

DESEMPENHO ESTRUTURAL DE EDIFÍCIOS DE GRANDE ALTURA

Comparação entre métodos expeditos e
modelação computacional

EDUARDO FRANCISCO DUARTE PINTO DA SILVA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Rui Manuel Meneses Carneiro de Barros

JULHO DE 2010

AGRADECIMENTOS

Para todos os que acompanharam, me incentivaram ao longo do desenvolvimento deste trabalho, deixo aqui o meu sincero reconhecimento. Gostaria de agradecer em especial:

- Aos meus pais e irmãos;
- Ao professor Rui Carneiro de Barros, pelo tempo disponibilizado, pela bibliografia disponibilizada, por todos os conselhos e ensinamentos transmitidos;
- À Ana Vaz, por todo o apoio e carinho, por todo o incentivo nos momentos mais difíceis, e por toda a compreensão.

RESUMO

Com o evoluir dos tempos, os desafios que surgem ao engenheiro de estruturas são cada vez mais complexos, consequência de um arrojo inerente às soluções modernas, consequência das necessidades económicas e sociais, mas também consequência da necessidade constante que o ser humano apresenta no sentido de evoluir e de ultrapassar limites convencionados. É nesta linha de pensamento que devemos enquadrar a problemática dos edifícios de grande altura, objecto de estudo no presente trabalho.

Para que o engenheiro tenha a percepção real da problemática inerente à concepção de edifícios de grande altura, necessita de conhecer as diversas soluções estruturais mais utilizadas. Ao longo dos anos foram-se aperfeiçoando sistemas estruturais que fossem capazes de fazer frente às exigências específicas deste tipo de estruturas. Desde soluções mais simples baseadas em sistemas porticados até aos sistemas estruturais mais recentes, baseados no comportamento tubular, existe um processo de evolução que não pode ser ignorado, pelo contrário, é peça fundamental para compreender o real comportamento deste tipo de edifícios. O presente trabalho aborda por isso os diversos sistemas estruturais que foram sendo utilizados ao longo dos anos, com especial enfoque para as estruturas metálicas.

Tratando-se de edifícios de grande altura, a importância das acções dinâmicas, como a acção do vento ou a acção sísmica, assumem um papel preponderante, uma vez que serão essas acções a condicionar o seu dimensionamento. Assim sendo, é importante que o engenheiro projectista tome conhecimento do comportamento estrutural deste tipo de edifícios, quando sujeitos a solicitações desse tipo. O presente trabalho aborda a acção do vento e a acção sísmica, a forma como estas interagem com as estruturas de grande altura, assim como os diversos condicionalismos e métodos de dimensionamento preconizados pelos códigos vigentes actualmente em Portugal.

A necessidade de conceber edifícios de grande altura aparece numa época em que o engenheiro projectista estava longe de sequer imaginar que um dia poderia contar com o auxílio de máquinas potentes como os computadores. Apoiado na experiência e em métodos expeditos, concretizaram-se grandes obras de engenharia, que conquistaram espaço próprio na história da engenharia civil. Os métodos aproximados e expeditos tinham nessa fase um papel preponderante. Ainda nos dias de hoje, depois do advento dos computadores, os métodos expeditos são considerados como excelentes ferramentas a serem utilizadas em fases preliminares de projecto, uma vez que podem ser aplicados de forma rápida. O presente trabalho aborda diversos métodos aproximados e expeditos, de acordo com os critérios de resistência, rigidez e estabilidade, para os sistemas estruturais mais populares.

Para que os métodos aproximados e expeditos possam ser encarados como uma ferramenta de grande utilidade numa fase de pré-dimensionamento, é necessário que o engenheiro projectista a considere fiável. Essa fiabilidade comprova-se através da comparação de resultados obtidos a partir desses mesmos métodos expeditos com resultados obtidos a partir de potentes ferramentas informáticas, muito utilizadas no dimensionamento estrutural actualmente. O presente trabalho procede a uma análise comparativa para alguns dos métodos expeditos abordados e procede à sua comparação com resultados obtidos a partir de software comercial, comprovando desta forma a fiabilidade dos métodos e a sua utilidade.

PALAVRAS-CHAVE: Edifícios de grande altura, sistemas estruturais, métodos expeditos.

ABSTRACT

With the evolution of times, the challenges that arise to the structural engineer are increasingly complex, a consequence of inherent daring modern solutions, a consequence of economic and social needs, but also a consequence of the continuing need that man has towards evolve and exceed agreed limits. It is in this line of thought that we should frame the issue of high-rise buildings, study object in this work.

For the engineer has the real perception of the problems inherent in the design of high-rise buildings, you need to know the different structural solutions more widely used. Over the years, the structural systems have been improved to cope with the specific requirements of such structures. From simple solutions, like moment frames, till latest structural systems, based on tubular behavior, there is an evolving process that cannot be ignored. On the contrary, it is a key to understanding the real behavior of such buildings. This paper discusses the various structural systems that have been used over the years, with particular emphasis on steel structures.

In the case of high-rise buildings, the importance of dynamic actions such as wind or seismic action, assume a dominant role, since these actions will influence his design. It is therefore important that the design engineer becomes aware of the structural behavior of such buildings, when subjected to such requests. This paper discusses the action of wind and seismic action, the way they interact with high-rise structures, as well as the various constraints and design methods recommended by the codes currently existing in Portugal.

The need to design high-rise buildings comes at a time when the design engineer was far from even imagining that one day could count on the aid of powerful machines such as computers. Based on experience and empirical methods, they were realized major engineering works, which won its own space in the history of civil engineering. The approximate methods at this stage had a major role. Even today, after the advent of computers, empirical methods are regarded as excellent tools to use in the preliminary stages of design, since it can be applied quickly. This paper discusses several approximate methods, according to the criteria of strength, stiffness and stability to the most popular structural systems.

For the approximate methods can be seen as a highly usable tool in a pre-dimensioning, it is necessary that the design engineer consider it reliable. This reliability is proven by comparing results obtained from the empirical methods with results obtained from powerful tools, widely used in structural design today. This study makes a comparative analysis for some of the approximate methods discussed and shall its comparison with results from commercial software, thus proving the reliability of the methods and their usefulness.

KEY-WORDS: High-rise buildings, structural systems, approximate methods.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS.....	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v

1. INTRODUÇÃO 1

1.1. MOTIVAÇÃO.....	1
1.2. OBJECTIVOS E PLANO DE TRABALHO	2
1.3. ORGANIZAÇÃO DA TESE.....	2

2. SISTEMAS ESTRUTURAIS UTILIZADOS EM EDIFÍCIOS DE GRANDE ALTURA CONDICIONADOS PELAS ACÇÕES HORIZONTAIS.....5

2.1. INTRODUÇÃO.....	5
2.2. PÓRTICOS SEMI-RÍGIDOS.....	6
2.3. PÓRTICO RÍGIDO.....	6
2.4. PÓRTICOS SIMPLES CONTRAVENTADOS	8
2.4.1. TIPOS DE CONTRAVENTAMENTOS.....	9
2.5. STAGGERED TRUSS SYSTEM.....	10
2.5.1. VANTAGEM RELATIVA AO SISTEMA DE PÓRTICO SIMPLES.....	10
2.5.2. SISTEMA DE PISO – LAJE (FLOOR SYSTEM)	11
2.5.3. TRELIÇAS	12
2.5.4. PILARES.....	12
2.6. SISTEMAS DE CONTRAVENTAMENTO EXCÊNTRICO	13
2.6.1. DUCTILIDADE	14
2.6.2. COMPORTAMENTO.....	14
2.7. INTERACÇÃO DE PÓRTICO RÍGIDO COM CONTRAVENTAMENTO	15
2.8. SISTEMA COM TRELIÇAS EXTERIORES (OUTRIGGER AND BELT TRUSS SYSTEMS).....	18
2.9. PÓRTICO TUBULAR (FRAMED TUBE SYSTEM)	19
2.9.1. COMPORTAMENTO.....	20
2.9.2. FENÓMENO SHEAR LAG	20
2.9.3. ESTRUTURAS REGULARES COM FORMAS IRREGULARES	21

2.9.4. TRANSFERÊNCIA DE CARGAS NOS PILARES	22
2.10. SISTEMA TUBULAR TRELIÇADO.....	22
2.11. ESTRUTURAS TUBULARES COM VÁRIAS CÉLULAS.....	23
2.12. DESENVOLVIMENTOS ACTUAIS NOS EDIFÍCIOS DE GRANDE ALTURA.....	23

3. VENTO E SISMO – IMPORTÂNCIA DAS ACÇÕES HORIZONTAIS NA ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE EDIFÍCIOS DE GRANDE ALTURA.....

3.1. INTRODUÇÃO	25
3.2. O VENTO.....	25
3.2.1. CARACTERÍSTICAS DO VENTO.....	27
3.2.1.1. Variação da Velocidade do Vento com a altura.....	27
3.2.1.2. Natureza Turbulenta do Vento.....	28
3.2.1.3. Fenómeno de Vórtice	29
3.2.1.4. Natureza Dinâmica do Vento.....	30
3.2.2. O TÚNEL DE VENTO	30
3.2.3. O EUROCÓDIGO – EN 1991-1-4	31
3.2.3.1. Velocidade de base.....	31
3.2.3.2. Função Velocidade média do vento.....	32
3.2.3.3. Turbulência do Vento	33
3.2.3.4. Pressão de Pico do Vento em Escoamento Livre.....	33
3.2.3.5. Caracterização along-wind da acção do vento.....	34
3.2.3.6. Factor da estrutura – $c_s c_d$	34
3.2.3.7. Factor de Fundo.....	36
3.2.3.8. Factor de Ressonância.....	36
3.2.3.9. Factor de Pico.....	38
3.2.3.10. Coeficiente de Força c_f	38
3.3. O SISMO	39
3.3.1. A NATUREZA DOS SISMOS	39
3.3.2. MEDIÇÃO E ESPECTRO DE RESPOSTA.....	40
3.3.3. INFLUÊNCIA DO SOLO.....	44
3.3.4. AMORTECIMENTO.....	44
3.3.5. DEFORMAÇÃO DO EDIFÍCIO	45

3.3.6. CONSIDERAÇÕES ESTRUTURAIS E ARQUITECTÓNICAS	45
3.3.7. ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO À ACÇÃO SÍSMICA.....	46
3.3.7.1 Análise estática.	48
3.3.7.2. Análise dinâmica	49
3.3.7.3. Regulamento de Segurança e Acções em Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA)	51
3.3.7.4. EN 1998-1 – Eurocódigo 8.....	53
3.3.7.4.1. Espectro de resposta elástica horizontal	57
3.3.7.4.2. Espectro de resposta elástica vertical	59
3.3.7.4.3. Valor de cálculo do deslocamento à superfície do terreno.....	60
3.3.7.4.4. Espectro de cálculo para a análise elástica.....	60
3.3.7.4.5. Representações alternativas da acção sísmica.....	61
3.3.7.4.6. Análise estrutural.....	62
3.3.7.4.6.1. Métodos de análise.....	62
3.3.7.4.6.1.1. Método de análise por forças laterais.....	63
3.3.7.4.6.1.2. Análise Modal por espectro de resposta.....	65

4. MÉTODOS APROXIMADOS E EXPEDITOS PARA A ANÁLISE DE EDIFÍCIOS DE GRANDE ALTURA. CRITÉRIOS DE RESISTÊNCIA RIGIDEZ E ESTABILIDADE

4.1. INTRODUÇÃO.....	67
4.2. PÓRTICOS RÍGIDOS	67
4.2.1. AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA DE PÓRTICOS PLANOS ÀS ACÇÕES HORIZONTAIS.....	67
4.2.1.1. Método Portal – Versão 1	68
4.2.1.2. Método Portal – Versão 2	71
4.2.1.3. Método Cantilever	72
4.2.1.4. Considerações	75
4.2.2. RIGIDEZ LATERAL DE PÓRTICOS RÍGIDOS.....	75
4.2.2.1. Deslocamentos laterais devido à flexão de colunas e vigas	76
4.2.2.1.1. Vigas.....	76
4.2.2.1.2. Pilares.....	78
4.2.2.1.3. Condições de apoio.....	79
4.2.2.2. Deslocamentos laterais devidos à flexão global (Cantilever displacements)	80
4.2.2.3. Deslocamentos laterais devidos ao Shear Leak.....	82

4.3. PÓRTICOS CONTRAVENTADOS.....	83
4.3.1. DESLOCAMENTOS LATERAIS EM PÓRTICOS SIMPLES CONTRAVENTADOS.....	83
4.3.1.1. Deslocamentos laterais devidos à flexão global (Cantilever displacements).....	83
4.3.1.2. Componente devida ao elementos de contraventamento.....	84
4.4. PAREDES RESISTENTES AO CORTE (SHEAR WALLS)	86
4.4.1. SISTEMA PROPORCIONADO.....	86
4.4.1.1. Estruturas que não sofrem torção.....	86
4.4.1.2. Estruturas sujeitas a torção	87
4.4.2. ESTRUTURAS NÃO PROPORCIONADAS	88
4.5. COMBINAÇÃO ENTRE PAREDES RESISTENTES E PÓRTICOS RÍGIDOS.....	92
4.5.1. MÉTODO APROXIMADO.....	93
4.5.1.1. Solução para cargas uniformemente distribuídas.....	94
4.5.1.2. Esforços no sistema estrutural.....	95
4.5.1.3. Força de interação no topo da estrutura	96
4.5.1.4. Considerações	96
4.5.1.5. Gráficos para a aplicação do método.....	97
4.6. ESTRUTURAS TUBULARES	101
4.6.1. PROCESSO DE ANÁLISE – TÉCNICA DO MEIO CONTÍNUO.....	101
4.6.2. ESTRUTURA TUBULAR COM CARREGAMENTO AXIAL CENTRADO	102
4.6.2.1. Estrutura tubular submetida à flexão.....	104
4.6.2.1.1. Estudo das deformações no painel de alma.....	104
4.6.2.1.2. Estudo das deformações no painel de banzo.....	108
4.6.2.1.3. Interação entre os painéis de alma (direcção y) e os painéis de banzo (direcção x)	110
4.6.2.1.4. Equilíbrio dos pilares ao esforço axial	110
4.6.2.1.5. Equilíbrio ao esforço transversal.....	112
4.6.2.1.6. Equação diferencial para a estrutura tubular	113
4.6.2.1.7. Contabilização das juntas (carácter macroscópico do nó)	114
4.6.2.2. Estrutura tubular submetida à torção	116
4.6.2.2.1. Estudo das deformações no painel de direcção y	117
4.6.2.2.2. Estudo das deformações no painel de direcção x	117
4.6.2.2.3. Interação entre o painel de direcção y e o painel de direcção x	119
4.6.2.2.4. Equilíbrio dos pilares ao esforço axial	120
4.6.2.2.6. Equação diferencial	122

4.6.2.3. Tratamento matemático.....	122
4.6.3. OUTROS SISTEMAS ESTRUTURAIS.....	123
4.7. ESTABILIDADE DE EDIFÍCIOS ALTOS.....	128
4.7.1. INSTABILIDADE GLOBAL.....	128
4.7.1.1. Conceito de Carga Crítica.....	128
4.7.1.2. Métodos Aproximados.....	129
4.7.1.2.1. Instabilidade devida ao esforço transversal.....	129
4.7.1.2.2. Instabilidade por flexão.....	130
4.7.1.2.3. Dois modos combinados.....	131
4.7.2. EFEITOS DE 2ª ORDEM DEVIDOS ÀS CARGAS GRAVÍTICAS	131
4.7.2.1. Método do factor de amplificação	132
4.7.2.2. Método iterativo.....	133
4.7.2.2.1. Simplificação do Método iterativo.....	135
4.7.2.3. Método Directo.....	136
4.7.2.4. Método do Contraventamento Negativo (Negative Bracing Member Method)	137
4.7. CONCLUSÃO	138

5. APLICAÇÃO PRÁTICA DE MÉTODOS EXPEDITOS PARA A AVALIAÇÃO DE ACÇÕES HORIZONTAIS COMPARAÇÃO COM RESULTADOS OBTIDOS COM SOFTWARE COMERCIAL.....139

5.1. INTRODUÇÃO	139
5.2. OBTENÇÃO DE ESFORÇOS PELO MÉTODO PORTAL E PELO MÉTODO CANTILEVER	139
5.2.1. MÉTODO PORTAL.....	140
5.2.1.1. Esforço transversal nas colunas.....	140
5.2.1.2. Momentos nas colunas.....	141
5.2.1.3. Esforço axial nas colunas.....	142
5.2.1.4. Esforço transversal nas vigas.....	142
5.2.1.5. Momentos nas vigas.....	143
5.2.1.6. Esforço axial nas Vigas	143
5.2.2. MÉTODO CANTILEVER.....	144
5.2.2.1. Esforços axiais nas colunas.....	144
5.2.2.2. Restantes esforços.....	145

5.2.3. COMPARAÇÃO ENTRE OS DOIS MÉTODOS.....	147
5.3. PÓRTICO DE 10 ANDARES. ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE MÉTODO PORTAL, MÉTODO CANTILEVER E ESFORÇOS OBTIDOS POR SOFTWARE COMERCIAL	151
5.3.1. MÉTODO PORTAL - ESFORÇOS	152
5.3.2. MÉTODO CANTILEVER - ESFORÇOS	154
5.3.3. COMPARAÇÃO ENTRE MÉTODOS EXPEDITOS E SOFTWARE COMERCIAL	156
5.3.4. CONCLUSÕES	158
5.4. DESLOCAMENTOS LATERAIS DE UM PÓRTICO DE 10 ANDARES ATRAVÉS DE MÉTODOS EXPEDITOS.....	161
5.4.1. CONCLUSÕES	165
5.5. DESLOCAMENTOS LATERAIS DE UM PÓRTICO DE 20 ANDARES ATRAVÉS DE MÉTODOS APROXIMADOS E EXPEDITOS. COMPARAÇÃO COM RESULTADOS OBTIDOS POR SOFTWARE COMERCIAL.....	165
5.5.1. CONCLUSÕES.....	170
5.6. DESLOCAMENTOS LATERAIS DE UM PÓRTICO SIMPLES CONTRAVENTADO DE 10 ANDARES ATRAVÉS DE MÉTODOS APROXIMADOS E EXPEDITOS. COMPARAÇÃO COM RESULTADOS OBTIDOS POR SOFTWARE COMERCIAL.....	170
5.6.1. CONCLUSÕES	174
5.7. CÁLCULO DOS DESLOCAMENTOS LATERAIS DE 2ª ORDEM	175
5.7.1. CONCLUSÕES.....	177
6. CONSIDERAÇÕES FINAIS E DESENVOLVIMENTO FUTURO	179
6.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	179
6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	180

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.2.1 – Diversos sistemas estruturais tipo.....	5
Fig.2.2 - Comportamento de um pórtico rígido as acções horizontais	7
Fig.2.3 - Alongamento e encurtamento das colunas sob as acções horizontais	8
Fig.2.4 - Diverso tipos de contraventamento, concêntricos e excêntricos.	9
Fig.2.5 – Pórtico simplificado exemplificativo do staggered truss system.	10
Fig.2.6 - Funcionamento dos pisos como diafragma.....	12
Fig.2.7 - Exemplo de articulação entre contraventamento excêntrico e vigas e pilares.....	13
Fig.2.8 - Ligação excêntrica - pormenor	14
Fig.2.9 - Sistema combinado de pórtico com contraventamento exterior	16
Fig.2.10 - Combinação entre sistema contraventado e pórtico rígido (wall-frame).....	17
Fig.2.11 - Combinação entre núcleo treliçado e Treliça exterior	18
Fig.2.12 – Shear Lag.....	21
Fig.3.1 - Efeito do vento junto a edifícios altos.....	26
Fig.3.2 - Gráfico exemplificador da natureza turbulenta do vento.....	28
Fig.3.3 – Fenómeno de vortex (vortex shedding)	29
Fig.3.4 - Exemplo de modelo a ser testado em túnel de vento	31
Fig.3.5 - Dimensões estruturais e alturas de referência para estruturas analisáveis pelo EC1.....	33
Fig.3.6 - Função de densidade espectral do vento SL normalizada.....	37
Fig.3.7 - Vibrações sísmicas registadas em Capitola, Califórnia, durante o sismo de Loma Prieta, em 1989.....	41
Fig.3.8 - Exemplo de um espectro de aceleração – sismo de El Centro	43
Fig.3.9 - Espectro Trilogarítmico para vários coeficientes de amortecimentodo - Sismo de El Centro (1940).....	43
Fig.3.10 - Viaduto colapsado depois de sismo	45
Fig.3.11 - Colapso de Edifício no Chile - 2010.....	47
Fig.3.12 - Sistema com um grau de liberdade.....	49
Fig.3.13 - Sistema com múltiplos graus de liberdade e sistema equivalente de um grau de liberdade.....	50
Fig.3.14 - Delimitação das zonas sísmicas do território continental (Portugal).....	51
Fig.3.15 - Expectros de resposta para a Zona A – Terreno Tipo I.....	52
Fig.3.16 - Espectro de resposta para a Zona A – Terreno Tipo II	53
Fig.3.17 - Espectro de resposta para a Zona A – Terreno Tipo III	53
Fig.3.18 - Delimitação sísmica do território nacional segundo o EC8	56
Fig.3.19 - Forma do espectro de resposta elástica EC8.....	58

Fig.4.1 - Consideração do pórtico como a soma de porticos sucessivos	68
Fig.4.2 - Introdução de rótulas a meia-altura dos pilares e a meio vão das vigas	69
Fig.4.3 - Alongamento dos pilares de barlavento e encurtamento dos pilares de sotavento	72
Fig.4.4 - Pórtico de três andares sujeito a acções horizontais W.....	73
Fig.4.5 - Corpos livres do pórtico da fig.4.4.....	74
Fig.4.6 - a) rotação dos nós devido à flexão nas vigas.....	77
Fig.4.7 - a) flexão nos pilares	78
Fig.4.8 - Deslocamentos laterais devido à flexão.....	81
Fig.4.9 – Aplicação do método área-momento.....	82
Fig.4.10 - Método área-momento aplicado a estruturas contraventadas	83
Fig.4.11 - Exemplo de planta de um edifício com paredes resistentes(shear walls).....	89
Fig.4.12 – Alcado de uma parede(shear wall).....	90
Fig.4.13 – Planta tipo de uma estrutura que combina paredes resistentes ao esforço transversal com pórticos rígidos	92
Fig.4.14 – a) comportamento de uma parede sujeita a uma acção horizontal uniformemente distribuída,.....	93
Fig.4.15 – Valores de K_1	98
Fig.4.16 – Valores de K_2	98
Fig.4.17 – Valores de K_3	99
Fig.4.18 – Valores de K_4	99
Fig.4.19 – Curva de distribuição das cargas laterais.....	100
Fig.4.20 – Deformada de um sistema <i>Wall-frame</i>	100
Fig.4.21 – Efeitos do carregamento lateral num diafragma genérico.....	101
Fig.4.22 – Quarta parte de uma estrutura tubular - Planta	103
Fig.4.23 – Painel de alma – 1º tramo.....	104
Fig.4.24 – Deformação do pilar P1 devido à distorção.....	105
Fig.4.25 – Painel de alma – tramo i	107
Fig.4.26 – Painel de banzo – Tramo 1	108
Fig.4.27 – Painel de banzo – Tramo i	109
Fig.4.28 – Definição de junta – efeito da macroscopia do nó.....	115
Fig.4.29 – Parte representativa da estrutura - planta	116
Fig.4.30 – Forças de corte nos painéis	116
Fig.4.31 – Painel de direcção x – 1º tramo	117
Fig.4.32 – Painel de direcção x – tramo i	118

Fig.4.33 – Rotação de um diafragma genérico.....	119
Fig.4.34 – Pórticos exteriores segundo x e y, e núcleo interior resistente	124
Fig.4.35 – Pórtico segundo x, parede segundo y e núcleo interior resistente	124
Fig.4.36 – Rotação dos diafragmas (lajes) para os 6 esquemas estruturais resistentes	125
Fig.4.37 – Esforços axiais nos primeiros pilares segundo xx, nos 6 esquemas estruturais resistentes	126
Fig.4.38 – Esforços transversos nas primeiras vigas segundo xx, nos 6 esquemas estruturais resistentes	126
Fig.4.39 – Momentos flectores da parede do núcleo segundo xx, para 4 esquemas estruturais resistentes	127
Fig.4.40 - Barra comprimida que sofre encurvadura	129
Fig.4.41 – Barra sujeita a acção horizontal e vertical em simultâneo.....	132
Fig.4.42 - Aplicação do método interactivo para cálculo de p-delta	134
Fig.4.43 - Incrementos de carga em diversos pisos sucessivos	135
Fig.5.1 - Pórtico plano de três pisos.....	140
Fig.5.2 - Obtenção do esforço axial	141
Fig.5.3 - Determinação dos esforços axiais nas colunas	144
Fig.5.4 - Obtenção dos esforços axiais no 2º piso.....	145
Fig.5.5 - Corpos livre e forças aplicadas.....	146
Fig.5.6 - Esforços internos obtidos pelo método portal, versão 1.....	148
Fig.5.7 - Esforços internos obtidos pelo método portal, versão 2.....	149
Fig.5.8 - Esforços internos obtidos pelo método cantilever	150
Fig.5.9 - Pórtico de 10 andares.....	151
Fig.5.10 - Esforço axial – Pilares extremos.....	156
Fig.5.11 - Esforço transverso – Pilares extremos.....	157
Fig.5.12 - Momento flector – Pilares extremos	157
Fig.5.13 - Esforço axial - Pilares interiores.....	158
Fig.5.14 - Esforço transverso - Pilares interiores	158
Fig.5.15 - Momento flector - Pilares interiores	158
Fig.5.16 - Esforço axial – Vigas interiores.....	159
Fig.5.17 - Esforço transverso – Vigas interiores	160
Fig.5.18 - Momento flector – Vigas interiores	160
Fig.5.19 - Pórtico plano de 10 andares com indicação de nós e cargas aplicadas.....	162
Fig.5.20 - Contribuição das diversas acções para os deslocamentos totais.	164
Fig.5.21 - Deslocamentos laterais de 1ª ordem.....	164
Fig.5.22 - Pórtico rígido de 20 andares.	166

Fig.5.23 - Contribuição das diversas acções para os deslocamentos totais.	169
Fig.5.24 - Deslocamentos laterais de 1ª ordem.	169
Fig.5.25 - Pórtico simples contraventado de 10 andares.....	171
Fig.5.26 - Comparação entre os deslocamentos laterais devidos aos elementos de contraventamento	173
Fig.5.27 - Comparação entre os resultados obtidos pelos métodos aproximados e software.	174
Fig.5.28 - Comparação entre os resultados obtidos na análise de 2ª ordem.....	177

ÍNDICE DE QUADROS (OU TABELAS)

Quadro 3.1 – Categorias de terreno e parâmetros das classes definidas no EC1	33
Quadro 3.2 – Relação entre a escala de Richter e de Mercalli.....	40
Quadro 3.3 – Coeficientes de sismicidade.....	51
Quadro 3.4 – Categorias de importância para os diversos tipos de edifícios	55
Quadro 3.5 – Aceleração máxima de referência, a_{gR} , na várias zonas sísmicas	56
Quadro 3.6 – Parâmetros definidores do espectro de resposta elástico – Acção sísmica Tipo I	59
Quadro 3.7 – Parâmetros definidores do espectro de resposta elástico – Acção sísmica Tipo II	59
Quadro 3.8 – Parâmetros definidores do espectro de resposta elástico vertical.....	60
Quadro 4.1 - Deslocamentos horizontais de diversos sistemas de Contraventamento. Adaptação de tabela contida em [7]	85
Quadro 5.1 – Esforços nos pilares.....	147
Quadro 5.2 – Esforços nas vigas	147
Quadro 5.3 – Esforço axial nos pilares.....	152
Quadro 5.4 – Esforço Transverso nos pilares.....	152
Quadro 5.5 – Momento flector nos pilares	152
Quadro 5.6 – Esforço axial nas vigas.....	153
Quadro 5.7 – Esforço transverso nas vigas.....	153
Quadro 5.8 – Momento flector nas vigas	153
Quadro 5.9 – Esforço axial nos Pilares	154
Quadro 5.10 – Esforço transverso nos Pilares	154
Quadro 5.11 – Momento flector nos Pilares	154
Quadro 5.12 – Esforço axial nas vigas.....	155
Quadro 5.13 – Esforço transverso nas vigas.....	155

Quadro 5.14 – Momento flector nas vigas	155
Quadro 5.15 – Esforço axial - pilares externos	156
Quadro 5.16 – Esforço transverso - pilares externos	156
Quadro 5.17 – Momento flector - pilares externos.....	156
Quadro 5.18 – Esforço axial - pilares interiores	157
Quadro 5.19 – Esforço transverso – pilares interiores	157
Quadro 5.20 – Momento flector – pilares interiores	158
Quadro 5.21 – Esforço axial – vigas interiores.....	159
Quadro 5.22 – Esforço transverso – vigas interiores	159
Quadro 5.23 – Momento flector – vigas interiores	159
Quadro 5.24 – Perfis adoptados	161
Quadro 5.25 – Deslocamentos laterais devido à flexão de vigas e pilares	162
Quadro 5.26 – Deslocamentos laterais devido à flexão global do pórtico.....	163
Quadro 5.27 – Deslocamentos laterais devido ao Shear Leak	163
Quadro 5.28 – Deslocamentos laterais de 1ª ordem obtidos pelos métodos expeditos e software comercial..	164
Quadro 5.29 – Secções adoptadas nos pilares	165
Quadro 5.30 – Secções adoptadas nas vigas	166
Quadro 5.31 – Deslocamentos laterais devido à flexão de vigas e pilares	167
Quadro 5.32 – Deslocamentos laterais devido à flexão global do pórtico.....	167
Quadro 5.33 – Deslocamentos laterais devido ao Shear Leak	168
Quadro 5.34 – Deslocamentos laterais de 1ª ordem obtidos pelos métodos expeditos e software comercial..	168
Quadro 5.35 – Secções adoptadas para os pilares	170
Quadro 5.36 – Secções adoptadas para as vigas.....	170
Quadro 5.37 – Deslocamentos laterais devido à flexão global do pórtico.....	171
Quadro 5.38 – Deslocamentos laterais devido aos elementos de contraventamento – Expressão do quadro 4.1, $\Delta_{br}(1)$	172
Quadro 5.39 – Deslocamentos laterais devido aos elementos de contraventamento, $\Delta_{br}(2)$	172
Quadro 5.40 – Comparação dos deslocamentos provocados pelos elementos de contraventamento	172
Quadro 5.41 – Deslocamentos laterais de 1ª ordem obtidos pelos métodos expeditos e software comercial..	173
Quadro 5.42 – Resumo dos resultados dos deslocamento laterais obtidos na análise de 1ª ordem pelos métodos expeditos.....	175
Quadro 5.43 – Efeitos de 2ª ordem pelo Método Directo	175
Quadro 5.44 – Efeitos de 2ª ordem pelo Método iterativo – Iteração 1	176
Quadro 5.45 – Efeitos de 2ª ordem pelo Método iterativo – Iteração 2	176

Quadro 5.46 – Efeitos de 2ª ordem pelo Método do factor de amplificação.....	176
--	-----

1

INTRODUÇÃO

1.1. MOTIVAÇÃO

É intrínseca ao ser humano a necessidade de constantemente evoluir e de ultrapassar limites por si convencionados. Essa evolução acarreta consigo novos desafios, nas mais diversas áreas, incluindo a engenharia civil. Os edifícios altos são uma realidade altamente dependente da sociedade em que se inserem. Factores como as relações culturais, tecnológicas, económicas e arquitectónicas são incontornáveis. São também esses mesmos factores que condicionam o engenheiro civil, na concepção das mais diversas soluções estruturais.

