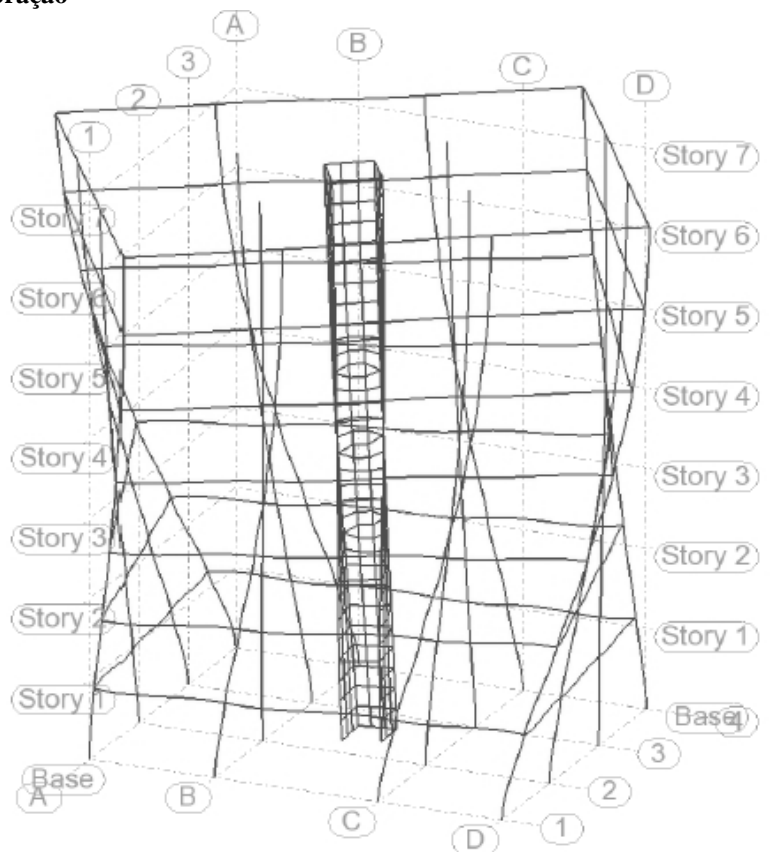


Figura A.2.4. Terceiro Modo de Vibração

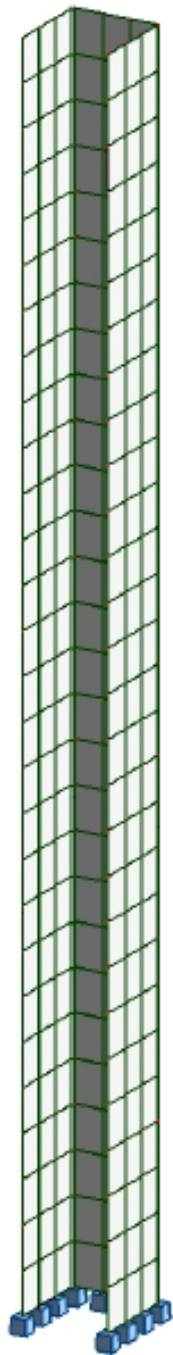


Figura A.2.5. Parede Resistente
Geometria da Malha de
Elementos Finitos

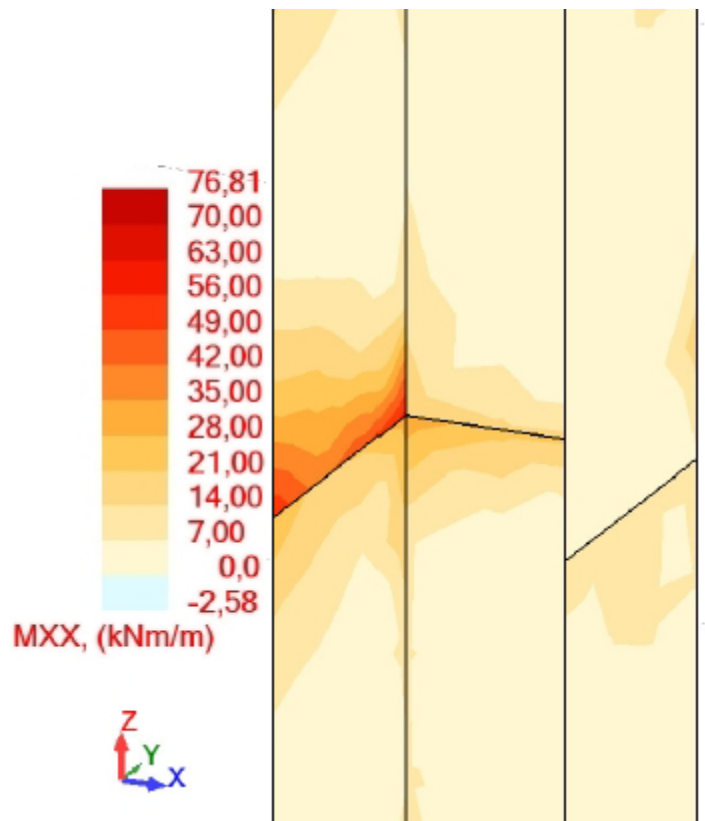


Figura A.2.6. Combinação Sísmica – Sismo em X – M_{xx}
Parede Resistente ao nível da laje do Piso 1

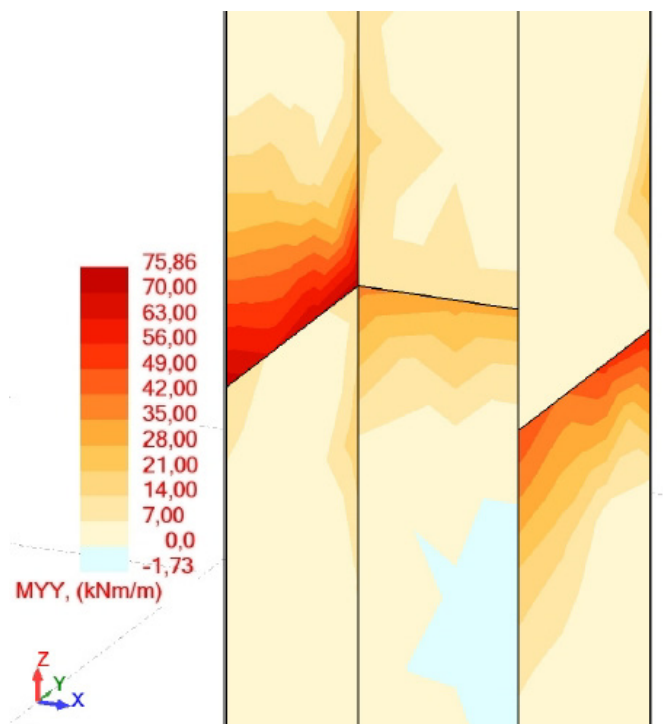


Figura A.2.7. Combinação Sísmica – Sismo em X - M_{yy}
Parede Resistente ao nível da laje do Piso 1