Os edifícios em altura existem desde a antiguidade, o que prova o constante interesse humano por este tipo de construção, e são disso exemplo as pirâmides de Gisê, no Egipto, os templos Maias em Tikal, Guatemala, entre outros. Eram essencialmente monumentos e locais de culto. Em contraste, nos tempos actuais, os edifícios altos são utilizados para diversos fins, como a habitação e os serviços, consequência de uma rápida urbanização, crescimento populacional, e da especulação imobiliária.

Um edifício alto, para se considerar bem sucedido, terá que satisfazer, de forma económica, as necessidades estruturais, arquitectónicas, e das diversas instalações que asseguram o seu ideal funcionamento, na resposta às funções para o qual é projectado.

Do ponto de vista estrutural, que é aquele que mais interessa ao presente trabalho, podemos definir um edifício como sendo alto quando a sua altura obriga a diferentes soluções do ponto de vista de projecto, dos métodos construtivos e da sua própria utilização, quando comparado com edifícios correntes. Isso acontece manifestamente quando as solicitações laterais começam a assumir um papel preponderante na concepção estrutural. A importância que as acções dinâmicas, nomeadamente a acção do vento e a acção sísmica, possuem relativamente as acções estáticas e gravíticas, obrigam a que o sistema estrutural seja concebido, tendo sempre presente as necessidades de estabilidade do edifício, e sem esquecer a perspectiva económica. Daí a necessidade de repensar as soluções estruturais, de forma a obter estruturas seguras e economicamente viáveis.

De focar, a título de exemplo, as acelerações dos pisos mais elevados quando sujeitos a ventos muito fortes, que causam desconforto nos seus utilizadores, o que pode levar o projectista a utilizar esse factor como critério de dimensionamento.

Já antes de os computadores atingirem o grau de portabilidade, acessibilidade e capacidade que hoje possuem, o engenheiro de estruturas tinha que lidar com a problemática dos edifícios de grande altura. A resolução de tais desafios passava pela utilização de métodos expeditos combinados com o saber empírico. Esses métodos foram os utilizados em muitos edifícios altos construídos numa fase em que não se podia contar com esse poderoso aliado, o computador.

Os métodos expeditos, embora sem o peso de outros tempos, continuam a ser um utensílio valioso numa fase de estudo preliminar, já que permitem ao engenheiro fazer uma filtragem, entre as inúmeras soluções disponíveis, daquelas que realmente se apresentam como vantajosas. São ainda uma ferramenta que permite compreender o funcionamento estrutural das mais diversas soluções, contribuindo para a sensibilidade do projectista.

Hoje em dia, e numa fase posterior ao advento dos computadores, é fundamental utilizar estas máquinas como parceiros indispensáveis no desenvolver do trabalho do engenheiro estrutural. Os computadores apresentam-se como uma ferramenta poderosíssima a utilizar na resolução das cada vez mais complexas soluções estruturais.

Existem actualmente no mercado diversas soluções informáticas de cálculo estrutural, baseadas no método dos elementos finitos, e que podem ser utilizadas com sucesso no cálculo dos esforços e deslocamentos no tipo de soluções estruturais abordadas neste trabalho.

1.2. OBJECTIVOS E PLANO DE TRABALHO

O objectivo deste trabalho é, face à importância das acções horizontais no dimensionamento de edifícios altos:

- a) Compreender os diversos sistemas laterais utilizados para fazer face a acções horizontais condicionantes;
- b) Compreender a natureza das acções horizontais e a forma como interferem e condicionam o dimensionamento estrutural de edifícios de grande altura;
- c) Fazer um levantamento de métodos aproximados e expeditos de análise de diversos sistemas estruturais, à luz dos critérios de resistência, de rigidez e estabilidade, utilizando para isso a bibliografia disponível;
- d) Compreendê-los e aplicá-los em casos práticos;
- e) Comparar os métodos expeditos com uma análise efectuada através de software comercial, nomeadamente Robot e SAP2000;
- f) Concluir a utilidade dos métodos numa fase de pré-dimensionamento, e na sensibilização para o comportamento estrutural expectável pelos sistemas estruturais em causa.

1.3. ORGANIZAÇÃO DA TESE

A tese está organizada nos seguintes capítulos:

Capítulo 1 – Capítulo onde se sumariza as motivações ao desenvolvimento do trabalho, objectivos a cumprir, plano de trabalho e organização da tese.

Capítulo 2 – Capítulo onde se descrevem os diversos sistemas estruturais utilizados em edifícios altos para fazer face às acções horizontais. Descrição do seu comportamento estrutural, vantagens e desvantagens de ponto de vista arquitectónico, estrutural e económico.

Capítulo 3- Descrição das acções horizontais condicionantes em edifícios de grande altura: vento e sismo. Natureza deste tipo de acções e forma como podem influenciar o desempenho estrutural. Abordagem a este tipo de acções do ponto de vista do dimensionamento estrutural. Condicionalismos.

Capítulo 4 – Descrição teórica de diversos métodos aproximados de contabilização dos efeitos das acções horizontais. Métodos para critérios de rigidez, para critérios de resistência e para critérios de estabilidade para diversos sistemas estruturais utilizados em edifícios altos.

Capítulo 5 – Aplicação prática dos métodos aproximados e expeditos. Obtenção de resultados e posterior comparação com resultados obtidos a partir de software comercial. Verificação da fiabilidade dos métodos e da utilidade em fase de pré-dimensionamento.

Capítulo 6 – São apresentadas as conclusões do presente trabalho e os temas que merecem maior desenvolvimento em futuros trabalhos.

2

SISTEMAS ESTRUTURAIS UTILIZADOS EM EDIFÍCIOS DE GRANDE ALTURA CONDICIONADOS PELAS ACÇÕES HORIZONTAIS

2.1. INTRODUÇÃO

Apontando para os céus, muitas vezes incentivado pela especulação imobiliária, o engenheiro projectista vê-se obrigado a cada vez mais condicionar o dimensionamento estrutural não às acções gravíticas, mas às acções horizontais, como o vento ou a acção sísmica. De facto, à medida que os edifícios crescem em altura, cresce com eles a importância deste tipo de acções no seu dimensionamento.

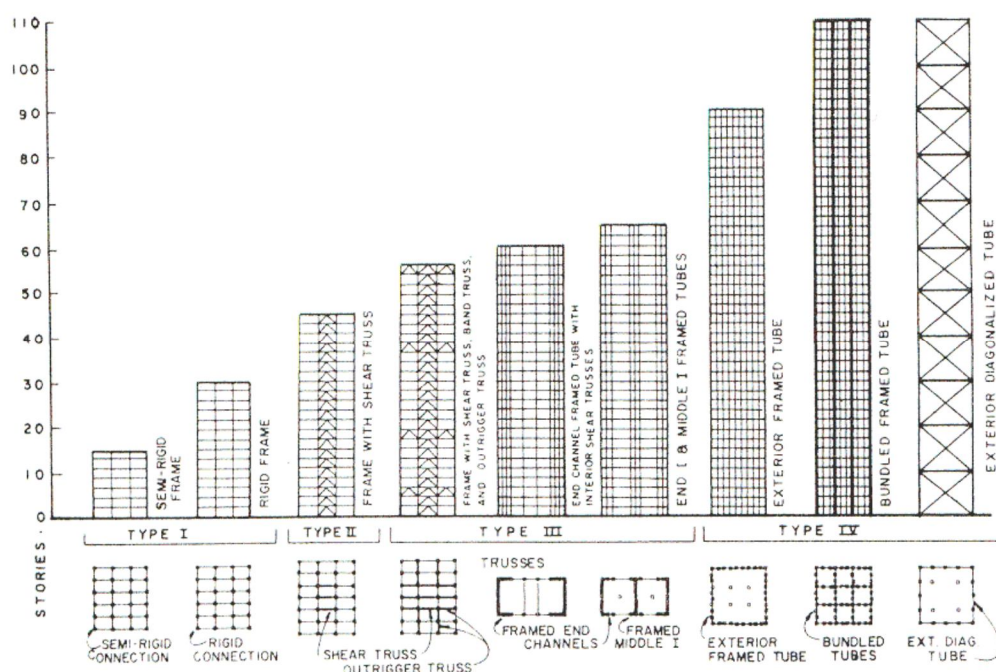


Fig. 2.1 – Diversos sistemas estruturais tipo – adaptado de [1]

As acções horizontais assumem um papel preponderante, e consequentemente torna-se inevitável o aparecer de novas soluções capazes de corresponder às necessidades de edifícios cada vez mais altos. Diversificam-se as soluções estruturais utilizadas, e a forma como devem ser encaradas na sua análise. A figura 2.1 apresenta de forma resumida a evolução dos sistemas estruturais mais utilizados em edifícios altos. O presente capítulo pretende fazer uma descrição resumida dos diversos sistemas estruturais que foram sendo desenvolvidos para responder às novas necessidades, com particular incidência nos sistemas que usam o aço como material estrutural, e são apresentados por ordem cronológica. Procura-se explicar o funcionamento estrutural para os sistemas mais utilizados, e que foram surgindo no século passado até aos dias de hoje.

2.2. PÓRTICOS SEMI-RÍGIDOS

O sistema de pórticos é um dos sistemas mais utilizados, através da ligação entre vigas e pilares. É um sistema bastante popular, porque apresenta poucas restrições a nível da arquitectura [2].

Em situações em que os edifícios não sejam muito altos, nem demasiado estreitos, pode ser mais vantajoso resistir às cargas laterais através de um sistema porticado de vigas e pilares.

Para se tirar o máximo partido do sistema porticado, em edifícios com cerca de 30 andares, é vantajoso do ponto de vista económico desenvolver toda a potencialidade dos elementos para resistir às cargas laterais através de ligações rígidas. Para edifícios de menor altura ter edifícios com ligações rígidas pode não ser a melhor solução, já que este tipo de ligação, para se conseguir de forma efectiva, acarreta custos.

Conclui-se desde já que neste tipo de sistema a melhor solução do ponto de vista económico depende do tipo de ligações e da sua rigidez.

As ligações semi-rígidas podem ser definidas como o tipo de ligações que têm um comportamento intermédio relativamente à ligação totalmente rígida e à ligação simples. Este tipo de ligação oferece uma substancial restrição à rotação nas extremidades das vigas, o que pode significar uma redução do momento a meio vão quando a estrutura está sujeita a forças verticais, não sendo no entanto, suficientemente rígidas para restringir totalmente essas rotações.

2.3. PÓRTICO RÍGIDO

Como foi dito anteriormente, para que um pórtico seja considerado rígido, terá que ter ligações entre os seus elementos que o torne possível. De facto as ligações entre os elementos terão que ser suficientemente rígidas para que não sofram deformação ou seja, que os ângulos entre as peças, vigas e pilares, se mantenham inalterados quando são solicitadas pelas acções. Neste sistema as acções laterais são resistidas através de esforços de flexão e esforço transverso. Para além disso, o facto de haver continuidade nos apoios ajuda a diminuir o momento flector a meio vão, no caso de cargas verticais, uma vez que essa continuidade introduz momentos negativos nos apoios. Outra vantagem é a de, do ponto de vista arquitectónico, ser fácil de projectar, uma vez que o seu desenho estrutural, sem elementos de contraventamento permite a abertura de vãos sem qualquer problema. A altura dos elementos resistentes deste tipo de solução estrutural está dependente da sua rigidez às solicitações laterais. O efeito do deslocamento lateral provocado pelo vento (*drift*) deve ser limitado de forma a

minimizar o risco de ruptura dos elementos arquitectónicos [2].

Relativamente às deformações, o facto de a estrutura possuir ligações rígidas faz com que não seja possível a existência de deslocamentos laterais sem que se transmitam esforços de flexão às vigas e pilares. A primeira fonte de resistência às acções laterais vem da rigidez à flexão dos elementos estruturais. Essa resistência, de forma a simplificar a sua compreensão, pode ser dividida em duas componentes. Comparando-se a estrutura a uma viga em consola vertical, têm-se duas componentes importantes, uma relativa à flexão e outra ao esforço transversal (*cantilever bending, frame racking*).

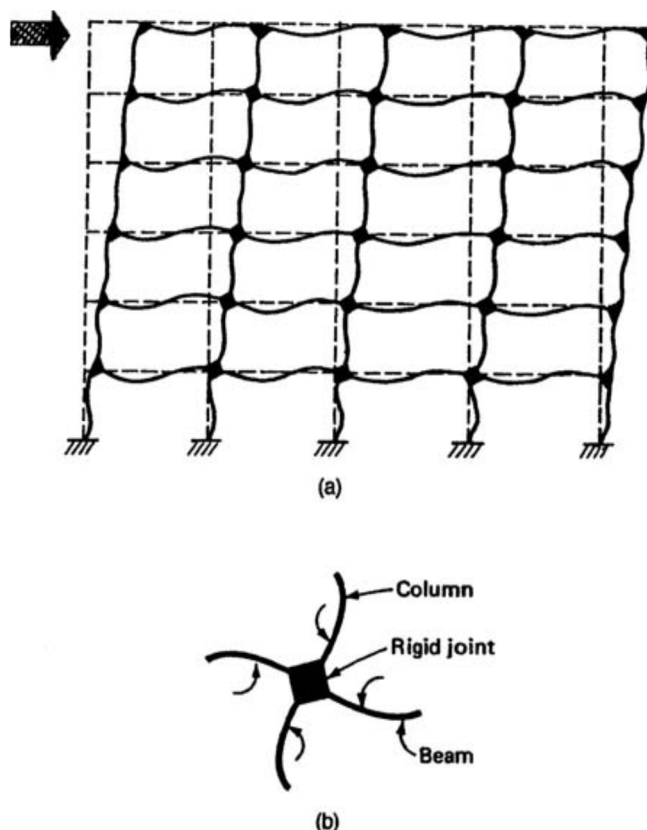


Fig. 2.2 – a) Comportamento de um pórtico rígido às acções horizontais

b) Pormenor de ligação, nó rígido, adaptada de [3].

No respeitante à flexão, a estrutura comporta-se como uma consola vertical, deformando-se. Isso origina esforços axiais nos pilares. Os pilares de barlavento (de onde sopra o vento) tem tendência a aumentar e os de sotavento a encurtar, o que provoca uma rotação na estrutura.

No respeitante aos esforços de corte, a estrutura comporta-se igualmente como uma consola vertical. Uma vez que o vento provoca deslocamentos laterais na estrutura e uma vez que as ligações viga-pilar são rígidas, desenvolvem-se momentos flectores e esforços de corte. O esforço transversal desenvolve-se nos pilares e provoca a rotação dos extremos, apresentando ponto de contra-flecha a meia altura. Por sua vez, os momentos têm que ser equilibrados nos extremos dos pilares, logo

transmitem-se os esforços às vigas, que também apresentam ponto de inflexão aproximadamente a meio vão.

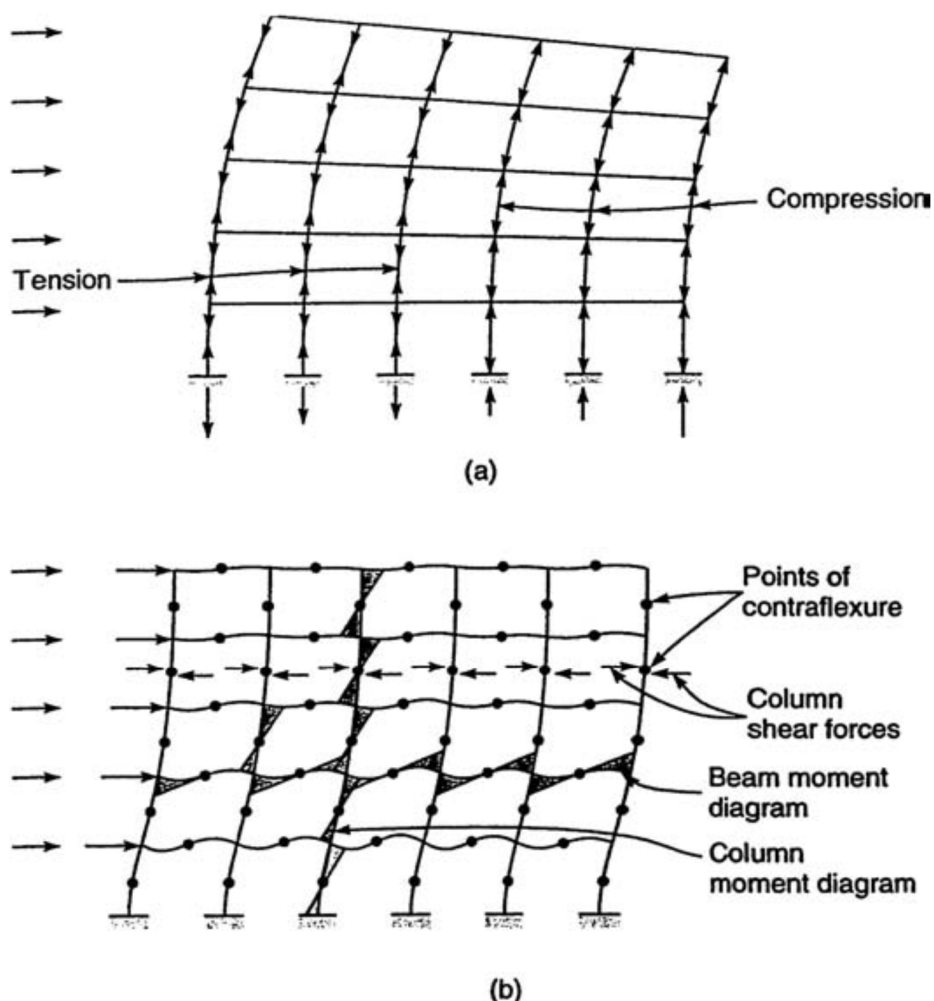


Fig. 2.3 – a) Alongamento e encurtamento das colunas sob as acções horizontais

b) Pontos de inflexão num pórtico rígido sujeito a acções horizontais – adaptado de [3]

2.4. PÓRTICOS SIMPLES CONTRAVENTADOS

À medida que os edifícios crescem em altura uma situação de pórtico com ligações mais ou menos rígidas deixa de ser eficiente uma vez que o deslocamento lateral a ser absorvido pelos elementos estruturais torna-se muito maior. Resolve-se esta situação acrescentando-lhe elementos de contraventamento. A introdução destes elementos faz com que grande parte dos esforços provocados pelas acções laterais seja agora absorvida por si, libertando os pilares desses esforços. Esses elementos de contraventamento resistem assim às solicitações horizontais através de esforços axiais. Podemos interpretar este novo sistema como uma consola treliçada, que resiste primeiramente às acções horizontais através da rigidez dos pilares e dos braços de contraventamento.

2.4.1. TIPOS DE CONTRAVENTAMENTO

Existem vários tipos de contraventamento, que podem ser divididos em dois grupos, um primeiro com contraventamento concêntrico ou seja, os elementos de contraventamento unem-se ao pórtico nos nós de ligação, transmitindo apenas esforços axiais, ou excêntricos através de um ‘offset’ ou seja, afastando a ligação do nó e efectuando-a às vigas, transmitindo-lhe assim esforços de flexão e de corte [3]. Os contraventamentos concêntricos podem ser de vários tipos, dependendo da magnitude da força a resistir, comprimento, rigidez, ou das aberturas impostas pela arquitectura. Os contraventamentos podem ser colocados nas fachadas exteriores ou em núcleos como caixas de elevadores, e podem ainda formar uma estrutura tridimensional que acrescente resistência à torção. O tipo de contraventamento mais eficiente é aquele que forma uma treliça triangular.

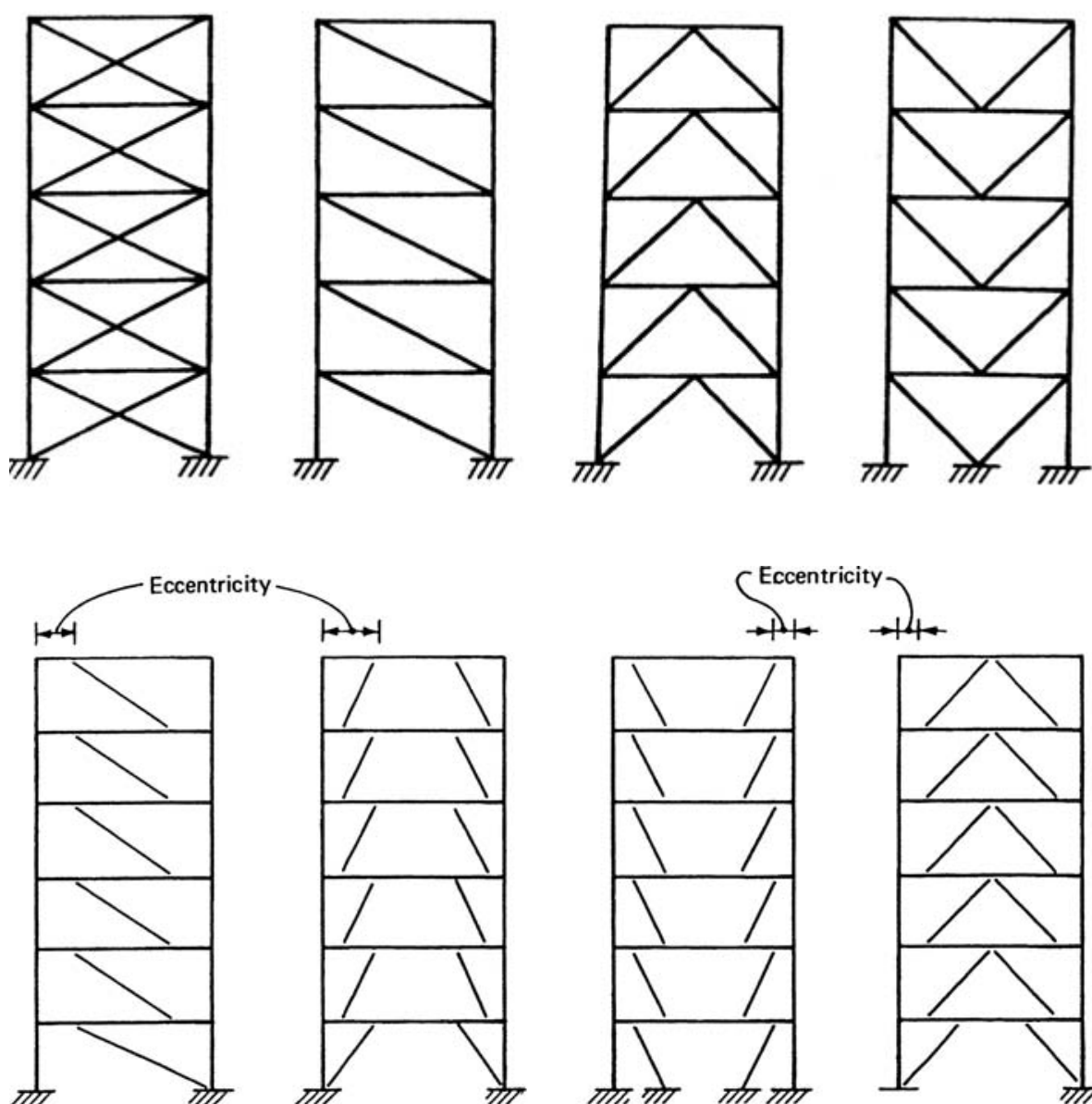


Fig. 2.4 – Diversos tipos de contraventamento, concêntricos e excêntricos – adaptado de [3]

2.5. STAGGERED TRUSS SYSTEM

O conceito básico deste sistema é fazer com que a estrutura se comporte como uma consola, quando sujeita às cargas laterais. Neste sentido os pilares são todos colocados nas paredes exteriores do edifício e funcionam como as abas de um perfil metálico. Por sua vez as treliças preenchem toda a largura transversal entre os pilares e funcionam como se fossem a alma de um perfil [4].

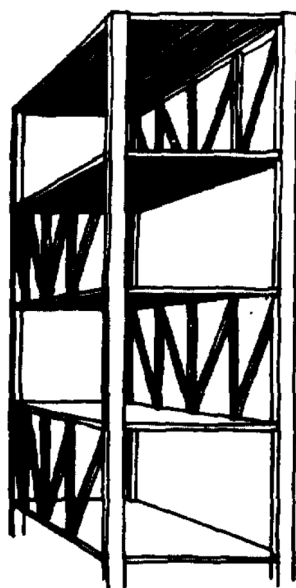


Fig 2.5 – Pórtico simplificado exemplificativo do *staggered truss system* – adaptada de [4]

Estando os pilares colocados apenas nas paredes exteriores, liberta-se espaço interior, aumentando a área livre de elementos estruturais. Ao colocarmos as diagonais em pisos alternados permitimos o dobro do espaço entre linhas de pilares, libertando assim espaço e dando liberdade para a posterior divisão. O piso do edifício encontra-se assim entre o topo de uma treliça e a base da treliça adjacente, e é parte fundamental deste sistema estrutural já que se comporta como um diafragma transportando os esforços de corte de uma treliça para a outra, até à base da estrutura, e permitindo que esta se comporte como um único pórtico simples contraventado. A reacção estrutural típica de uma consola obtida com este sistema permite a diminuição dos momentos nos pilares, fazendo com que geralmente estes sejam apenas dimensionados para resistir aos esforços axiais. Se a orientação da alma dos perfis utilizados como pilares for perpendicular às treliças, podemos ainda diminuir os momentos localizados originados pelas ligações assim como libertar o eixo forte para a ligação com as vigas necessárias para o sistema porticado.

2.5.1. VANTAGEM RELATIVAMENTE AO SISTEMA DE PÓRTICO SIMPLES

O Staggered Truss System apresenta as seguintes vantagens relativamente ao sistema de pórtico simples [4]:

- a) Os pilares sofrem momentos mínimos sob a acção das cargas gravíticas e do vento, devido ao efeito de consola conseguido pelo sistema;
- b) Os pilares são orientados com o seu eixo forte resistindo às acções horizontais na direcção longitudinal do edifício;
- c) Reduções ao nível das acções horizontais aplicadas na estrutura, uma vez que o sistema estrutural pode ser ajustado, assim como as áreas de influência dos seus elementos estruturais, de forma a ir de encontro às restrições dos códigos vigentes;
- e) Espaços amplos livres de elementos estruturais, ideais para o estacionamento ao nível do primeiro andar, já que os pilares estão inseridos nas paredes exteriores do edifício;
- f) As fundações estão localizadas na zona dos pilares, ou seja nas faces exteriores do edifício;
- g) Os deslocamentos horizontais são pequenos, já que todo o pórtico está a funcionar como uma treliça de elevada rigidez, estando a maior parte dos seus elementos estruturais apenas sujeitos à acção do esforço axial.
- h) Os aços, com elevada resistência, podem ser utilizados com vantagem, pelo facto de os elementos estruturais que constituem as treliças, assim como os pilares estarem sujeitos praticamente apenas a cargas axiais.

2.5.2. SISTEMA DE PISO - LAJE (FLOOR SYSTEM)

Os principais factores a ter em conta no dimensionamento dos pisos são a sua rigidez e resistência, para executar a sua função de diafragma, assim como a sua capacidade para resistir às cargas gravíticas. O procedimento normal será encontrar a espessura da laje para fazer face às acções verticais, ajustando depois essa espessura para que a laje tenha o comportamento de diafragma esperado, para fazer frente às acções dinâmicas horizontais.

Para resistir às acções verticais e estáticas, as lajes de piso podem ser consideradas como sendo uma série de vãos simplesmente apoiados, ou contínuos para dois vãos entre pilares. Como sistema contínuo, a laje repousa no topo de uma treliça e prolonga-se até à base de outra treliça. As reacções da laje às acções verticais serão então as acções a aplicar no cordão superior e inferior das treliças.

Geralmente, a força lateral devida à acção vento é distribuída uniformemente por todas as treliças existentes num determinado piso de um edifício. A laje funciona como um diafragma e deve apresentar resistência e rigidez suficientes para transmitir essas acções horizontais às treliças. A laje tem então um comportamento semelhante a uma viga alta, pelo que deverá resistir ao esforço transversal e momentos no seu plano. A resistência ao corte deverá ser suficiente para garantir a interacção entre as várias lajes, para que estas não funcionem de forma isolada mas como parte de um sistema global.

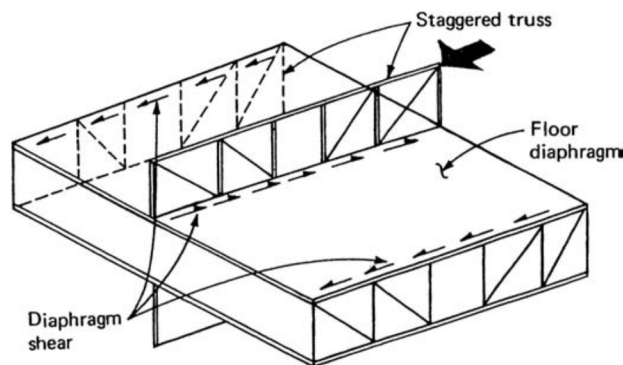


Fig. 2.6 – Funcionamento dos pisos como diafragma – adaptada de [2]

2.5.3. TRELIÇAS

As funções destes elementos é preencher e travar a direcção transversal na sua totalidade, suportar directamente as acções verticais, e fornecer à estrutura resistência às acções laterais. A treliça deverá permitir no seu centro uma abertura que possa ser utilizada como corredor, como se pode ver na fig.2.6. Os banzos da treliça deverão ter uma largura reduzida para que a parede possa ter a espessura mínima possível sem comprometer a função de servir de apoio à laje de piso.

As diversas treliças utilizadas no edifício deverão ser idênticas de forma a tornarem-se económicas. Os estudos revelam que a forma mais económica será uma treliça do tipo “Pratt”, sem diagonais nos painéis onde se prevê a existência de corredores. O número de painéis de cada treliça depende do vão e da altura, de forma a manter as diagonais com uma inclinação entre os 45 e os 60 graus [4].

A treliça do tipo “Vierendeel”, pela forma que apresenta com painéis abertos, pode à primeira vista parecer a melhor solução. No entanto, o projectista deve avaliar do ponto de vista económico diversos sistemas de treliça, antes de tomar uma decisão final.

As cargas gravíticas do sistema de piso são aplicadas como cargas concentradas nos nós da treliça, tanto no banzo superior como no inferior.

Para o dimensionamento dos membros para as condições máximas, deverá investigar-se o comportamento destes elementos quando sujeito a cargas dinâmicas simétricas e anti-simétricas. As zonas abertas, sem diagonais estão sujeitas a esforços de flexão, consequência do esforço transversal dos painéis. Para calcular o efeito do esforço transversal no dimensionamento dos banzos e das diagonais, os momentos de segunda ordem deverão ser levados em conta.

Para as acções horizontais, assume-se que estas são resistidas inteiramente pelas diagonais, e como as treliças estão nos alinhamentos dos pilares, cada treliça terá de resistir ao corte relativo aos dois vãos adjacentes. O esforço de corte devido às acções horizontais é introduzido na estrutura através do banzo superior da treliça e gera reacção no banzo inferior.

2.5.4. PILARES

Relativamente aos pilares, estes deverão suportar as cargas relativas às acções verticais e

horizontais, tanto no sentido longitudinal como transversal.

As forças gravíticas são distribuídas pelos pilares através das áreas de influência e de acordo com os regulamentos ou códigos vigentes. Essas cargas são cargas axiais aplicadas directamente aos pilares, já que a ligação treliça-pilar se efectua na alma deste.

A acção do vento ao actuar no edifício provoca cargas directas nos pilares como resultado da acção das treliças e do sistema de duplo plano.

No sentido longitudinal do edifício, a acção do vento é suportada pelo pórtico, que pode estar contraventado ou não. A secção dos pilares é baseada nas consideração de dimensionamento a ter em conta para contabilizar esforço axial e flexão tanto na direcção longitudinal como na transversal.

2.6. SISTEMAS DE CONTRAVENTAMENTO EXCÊNTRICO

Quando se trata de resistir a acções como o vento, um sistema de braços centrados é um bom sistema já que acrescenta ao modelo estrutural resistência e rigidez. No entanto, devido ao seu comportamento inelástico, trazem um acrescento questionável quando sujeitamos a estrutura à acção sísmica.

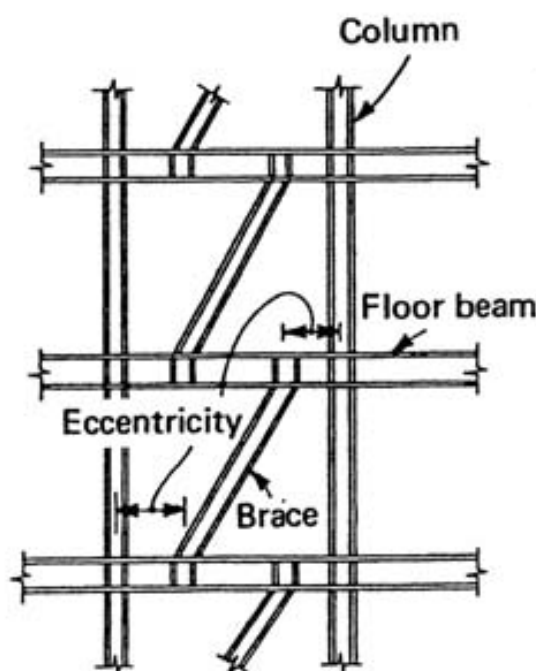


Fig. 2.7 – Exemplo de articulação entre contraventamento excêntrico e vigas e pilares – adaptada de [3]

Este sistema tem como objectivo principal combinar a capacidade de dissipação do sistema porticado, mas flexível, com a rigidez e resistência do contraventamento. Este sistema consiste em aplicar o contraventamento, ligando ao sistema porticado em locais fora dos nós, e daí o nome excêntricos, de forma a forçar o braço a absorver esforço transversal. No fundo as diagonais excêntricas servem para evitar que grandes esforços danifiquem a estrutura porticada. A excentricidade propositada na ligação das diagonais aos pórticos tem como objectivo criar, na pequena porção de viga

entre o pilar e a ligação viga-diagonal, uma zona de absorção de energia. Consegue-se assim um sistema estável, mesmo debaixo de largas deformações inelásticas. Para a acção do vento ou sismos de pequena magnitude, consegue-se um comportamento elástico já que o sistema não permite a criação de rótulas plásticas.

2.6.1. DUCTILIDADE

Quando se trata de dimensionar estruturas para resistir sismicamente, o aço é o material ideal, já que permite grandes deformações antes da ruptura, para além de possuir uma elevada resistência. Essa capacidade de sofrer grandes deformações torna-o um material excelente, apto para absorver energia, como se espera de um sistema resistente à acção sísmica.

2.6.2 COMPORTAMENTO

Como já foi referido, o princípio que está por trás deste sistema é o de prevenir a ocorrência de encurvadura dos braços diagonais durante cargas sísmicas elevadas. Isto é conseguido sacrificando as ligações, fazendo-as deformar plasticamente ao corte.

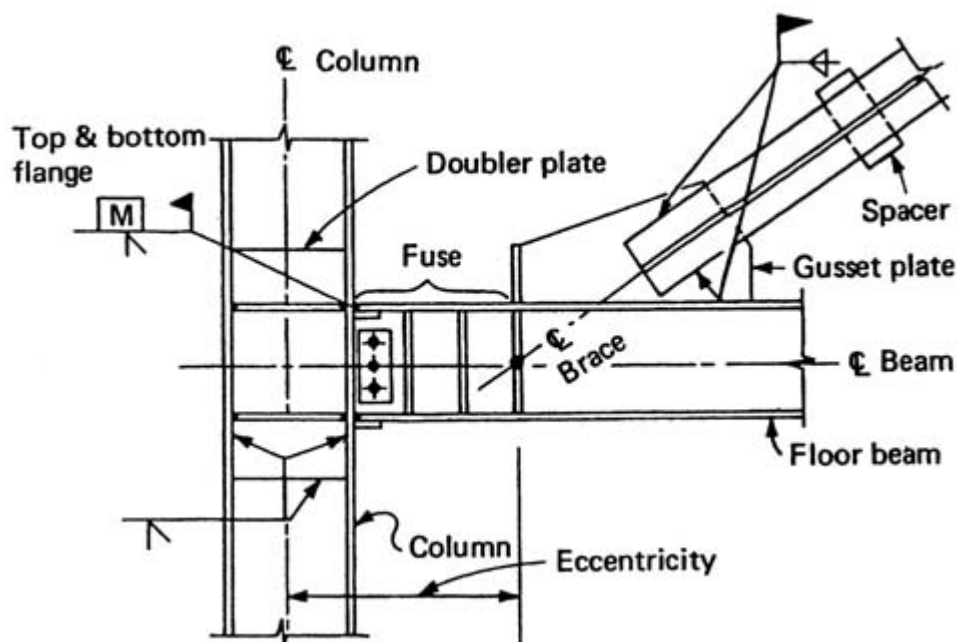


Fig. 2.8 – Ligação excêntrica – pormenor – adaptada de [3]

Para compreender o comportamento desta ligação, considere-se a figura 2.8.

A força no braço é transmitida à viga através de uma componente horizontal, que introduz na viga esforços axiais, e através de uma componente vertical, que introduz esforço transversal na alma da viga. Considerando a ligação como a zona que vai da ligação viga-pilar até à ligação viga-diagonal, e assumindo que a ligação aos pilares possui elevada resistência à flexão, o mecanismo de rotura vai ser

o esforço de corte na alma da viga. A ligação deverá ser dimensionada para que a ligação da diagonal não introduza encurvadura na alma da viga, utilizando-se para o efeito rigidizadores, essenciais para o funcionamento do sistema.

O facto de a viga desenvolver rótulas plásticas nos apoios ou esforços de corte na ligação com o braço diagonal de contraventamento vai depender do tamanho da ligação, ou seja da distância entre a ligação viga-pilar e a ligação viga-diagonal. À medida que esta distância aumenta o comportamento altera-se deixando de ser condicionado pelo esforço transversal para o ser pela flexão. Pode-se então associar o mecanismo de rotura ao tipo de ligação disponível, curta ou longa. A ligação curta está sujeita a pequenas rotações que vão aumentando à medida que o tamanho da ligação aumenta. Quando a ligação é pequena, o mecanismo de rotura da viga tem lugar através da formação de uma rótula plástica quando se atinge a tensão de cedência ao corte. A estrutura é relativamente rígida e o seu comportamento tende para o comportamento de um sistema com contraventamento concêntrico. Uma ligação larga leva à formação de rótulas plásticas na zona dos apoios. A deformação da ligação transmite-se ao pórtico tornando-o num pórtico bastante flexível. Qualquer que seja o tamanho da ligação é importante que os critérios de ductilidade sejam cumpridos. Relativamente aos rigidizadores, a importância destes diminui à medida que aumenta a largura da ligação. Quer a ligação seja uma ligação por corte ou por flexão, continua a ser necessário reforçar as abas dos pilares de forma a evitar torção lateral. As forças axiais na ligação também devem ser tidas em conta.

Conclui-se que, os edifícios em aço projectados neste sistema estrutural são mais leves que os equivalentes no sistema de pórtico simples. Possuem ainda a rigidez do sistema tradicional concêntrico de contraventamento mas são mais dúcteis. Resumindo:

- Fornece rigidez suficiente para satisfazer os requisitos das condições de serviço, sem impor para tal uma estrutura de peso elevado.
- Os elementos excêntricos, embora tenham como mecanismo de rotura o esforço transversal, funcionam como uma espécie de fusível para dissipar a energia em excesso gerada por um sismo de elevada magnitude.
- A falência prematura de um elemento de viga não provoca o colapso da estrutura, já que esta consegue reter a maior parte da sua resistência e rigidez.

2.7. INTERACÇÃO DO PÓRTICO-RÍGIDO COM CONTRAVENTAMENTO

Edifícios com um número de andares não muito elevado, de 10 a 15, podem apresentar, no seu sistema estrutural, pilares demasiado pesados se o contraventamento estiver limitado ao núcleo do edifício. Para além disso, o eventual aparecimento de forças de levantamento na base dos pilares do núcleo pode originar problemas nas fundações.

Neste tipo de situações dever-se-á pensar numa solução que conjugue a solução de pórtico rígido com um sistema de contraventamento, e embora sejam necessárias vigas de altura considerável e ligações, para o funcionamento do pórtico, a solução porticada é normalmente a preferida pelo espaço interior que permite disponibilizar, e pelas inerentes vantagens arquitectónicas.

Uma outra solução possível, para além da utilização de contraventamentos perimetrais, é a conjugação de contraventamentos interiores, ou seja planos que intersectam o edifício no seu interior e

que possuem elementos de contraventamento, conjugados com o núcleo contraventado.

Para edifícios muito esbeltos, onde a proporção altura-largura exceda as cinco vezes, deixa de ser económico utilizar este tipo de contraventamento combinado com os pórticos [2]. A solução mais favorável passa a ser a de introduzir no sistema estrutural elementos de contraventamento que abracem as fachadas em toda a sua largura, assim como no seu desenvolvimento em altura, sem com isso comprometer a arquitectura do edifício. Essas diagonais de grandes dimensões formam o aspecto de um K gigante.

Pode ser utilizado qualquer tipo de contraventamento nas suas mais diversas variantes. Podemos ter vários sistemas combinados, ou podemos ter a junção de um destes sistemas com o pórtico de ligações rígidas. A dimensão dessa interacção deverá ser aquela que nos proporciona a rigidez necessária, mas que torna todo o sistema global no mais económico possível.

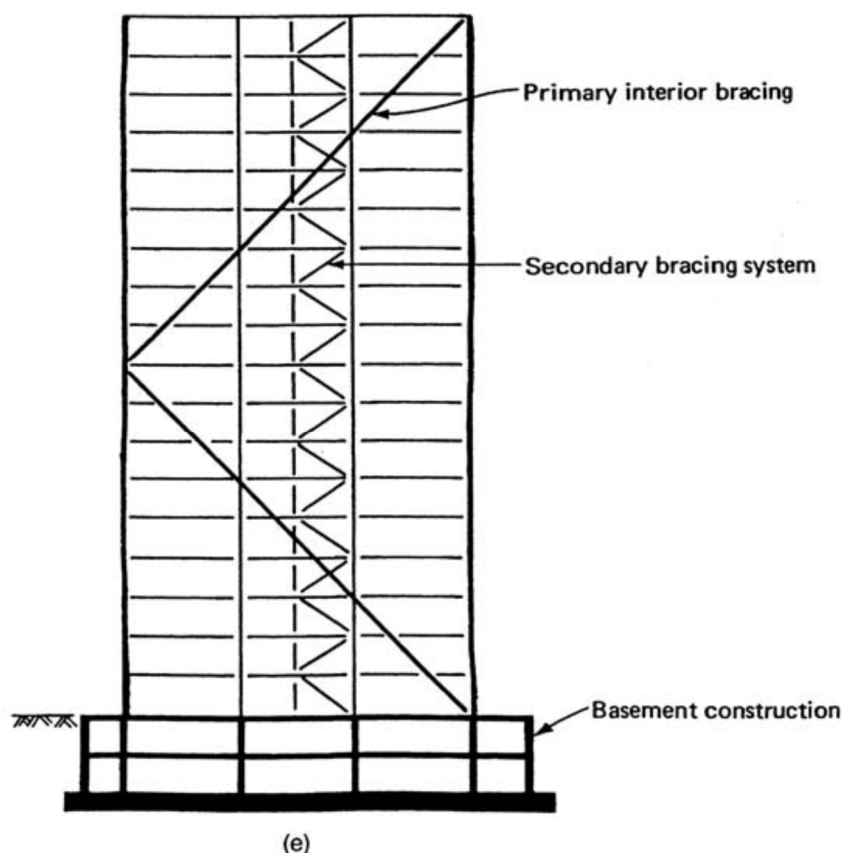


Fig. 2.9 – Sistema combinado de pórtico com contraventamento exterior – adaptada de [2]

Os pórticos contraventados e os pórticos rígidos apresentam deformações diferentes quando solicitados pelas acções horizontais. Isto implica que um sistema estrutural onde se verifique uma combinação dos dois apresente um comportamento estrutural característico, com a sua origem nos comportamentos estruturais das soluções combinadas.

Classificando os dois tipos pela sua deformação sob acções horizontais, podemos dizer que um pórtico com contraventamento tem um comportamento similar a uma consola encastrada na sua base. Teremos então um sistema com uma base bastante rígida onde as deformações serão pequenas, enquanto no topo a estrutura sofrerá deformações bastante mais elevadas. As extensões ocorridas nos pilares do edifício produzem um deslocamento no topo, e como este efeito ocorre em todos os pisos do

edifício, o deslocamento total no topo do edifício é o valor acumulado dos vários deslocamentos. Este tipo de deslocamentos laterais que ocorrem no topo do edifício leva geralmente a que sejam utilizadas quantidades de aço superiores àquelas que seriam necessárias para fazer face simplesmente às cargas gravíticas.

Os pórticos rígidos sem contraventamento deformam normalmente devido a esforços de corte, com os respectivos deslocamentos dos vários pisos. Neste caso as deformações na base são maiores e no topo menores, quando comparadas com o sistema contraventado. Os deslocamentos ocorridos à cota dos pisos normalmente são aproximadamente uniformes. Estes dois sistemas, apresentando deformações diferentes, quando combinados, podem ter como resultado uma estrutura de grande rigidez.

No caso de se ter um sistema estrutural resultante das duas situações descritas anteriormente, unidos através dos pisos, têm-se consequentemente forças de interacção.

O pórtico contraventado actua como uma consola, ou seja sofrendo predominantemente flexão, com a sua máxima deformação no topo do edifício, indicando que nesta zona as diagonais de contraventamento contribuem menos para a rigidez lateral da estrutura. A outra parte da estrutura tem uma deformação ao corte, sendo o seu máximo na base da estrutura onde o esforço ao corte é maior. Devido a estes dois comportamentos distintos das duas partes do sistema estrutural, o pórtico tende a empurrar a zona contraventada para a sua posição original, no topo da estrutura, enquanto o esforço transversal bastante elevado na zona sem contraventamento, é absorvido na sua grande percentagem pela zona contraventada. Resumindo, os dois sistemas complementam-se e ajudam-se mutuamente.

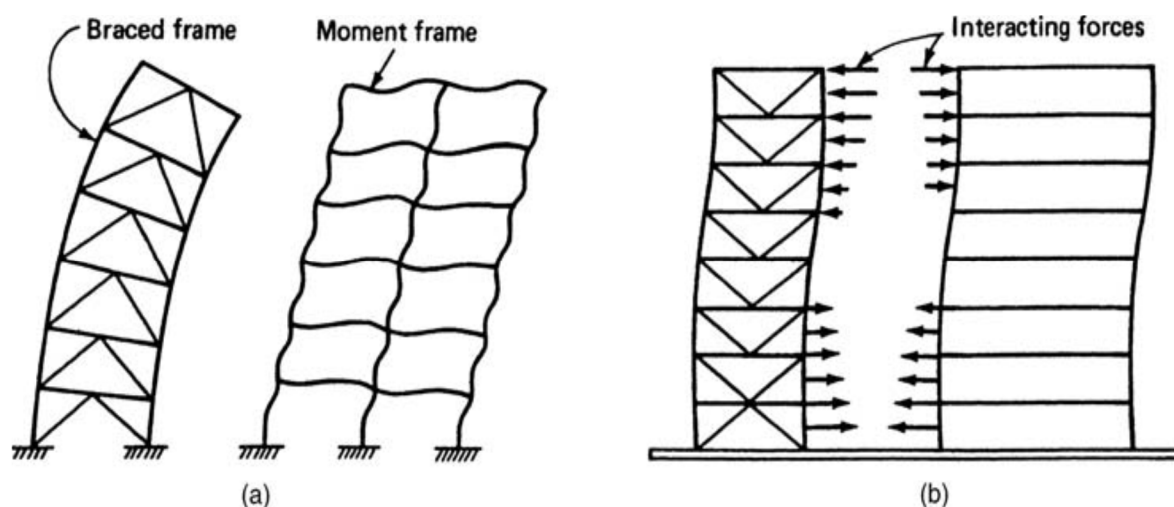


Fig. 2.10 – Combinação entre sistema contraventado e pórtico rígido (*wall-frame*) – adaptada de [2]

Quando o contraventamento de um edifício é feito recorrendo a um núcleo, é aceitável que se despreze a rigidez do pórtico para resistir às acções horizontais, partindo do pressuposto que todas as forças horizontais serão resistidas pelo núcleo. No entanto, se o pórtico puder dar uma boa contribuição para a rigidez lateral do sistema, é necessário dar atenção à interacção com o núcleo. Relativamente a forças de interacção, é de lembrar também que podem aparecer sempre que ocorram variações significativas de rigidez ao longo do edifício.

Quanto mais alto for o edifício, mais flexível é a solução de pórtico rígido, e consequentemente

mais significativa será a contribuição do contraventamento, aumentando a rigidez lateral do sistema.

2.8. SISTEMA COM TRELIÇAS EXTERIORES (OUTRIGGER AND BELT TRUSS SYSTEMS)

A quantidade de aço, assim como o seu preço, podem ser elevadíssimos quando se trata de edifícios em altura. Dentro desta perspectiva, foram desenvolvidas diversas técnicas de contraventar as estruturas. Este é outro sistema possível de contraventar os edifícios em altura [2].

Um dos modos tradicionais de contraventar a estrutura de um edifício de média altura é através de um núcleo contraventado com treliças para esse efeito, ou contraventamentos em torno da caixa de escadas, combinado com pórticos de ligações rígidas. Mas a partir do momento em que trata de estruturas com uma altura superior aos 150 m (40 andares), o núcleo por si só não é capaz de dar a rigidez que o sistema estrutural necessita para fazer frente aos deslocamentos horizontais provenientes da acção do vento.

Um conceito viável para esta situação, é a técnica de usar uma estrutura treliçada que sirva de ‘chapéu’ da estrutura, combinado com um núcleo contraventado e com as colunas exteriores. Neste sistema os pilares estão ligados à treliça através de um sistema de treliças exteriores, umas colocadas no topo da estrutura e outras intermédias. Com este sistema os pilares para além de suportarem as cargas gravíticas da estrutura restringem também o movimento lateral do edifício. Quando a estrutura fica sujeita a esforços laterais, a acção de restrição provocada pela treliça no topo da estrutura provoca um ponto de inflexão no núcleo do edifício, logo vai diminuir os deslocamentos verificados no topo da estrutura, assim como os esforços de flexão nesse mesmo núcleo.

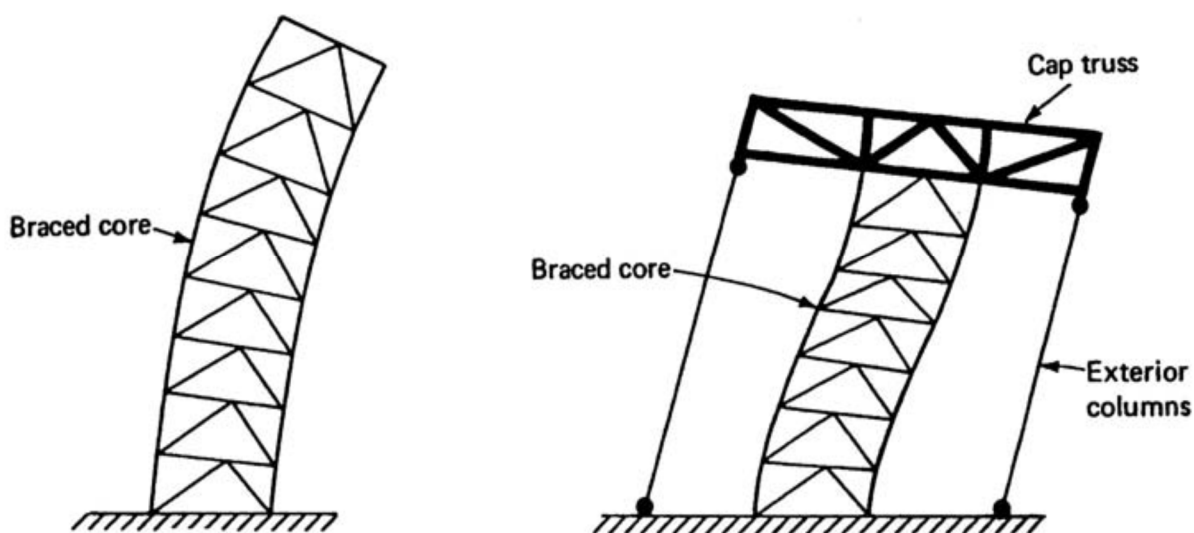


Fig. 2.11 – Combinação entre núcleo treliçado e treliça exterior [3]

Estas treliças funcionam como bandas de rigidez, já que apresentam grande rigidez, assim como engatam os pilares exteriores, pilares esses que não estão directamente ligados à treliça. Consegue-se normalmente aumentos de rigidez de cerca de 30% relativamente a um sistema semelhante que não conta a contribuição desses elementos treliçados, uma vez que com eles os pilares em vez de actuarem como simples amarradores mobilizam-se na sua totalidade para resistirem às acções horizontais.