A.3. Modelo de onze pisos

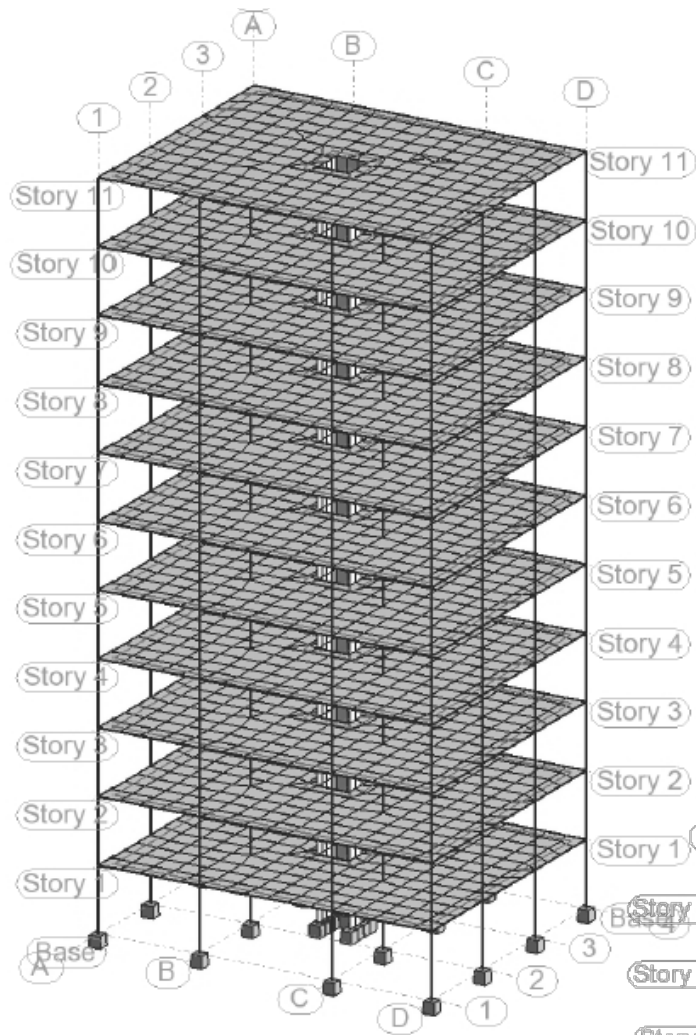


Figura A.3.1. Modelo Global

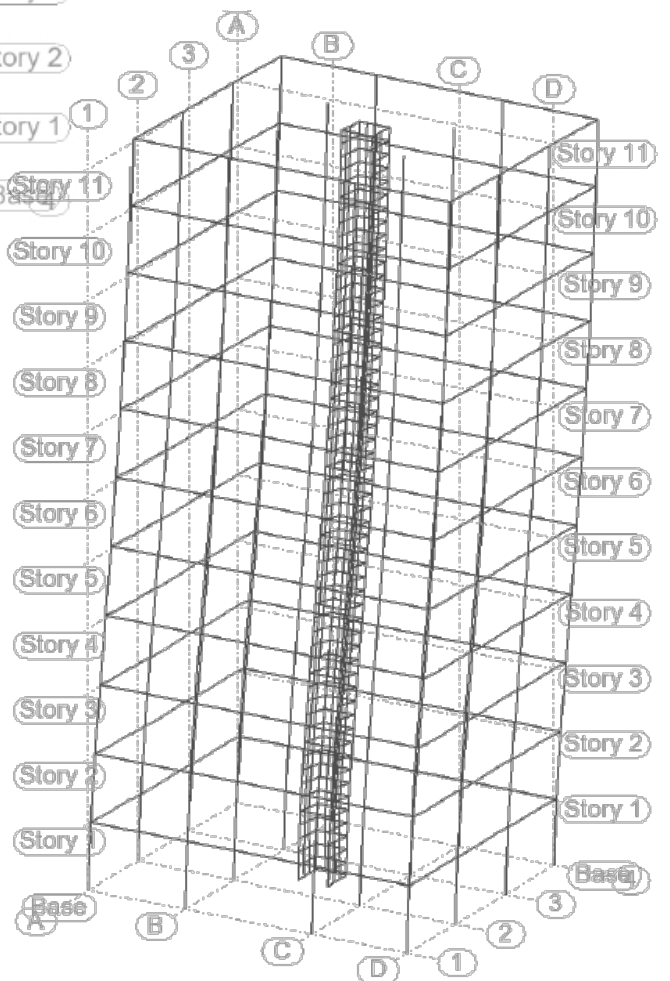


Figura A.3.2. Primeiro Modo de Vibração

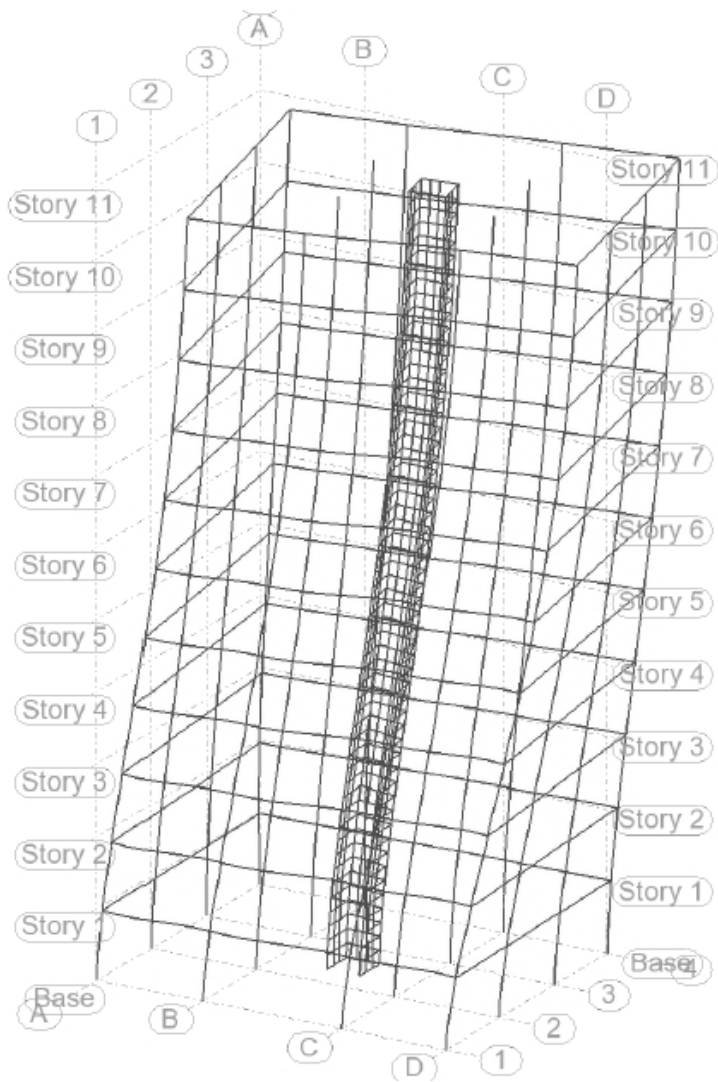


Figura A.3.3. Segundo Modo de Vibração