Este sistema estrutural ilustra bem a importância do papel desempenhado, tanto pelo núcleo como pelos pilares exteriores. Permite por um lado a nível arquitectónico um design amplo livre de elementos estruturais.

Para além de se mostrar como um sistema eficiente do ponto de vista da resistência às acções horizontais, traz consigo outras vantagens. São essas vantagens o facto de equalitar os encurtamentos diferenciais dos pilares exteriores devido aos efeitos da temperatura, assim como dos esforços axiais entre os pilares e o núcleo. O facto de se ter um sistema treliçado no topo do edifício elimina ainda os movimentos diferenciais entre pilares exteriores e interiores, através do aumento da resistência, que restringe as tracções e compressões nos pilares exteriores, barlavento e sotavento, respectivamente. A figura 2.11 ilustra bem a diferença entre um sistema onde apenas o núcleo resiste as solicitações laterais e o sistema em causa.

Como se pode observar, o comportamento do núcleo por si só assemelha-se ao comportamento de uma consola. Mas quando o núcleo é ligado aos pilares exteriores através de uma treliça de elevada rigidez, o núcleo vê restringida a sua capacidade de rotação no seu topo. Por sua vez a treliça está impedida de acompanhar o núcleo na sua rotação devido aos pilares exteriores. As colunas de barlavento encontram-se submetidas à tracção enquanto as colunas de sotavento estão submetidas à compressão. Essa restrição da treliça imposta pelos pilares exteriores leva o núcleo contraventado a afastar-se do comportamento de uma consola, apresentando uma deformação semelhante à representada na fig.2.11.

Este sistema estrutural pode utilizar apenas uma treliça ou mais que uma. Sendo assim, passa pelo engenheiro a função de determinar o número ideal de treliças de elevada rigidez a introduzir no sistema estrutural, assim como a sua localização, de forma a optimizá-lo.

2.9. PÓRTICO TUBULAR (FRAMED TUBE SYSTEM)

De forma simplista poderíamos dizer que o sistema de pórtico tubular é um sistema que aproxima o comportamento estrutural ao comportamento de um tubo. Este sistema é o sistema utilizado em alguns dos maiores edifícios existentes actualmente, e era o sistema utilizado nas Torres Gémeas de Nova York [2], hoje inexistentes devido aos trágicos acontecimentos do 11 de Setembro de 2001. Este sistema aparece pela primeira vez em 1963, num edifício de apartamentos de 43 andares, em Chicago, e é creditado ao Dr. Fazlur Khan [2].

É um sistema extremamente eficiente, de tal forma que na maior parte dos casos a quantidade de material dispendido numa estrutura que utiliza este sistema é a mesma que seria utilizada num edifício com um sistema estrutural convencional com metade da altura.

O sistema tubular revolucionou o dimensionamento dos edifícios altos. Todos os edifícios actuais com mais de 50 andares usam este sistema estrutural, numa forma ou de outra. O pórtico tubular é conseguido através de pilares e vigas altas pouco espaçados entre si em todo o perímetro do edifício. Como contrapartida as vistas do edifício para o exterior são limitadas. A máxima eficiência em termos de rigidez e resistência usando apenas as paredes exteriores como elementos resistentes às solicitações horizontais consegue-se fazendo todo o edifício ter um comportamento semelhante a um tubo encastrado no terreno.

Para se poder criar este comportamento estrutural é necessária a colocação de pilares muito próximos uns dos outros e de se utilizar vigas de secção alta. Na prática o comportamento tubular

consegue-se colocando os pilares espaçados de 1,5 a 3,0 metros até um máximo de 4.5 metros. A altura das vigas deve variar entre os 0,90 e 1,50 metros [2].

Este sistema tubular pode ser construído em betão, aço, ou então num sistema misto, com materiais compósitos.

Embora a utilização de pilares e vigas de pequeno espaçamento entre si seja o sistema mais utilizado existe outra variante: o tubo contraventado (*braced tube*). Este sistema permite espaçamentos maiores através da colocação de contraventamentos de grande escala no exterior do edifício. Outra versão deste método é não colocar aberturas nas paredes de forma padronizada conseguindo desta forma um efeito semelhante ao que se obteria através da introdução de contraventamento exterior ou tipo-K de contraventamento.

2.9.1. COMPORTAMENTO

Para se perceber o comportamento deste sistema de pórtico tubular, considere-se um edifício de 50 andares e com planta de secção quadrangular, onde os pilares estão colocados com pequenos espaçamentos entre si. Partindo do pressuposto que as colunas interiores apenas resistem às cargas verticais, não se contabiliza a sua contribuição para resistir às acções horizontais. O sistema de laje é considerado como um diafragma rígido e distribui as cargas do vento aos vários elementos de acordo com a sua rigidez. A sua contribuição para resistir às cargas laterais pode ser ignorada. Sendo assim apenas as colunas perimetrais ou exteriores resistem às solicitações horizontais. Num tubo bem proporcionado, a primeira fonte de resistência às cargas laterais surge da flexão do tubo, e que introduz esforços de tracção e compressão, nas fachadas de barlavento e sotavento, respectivamente. A malha resultante dos diversos elementos discretos, pilares e vigas contidos nas fachadas podem ser considerados do ponto de vista teórico como equivalentes a um elemento de parede. O modelo matemático deverá no entanto ser equivalente a um tubo, ou seja, oco no seu interior, de secção quadrangular, que quando sujeito a acções horizontais, se comporta como uma consola e respondendo essencialmente no modo de flexão. A descoberta do comportamento tubular permitiu grande liberdade na elaboração de edifícios de diferentes plantas, sem que isso afectasse o seu comportamento estrutural. A rigorosa organização dos elementos estruturais de forma ortogonal deixa de ser necessária, havendo com este sistema maior liberdade. A única premissa a cumprir é a de a estrutura ter uma forma fechada e de ser contínua de forma a ter um comportamento tubular. A eficiência deste sistema está directamente relacionada com a geometria da forma utilizada, assim como das relações altura-largura e espessura-largura. Embora o comportamento de uma estrutura que usa este sistema possa ser comparado ao de um tubo, na realidade a sua resposta às solicitações horizontais é mais um modo que combina a resposta de uma consola quando flexiona, ou seja, colunas de barlavento traccionadas e de sotavento comprimidas, com o esforço transversal introduzido pela flexão local de pilares e vigas. O princípio inegável de um sistema tubular eficiente é aquele que elimina a deformação devido ao esforço transversal, para que o edifício se comporte como uma consola. Contraventamentos localizados nas paredes exteriores do edifício é um dos sistemas mais eficazes para fazer frente às cargas horizontais, já que praticamente elimina a deformação por esforço transversal.

2.9.2. FENÓMENO SHEAR LAG

Um tubo perfeito ou seja sem aberturas funciona como uma verdadeira consola, resistindo a

todas as forças laterais aplicadas através das suas paredes exteriores. A estrutura mais próxima que podemos ter de um tubo será uma que assente num sistema estrutural onde as paredes exteriores não apresentem nenhuma descontinuidade. Tendo este modelo estrutural a sua resistência às acções laterais nas paredes exteriores, fica sujeito ao fenómeno conhecido como *Shear Lag*, quando o seu dimensionamento resulta em paredes exteriores de reduzida espessura, o que altera o seu comportamento, funcionando como viga-parede. Neste tipo de estrutura as tensões consequentes do esforço transversal são muito maiores do que no caso de uma viga e consequentemente resulta em deformações muito superiores. Isso leva a que a teoria da flexão normalmente aplicada seja violada nomeadamente na hipótese de Bernoulli, na qual secções rectas da viga permanecem planas e perpendiculares ao eixo flectido da viga. Não podemos então aplicar a teoria da flexão e os esforços de flexão já não são proporcionais à distância ao eixo neutro. Os esforços no centro das extremidades são reduzidos em relação aos esforços perto da alma devido à falta de rigidez do painel. O *Shear Lag* é por esse motivo um fenómeno de vital importância no dimensionamento de estruturas tubulares.

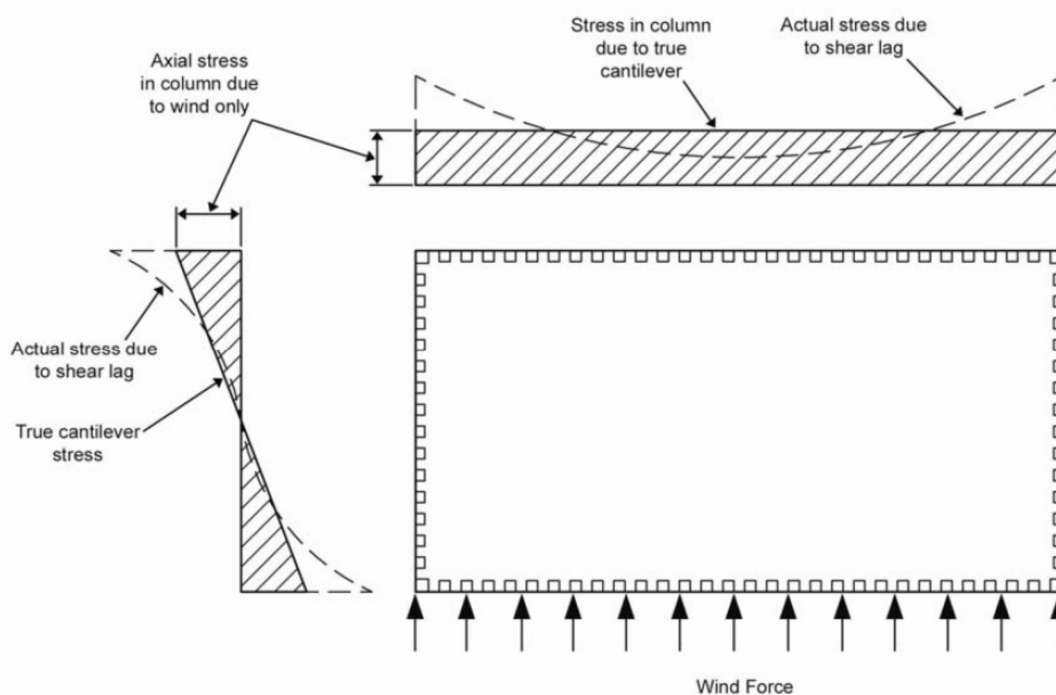


Fig. 2.12 – *Shear Lag* - adaptada de [5]

2.9.3. ESTRUTURAS TUBULARES COM FORMAS IRREGULARES

Os primeiros edifícios a utilizar este modelo estrutural, nos anos 50 e 60, apresentavam sempre a mesma forma prismática regular. No entanto foram evoluindo para outro tipo de formas, irregulares, que oferecem ao edifício outro interesse visual. Este tipo de solução estrutural reage bem a novas formas o que o torna como um modelo atractivo. Como é um modelo estrutural que fornece grande resistência e rigidez, qualquer tipo de arranjo, dentro do que é razoável, pode resultar numa estrutura com pouca perda de eficiência.

Aparecem então novas formas, saídas da imaginação do projectista. Uma prática utilizada nessa busca por novas formas, a título de exemplo, é a conseguida ao aplicar um 'Offset' a uma forma regular.

2.9.4. TRANFERÊNCIA DE CARGAS NOS PILARES

O sistema tubular, embora se apresente como excelente do ponto de vista estrutural, essencialmente pela resposta que oferece à grande questão inerente aos edifícios de grande altura, ou seja, o seu comportamento quando solicitado pelas acções horizontais, apresenta problemas ao nível da base. Uma das preocupações arquitectónicas, é criar ao nível da base uma identidade e oferecer uma certa imponência. Devido a esse facto é comum que se pretendam grandes aberturas ao nível do solo. O sistema em causa utiliza pilares com distâncias pequenas entre si, o que obriga a arranjar soluções que permitam grandes aberturas sem prejudicar o comportamento do restante edifício. O desejo dos promotores de terem nos pisos inferiores dos edifícios espaços comerciais também obriga o projectista a obter soluções que permitam outro tipo de vãos.

Existem várias soluções para este problema e a maior parte delas assenta numa viga mestra de transferência ou numa treliça que sirva para esse mesmo fim. Podem também ser utilizados arcos como forma de transferência dos esforços ao nível do piso zero. No caso de vigas metálicas de grande dimensão, estas requerem mais aço do que uma treliça, no entanto acrescenta maior rigidez ao sistema. Num sistema tubular com pilares muito próximos uns dos outros e vigas altas, a remoção de determinados pilares perimetrais pode ser conseguida invocando a acção de treliça de Vierendeel de todo o pórtico da fachada. Isto fará com que seja necessário a utilização de apoios suplementares temporários até que tenhamos o número suficiente de vigas na fachada para suportar as cargas gravíticas e as cargas de construção sem sobrecarregar os elementos estruturais [2]. Em casos onde a solução passe por retirar um elevado número de pilares, uma ou duas treliças de transferência podem ser utilizadas como uma boa solução.

Vigas metálicas e Vierendeel ou treliças perimetrais fornecem à estrutura um meio de recolha das cargas axiais gravíticas ou resultantes das acções horizontais e de condução destas aos elementos de apoio existentes abaixo desses elementos de transferência, um número reduzido de pilares. No entanto, ao retirarem-se colunas, acrescenta-se um problema estrutural em termos de resistência ao esforço transversal introduzido pelas acções horizontais, como o vento, o que requer novos elementos verticais nesta zona. Essa resistência adicional é normalmente introduzida na estrutura através de um núcleo contraventado, por exemplo, através de paredes de betão (*shear walls*). A transferência do esforço transversal dos pilares que constituem o tubo para o núcleo de contraventamento da estrutura ao nível do rés-do-chão é efectuada através do piso na zona de transferência, que funciona como um diafragma. Ter uma solução que assenta apenas em pilares de transferência é usualmente anti-económica, pelo que é usual recorrer a paredes resistentes ao esforço transversal, muitas vezes em torno das caixas de elevadores ou caixa de escadas.

2.10. SISTEMA TUBULAR TRELIÇADO

A resistência e rigidez do sistema tubular é obtida através da rigidez nas ligações entre os pilares pouco espaçados entre si e as vigas que os unem, o que obriga a terem ligações nas juntas soldadas ou com parafusos de alta resistência. A construção deste tipo de ligações pode tornar o sistema menos atractivo do ponto de vista económico. Outro factor desfavorável é o facto de mesmo possuindo ligações rígidas, o sistema estrutural apresentar alguma flexibilidade. Os elevados esforços transversos nas paredes paralelas à direcção do vento não se transferem de forma efectiva através dos cantos para

as outras fachadas perpendiculares ao vento. O fenómeno focado anteriormente, *Shear Lag*, reduz assim a eficácia do sistema. Pelas razões acima descritas, o sistema de pórtico tubular apresenta limitações quando se entra no campo de edifícios com mais de 50 e 60 andares. A solução passa por acrescentar ao sistema estrutural diagonais de contraventamento nas fachadas do edifício.

O sistema resultante combina o pórtico tubular com contraventamentos exteriores. A aplicação das diagonais de contraventamento tem a sua máxima eficiência ao substituímos os pilares por diagonais em ambas as direcções. No entanto, esta solução levanta problemas ao nível das extremidades, devido ao elevado número de ligações. Para além disso as diagonais são menos eficientes no que concerne às cargas verticais. Estas conclusões levam-nos mais uma vez à solução mista.

Neste sistema os pilares exteriores estão espaçados entre si mas estão construídos de forma a trabalhar em conjunto com as diagonais. Nos pisos onde as diagonais de grande dimensão encontram a aresta do edifício, é necessário providenciar uma correcta cintagem de forma a por um lado, reduzir as extensões nesse piso, e por outro, aumentar a eficiência das diagonais como pilares inclinados. O esforço transversal é agora, em primeiro lugar, absorvido pelas diagonais e não pelas vigas (*spandrel beams*). As diagonais conduzem as forças horizontais através do esforço axial, resultando numa diminuição do fenómeno de *Shear Lag*, e consequentemente num aproximar do comportamento puro de uma consola.

2.11. ESTRUTURAS TUBULARES COM VÁRIAS CÉLULAS

Este tipo de estrutura pode ser interpretado como um conjunto de vários edifícios tubulares, elaborados de forma a trabalharem como um só edifício. Através da conjugação de várias estruturas podemos ter diversos tipos de plantas e diversos desenvolvimentos na sua altura. Esse facto é uma vantagem já que permite ao arquitecto ter uma diversidade de soluções possíveis ao seu dispor, sem perder a integridade estrutural. A desvantagem deste tipo de estruturas está na ligação entre as células, que pode ser um problema complexo.

2.12. DESENVOLVIMENTOS ACTUAIS NOS EDIFÍCIOS DE GRANDE ALTURA

Nos pontos anteriores do presente capítulo descrevem-se vários sistemas estruturais que foram sendo desenvolvidos para fazer face à necessidade de construir edifícios de maior altura. Esses sistemas estruturais servem de base para qualquer outro sistema utilizado actualmente, que não tenha sido referenciado.

A evolução dos edifícios de grande altura, assente em novos materiais de elevada resistência e em novos métodos de construção, conduz a edifícios mais elevados. Conduz ainda a estruturas mais leves, o que pode ser um problema, devido às acções de origem dinâmica, e que actuam na horizontal, como o caso do vento. No caso concreto do aço como material estrutural, embora se consigam aços com maior resistência, o que permite ao projectista aligeirar a solução estrutural, a verdade é que o seu módulo de elasticidade mantém-se o mesmo. Isso significa que para um aço de maior resistência a sua rigidez mantém-se a mesma. Surge então a necessidade de introduzir no sistema estrutural uma maior capacidade de amortecimento, de forma a que os deslocamentos horizontais não se tornem excessivos.

Uma forma de introduzir um incremento de capacidade de amortecimento é através da instalação de aparelhos próprios para esse efeito. Assim para situações em que são expectáveis problemas de vibração induzidos pelo vento, esta pode ser uma boa solução.

São várias as estratégias que podem ser utilizadas para reduzir o efeito da acção do vento em edifícios de grande altura. Essas estratégias passam por sistemas de amortecimento e podem ser divididas em dois tipos distintos de sistemas, passivos e activos.

Os sistemas passivos de amortecimento têm propriedades fixas, e para actuar não necessitam de uma fonte de energia, ao contrário dos sistemas activos que necessitam de um mecanismo que actue na estrutura modificando as propriedades do sistema de forma a fazer face as alterações das acções aplicadas à estrutura. Podemos definir o sistema activo como “o sistema que possui a capacidade de determinar o presente estado da estrutura, decidir sobre um determinado número de acções que vão alterar esse estado para um mais desejado” [5]. Os sistemas activos são normalmente mais efectivos, no entanto, e por razões económicas, são os sistemas passivos os mais utilizados.

Relativamente à forma dos edifícios, as exigências dos tempos actuais com a sua estética e adequação ao meio em que se inserem são muito maiores, o que torna alguns sistemas estruturais mais interessantes do que outros, uma vez que o seu impacto na estética do edifício é variável. Para além disso é usual observarmos variações dos sistemas mais tradicionais, aproveitando assim os elementos do sistema estrutural como elemento estético do edifício.

Uma outra forma de procurar sistemas estruturais equilibrados é optar por edifícios mais aerodinâmicos, fazendo desta forma reduzir a acção do vento nas fachadas do edifício. Este tipo de estruturas irregulares são por um lado um grande desafio para o engenheiro, devido à complexidade que acarreta “montar” uma estrutura deste tipo, no entanto pode ser uma solução extremamente vantajosa na redução da acção do vento e da resposta do edifício.

As estruturas em altura, que começaram por pequenos edifícios de 10 pisos, no passado século 19, evoluíram para mega-estruturas nos dias de hoje, algumas com mais de 150 pisos, como o caso concreto do edifício Burj Dubai [5]. A necessidade de construir em altura continua nos dias de hoje, devido ao aumento constante da população mundial, e da sua concentração nas áreas urbanas, o que leva à existência de megacidades, com cada vez maiores edifícios e constantes desafios na arte de construir em altura.

3

VENTO E SISMO - IMPORTÂNCIA DAS ACÇÕES HORIZONTAIS NA ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE EDIFÍCIOS DE GRANDE ALTURA

3.1 - INTRODUÇÃO

No dimensionamento de estruturas de edifícios de grande altura, as acções horizontais assumem vital importância. É impossível projectar um edifício deste tipo sem dar a devida importância às acções horizontais, já que os efeitos por ela provocados podem ser, em último caso, devastadores. Assim sendo, conhecer o seu comportamento e a forma como interagem com este tipo de edifícios é uma questão incontornável.

O presente capítulo aborda por isso a problemática deste tipo de acções horizontais no respeitante aos seus efeitos em edifícios altos, pretendendo levantar uma série de questões que deverão estar presentes na concepção e dimensionamento deste tipo de edifícios. Não é pretensão do presente capítulo fazer um desenvolvimento profundo sobre a análise dessas mesmas acções, fazendo-se por isso apenas referência ligeira no que concerne à análise propriamente dita.

3.2. O VENTO

As condições meteorológicas, em especial o vento, são de extrema relevância na concepção de novas soluções estruturais no que concerne a edifícios altos. Isto deve-se ao facto das forças exercidas pela acção vento aumentarem bastante à medida que os edifícios crescem em altura.

Quando dimensionamos um edifício para fazer face ao vento deve-se ter em conta todo o espaço envolvente. Factores como a influência dos edifícios vizinhos e o tipo de relevo urbano da envolvente são bastante importantes. A própria oscilação que se pode sentir no topo de um edifício sob o efeito de ventos fortes pode ser bastante perceptível e incomodativa. De tal forma, que mesmo não pondo em risco a estabilidade estrutural pode ter consequências na disposição dos ocupantes. Esta questão é bastante relevante, e torna-se primordial à medida que as antigas soluções estruturais com fachadas em pedra e com grande massa são substituídas por soluções optimizadas desenvolvidas com novos materiais de elevada resistência e consequentemente mais leves. As oscilações horizontais derivadas

do vento fazem-se sentir muito mais neste último tipo de estruturas. Num edifício com problemas deste tipo é possível ver mesas a mexer, objectos a vibrar, e ter mesmo a sensação de que o mundo exterior está em movimento. Consequentemente podemos ter utilizadores com a sensação de vertigem e desorientação. Em situações extremas poderemos ter ainda janelas partidas, que poderão inclusive pôr em risco a segurança das pessoas que circulam junto ao edifício. Outro efeito que se pode sentir, ou melhor, ouvir, serão ruídos estranhos derivados dos vários elementos estruturais.



Fig.3.1 – Efeito do vento junto a edifícios altos [3]

Depois de se analisarem todos estes factores, pode-se então concluir que o principal objectivo do projectista no dimensionamento estrutural à acção do vento, é fazer a estrutura ter um comportamento que não seja nocivo para os seus ocupantes. E dito assim poderá parecer simples, embora realmente não o seja, saber qual o comportamento tolerável pelo ocupante comum. É portanto este o grande desafio do projectista relativamente a este tipo de acções, o de criar uma estrutura que tenha um comportamento suficientemente rígido para que não perturbe o comportamento daqueles que a irão ocupar.

A título de resumo, os vários factores a levar em conta são:

- a) Resistência e estabilidade estrutural;
- b) Problemas de fadiga nos elementos estruturais e problemas ao nível das ligações;
- c) Problemas com as deformações laterais, que podem causar danos em elementos arquitectónicos ou até introduzirem deformações permanentes;
- d) Frequência e amplitude das vibrações e o desconforto por elas provocadas nos ocupantes;
- e) Possibilidade da existência do efeito de pancada (*buffeting*), que pode aumentar a velocidade do vento nos edifícios vizinhos;

- f) Efeitos nas pessoas que circulam junto ao edifício ao nível do solo;
- g) Ruídos incomodativos;
- h) Problemas com as caixas de elevadores.

O vento é nada mais, nada menos do que ar em movimento. Este termo refere-se normalmente ao movimento horizontal do ar. Este movimento é causado pelas diferenças de pressão atmosféricas. Existem diversos tipos de vento, devidamente classificados. Os ventos podem assim ser ventos constantes (alísios e contra-alísios), ventos sazonais (monções), ventos locais, ou ventos de carácter especial, e extremamente perigosos (ciclone, furacão, tornado).

3.2.1 CARACTERÍSTICAS DO VENTO

O vento é um fenómeno complexo, devido às diversas situações de interacção do vento com a estrutura. No entanto, as simplificações utilizadas para o cálculo desta acção dão origem a valores muito próximo do seu comportamento real.

Os vários factores a ter em conta são [2]:

- Variação da velocidade do vento com a altura
- Natureza turbulenta do vento
- Fenómeno de vortex
- Interacção vento-estrutura de natureza dinâmica

3.2.1.1. Variação da velocidade do vento com a altura

Na zona de contacto entre um fluido em movimento e uma superfície sólida, a viscosidade manifesta-se através de forças de corte de direcção contrária à direcção do fluido. Aquilo que acontece entre a atmosfera e a superfície é em muito semelhante a esse fenómeno. A viscosidade faz reduzir a velocidade do vento para próxima de zero na zona junto à superfície, ou $z=0$. A velocidade aumenta à medida que a altura aumenta até uma altura onde atinge o seu valor máximo. A essa altura chamamos de altura gradiente e a velocidade correspondente de velocidade gradiente. A forma e tamanho da curva dependem não tanto da velocidade do ar, mas mais do tipo de turbulência associada ao vento, e que é afectada pelo tipo de terreno sobre o qual o vento sopra. Esta característica, da variação do vento com a altura é um fenómeno devidamente estudado e reflecte-se nas pressões utilizadas para edifícios de grande altura, na maior parte dos códigos.

A variação da velocidade com a altura pode ser considerada como uma diminuição gradual da fricção perto da superfície. Para alturas da ordem dos 350 metros, a velocidade do vento é supostamente inafectada pelo atrito da superfície e o seu movimento depende apenas das condições locais e sazonais do vento. A altura para a qual o vento é afectado pela superfície é chamada de nível

boundary. O comportamento da velocidade abaixo desta cota de referência é do domínio do movimento turbulento. A variação da velocidade do vento nesta cota de referência pode ser encontrada matematicamente através de uma equação logarítmica.

3.2.1.2. Natureza Turbulenta do Vento

O movimento do vento é de origem turbulenta. Qualquer massa de ar que se mova acima dos 1.3 m/s é do domínio do movimento turbulento, fazendo com que partículas de ar se movam em todas as direcções.

A variação da velocidade do vento com a altura descreve apenas um dos aspectos do vento na cota de referência. Temos que ter atenção também à turbulência causada pelas variações de velocidade do fluido, o vento.

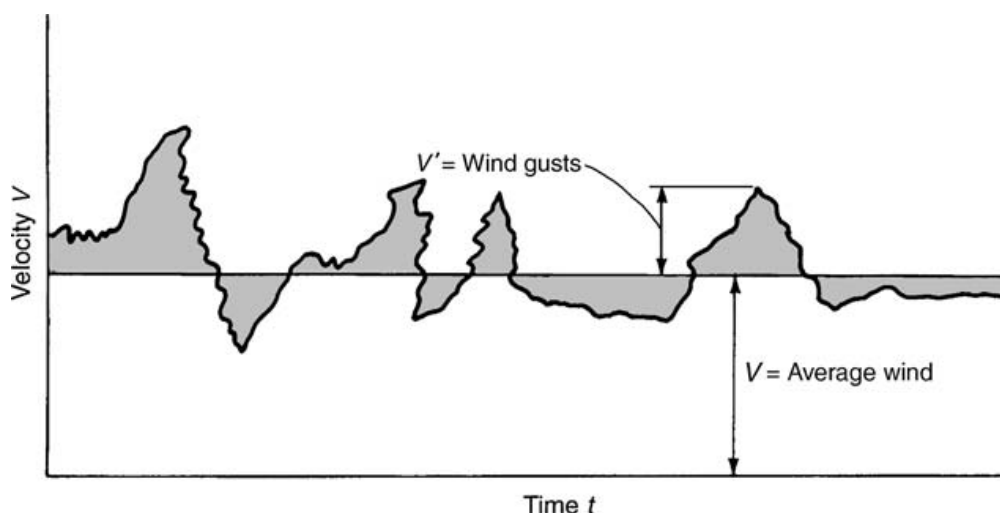


Fig.3.2. Gráfico exemplificador da natureza turbulenta do vento – adaptada de [3]

A massa de vento perto da superfície da terra muda de velocidade e direcção devido aos obstáculos que fazem alterar a direcção principal do fluido. A turbulência aí gerada normalmente influencia o movimento do vento. Estas rajadas de vento têm uma distribuição variada no que respeita a frequências e amplitudes, e variam ambas no espaço e no tempo. Na fig.3.2 pode ver-se um gráfico representativo da variação da velocidade do vento com o tempo, de onde facilmente se percebe o comportamento instável do vento.

A escala e intensidade do vento podem ser associadas ao tamanho e rotação dos vórtices responsáveis pela turbulência. Normalmente o tamanho da massa de ar afecta o grau de turbulência. Logo uma grande massa de ar tem a si associada uma turbulência maior do que aquela que uma massa de ar menor teria. Devido à aleatoriedade desta variação, as propriedades do vento são estudadas estatisticamente, obtendo-se daí a média.

Para o engenheiro estrutural, as características do vento na atmosfera próxima da superfície terrestre podem ser caracterizadas através da velocidade média que aumenta à medida que a altura

aumenta e à qual estão associados fenómenos de turbulência, que podem ser expressos através dessa mesma velocidade.

Os edifícios em altura são bastante sensíveis às rajadas (*gusts*) que durem menos de um segundo. É portanto necessário contabilizar o efeito dessas rajadas na velocidade. Isso faz-se através de um coeficiente, o *gust factor* (G_v) [2] :

$$V_g = G_v V \quad (3.1)$$

G_v - Gust factor

V_g - Velocidade da rajada

V - Velocidade média.

Nem todos os edifícios são sensíveis a estas rajadas. Normalmente depende da flexibilidade do edifício sendo aqueles que possuem a estrutura mais flexível os mais sensíveis às rajadas. A única forma rigorosa de apurar o G_v é através do túnel de vento.

3.2.1.3. Fenómeno de Vórtice (*Vortex Shedding*)

Quando o vento encontra um obstáculo geram-se pressões em torno desse obstáculo. No caso de edifícios, o vento pode ser analisado através de duas direcções. A primeira, na direcção do escoamento e uma segunda na direcção transversal ao escoamento. Numa análise pouco reflectida pode-se pensar que a direcção do escoamento é sempre condicionante mas, muitas vezes é o efeito do vento na direcção transversal que condiciona o dimensionamento estrutural.

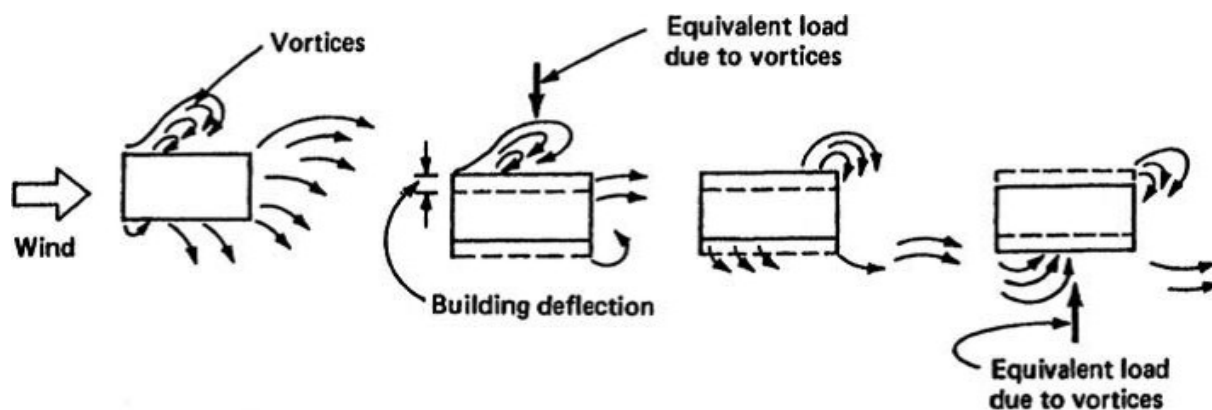


Fig.3.3. Fenómeno de Vórtice (*Vortex Shedding*) – adaptada de [2]

Se considerarmos um edifício prismático sujeito ao vento, este ao entrar em contacto com a superfície do edifício é obrigado a contorná-lo, fazendo-o por ambos os lados do edifício. Daqui resultam vórtices junto às fachadas laterais do edifício, que se desprendem periodicamente. Para

baixas velocidades, como o desprendimento dos vórtices acontece ao mesmo tempo e em ambas as fachadas laterais, normalmente não introduzem vibração na estrutura, e as oscilações acontecem predominantemente na direcção do fluxo (*along-wind*). Para velocidades superiores, a simetria desaparece e os vórtices acontecem alternadamente, provocando impulso na direcção transversal (*cross-wind*), ficando assim a estrutura sujeita a impulsos em ambas as direcções.

O efeito do vento na direcção transversal torna-se condicionante quando a velocidade do vento e o consequente desprendimento dos vórtices provocam uma vibração com frequência próxima da frequência natural de vibração da estrutura, criando uma situação de ressonância. Este fenómeno é passível de ocorrer para as mais diversas formas de edifícios, e é um dos factores que torna exigente e complexa a análise ao vento.

3.2.1.4 Natureza Dinâmica do Vento

Quando o vento encontra um obstáculo, parte da sua energia é transferida para esse obstáculo. A solicitação provocada pela acção do vento depende da rapidez com que varia, mas também da resposta estrutural. Essa resposta vai ser definidora da abordagem correcta a fazer à solicitação, dinâmica ou estática. De facto se o vento não exerce uma acção constante vai provocar uma oscilação na estrutura, que possui o seu próprio período de vibração. Se a acção do vento crescer e desaparecer num período de tempo inferior ao período da estrutura, os seus efeitos serão de natureza dinâmica. Por outro lado podemos considerá-los estáticos se a força do vento crescer e desaparecer num período de tempo muito mais longo que o período da estrutura. Para uma mesma solicitação podemos ter efeitos dinâmicos ou considerá-los estáticos, dependendo do período de vibração da estrutura.

3.2.2. O TÚNEL DE VENTO

Em muitas situações, recorrer a métodos analíticos não transmite as informações suficientes e necessárias para dimensionar devidamente a estrutura à acção do vento. Basta para isso que o edifício apresente uma forma menos comum, pouco regular, ou uma grande flexibilidade à acção do vento. Nestes casos recorre-se a uma análise num túnel de vento. Efectivamente a maior parte dos edifícios muito altos, são testados em túneis de vento, através de modelos representativos das suas características mecânicas. Mesmo sendo um método caro, torna-se bastante compensador, já que se consegue uma poupança substancial na solução estrutural.

Modelação Aeroelástica

A primeira necessidade para uma análise correcta através de um túnel de vento é ter um modelo à escala devidamente representativo do modelo real. O mesmo se aplica à acção do vento, que terá que simular convenientemente a acção real. Os testes em túnel de vento podem ser divididos em dois tipos. No primeiro tipo de teste, o que se pretende é apurar os efeitos do vento de forma a poder dimensionar a estrutura para resistir a essa solicitação. O segundo tipo prende-se com os efeitos do vento na zona

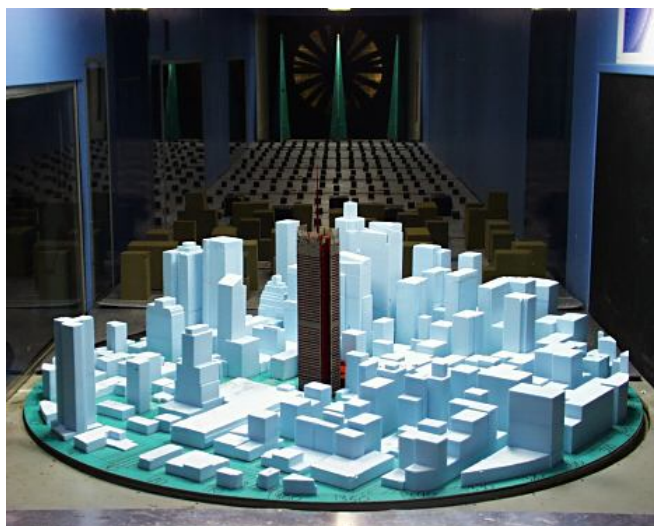


Fig. 3.4 – Exemplo de modelo a ser testado em túnel de vento

envolvente ao edifício, como por exemplo o efeito que a implantação do edifício pode ter ao nível do solo e no conforto dos utentes desse espaço envolvente. Outra questão pertinente prende-se com a existência de edifícios da mesma ordem de grandeza e na interferência que isso pode ter na acção do vento, que pode aumentar significativamente. Consequentemente não podem ser ignorados na análise. A título de referência, os edifícios compreendidos num raio de acção de dez vezes a altura do edifício, deverão ser considerados [6].

Depois de se ter o modelo completo, é necessário testá-lo sob uma acção representativa da acção real do vento. O modelo terá de ser testado em várias direcções, pelo que será colocado dentro do túnel de vento, sobre uma plataforma rotativa, para que quando o modelo estiver devidamente analisado numa direcção se possa rodar e ser analisado numa outra direcção. A escala do modelo poderá variar entre 1/400 ou 1/100, mediante o tamanho do túnel de vento [6].

3.2.3. O EUROCÓDIGO – EN 1991-1-4

Neste subcapítulo analisa-se a abordagem do eurocódigo [7] a este tipo de acção. O eurocódigo diz claramente que é apenas aplicável a edifícios de altura inferior a 200 metros, de forma a salvaguardar situações em que sejam exigidos outro tipo de estudos, como o túnel de vento. Existem ainda os anexos nacionais, adaptados às condições de cada país, de acordo com as suas condições físicas e climáticas. Existem ainda os seguintes anexos, relativos a um conjunto de características necessárias para a sua aplicação:

- Anexo A – Efeitos do terreno;
- Anexo B – Procedimento 1 para a determinação do coeficiente $c_s c_d$;
- Anexo C – Procedimento 2 para a determinação do coeficiente $c_s c_d$;
- Anexo D – Valores de $c_s c_d$ para diversos tipos de construções;
- Anexo E – Desprendimento de vórtices e instabilidades aeroelásticas;
- Anexo F – Características dinâmicas das estruturas.

3.2.3.1. Velocidade de base

De acordo com o eurocódigo, a velocidade do vento e a pressão por este provocada são compostos por uma componente média e por uma componente flutuante.

A velocidade média, V_m , é calculada tendo por base a velocidade básica do vento, V_b . Esta grandeza é definida por

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \quad (3.2)$$

Na expressão, $v_{b,0}$ representa a valor fundamental da velocidade básica, valor de referência definido para uma altura a 10 metros do solo para um terreno classificado pelo anexo A como do tipo II ou seja, zona de terreno aberto com vegetação baixa e com obstáculos separados de pelo menos 20 vezes a sua altura. Este valor refere-se ao valor característico de uma média de 10 minutos com uma probabilidade anual de ser ultrapassado de 2%, equivalente a um período de retorno de 50 anos. A velocidade básica é calculada afectando a esta velocidade fundamental a direcção do vento e a época do ano, valores obtidos a partir do anexo nacional, ou na ausência de informação, adoptando o valor 1.0.

No caso de análise de estruturas temporárias, as propriedades de $v_{b,0}$ deverão ser afectadas pelo coeficiente de probabilidade, c_{prob} , que permite a transformação do período de retorno equivalente à probabilidade 0,02 para a probabilidade p .

$$c_{prob} = \left(\frac{1 - k \cdot \ln(1 - p)}{1 - k \cdot \ln(-\ln 0.98)} \right)^n \quad (3.3)$$

Em Portugal podem admitir-se para $v_{b,0}$ valores na ordem dos 26 m/s.

3.2.3.2. Função velocidade média do vento

A velocidade média do vento, função da altura z , depende da rugosidade do terreno, da orografia do terreno e ainda da velocidade básica atrás definida.

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b \quad (3.4)$$

O factor de rugosidade $c_r(z)$ é um valor que depende das características do terreno, e de acordo com eurocódigo divide-se nas classes apresentadas na tabela seguinte:

Quadro 3.1- Categorias de terreno e parâmetros das classes definidas no EC1 [7]

Terrain category		z_0 m	z_{min} m
0	Sea or coastal area exposed to the open sea	0,003	1
I	Lakes or flat and horizontal area with negligible vegetation and without obstacles	0,01	1
II	Area with low vegetation such as grass and isolated obstacles (trees, buildings) with separations of at least 20 obstacle heights	0,05	2
III	Area with regular cover of vegetation or buildings or with isolated obstacles with separations of maximum 20 obstacle heights (such as villages, suburban terrain, permanent forest)	0,3	5
IV	Area in which at least 15 % of the surface is covered with buildings and their average height exceeds 15 m	1,0	10

Através dos valores tabelados, podemos obter o valor do coeficiente de rugosidade através de:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right), \quad z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (3.5)$$

$$c_r(z) = C_r(z_{min}), \quad z \leq z_{min}$$

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} \quad (3.6)$$

Sendo que z é a altura do solo, z_0 o comprimento de rugosidade para a classe de terreno em causa, e $z_{0,II}$ o comprimento de rugosidade definido para a classe II, que serve como valor de referência na expressão de k_r , o factor do terreno.

No coeficiente de orografia $c_o(z)$, no caso de esta poder influenciar a velocidade do vento em mais de 5 %, deverão ser tidos em conta os seus efeitos, através da consulta do ponto 4.3.3 do eurocódigo. Para o caso de edifícios com edifícios vizinhos bastante próximos, devem ser seguidos os procedimentos que constam do Anexo A, visto que o edifício pode ficar sujeito a efeitos secundários que podem induzir elevadas velocidades do vento, que consequentemente pode criar situações de desconforto a quem circula junto aos edifícios.

3.2.3.3. Turbulência do vento

O eurocódigo sugere a seguinte expressão para quantificar a intensidade da turbulência:

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_t}{c_0(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)}, \quad z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (3.7)$$

$$I_v(z) = I_v(z_{min}), \quad z \leq z_{min}$$

k_t É denominado o factor de turbulência, com valor sugerido de 1.0, salvo indicação do Anexo Nacional.

3.2.3.4. Pressão de pico do vento em escoamento livre

Grandeza referente à pressão de pico, que se obtêm da soma de duas parcelas, uma de carácter médio e outra em função da turbulência do escoamento.

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \rho v_m^2(z) \quad (3.8)$$

É prática corrente comparar-se esta pressão com a pressão estática correspondente à velocidade básica. Aparece então uma nova grandeza, o factor de exposição $c_e(z)$, que representa a amplificação da pressão estática devido à velocidade básica, resultando da diferença de altura z assim como da turbulência para esse ponto.

$$c_e(z) = 1 + 7 \cdot I_v(z) \cdot \frac{12 \rho v_m^2(z)}{\frac{1}{2} \rho v_b^2} \quad (3.9)$$

3.2.3.5. Caracterização *along-wind* da acção do vento

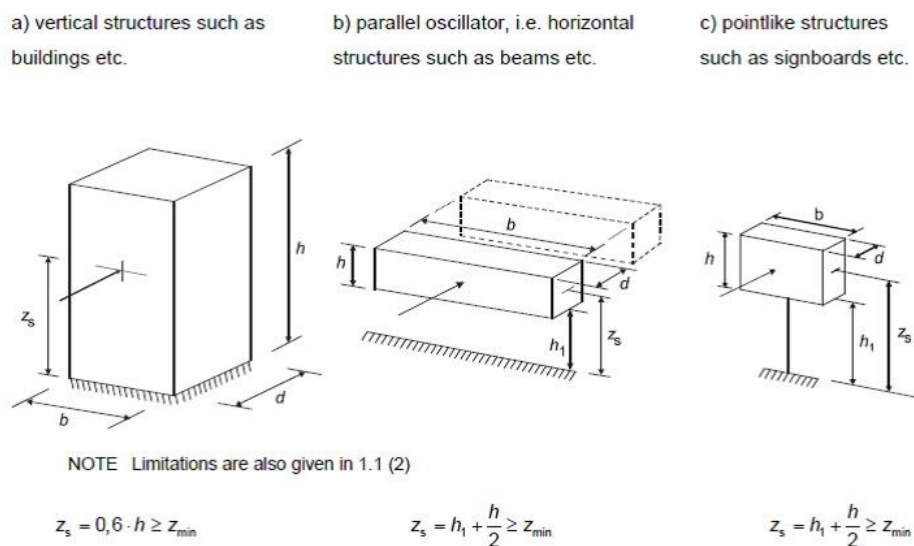


Fig. 3.5 - Dimensões estruturais e alturas de referência para estruturas analisáveis pelo EC1 [23]

A forma de contabilizar a acção vento actuando sobre o edifício efectua-se recorrendo a um ponto de referência, para o qual todas as propriedades do vento são calculadas. Para o caso de edifícios altos, e de acordo com o ponto 6.3.2 do eurocódigo esse ponto de referência deverá ser $z_e = 0.6H$, em que H é a altura total do edifício.

No caso de se efectuar uma análise global, a força do vento será quantificada através da expressão:

$$F_w = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref} \quad (3.10)$$

Onde $c_s c_d$ é chamado de factor da estrutura e representa os factores aleatórios associados ao vento na ocorrência de picos não simultâneos, assim como as vibrações devidas à turbulência. O parâmetro c_f é o coeficiente de força, dependente da forma do edifício e do número de Reynolds. A_{ref} representa a área de referência considerada onde actuam as pressões estáticas.

Esta expressão define assim uma análise do tipo quasi-estática, em que se aplica o método MGLF (*Mean Gust Load Factor*) para a definição de $c_s c_d$.

3.2.3.6. Factor da estrutura – $c_s c_d$

Como foi referido atrás, o factor da estrutura é responsável por contabilizar os factores aleatórios inerentes à acção vento assim como as vibrações induzidas à estrutura. Este tipo de análise fará apenas sentido num determinado tipo de estruturas, como é o caso dos edifícios altos. Efectivamente os edifícios de pouca altura apresentam normalmente frequências de vibração elevadas, superior a 5 Hz, pelo que o factor da estrutura pode ser tomado igual a 1. Já o tipo de estrutura apresentada por um edifício alto carece do cálculo detalhado deste factor, devido à sua altura e flexibilidade.

No ponto 6.1 do eurocódigo definem-se para que tipo de estrutura o valor do factor da estrutura deverá ser tomado como igual a 1. Para o caso de edifícios altos, apresenta a seguinte expressão:

$$c_s c_d = \frac{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v(z_e) \cdot \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 \cdot I_v(z_e)} \quad (3.12)$$

Onde z_e é a altura de referência, k_p é o factor de pico definido pela máxima razão entre a flutuação do vento e o seu desvio padrão, B^2 é o factor de fundo e R^2 é o factor de ressonância. O factor de fundo mede a falta de correlações das pressões ao longo da estrutura, enquanto o factor de ressonância mede a turbulência do vento em ressonância como o modo de vibração principal da estrutura. Segundo o eurocódigo podemos obter o factor da estrutura a partir do produto de dois factores (c_s e c_d), em que o primeiro é o factor de dimensão, que contabiliza a ocorrência não simultânea das pressões de pico ao longo da estrutura, e o segundo é o factor dinâmico, relativo à ressonância do edifício. As expressões são:

$$c_s = \frac{1 + 7 \cdot I_v(z_e) \cdot \sqrt{B^2}}{1 + 7 \cdot I_v(z_e)} \quad (3.13)$$

$$c_d = \frac{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v(z_e) \cdot \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 \cdot I_v(z_e) \cdot \sqrt{B^2}} \quad (3.14)$$

3.2.3.7. Factor de Fundo - B^2

O factor de fundo pode ser determinado através da seguinte expressão, que consta do anexo B do eurocódigo:

$$B^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \cdot \left(\frac{b+h}{L(z_e)}\right)^{0,63}} \quad (3.15)$$

Onde b e h são a largura e a altura da estrutura, respectivamente. $L(z_e)$ é a escala do comprimento de turbulência:

$$L(z) = L_t \cdot \left(\frac{z}{z_t}\right)^\alpha, \quad z \geq z_{min} \quad (3.16)$$

$$L(z) = L(z_{min}), \quad z < z_{min}$$

$$\alpha = 0,67 + 0,05$$

3.2.3.8. Factor de ressonância - R^2

Segundo o anexo B do eurocódigo a expressão para determinar R^2 será:

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \cdot \delta} \cdot S_l(z_e, n_{1,x}) \cdot R_h(\eta_{1,x}) \cdot R_b(\eta_b) \quad (3.17)$$

Em que $S_l(z_e, n_{1,x})$ representa a densidade espectral da acção do vento normalizada e é descrita pela expressão:

$$S_L(z, n) = \frac{n \cdot S_V(z, n)}{\sigma_v^2} = \frac{6,8 \cdot f_L(z, n)}{(1 + 10,2 \cdot f_L(z, n))^{5/3}} \quad (3.18)$$

Onde $S_V(z, n)$ representa a função de densidade espectral da velocidade do vento e $f_L(z, n)$ e descreve-se através da expressão:

$$f_L(z, n) = \frac{n \cdot L(z)}{v_m(z)} \quad (3.19)$$

Por sua vez δ representa o decremento logarítmico do amortecimento global da estrutura. R_h e R_b representam a função vertical e horizontal de admitância aerodinâmica, respectivamente. Expressam-se da seguinte forma:

$$R_h = \frac{1}{\eta_h} - \frac{1}{2 \cdot \eta_h^2} (1 - e^{-2 \cdot \eta_h}) \quad (3.20)$$

$$R_b = \frac{1}{\eta_b} - \frac{1}{2 \cdot \eta_b^2} (1 - e^{-2 \cdot \eta_b}) \quad (3.21)$$

$$\eta_h = \frac{4,6 \cdot h}{L(z_e)} \cdot f_L(z_{e,n1,x}) \quad (3.22)$$

$$\eta_b = \frac{4,6 \cdot b}{L(z_e)} \cdot f_L(z_{e,n1,x}) \quad (3.23)$$

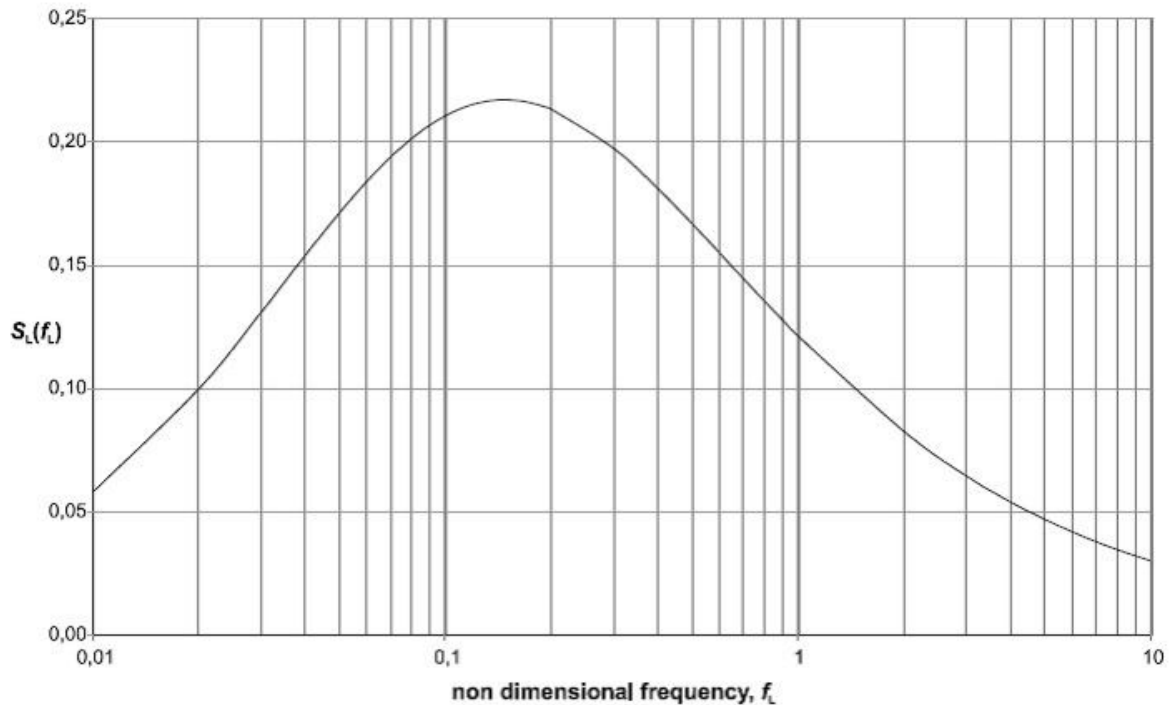


Fig. 3.6 - Função de densidade espectral do vento S_L normalizada - adaptada de [7]

Quando η_h e η_b são nulos R_h e R_b são iguais à unidade.

3.2.3.9. Factor de pico - k_p

O eurocódigo sugere a seguinte expressão

$$k_p = \sqrt{2 \cdot \ln(v \cdot T)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \cdot \ln(v \cdot T)}}, \quad k_p \geq 3 \quad (3.24)$$

Onde $T=600$ s, e v é a frequência de passagens ascendentes, para a frequência do modo de vibração fundamental, e define-se através da seguinte expressão

$$v = n_{1,x} \sqrt{\frac{R^2}{B^2 + R^2}}, \quad v \geq 0,08 \text{ Hz} \quad (3.25)$$

3.2.3.10. Coeficiente de Força - c_f

Os coeficientes de força estão dependentes de diversos factores, tais como o número de Reynolds ou a forma geométrica da secção do edifício. Para formas regulares, cilíndricas e poligonais o eurocódigo apresenta sugestões.

O coeficiente de uma forma geral é calculado através de

$$C_f = C_{f,0} \psi_\lambda \quad (3.26)$$

onde $C_{f,0}$ representa o coeficiente de força sem contabilizar os efeitos nas outras direcções em torno do edifício. O valor de ψ_λ é precisamente para ter em conta esses efeitos da tridimensionalidade da acção vento. Esses efeitos dependem da esbelteza dos edifícios.

3.3. SISMO

A acção sísmica é uma das acções predominantes no dimensionamento de edifícios em altura e, embora não seja possível prever quando e com que intensidade os sismos podem ocorrer, o engenheiro deve da sua parte estimar tal acção.

Um edifício em altura sob o efeito da acção sísmica está sujeito a vibrações que por sua vez geram forças de inércia internas.

As forças laterais originam deslocamentos na estrutura, que por sua vez podem levar ao colapso das paredes e pilares, devido aos momentos de segunda ordem, ou efeito p-delta.