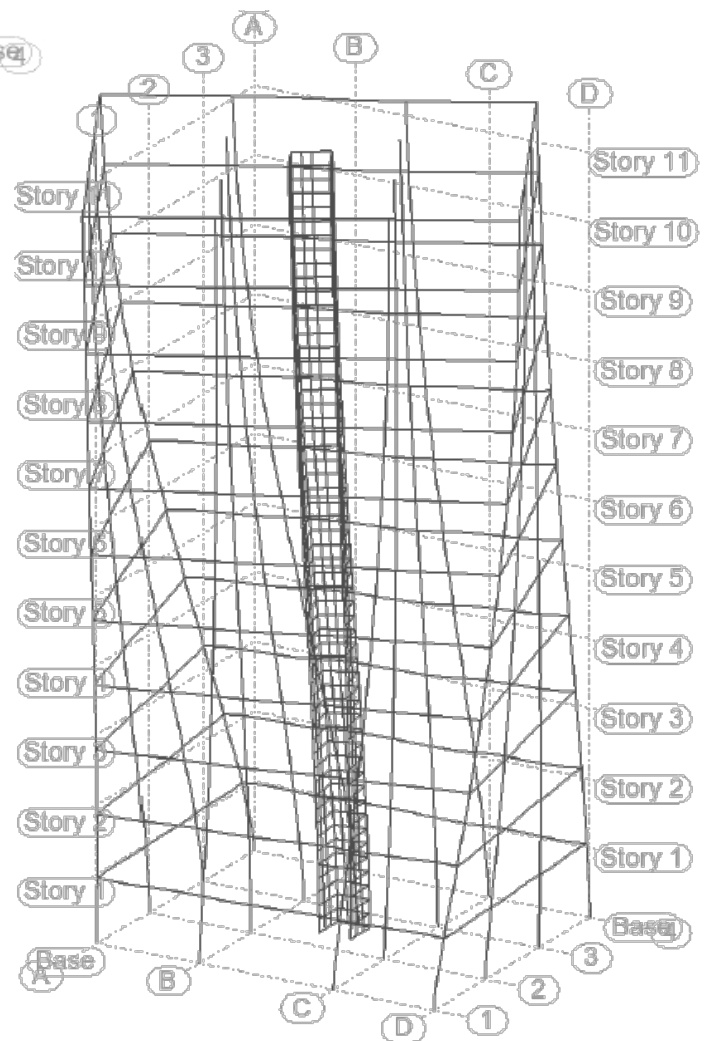


Figura A.3.4. Terceiro Modo de Vibração

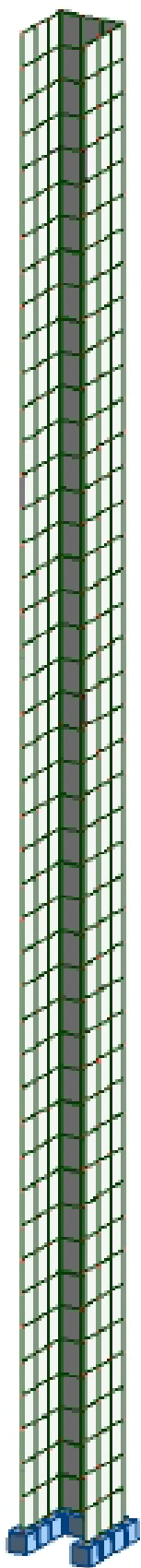


Figura A.3.5. Parede Resistente
Geometria da Malha de
Elementos Finitos

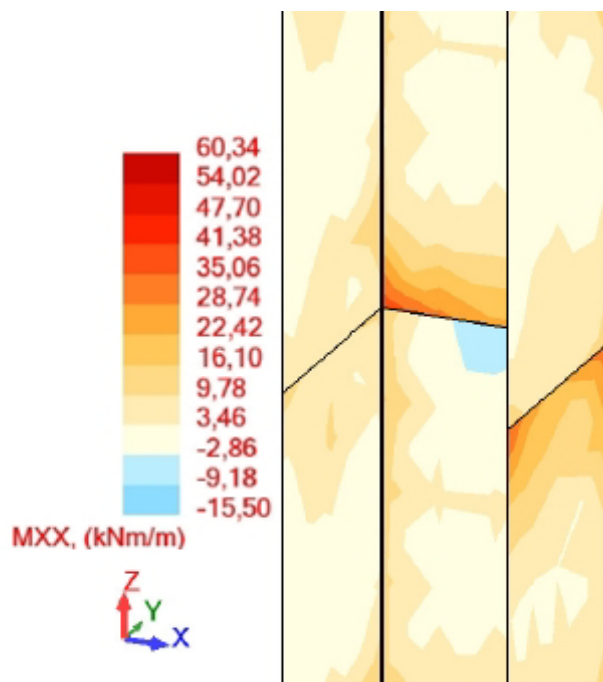