O principal objectivo, quando se dimensiona uma estrutura à acção sísmica é que esta seja capaz de responder elasticamente a uma solicitação média, com uma probabilidade significativa de ocorrer durante o tempo de vida da estrutura.

A resposta de um edifício de grande altura é diferente daquela que se espera num edifício baixo. As forças de inércia introduzidas na estrutura através do sismo estão dependentes da massa do edifício e da sua natureza, assim como da aceleração da superfície. O que acontece é que um edifício alto apresenta uma flexibilidade muito superior à de um edifício de pequena altura e normalmente está sujeito a acelerações muito menores. No entanto, o mesmo edifício pode estar sujeito a forças muito superiores se estiver sujeito a vibrações com período próximo do seu período natural. Conclui-se que a magnitude das forças laterais que actuam no edifício depende do tipo de resposta da estrutura.

3.3.1. A NATUREZA DOS SISMOS

A ocorrência de um sismo deve-se a uma brusca libertação de energia. Parte dessa energia é dissipada através da irradiação de vibrações que se propagam sob a forma de ondas. Um sismo pode ter origem em diversos fenómenos, podendo ser de origem vulcânica, causado por explosões muito fortes, como explosões nucleares, causado pelo colapso de cavidades subterrâneas como cavernas ou minas, causado pela criação de reservas de água, como lagos e albufeiras, em zonas sísmicas, ou ter origem tectónica [8]. Os sismos de origem tectónica são sismos que têm a sua origem no movimento das placas tectónicas, e são condicionados pela existência de deformações e tensões com carácter global na crosta terrestre. Os sismos acontecem quando se dá a libertação da energia de deformação acumulada na crosta pelos movimentos tectónicos. Os sismos de origem tectónica são aqueles que apresentam maior importância do ponto de vista da engenharia civil, uma vez que são estes que apresentam maior frequência e maior magnitude.

A magnitude sísmica consiste em medir a quantidade de energia que é libertada durante a ocorrência de um sismo. A magnitude sísmica pode então ser avaliada através da escala de Richter, que por sua vez pode ser expressa através da expressão matemática:

$$\log (W) = 11,8 + 1,5 M \quad (3.27)$$

Em que W representa a energia elástica da crosta que é dissipada, expressa em ergs, e M representa a magnitude do sismo. No quadro 3.2 apresenta-se a relação entre a escala de Richter e de Mercalli, e

ainda o número médio de sismos que ocorrem anualmente.

Quadro 3.2 – Relação entre a escala de Richter e de Mercalli

ESCALA DE MAGNITUDE E RICHTER	ESCALA DE INTENSIDADE MERCALLI	Nº DE SISMOS POR ANO	EFEITO EM ÁREAS POVOADAS
< 3,4	I	800000	REGISTADO APENAS POR SISMÓGRAFOS
3,5 – 4,2	II e III	30000	SENTIDO POR ALGUMAS PESSOAS
4,3 – 4,8	IV	4800	SENTIDO POR MUITAS PESSOAS
4,9 – 5,4	V	1400	SENTIDO POR TODA A GENTE
5,5 – 6,1	VI e VII	500	PEQUENOS DANOS EM EDIFÍCIOS
6,2 – 6,95	VIII e IX	100	MUITOS EDIFÍCIOS DANIFICADOS
7,0 – 7,3	X	15	DANIFICAÇÕES PROFUNDAS
7,4 – 7,9	XI	4	GRANDES DANOS, COLAPSO DE EDIFÍCIOS
>8	XII	1 entre 5 e 10 anos	DANIFICAÇÃO TOTAL, ONDAS NA SUPERFÍCIE DO SOLO

Quando ocorre um sismo, dá-se origem à propagação de ondas sísmicas, P e S. As ondas P são as ondas primárias, ou de compressão, e as ondas S são ondas secundárias ou de corte. As ondas primárias propagam-se através de matéria sólida e líquida, enquanto que as ondas secundárias não se propagam num meio líquido. Relativamente à velocidade de propagação das ondas, esta está dependente da densidade e das propriedades elásticas do solo por onde se propagam, sendo que as ondas primárias são aquelas que se fazem sentir em 1º lugar.

Existe ainda um terceiro tipo de ondas, as ondas de superfície. Estas são geradas quando as ondas primárias e secundárias atingem a superfície. Este tipo de ondas é por sua vez, dividido em dois tipos de ondas, as ondas Love e as ondas Rayleigh. As ondas Love são ondas de superfícies semelhantes às ondas S sem a sua componente vertical. As ondas Love propagam-se mais rapidamente que as ondas Rayleigh, no entanto, ambos os tipos de ondas de superfície propagam-se mais lentamente que as ondas P e S [8].

Quando as ondas P e S atingem a superfície, grande parte da sua energia é reflectida de volta para o interior da crosta, o que faz com que existam ondas no sentido ascendente e descendente a actuar quase em simultâneo, o que origina uma amplificação dos efeitos sentidos à superfície. De facto, existem relatos de trabalhadores em minas que descrevem os efeitos sentidos no subsolo como sendo inferiores aos sentidos por indivíduos à superfície, para a mesma ocorrência sísmica.

3.3.2. MEDIÇÃO E ESPECTRO DE RESPOSTA

Os sismos são medidos através de instrumentos próprios, os acelerógrafos, que registam a aceleração do solo. Os acelerogramas são posteriormente integrados para que se obtenha a velocidade e os deslocamentos. Os valores máximos registados têm obviamente particular interesse na análise

sísmica, e no posterior dimensionamento estrutural. No entanto, por si só, não definem os efeitos sísmicos que uma estrutura pode sofrer. Factores como a magnitude sísmica, a distância ao epicentro, a duração do evento sísmico, as condições do solo, e a frequência de vibração do solo, todos eles influenciam a resposta estrutural. Alguns destes efeitos sísmicos ficam melhor representados através dos espectros de resposta.

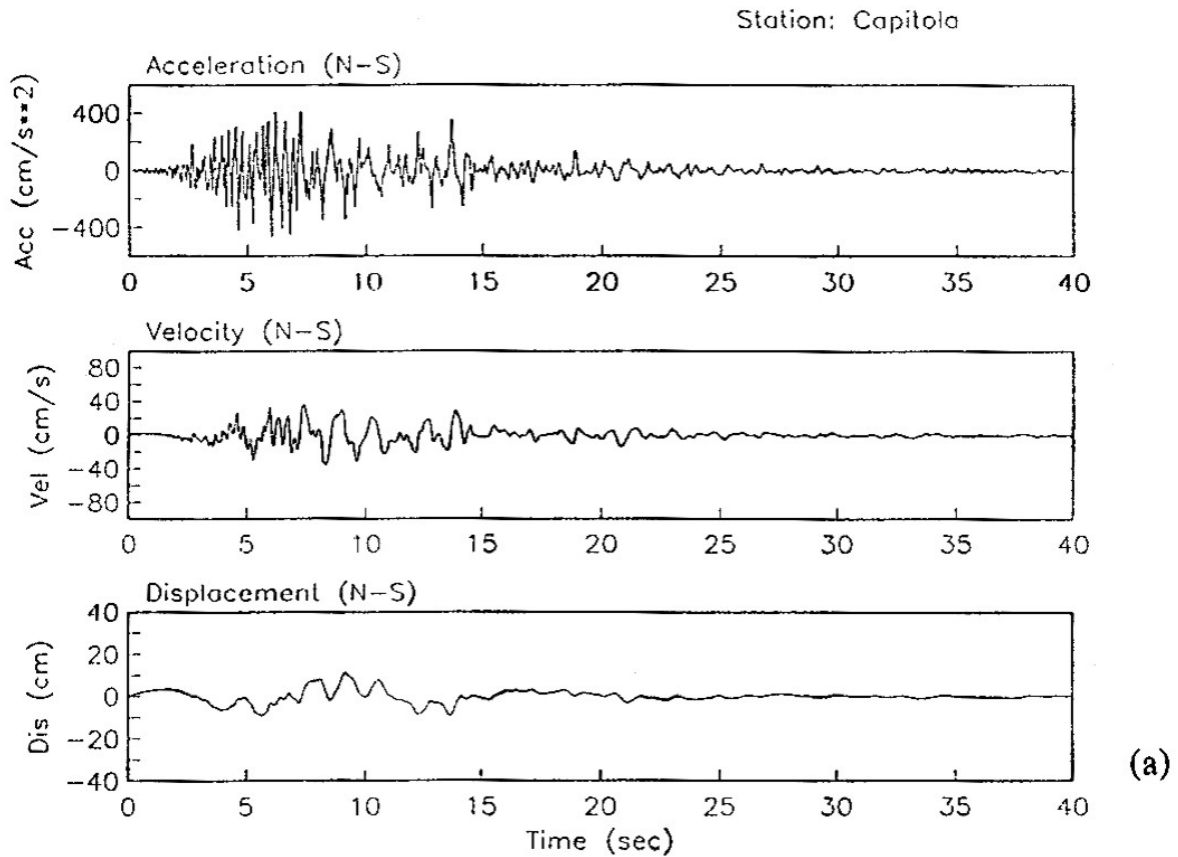


Fig.3.7 – Vibrações sísmicas registadas em Capitola, Califórnia, durante o sismo de Loma Prieta, em 1989 [8]

A resposta de um oscilador linear de um grau de liberdade a um acelerador $\ddot{u}_g(t)$ específico pode ser expresso pelo integral de Duhamel:

$$u(t) = \frac{1}{m \cdot \omega} \cdot \int_0^t (-m \cdot \ddot{u}_g(\tau) \cdot e^{\xi \cdot \omega(t-\tau)} \cdot \sin(\omega_d(t-\tau)) d\tau) \quad (3.29)$$

em que

m é a massa do oscilador;

ξ é a razão de amortecimento;

ω_d é a frequência angular natural amortecida (rad/s);

ω é a frequência angular natural (rad/s).

Assumindo que $\omega_d = \omega$, o que é admissível para pequenos amortecimentos e constatando o sinal negativo em $[-m \cdot \ddot{u}_g(\tau)]$ a equação pode ser reescrita da seguinte forma:

$$u(t) = \frac{1}{\omega} \cdot \int_0^t (\ddot{u}_g(\tau) \cdot e^{-\xi \cdot \omega(t-\tau)} \cdot \sin(\omega_d(t-\tau)) d\tau) \quad (3.29)$$

O espectro de resposta pode ser construído calculando a resposta máxima do movimento do solo, dado por osciladores de diferentes frequências, mas com o mesmo amortecimento e desenhando a resposta máxima $S_d(\omega, \xi) = u_{max}$ [9].

A resposta máxima é calculada pela integração numérica da expressão 3.29. Fazendo variar ω e ξ e traçando o resultado num diagrama (S_d, ω) , obtêm-se um espectro de resposta de deslocamentos.

Num sistema sem amortecimento, a aceleração absoluta é sempre proporcional ao deslocamento, mesmo nos instantes de valores máximos, o que permite escrever:

$$S_a(\omega) = -\omega^2 S_d(\omega) \quad (3.30)$$

Em sistemas com amortecimento, atendendo a que, quando o deslocamento relativo é máximo, a velocidade relativa é nula, ou aproximadamente zero, pode escrever-se:

$$S_a(\omega, \xi) \cong -\omega^2 S_d(\omega, \xi) \quad (3.31)$$

Da mesma forma pode definir-se a designada pseudo-velocidade como sendo:

$$S_v(\omega, \xi) = \omega S_d(\omega, \xi) \quad (3.32)$$

Relacionando as expressões anteriores, pode escrever-se:

$$S_a(\omega, \xi) = \omega S_v(\omega, \xi) = \omega^2 S_d(\omega, \xi) \quad (3.33)$$

Se considerarmos a envolvente de espectros devidos a diversos acelerogramas caracterizadores da acção sísmica, podemos obter espectros de resposta regulamentares semelhantes aos contidos, a título de exemplo, no Regulamento de Segurança e Acções (RSA) [10].

Podem construir-se espectros trilogarítmicos, ou seja, registar num mesmo gráfico os valores espectrais da aceleração, velocidade e deslocamento. A relação vista em 3.33 permite fazê-lo, e obter gráficos semelhantes ao da fig.3.9.

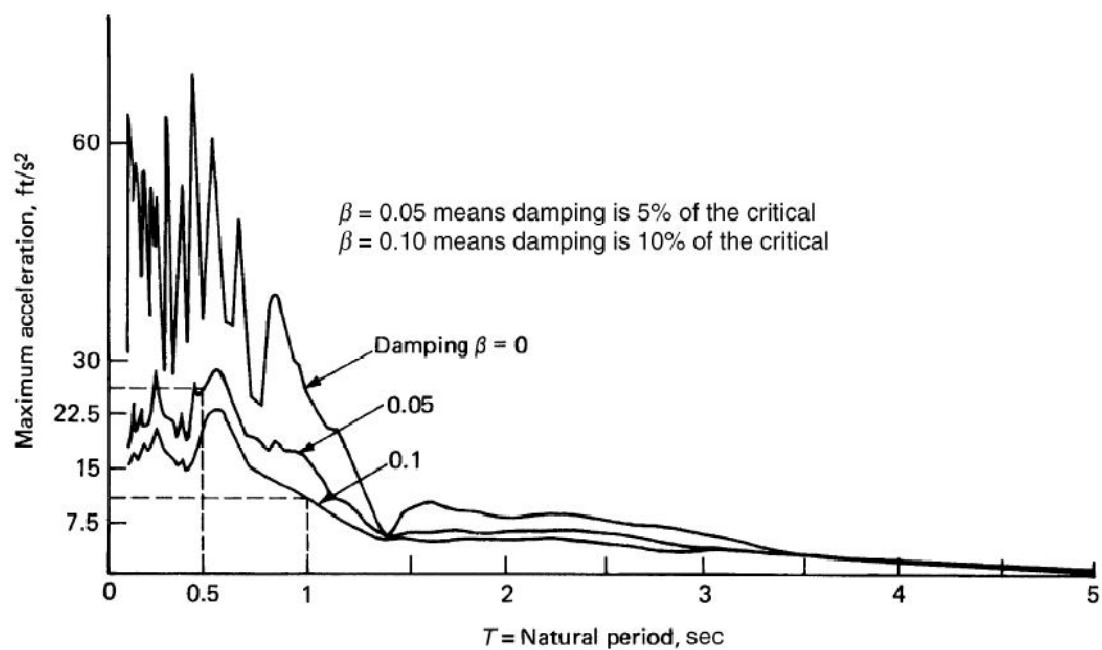


Fig.3.8 – Exemplo de um espectro de aceleração – sismo de El Centro – adaptada de [3]

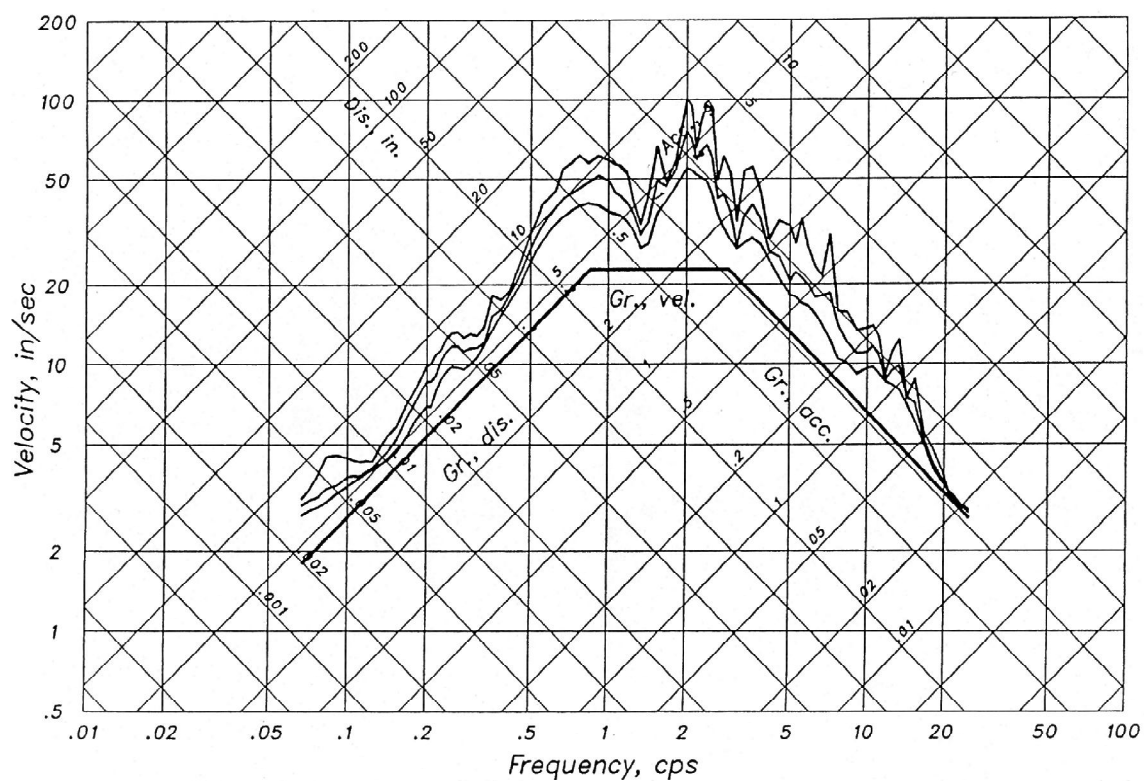


Fig.3.9 – Espectro trilgarítmico para vários coeficientes de amortecimento - Sismo de El Centro (1940) – adaptada de [8].

3.3.3. INFLUÊNCIA DO SOLO

O tipo de solo onde o edifício está fundado tem influência no comportamento da estrutura. As sub camadas do solo abaixo das fundações, se tiverem um período de vibração semelhante ao da estrutura podem agravar a sua resposta. Os edifícios altos normalmente experimentam maiores danos na sua estrutura quando o subsolo onde se encontram implantados apresenta períodos de vibração próximos do seu, devido ao efeito de ressonância entre a estrutura e o solo. Este efeito provoca o aumento da aceleração. Para evitar o efeito da ressonância, os edifícios devem apresentar capacidade para absorver as vibrações, ou seja amortecê-las. O amortecimento de uma estrutura depende do material de construção, das ligações, e dos elementos não estruturais.

3.3.4. AMORTECIMENTO

As estruturas apresentam capacidade de amortecimento. O amortecimento crítico é, por definição, o amortecimento mínimo necessário para que a oscilação não se verifique completamente. O amortecimento estrutural, quando esta está sob o efeito da acção sísmica deve-se a inúmeros factores [2].

Um dos factores de amortecimento é o ar que rodeia o edifício, mas visto que a viscosidade do ar é pequena, é facilmente desprezável quando comparada com outros tipos de amortecimento. É normalmente referido como amortecimento viscoso externo.

Outro factor será o amortecimento viscoso interno. Está associado à viscosidade do material estrutural, é proporcional à velocidade, logo o seu coeficiente é proporcional à frequência natural da estrutura. É o principal tipo de amortecimento e aparece nos modelos matemáticos.

Amortecimento por fricção, também conhecido por amortecimento de Coulomb, ocorre devido à fricção existente nas ligações e nos apoios da estrutura, e é constante. Na análise dinâmica é considerado como amortecimento viscoso quando o nível de deslocamento é pequeno ou como amortecimento histerético.

O amortecimento histerético manifesta-se quando a estrutura está sujeita a '*load reversals*' no campo inelástico. Este tipo de amortecimento aumenta com o nível de deslocamentos e é independente da velocidade da estrutura. Este efeito pode ser contabilizado na análise elástica, através de um amortecimento viscoso equivalente.

Amortecimento por radiação refere-se à dissipação energética que acontece através do solo onde a estrutura está fundada, e depende das características do solo como, densidade, coeficiente de Poisson, módulo de distorção e módulo de elasticidade. Depende ainda da rigidez relativa entre a estrutura e o solo assim como da profundidade da estrutura contida no solo.

O amortecimento histerético manifesta-se em torno das fundações e é causado pela deformação inelástica do solo adjacente à fundação.

3.3.5. DEFORMAÇÃO DO EDIFÍCIO

Um sismo de grande magnitude pode provocar numa estrutura oscilações muito superiores às provocadas pela acção do vento, por exemplo, no entanto arranca do ser humano uma resposta diferente. Isto acontece porque o ser humano ao ser sujeito a uma experiência como a de um sismo tem como sua única preocupação a sobrevivência, logo está desprovido de preocupações com o nível de conforto, como acontece com o vento. Consequentemente, para o projectista, esta acção apresenta uma filosofia completamente distinta.

Ao dimensionar-se uma estrutura resistente ao sismo, deve-se procurar tornar essa estrutura resistente, mas deve-se também procurar que o sistema estrutural possua uma reserva de ductilidade. Isto prende-se com o facto de que ao tratar-se uma solicitação desta natureza, obtêm-se forças mais pequenas a partir dos códigos utilizados, do que aquelas que se espera que a estrutura venha a sofrer pelo menos uma vez no seu período de vida. Isto acontece porque o objectivo dos códigos é assegurar que a estrutura possua resistência ao sismo, sem que isso torne o sistema estrutural incomportável do ponto de vista económico. A melhor forma de interpretar o dimensionamento ao sismo é fazê-lo dentro do razoável, tendo presente a incerteza inerente à solicitação em questão e conseguir o máximo de capacidade resistente de reserva sem que isso se reflita num aumento do custo do edifício.



Fig. 3.10 – Viaduto colapsado depois de sismo – adaptado de [3]

3.3.6. CONSIDERAÇÕES ESTRUTURAIS E ARQUITECTÓNICAS

De forma a não tornar o edifício incomportável do ponto de vista económico, é necessário que tanto o arquitecto como o engenheiro tenham um bom conhecimento do desempenho dos diversos materiais e das suas características, assim como das diferentes configurações e sistemas mais adequados para fazer frente a este tipo de solicitação. No fundo o que se pretende é que a solução arquitectónica tenha sempre presente as diversas condicionantes que um edifício que se pretende resistente ao sismo apresenta, de forma a facilitar a solução e a torná-la económica. Esta preocupação

prende-se com o factor económico mas não só. Uma estrutura, quando sujeita ao sismo tem como principal objectivo absorver as deformações, e não propriamente resistir às cargas aplicadas. As propriedades dos materiais e o sistema estrutural adoptado não devem ver a sua eficiência sacrificada para satisfazer soluções meramente estéticas. No dimensionamento deve-se ter em conta o controle dos danos nos elementos eléctricos, mecânicos, assim como nos diversos elementos estruturais. Por todas estas razões a cumplicidade entre o arquitecto e o engenheiro deve ser a maior possível para que a solução assegure a resistência sísmica pretendida e ao mesmo tempo cumpra com as suas funções, estéticas e funcionais.

Dentro desta filosofia existem diversos factores, que quando considerados, contribuem manifestamente para a melhoria das soluções apresentadas. A existência de simetria na estrutura apresenta-se muito vantajosa, já que evita problemas de torção nos elementos estruturais. Quando tal não é possível, pode-se recorrer a juntas entre as diversas partes do edificio, tornando-o assim como um conjunto de edificios simétricos ligados entre si.

A ductilidade é outro factor importantíssimo. Materiais de elevada ductilidade são os mais desejados para resistir ao sismo, já que a estrutura deverá ter capacidade de absorver a energia e portanto apresentar-se dúctil e resistente. Veja-se que ao apresentar ductilidade diminui-se o risco de colapso mesmo estando a estrutura bastante danificada, cumprindo-se assim o principal objectivo do dimensionamento sísmico: salvar vidas.

O amortecimento apresentado pela estrutura também é importante para evitar que a estrutura possa entrar em ressonância.

Os cuidados a ter com as fundações também são muito relevantes. Devem-se evitar os deslocamentos relativos entre elementos de fundação que podem danificar a estrutura. Deve-se recorrer a fundações profundas de forma a evitar os efeitos da consolidação ou liquefacção do solo durante um sismo.

A separação entre estruturas também é um factor a ter em conta, para que possam vibrar livremente, sem se danificarem mutuamente.

O edificio deve manter-se mais ou menos igual no seu desenvolvimento em altura de forma a que as variações de rigidez e resistência sejam mínimas e aceitáveis. Se tal não for possível o modelo matemático utilizado deverá retratar fielmente a estrutura em causa de forma a conhecer o real comportamento da estrutura.

Relativamente às deformações estas devem ser controladas de forma a que os efeitos p-delta não sejam demasiado elevados. Deve portanto haver um compromisso entre a largura e altura do edificio, já que quanto maior for a relação altura-largura mais flexível é o edificio e maiores deslocamentos laterais irá sofrer. Para além disso, tais deformações podem causar danos elevados nas fachadas e nos seus materiais de acabamento, que ao cair de grande altura podem ser igualmente mortais.

3.3.7. ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO À ACÇÃO SÍSMICA

Ao dimensionar-se uma estrutura à acção sísmica existem diversos factores que devem ser levados em conta. Um deles é então a escolha do sistema estrutural, e se este é o mais adequado para fazer face à magnitude sísmica que é expectável de ocorrer. Posteriormente a essa escolha é necessário proceder à determinação das forças e deformações que os diversos códigos recomendam para o sistema estrutural e localização do edificio, para de seguida testar o edificio à combinação das acções

verticais com as horizontais, de forma a avaliar a resistência e a rigidez do sistema estrutural, e verificar se está de acordo com os códigos vigentes. Para além disso é ainda necessário verificar se o sistema estrutural possui a capacidade de sofrer grandes deformações perante um sismo de grande magnitude e se consegue dissipar a energia daí resultante.

Relativamente aos sistemas estruturais de edifícios, estes são usualmente compostos por elementos verticais e horizontais. Para transferir as forças laterais e conduzi-las até ao solo, os elementos verticais normalmente utilizados são as paredes de contraventamento, os pórticos simples contraventados ou os pórticos rígidos. As forças laterais são normalmente transmitidas a estes elementos verticais através do sistema de piso adoptado ou através de elementos de contraventamento horizontais que transmitem grande quantidade de esforço transversal aos elementos verticais não contínuos, ou seja em planos distintos da estrutura. As forças sísmicas que são proporcionais à massa desses elementos estruturais são consideradas como estando a actuar nos seus centros de massa. Todas as forças de inércia originárias na massa desses elementos estruturais têm que ser transmitidas aos elementos estruturais responsáveis por conduzir as forças até ao solo. Se o caminho das forças não apresenta continuidade, o edifício não é capaz de resistir à acção sísmica para lá da resistência dos seus elementos. Um edifício bem dimensionado às acções sísmicas tem que permitir que estas sejam conduzidas até ao solo.



Fig. 3.11 – Colapso de Edifício no Chile - 2010

Existem diversos sistemas estruturais capazes de acrescentar resistência às forças sísmicas que actuam lateralmente (as componentes verticais normalmente são asseguradas pelas necessidades impostas à estrutura pelas cargas gravíticas). Esses sistemas, quer sejam pórticos rígidos ou contraventados ou com paredes de contraventamento (*shear walls*) são partes de um sistema global tridimensional, constituído por diversos pórticos planos ligados entre si pelos pisos. Por exemplo num edifício com um sistema de pórticos rígidos, quando sujeito à acção sísmica horizontal as vigas e os pilares flectem. Os deslocamentos laterais sofridos pela estrutura podem perfeitamente estar dentro de valores que não põe em causa a segurança do sistema estrutural, mas podem ser demasiados elevados

para garantir a integridade de, por exemplo, paredes exteriores, divisórias, canalizações, entre outros. Basicamente este sistema estrutural pode apresentar grandes danos em elementos não estruturais, mantendo-se estruturalmente seguro, o que pode ser um risco do ponto de vista económico. Um sistema assente em *shear walls* ou noutro tipo de contraventamento semelhante, são sistemas normalmente mais rígidos que os sistemas estruturais constituídos apenas por pórticos rígidos. No entanto no caso de *shear walls*, e apesar de serem bons elementos para limitar o *drift*, existem outros factores como a quantidade de aberturas que possuem que podem ser excessivas, ou uma possível rotação devido a um solo fraco. A combinação dos dois sistemas é outra das possibilidades (*wall-frame*). De facto, o engenheiro de estruturas responsável pelo dimensionamento deste tipo de edifícios tem que possuir a visão de que um sistema estrutural é mais do que apenas a soma dos seus diversos elementos, mas que funciona como um todo. Deve-se ainda ter presente que se está perante solicitações dinâmicas, repetitivas e sem comportamento padrão.

Ao facto descrito atrás, de que uma estrutura sismo-resistente bem dimensionada deve possuir um caminho de forças contínuo, resistente e suficientemente rígido para conduzir as cargas até ao solo, junta-se o conceito de redundância. É fundamental para um edifício que está sujeito à acção sísmica possuir uma hiperestaticidade tal que lhe permita, no caso de algum dos elementos estruturais colapsar, de encontrar resistência lateral suficiente para continuar operacional do ponto de vista estrutural, ou seja, longe do colapso global.

3.3.7.1. Análise estática

Embora o sismo seja de natureza dinâmica, pode-se fazer uma abordagem estática a este tipo de solicitações, através de cargas estáticas equivalentes, representativas das acções dinâmicas de um sismo. Este tipo de análise foi continuamente usado no dimensionamento à acção sísmica devido ao facto dos bons resultados verificados em estruturas dimensionadas anteriormente e com bom desempenho perante a acção sísmica. Este comportamento pode, no entanto dever-se a outros factores, ignorados na análise mas que podem ter contribuído para a sensação de segurança obtida da análise estática. Esses factores serão a rigidez e resistência de elementos não estruturais, logo não contabilizados no dimensionamento, assim como a ductilidade da estrutura. Ora esses factores podem nem sempre estar presentes na solução estrutural, e tratando-se de edifícios altos, o cuidado deve ser redobrado, aquando do dimensionamento. As forças sísmicas verticais não são normalmente contabilizadas nas estruturas correntes, assentando o dimensionamento sísmico apenas nas componentes horizontais desta acção.

No dimensionamento sísmico, para além da resistência estrutural, também a ductilidade apresentada pela estrutura é de vital importância. Um edifício que apresente ductilidade suficiente para resistir as acções horizontais provocadas pelo sismo e mesmo assim assegurar o transporte das acções verticais, sem que se verifique o colapso, apresentará com certeza uma reserva de resistência adicional à prevista no dimensionamento para fazer frente à acção sísmica. Realça-se assim a importância dessa reserva de resistência derivada da ductilidade da estrutura, já que se está a abordar uma acção que acarreta sempre consigo incertezas. Essas incertezas não se restringem à magnitude do sismo, mas existem também no respeitante à natureza do solo e a sua interacção com a estrutura, às características de amortecimento do edifício, e aos comportamentos inelásticos do edifício, factores que também deverão ser ponderados numa análise estática.

A análise estática, feita através de cargas horizontais equivalentes a actuar directamente no

edifício e a intenção de representar as suas forças de inércia, podem ser afectadas por vários coeficientes representativos das variações locais na sismicidade, do tipo de construção, do fim a que se destinam, do tipo de solo, entre outros.

3.3.7.2. Análise dinâmica

O comportamento estrutural sob o efeito de um sismo é um problema de vibração. Através de uma análise dinâmica, podemos calcular as vibrações introduzidas na estrutura pelo sismo, e daí retirar a natureza e amplitude das deformações esperadas. Com a banalização das ferramentas informáticas, os métodos estáticos, referidos anteriormente, sendo menos precisos, são substituídos por outro tipo de análise, de carácter dinâmico, a partir dos quais se obtêm resultados mais precisos da resposta estrutural. Para além disso os métodos estáticos preconizados nos diversos códigos apresentam resultados satisfatórios no caso de estruturas regulares. Tal já não acontece para edifícios com configurações irregulares.

Dentro da análise dinâmica podemos fazer duas abordagens: a) análise elástica através de um espectro de resposta ou b) análise inelástica baseada na história temporal. A análise através de espectro de resposta é a mais utilizada.

Estruturas como edifícios altos, quando sujeitas a acção sísmica, respondem como osciladores que podem ser simples ou complexos. No primeiro caso podem ser representadas através de um sistema com um grau de liberdade, e no segundo por sistemas de n graus de liberdade. A figura 3.12 representa um pórtico simples de um vão com pilares flexíveis e uma viga de grande rigidez com massa M .

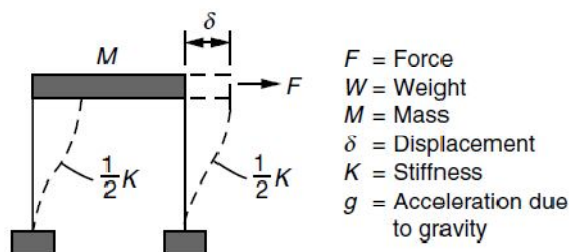


Fig.3.12 – Sistema com um grau de liberdade [3]

Para o sistema idealizado na fig.3.12, K representa a sua rigidez, e pode ser obtida ao dividir-se a força F pelo deslocamento δ . Se se aplicar um deslocamento lateral ao nível da viga e se largar repentinamente, a estrutura entra em vibração, na sua frequência natural. Num sistema sem amortecimento, a estrutura vibraria indefinidamente, no entanto, as estruturas reais apresentam sempre capacidade de amortecimento, pelo que a estrutura pararia de vibrar ao fim de determinado tempo.

Os edifícios podem ser analisados através de sistemas com múltiplos graus de liberdade. Idealize-se um sistema que consiste em diversas concentrações de massa representativas da massa de cada piso (fig.3.13), colocadas ao longo de uma barra em consola encastrada na base. Durante uma vibração, cada massa concentrada sofre deslocamentos laterais, numa ou noutra direcção. Para modos mais elevados de vibração, as massas representativas dos pisos podem mover-se em direcções opostas.

Para um sistema idealizado como o descrito, têm-se tantos modos de vibração quantas as concentrações de massa. Cada modo de vibração possui o seu próprio período natural de vibração. Ao aplicar-se movimento ao sistema, a deformada do sistema será o resultado da combinação das deformadas dos diversos modos de vibração. Cada modo de vibração de um sistema de múltiplos graus de liberdade pode ser substituído por um sistema de um grau de liberdade equivalente. Sendo assim é possível analisar um edifício com vários pisos através de espectros de resposta de sistemas de um grau de liberdade, analisando-se os modos de vibração separadamente e combinando-se posteriormente de forma a obter os resultados globais. Esta é a base que dá origem ao método da sobreposição modal.

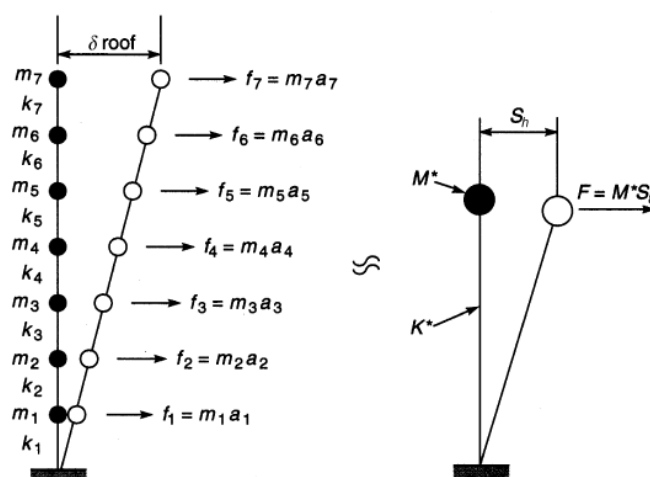


Fig.3.13 – Sistema com múltiplos graus de liberdade e sistema equivalente de um grau de liberdade [3]

Os edifícios que apresentam simetria relativamente à sua forma, rigidez e distribuição de massa, assim como uniformidade no seu desenvolvimento em altura, apresentam um comportamento previsível. Neste caso, um modelo plano de análise é suficiente, salvo no caso em que é expectável uma resposta por torção, em que uma análise tridimensional é mais indicada.

Para edifícios com formas irregulares, tanto na sua forma como na distribuição da sua massa e rigidez, o seu comportamento é difícil de prever, e a resposta predominante do edifício pode acontecer afastada daqueles que aparentemente são os eixos principais do edifício. Neste caso, são necessários métodos tridimensionais de análise. A análise torna-se mais complexa.

Para a maior parte dos edifícios, é expectável que ocorra uma resposta inelástica, quando estes são sujeitos a sismos de elevada intensidade. Este facto introduz a ideia de que uma análise inelástica seria a mais apropriada e, pese embora a existência de software para desenvolver este tipo de análise, tal não acontece no dimensionamento corrente devido aos seguintes factores:

- A sua devida utilização implica conhecimentos aprofundados sobre análise inelástica e as teorias que a fundamentam;
- Os resultados obtidos são de difícil interpretação e aplicação aos critérios tradicionais de análise;
- O obrigatório recurso aos computadores pode tornar a análise muito cara.

O RSA considera ainda, quanto à natureza do terreno, três tipos:

- Tipo I – Rochas e solos coerentes rijos;
- Tipo II – Solos coerentes muito duros, duros e de consistência média, solos incoerentes compactos;
- Tipo III – Solos coerentes moles e muito moles, solos incoerentes soltos.

Segundo o RSA, normalmente é apenas necessário considerar a actuação da acção do sismo no plano horizontal, com a excepção de estruturas sensíveis a vibrações no plano vertical, onde é obrigatório considerar a componente vertical da acção sísmica.

A acção sísmica tem de ser caracterizada de modo a conter a variabilidade de duração e conteúdo em frequências dos sismos, pelo que se deve considerar mais do que uma acção sísmica. Segundo o RSA devem adoptar-se duas acções sísmicas, uma representativa de um sismo de magnitude moderada que ocorre a pequena distância focal (tipo 1), e outra representativa de um sismo de maior magnitude que ocorre a maior distância focal (tipo 2).

O RSA fornece, no seu anexo III, espectros de resposta e potência para a acção sísmica do tipo 1 e do tipo 2, para a zona A do território nacional. Para as restantes zonas sísmicas obtêm-se os espectros de resposta multiplicando os da zona A pelo coeficiente de sismicidade. A quantificação da acção sísmica pode então ser feita recorrendo a estes espectros de resposta.

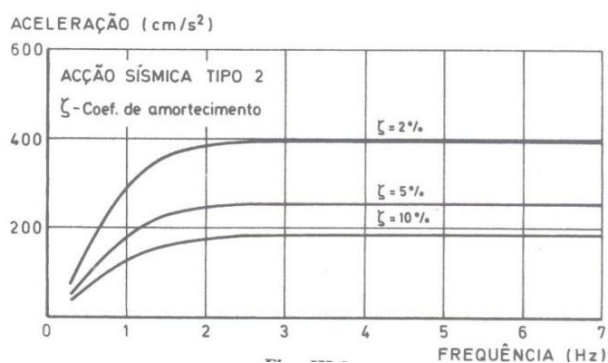
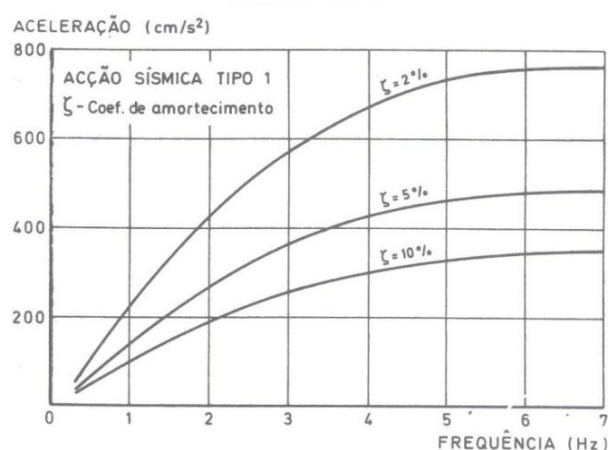


Fig.3.15 – Espectros de resposta para a Zona A – Terreno Tipo I [10]

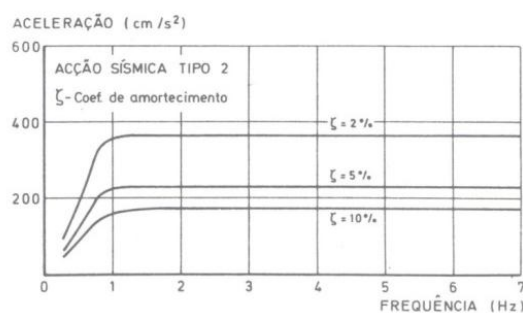
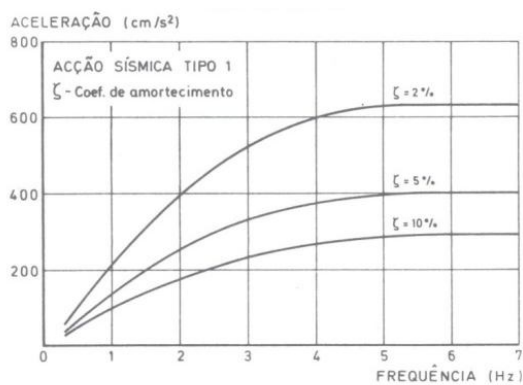


Fig.3.16 – Espectro de resposta para a Zona A – Terreno Tipo II

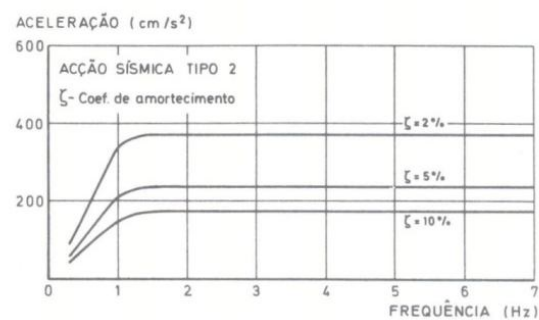
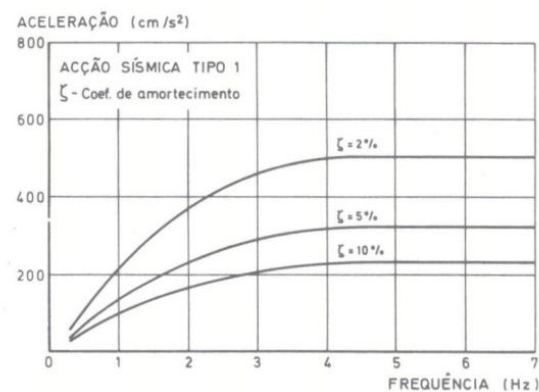


Fig.3.17 – Espectro de resposta para a Zona A – Terreno Tipo III

Para a determinação dos efeitos da acção sísmica o RSA prevê vários métodos, desde métodos simplificados de análise estática a métodos de análise dinâmica. De facto, e fazendo referência a diversas possibilidades de análises preconizadas pelo regulamento, e às simplificações que lhe podem ser aplicadas têm-se:

- Análise dinâmica tridimensional, contabilizando o comportamento não linear;
- Análise dinâmica tridimensional admitindo um comportamento linear posteriormente corrigido através de um coeficiente de comportamento;
- Análise plana, considerando que a acção sísmica actua separadamente segundo as direcções em que a estrutura se desenvolve, e ainda contabilizando os efeitos da torção;
- Análise estática simplificada, através de um método incluído no regulamento para o efeito, mas que tem a sua aplicação limitada a estruturas de grande regularidade, quer relativamente à distribuição dos seus elementos estruturais, quer à distribuição de massa e rigidez, de acordo com o artigo 30.4 do regulamento.

O RSA prevê ainda um método de recurso mais simplificado, no seu artigo 30.5, que consiste em considerar forças horizontais iguais a $0,22 \alpha$, das cargas correspondentes às massas interessadas, obtendo-se desta forma uma avaliação por excesso dos efeitos da acção sísmica. Este tipo de análise só deve ser utilizado em situação de carácter excepcional, onde a complexidade introduzida na análise não seja compensatória, relativamente aos resultados obtidos por excesso através do referido método.

3.3.7.4. EN 1998-1 – Eurocódigo 8

O eurocódigo 8, de acordo com o seu ponto 1.1., “aplica-se ao projecto e à construção de edifícios e de obras de engenharia civil em regiões sísmicas”[11]. A sua finalidade é então assegurar, em caso de ocorrência de sismos que:

- As vidas humanas são protegidas;
- Os danos são limitados;
- As estruturas importantes para a protecção civil se mantêm operacionais.

O eurocódigo refere ainda que dada a natureza aleatória dos sismos e as limitações dos recursos disponíveis para fazer face aos seus efeitos, a realização dos objectivos só é parcialmente possível e é apenas mensurável em termos probabilísticos.

O EC8, na sua secção 2, relativa a requisitos de desempenho e critérios de conformidade estipula como requisitos fundamentais:

- Não ocorrência de colapso;
- Limitação de danos.

Relativamente ao primeiro requisito, a estrutura deve ser projectada e construída de forma a resistir à acção sísmica de cálculo, sem colapso local ou global, mantendo dessa forma a sua integridade estrutural, e uma capacidade residual depois do sismo.

Relativamente ao segundo requisito, a estrutura deve ser projectada e construída de forma a resistir a uma acção sísmica cuja probabilidade de ocorrência seja maior do que a da acção sísmica de cálculo, sem a ocorrência de danos e de limitações de utilização, cujos custos sejam desproporcionalmente elevados em comparação com os custos da própria estrutura.

As fiabilidades visadas pelos dois requisitos são estabelecidas pelas autoridades nacionais, para os diferentes tipos de edifícios, em função das consequências do colapso. Para efectuar a diferenciação entre fiabilidades o eurocódigo classifica as estruturas em diversas categorias de importância, tendo cada categoria um coeficiente de importância associado. De acordo com o ponto 4.2.5. do EC8 têm-se:

Quadro 3.4 – Categorias de importância para os diversos tipos de edifícios [11]

Categoria de Importância	Edifícios	Coeficiente de importância γ_1
I	Edifícios de importância menor para a segurança pública, como por exemplo, edifícios agrícolas, etc.	0,8
II	Edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias	1,0
III	Edifícios cuja resistência sísmica é importante tendo em vista as consequências associadas ao colapso, como por exemplo, escolas, grandes salas de reunião, instituições culturais, etc.	1,2
IV	Edifícios cuja integridade durante um sismo é de importância vital para a protecção civil, como por exemplo, hospitais, quartéis dos bombeiros, centrais eléctricas, etc.	1,4

Os valores dos coeficiente de importância são valores de carácter geral, pelo que cada anexo nacional pode apresentar valores específicos a aplicar no país a que se refere.

O EC8 divide o território em diversas zonas sísmicas, com diferentes graus de sismicidade, e admitindo para cada zona uma sismicidade constante. A sismicidade é descrita através de um único parâmetro, ou seja, o valor de referência da aceleração máxima na base de um terreno do tipo A (rocha, de acordo com o quadro 3.1 do EC8), a_{gR} .

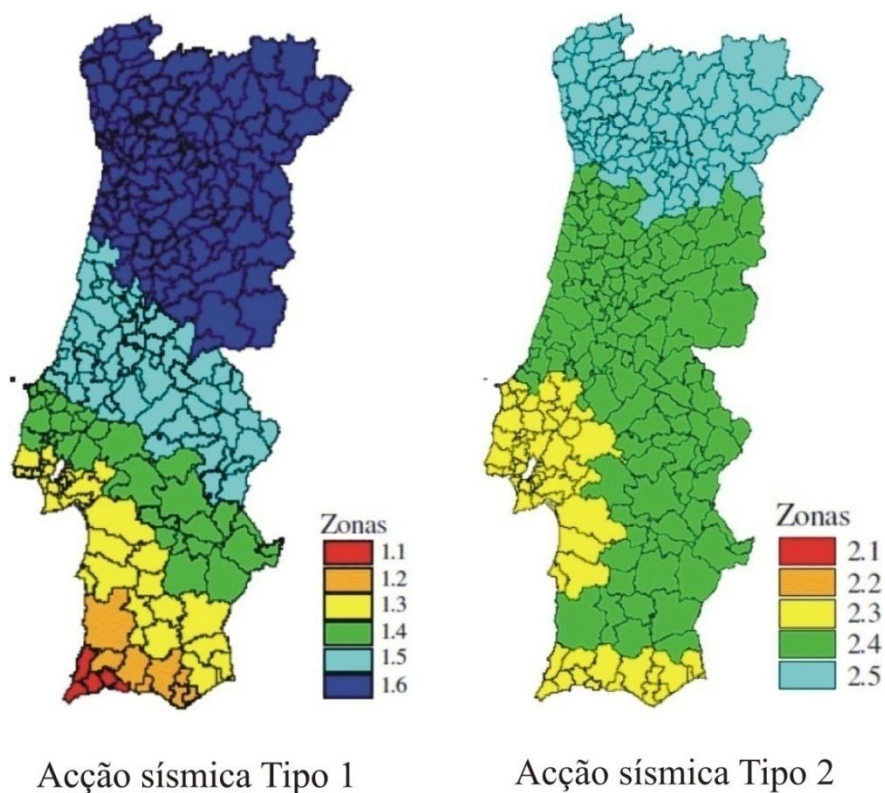


Fig.3.18 – Delimitação sísmica do território nacional segundo o EC8 [11]

De acordo com o anexo nacional, os valores da aceleração máxima de referência, a_{gR} , para as várias zonas sísmicas, para os dois tipos de acção sísmica a considerar, estão descritos no quadro 3.5.

Quadro 3.5 – Aceleração máxima de referência, a_{gR} , na várias zonas sísmicas[11]

Acção Sísmica Tipo 1		Acção Sísmica Tipo 2	
Zona sísmica	$a_{gR}(m/s^2)$	Zona sísmica	$a_{gR}(m/s^2)$
1.1	2,5	2.1	2,5
1.2	2,0	2.2	2,0
1.3	1,5	2.3	1,7
1.4	1,0	2.4	1,1
1.5	0,36	2.5	0,8
1.6	0,35	-	-

De acordo com o EC8, “o movimento sísmico num dado ponto de superfície do terreno é representado por um espectro de resposta elástica da aceleração à superfície do terreno”, e é designado por “espectro de resposta elástica”.

3.3.7.4.1. Espectro de resposta elástica horizontal

O espectro de resposta elástica horizontal, $S_e(T)$, é definido, no eurocódigo, pelas seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B; \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left(1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1)\right) \quad (3.34)$$

$$T_B \leq T \leq T_C; \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (3.35)$$

$$T_C \leq T \leq T_D; \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left(\frac{T_C}{T}\right) \quad (3.36)$$

$$T_D \leq T \leq 4 \text{ s}; \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2}\right) \quad (3.37)$$

Em que

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

T – Período de vibração de um sistema com um grau de liberdade;

a_g – Valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A ($a_g = \gamma_1 a_{gR}$);

T_B – Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;

T_C – Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante;

T_D – Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante;

S – Coeficiente de Solo;

η – coeficiente de correcção do amortecimento, com o valor de referência $\eta = 1$, para 5% do amortecimento viscoso;

O valor η , de acordo com o regulamento, pode ser obtido pela expressão:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0,55 \quad (3.38)$$

Em que ξ é o amortecimento viscoso da estrutura, expresso em percentagem.

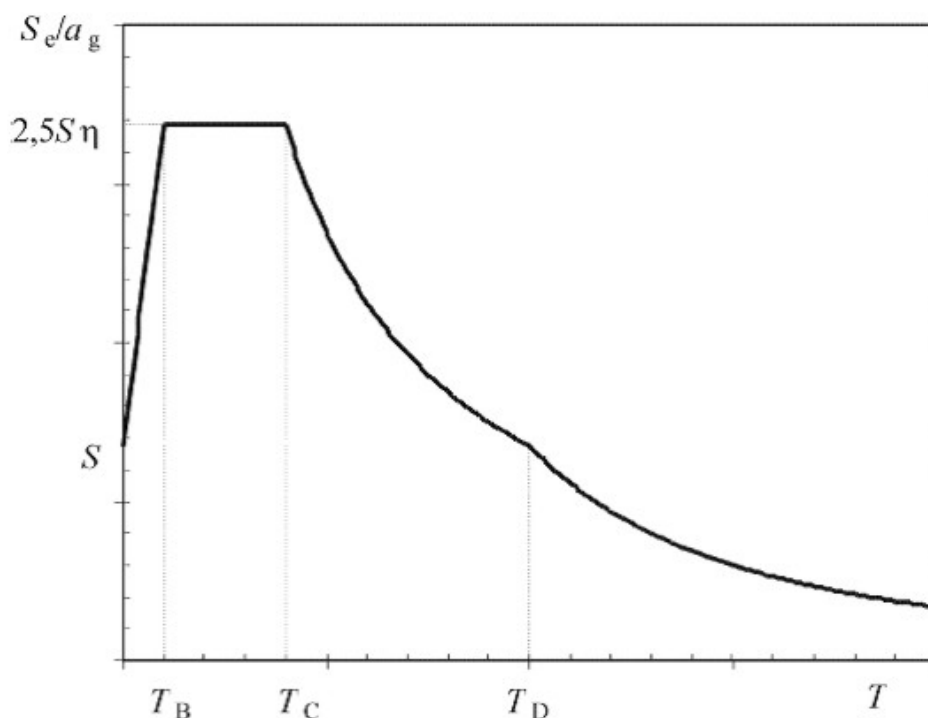


Fig.3.19 – Forma do espectro de resposta elástica EC8 [21]

Os valores necessários para descrever o espectro de resposta, T_B , T_C , T_D , e S , são valores que dependem do tipo de terreno. Esses valores estão definidos, para cada país, no seu anexo nacional. Para o caso de Portugal o valor de S deve ser definido pelas seguintes expressões:

$$a_g \leq 1 \text{ m/s}^2 \quad S = S_{max} \quad (3.39)$$

$$1 \text{ m/s}^2 < a_g < 4 \text{ m/s}^2 \quad S = S_{max} - \frac{S_{max} - 1}{3} (a_g - 1) \quad (3.40)$$

$$a_g \geq 4 \text{ m/s}^2 \quad S = 1,0 \quad (3.41)$$

Em que,

a_g - valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A, em m/s^2 ;

S_{max} – valor indicado nos quadros 3.6 e 3.7.

Quadro 3.6 – Parâmetros definidores do espectro de resposta elástico – Acção sísmica Tipo I [11]

Tipo de Terreno	S_{max}	T_B	T_C	T_D
A	1,0	0,1	0,6	2,0
B	1,35	0,1	0,6	2,0
C	1,6	0,1	0,6	2,0
D	2,0	0,1	0,8	2,0
E	1,8	0,1	0,6	2,0

Quadro 3.7 – Parâmetros definidores do espectro de resposta elástico – Acção sísmica Tipo II [11]

Tipo de Terreno	S_{max}	T_B	T_C	T_D
A	1,0	0,1	0,25	2,0
B	1,35	0,1	0,25	2,0
C	1,6	0,1	0,25	2,0
D	2,0	0,1	0,3	2,0
E	1,8	0,1	0,25	2,0

O EC8 permite ainda obter o espectro de resposta elástica de deslocamento, $S_{De}(t)$, a partir da transformação directa de $S_{De}(t)$, através da expressão:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \left[\frac{T}{2\pi} \right]^2 \quad (3.42)$$

3.3.7.4.2. Espectro de resposta elástica vertical

O EC8 define um espectro de resposta elástico vertical, para representar a componente vertical da acção sísmica. Esse espectro pode ser determinado utilizando as seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B; \quad S_{Ve}(T) = a_{Vg} \cdot \left(1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 3,0 - 1) \right)$$

$$T_B \leq T \leq T_C; \quad S_{Ve}(T) = a_g \cdot \eta \cdot 3,0$$

$$T_C \leq T \leq T_D; \quad S_{Ve}(T) = a_{Vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \leq 4 \text{ s}; \quad S_{Ve}(T) = a_{Vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Os parâmetros a_{Vg} , T_B , T_C , T_D , para cada tipo de espectro vertical, estão definidos, para o caso de Portugal, na seguinte tabela:

Quadro 3.8 – Parâmetros definidores do espectro de resposta elástico vertical [21]

Acção Sísmica	a_{Vg}/a_g	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
Tipo 1	0,75	0,05	0,25	1,0
Tipo 2	0,95	0,05	0,15	1,0

3.3.7.4.3. Valor de cálculo do deslocamento à superfície do terreno

Segundo o eurocódigo, o valor de cálculo para o deslocamento à superfície do terreno d_g , pode ser obtido, salvo indicação em contrário baseada na informação disponível, através da seguinte expressão:

$$d_g = 0,025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \quad (3.43)$$

3.3.7.4.4. Espectro de cálculo para a análise elástica

Os sistemas estruturais possuem a capacidade de resistir à acção sísmica no domínio não linear, o que permite que se possa fazer um dimensionamento para forças inferiores às correspondentes a uma resposta elástica linear.