Figura A.3.6. Combinação Sísmica – Sismo em X – M_{xx}
Parede Resistente ao nível da laje do Piso 1

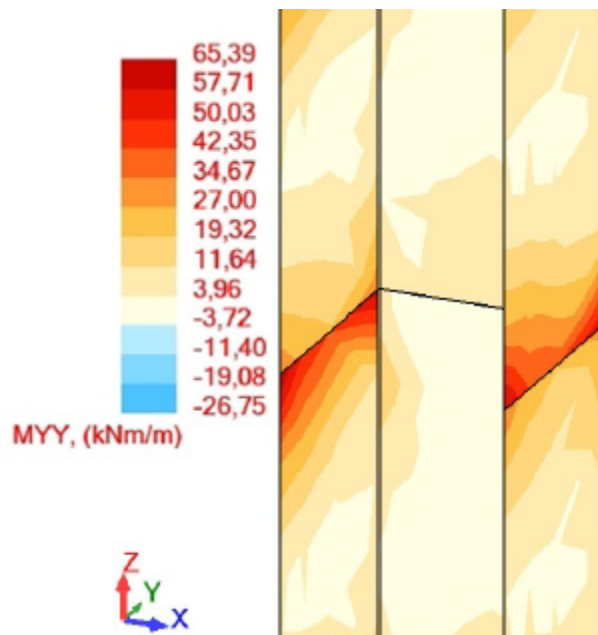


Figura A.3.7. Combinação Sísmica – Sismo em X - M_{yy}
Parede Resistente ao nível da laje do Piso 1