O eurocódigo 8, de forma a evitar uma análise não linear explícita, prevê que se contabilize a capacidade de dissipação de energia, através de uma análise elástica baseada num espectro de resposta reduzido, a que dá o nome de “espectro de cálculo”. Esta redução é obtida através da introdução nas expressões, de um coeficiente de comportamento, q . Este coeficiente de comportamento é uma aproximação da razão entre as forças sísmicas a que a estrutura ficaria sujeita se a sua resposta fosse completamente elástica, com 5% de amortecimento viscoso, e as forças sísmicas que podem ser adoptadas no projecto, com um modelo de análise elástica convencional, que continuem a assegurar uma resposta satisfatória da estrutura. Ao longo do eurocódigo são definidos vários coeficientes de comportamento, para vários tipos de materiais e sistemas estruturais. Este coeficiente pode ainda apresentar diferentes valores para diferentes direcções, embora a classe de ductilidade deva ser a mesma em todas as direcções.

O EC8 define então o espectro de cálculo através das seguintes expressões, para as componentes horizontais da acção sísmica:

$$0 \leq T \leq T_B; \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left(\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right) \quad (3.44)$$

$$T_B \leq T \leq T_C; \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (3.45)$$

$$T_C \leq T \leq T_D; \quad S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \left(\frac{T_C}{T} \right) \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.46)$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right) \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.47)$$

em que

a_g, S, T_C, T_D foram definidos anteriormente;

$S_d(T)$ é o espectro de cálculo;

q é o coeficiente de comportamento;

β é o coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal.

3.3.7.4.5. Representações alternativas da acção sísmica

O EC8 apresenta ainda representações alternativas à acção sísmica, sendo elas:

- Representação temporal;
- Modelo espacial da acção sísmica.

Relativamente à representação temporal, o EC8 prevê que a acção sísmica possa ser representada em termos de evolução temporal da aceleração à superfície do terreno, assim como das grandezas associadas, velocidade e deslocamento. Quando seja necessário a utilização de modelos espaciais, o movimento sísmico deve consistir em três acelerogramas a actuar em simultâneo, sendo que o mesmo acelerograma não pode ser utilizado em simultâneo para as duas direcções horizontais.

Em função da natureza da aplicação e da informação disponível, pode ter-se dois tipos de acelerogramas, os acelerogramas artificiais ou os acelerogramas registados ou simulados.

Os acelerogramas artificiais devem ser estabelecidos de forma a corresponderem aos espectros de resposta elástica para um amortecimento viscoso de 5%. A sua duração deve ser compatível com a magnitude e com outras características sísmicas relevantes para o estabelecimento da aceleração de superfície, a_g . Quando não existam dados disponíveis do local, a duração mínima da parte estacionária T_s , deve ser igual a 10 segundos.

Os acelerogramas registados ou simulados podem ser utilizados, segundo o EC8, “desde que as amostras utilizadas sejam devidamente qualificadas relativamente às características sismogénicas da fonte e às condições do terreno do local, e os seus valores devem ser graduados em função do valor de $a_g \cdot S$ da zona considerada”.

O eurocódigo refere-se ainda à modelação espacial, para as estruturas em que não seja razoável a hipótese de uma mesma excitação em todos os seus pontos de apoio. Esses modelos espaciais devem ser consistentes com os espectros de resposta elásticos definidos para a definição básica da acção sísmica.

3.3.7.4.6. Análise estrutural

De acordo com o EC8, o modelo estrutural de um edifício deve representar adequadamente a distribuição de massa e rigidez de forma a que todos os modos de deformação significativos, assim como as forças de inércia, sejam devidamente representados para a acção sísmica considerada. O modelo estrutural deve ter também em conta a contribuição para a deformabilidade do edifício nas suas ligações. Os elementos não estruturais que possam de alguma maneira influenciar a resposta estrutural devem ser considerados. Pode considerar-se de uma forma geral, que uma estrutura é constituída por um conjunto de sistemas resistentes às cargas verticais e laterais, ligados por diafragmas horizontais. Podendo considerar-se esses diafragmas como rígidos no seu próprio plano, as massas e os momentos de inércia de cada piso podem ser concentrados no centro de gravidade. Deve ter-se ainda em conta os efeitos acidentais de torção, ou seja, uma excentricidade acidental adicional do centro de massa em relação à sua posição nominal, em cada direcção, representativa da incerteza na localização das massas e na variação espacial do movimento sísmico.

3.3.7.4.6.1. Métodos de análise

O EC8 prevê, para a análise da resposta dos edifícios à acção sísmica, um comportamento elástico linear da estrutura. O método de referência é o da análise modal por espectro de resposta, sendo que em função das características estruturais do edifício, pode utilizar-se um dos dois tipos seguintes:

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

Prevê-se ainda uma análise estática não linear (*pushover*) e uma análise (dinâmica) temporal não linear. As análises não lineares devem ser devidamente fundamentadas no que se refere à acção sísmica, ao modelo constitutivo utilizado, ao método de interpretação dos resultados da análise e aos requisitos a satisfazer.

O EC8 prevê ainda, dependendo do grau de importância da estrutura, uma análise elástica linear utilizando dois modelos planos, um para cada direcção horizontal, mesmo que os critérios de regularidade em planta estipulados no regulamento não se cumpram, desde que se cumpra com o seguinte:

- a) O edifício deve ter elementos de fachada e de divisória bem distribuídos e relativamente rígidos;
- b) A altura do edifício não deve ser superior a 10 m.
- c) A rigidez dos pisos no plano deve ser suficientemente grande em relação à rigidez lateral dos elementos estruturais verticais, para que se possa admitir um comportamento rígido dos diafragmas;
- d) Os centros de rigidez lateral e de massa devem cada um estar aproximadamente numa linha vertical e satisfazer as condições das duas direcções horizontais de análise, definidas no ponto 4.3.3.1 (8) do EC8.

Para edifícios que cumpram com as alíneas anteriores excepto d), devem ver os esforços sísmicos resultantes da análise multiplicados por 1,25.

3.3.7.4.6.1.1. Método de análise por forças laterais

Este tipo de análise pode ser aplicada aos edifícios cuja resposta não seja afectada significativamente pelas contribuições dos modos de vibração mais elevados do que o modo fundamental em cada direcção principal. O EC8 encara como satisfeito este requisito desde que se cumpra:

- a) O edifício tem períodos de vibração fundamentais T_1 , nas duas direcções principais, inferior a:

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_c \\ 2 s \end{cases}$$

- b) Satisfaz os critérios de regularidade em altura apresentado em 4.2.3.3.

A força sísmica de corte na base F_b , para cada direcção horizontal analisada através da expressão:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (3.48)$$

em que

$S_d(T_1)$ é a ordenada do espectro de cálculo para o período T_1 ;

m é a massa total do edifício, acima da fundação ou acima do nível superior de uma cave rígida;

λ é um factor de correcção, cujo valor é igual a $\lambda = 0,85$ se $T_1 \leq 2 T_c$ e o edifício tiver mais de dois pisos, ou $\lambda = 1,00$, para os restantes casos;

Para a determinação dos períodos de vibração fundamentais T_1 do edifício podem ser utilizadas expressões aproximadas baseadas nos métodos de dinâmica estrutural. O EC8 refere, a título de exemplo, o método de Rayleigh.

Os esforços sísmicos devem ser determinados através da aplicação de forças horizontais em todos os pisos, para os dois modelos planos:

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j} \quad (3.49)$$

em que:

F_i é a força horizontal que actua no piso i ;

F_b é a força sísmica de corte na base;

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

m_i, m_j são as massas dos pisos.

Quando o modo de vibração fundamental é estabelecido aproximadamente e admitindo que os deslocamentos horizontais crescem linearmente em altura, as forças F_i , determinam-se, de acordo com o EC8, através da expressão:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \quad (3.50)$$

Em que,

z_i, z_j são as alturas das massas m_i e m_j acima do nível de aplicação da acção sísmica.

Relativamente aos efeitos da torção, estes podem ser considerados multiplicando os esforços em cada elemento resistente, por um coeficiente δ , obtido através da expressão:

$$\delta = 1 + 0,6 \frac{x}{L_e} \quad (3.51)$$

Em que,

x é a distância do elemento considerado ao centro de gravidade do edifício em planta, medida perpendicularmente à acção sísmica considerada;

L_e é a distância entre os dois elementos de contraventamento mais afastados, medida perpendicularmente à direcção da acção sísmica considerada.

3.3.7.4.6.1.2. Análise Modal por espectro de resposta

Este tipo de análise aplica-se, segundo o EC8, a todas as estruturas que não são passíveis de uma análise por forças laterais que conduza a resultados satisfatórios. Neste tipo de análise devem ser tidas em conta as respostas de todos os modos de vibração que contribuam para a resposta global da estrutura. Para o caso da utilização de um modelo espacial, os efeitos da torção accidental podem ser determinados como sendo a envolvente dos efeitos da aplicação de cargas estáticas constituídas por conjuntos de momentos torsores, M_{ai} de eixo vertical aplicados a cada piso i :

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i \quad (3.52)$$

Em que,

M_{ai} é o momento torsor aplicado no piso i ;

e_{ai} é a excentricidade accidental da massa do piso i ;

F_i é a força horizontal aplicado no piso i para todas as direcções consideradas.

O EC8, para além das regras de carácter geral descritas anteriormente, possui várias secções onde são descritas regras específicas para cada tipo de edifício do ponto de vista do material utilizado no sistema estrutural, nomeadamente, edifícios de betão, edifícios de aço, edifícios mistos aço-betão, edifícios de madeira e edifícios de alvenaria. Possui ainda, para além do anexo nacional, o Anexo A - Espectro de resposta elástica de deslocamento; o Anexo B – Determinação do deslocamento-alvo para a análise estática não linear (*pushover*), e o Anexo C – Projecto de lajes de vigas mistas aço betão nos nós viga-coluna de pórticos simples.

4

MÉTODOS APROXIMADOS E EXPEDITOS PARA ANÁLISE DE EDIFÍCIOS DE GRANDE ALTURA - CRITÉRIOS DE RESISTÊNCIA RIGIDEZ E ESTABILIDADE

4.1. INTRODUÇÃO

Perante o desafio de projectar um edifício de grande altura, o dimensionamento estrutural assume-se como um aspecto de elevadíssima relevância, senão mesmo o mais relevante. Dimensionar uma estrutura que serve de suporte a um edifício ocupado por centenas ou até milhares de pessoas é uma questão, acima de tudo, de excepcional responsabilidade, pelo que o projectista, no âmbito da responsabilidade inerente ao dimensionamento de uma estrutura desta envergadura, deve munir-se de todas as ferramentas ao seu alcance.

Os métodos expeditos são uma dessas ferramentas, e mesmo numa fase da humanidade em que os computadores assumiram um papel preponderante no desenvolver de soluções para as mais diversas questões, esses métodos apresentam-se como uma excelente ferramenta para, de forma expedita, conseguir resultados numa fase preliminar do projecto, para avaliar diversas soluções possíveis, antes de avançar para um dimensionamento mais rigoroso, esse sim assente em potentes ferramentas informáticas. Mas para além de ferramenta de pré-dimensionamento, possuem ainda a característica, para quem os estuda, de transmitir sensibilidade para o desempenho estrutural das diversas soluções, sensibilidade essa que é da maior importância para o engenheiro projectista.

Neste capítulo abordam-se vários métodos expeditos, na sua concepção teórica, que podem ser utilizados para a avaliação de sistemas estruturais sujeitos a acções horizontais. Os métodos abordados têm principal incidência em soluções que utilizam o aço estrutural.

4.2. PÓRTICOS RÍGIDOS

4.2.1. AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA DE PÓRTICOS PLANOS ÀS ACÇÕES HORIZONTAIS

À medida que a altura de um edifício aumenta, aumenta também a importância das forças horizontais aplicadas ao edifício, derivadas da acção do vento ou da acção sísmica. Tanto o método portal como o método cantilever, alvo de exposição neste capítulo, são ferramentas de fácil utilização

e que permitem obter resultados suficientemente fiáveis numa fase de pré-dimensionamento. Ambos os métodos assentam em hipóteses simplificativas, e são métodos para a obtenção de esforços em pórticos com ligações rígidas.

4.2.1.1. Método Portal – Versão 1

Um pórtico rígido, ao deformar-se sob a acção de forças horizontais, revela que os pontos de inflexão se formam perto do meio comprimento das barras que constituem o pórtico. Este será talvez a assumção mais importante relativamente ao método portal (*portal method*). É um método bastante simples para analisar os esforços provocados pelas acções horizontais.

É também um método que se considera aplicável a edifícios até 25 andares, que mantenham uma relação altura-largura inferior a cinco [2]. Para além disso os vãos e alturas dos pisos não devem apresentar grandes variações.

Neste método, assumem-se as seguintes hipóteses simplificativas [12]:

- As forças laterais são resistidas inteiramente pelo pórtico, desprezando-se os ganhos de rigidez de pisos, paredes, e outros elementos do edifício;
- Nos pilares, o ponto de inflexão está localizado a meia-altura do respectivo piso;
- Nas vigas, o ponto de inflexão está localizado a meio-vão, para cada viga entre dois pilares;
- O pórtico age como se fosse um conjunto de pórticos independentes, pelo que cada pilar interior resiste aos esforços de corte de dois pilares de dois pórticos adjacentes (fig.4.1).

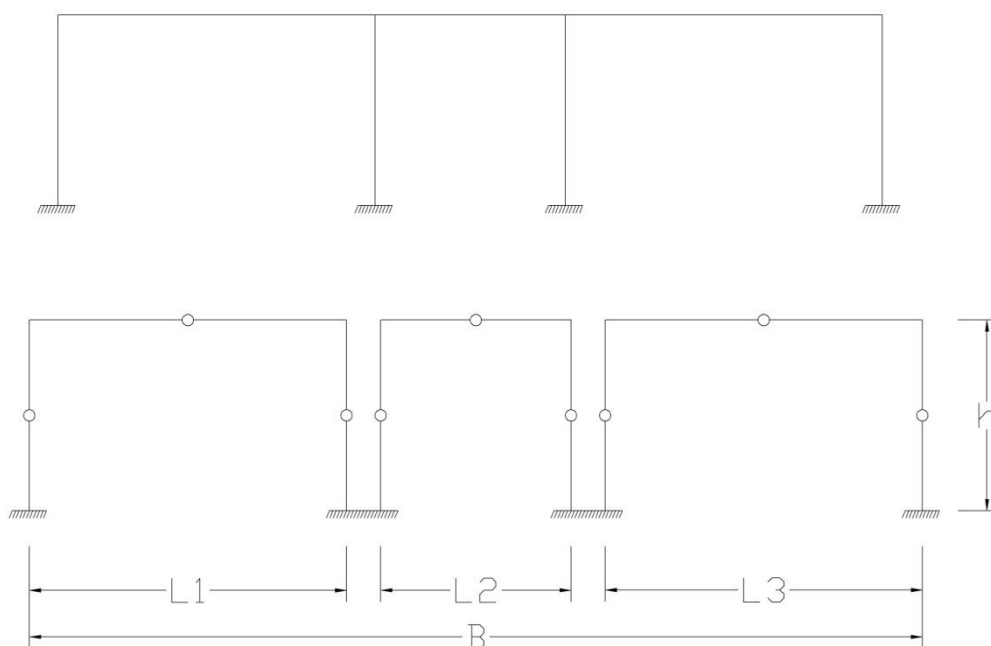


Fig.4.1 – Consideração do pórtico como um conjunto de pórticos simples sucessivos

Olhando para a figura 4.1 o pórtico de três vãos é considerado como sendo o conjunto três pórticos individuais, em que os pilares centrais são comuns aos pórticos adjacentes. Como cada pórtico apresenta três graus de indeterminação, ao introduzirem-se rótulas no meio das barras tornam-se estaticamente determináveis. Aplicando as condições exigidas pelo método à estrutura podem retirar-se várias conclusões.

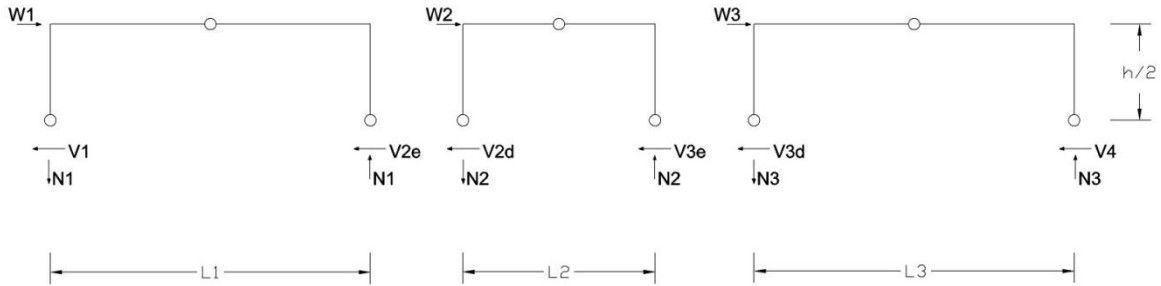


Fig. 4.2 – Introdução de rótulas a meia-altura dos pilares e a meio vão das vigas

De facto, o método assume que cada pórtico suportará parte da carga horizontal aplicada, proporcionalmente ao seu vão. Sendo assim,

$$\frac{W_1}{L_1} = \frac{W_2}{L_2} = \frac{W_3}{L_3} = \frac{W}{B}$$

ou

$$W_1 = \frac{WL_1}{B} ; W_2 = \frac{WL_2}{B} ; W_3 = \frac{WL_3}{B}$$

Calculando de seguida os momentos em torno da rótula mais à direita dos pórticos obtêm-se

$$W_1 \cdot \left(\frac{h}{2}\right) = N_1 \cdot L_1 \Rightarrow N_1 = \frac{W_1 h}{2L_1} = \frac{Wh}{2B} \quad (4.1)$$

E da mesma forma,

$$N_2 = \frac{W_2 h}{2L_2} = \frac{Wh}{2B}$$

Daqui pode-se concluir, ao somarmos N_1 com N_2 que os pilares interiores não terão esforço axial já que o resultado é nulo. Sendo assim o esforço axial resultante das forças horizontais é resistido apenas pelos pilares exteriores.

Para a obtenção do esforço transversal calcula-se o momento em torno da rótula a meio vão da viga e obtém-se a seguinte expressão:

$$N_1 \left(\frac{L_1}{2} \right) = V_1 \left(\frac{h}{2} \right) \Rightarrow V_1 = \frac{N_1 L_1}{h}$$

Substituindo N_1 fica

$$V_1 = \frac{W_1}{2} = \frac{W L_1}{2B} \quad (4.2)$$

E da mesma forma

$$V_{2d} = \frac{W_2}{2} = \frac{W L_2}{2B} ; V_{3d} = \frac{W_3}{2} = \frac{W L_3}{2B}$$

O total virá então

$$\begin{aligned} V_1 &= \frac{W L_1}{2B} = V_{2e} \\ V_2 &= V_{2e} + V_{2d} = \frac{W(L_1 + L_2)}{2B} \\ V_3 &= V_{3e} + V_{3d} = \frac{W(L_2 + L_3)}{2B} \\ V_4 &= \frac{W L_3}{2B} \end{aligned}$$

O esforço transversal é então distribuído pelos diversos pilares de forma proporcional ao vão que o influencia. Os restantes esforços obtêm-se facilmente através das equações da estática.

4.2.1.2. Método Portal – Versão 2

Na diversa literatura consultada, constata-se a existência de uma variante do método portal, que importa ser referida. Essa variante assenta no seguinte pressuposto:

- Os esforços transversos horizontais, na base e ao longo dos pilares, são divididos ou distribuídos na proporção de uma parte para os pilares exteriores e duas partes para os pilares interiores.

De facto, a diferença entre as duas versões do método portal, está precisamente no facto de uma considerar o esforço transversal nos pilares como proporcional aos vãos adjacentes, enquanto que a outra não considera esses vãos, atribuindo aos pilares interiores o dobro do esforço transversal atribuído aos pilares exteriores.

Assim sendo, recorrendo à figura 4.2, tem-se

$$W = V_1 + V_{2e} + V_{2d} + V_{3e} + V_{3d} + V_4$$

Como

$$V_1 = V_{2e} = V_{2d} = V_{3e} = V_{3d} = V_4$$

Obtém-se

$$V_1 = \frac{1}{6} W$$

$$V_2 = V_{2e} + V_{2d} = \frac{1}{3} W$$

$$V_3 = V_{3e} + V_{3d} = \frac{1}{3} W$$

$$V_4 = \frac{1}{6} W$$

No caso de pórticos planos em que os comprimentos dos vãos $L_1, L_2, L_3, \dots, L_n$ são iguais, obtêm-se os mesmos valores de esforço transversal nos pilares, caso contrário, os resultados obtidos para o esforço transversal não são iguais o que consequentemente faz variar outros esforços internos.

4.2.1.3. Método Cantilever

É um método utilizado para edifícios altos, com algumas semelhanças ao método portal. É baseado no reconhecimento que o encurtamento dos pilares sujeitos a esforços axiais contribui de forma crucial para a deformação da estrutura. A estrutura comporta-se como uma viga em consola, onde as fibras superiores traccionam alongando-se, ao mesmo tempo que as fibras inferiores encurtam estando sujeitas a esforços de compressão. A base fundamental do método é considerar que os pisos se mantêm planos e de que os esforços axiais nas barras são proporcionais à distância destas ao centróide da estrutura [13].

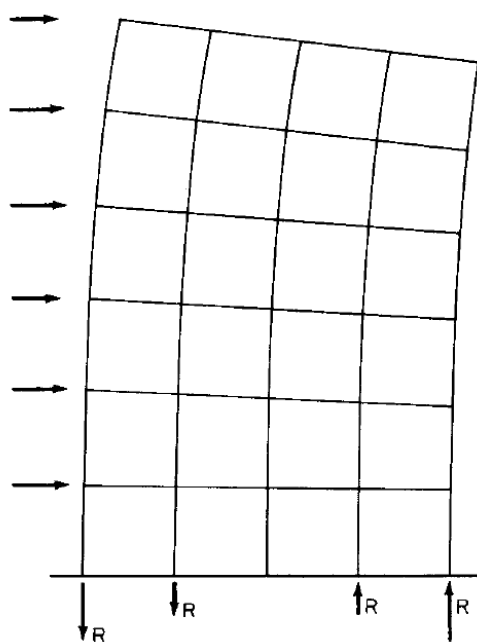


Fig. 4.3 – Alongamento dos pilares de barlavento e encurtamento dos pilares de sotavento [13]

Neste método assumem-se então as seguintes hipóteses simplificativas:

- O esforço axial nos pilares é proporcional à distância ao centróide da distribuição de áreas seccionais dos pilares, em pórticos homogêneos, ou ao centróide da distribuição de rigidezes axiais, no caso de pórticos heterogêneos;
- Os pontos de inflexão estão posicionados no centro das barras, vigas e pilares;
- As forças e os momentos são calculados através das equações de equilíbrio, como no método portal.

Observe-se a figura 4.4. As forças horizontais provocam momentos na estrutura que por sua vez

induzem compressões nos pilares. Do lado de barlavento tracções, e do lado de sotavento compressões. Se os pilares forem de igual rigidez, o centróide fica colocado a meio do vão central pelo que se pode concluir:

$$N_{13-9} = -N_{16-12} ; N_{14-10} = -N_{15-11}$$

Uma vez que os pilares exteriores estão a uma distância três vezes superior à distância do pilar interior concluímos que

$$N_{13-9} = 3N_{14-10}$$

Calculando os momentos em torno da rótula a meia altura da barra 16-12, e considerando a força horizontal aplicada W e os vãos $L_1 = L_2 = L_3 = L$, fica

$$3L \cdot N_{13-9} + 2L \cdot N_{14-10} - L \cdot N_{15-11} = W \cdot \left(\frac{h}{2}\right)$$

$$N_{14-10} = \frac{W \cdot h}{10 \cdot L \cdot 2}$$

Depois de obtidos os esforços transversos para os vários pilares dos vários pisos, pode-se facilmente obter os restantes esforços através das equações de equilíbrio estático aplicadas aos diversos sub-corpos da estrutura, através da separação nas zonas de momento nulo, ou seja, nas rótulas introduzidas (fig. 4.5).

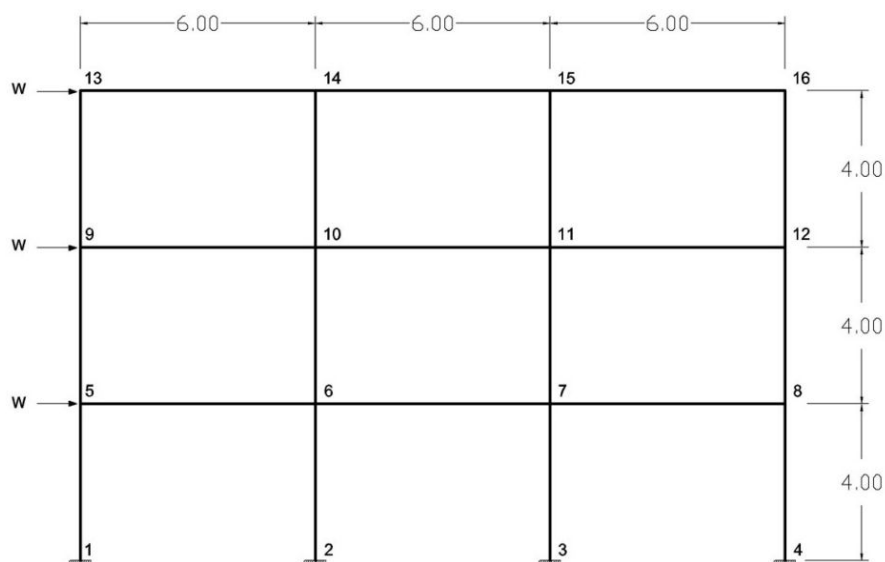
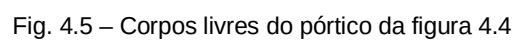


Fig. 4.4 – Pórtico de três andares sujeito a acções horizontais W .



4.2.1.4. Considerações

É evidente que a utilização destes métodos, nos dias de hoje, se aceita apenas na óptica do pré-dimensionamento. De facto, a aplicação directa dos métodos faz sentido mediante determinados pressupostos. Um deles é considerar que a altura dos diversos pisos é aproximadamente a mesma. Se tal não acontecer e tivermos diferenças consideráveis, a distribuição do esforço transversal deverá ser feita de acordo com a inércia das barras. Outra questão prende-se com a localização do ponto de inflexão a meio vão das vigas e a meia altura dos pilares. Esta consideração é razoável e aproxima-se bastante do real para situações em que se tenha um pórtico rígido constituído por barras de rigidez aproximada. Na realidade, nos últimos andares é normal que a rigidez das vigas seja superior à dos pilares pelo que o ponto de inflexão aproxima-se mais de $0.4h$. Já nos primeiros andares, junto ao solo, são normalmente os pilares que apresentam uma rigidez muito superior à das vigas. Neste caso $0.6h$ para o ponto de inflexão seria mais correcto. Aliás, se a rigidez for muito superior pode mesmo levar o ponto de inflexão a ficar localizado no andar seguinte. Outra questão prende-se com as fundações do edifício, e o grau de encastramento que estas oferecem, que também poderá alterar a localização dos pontos de inflexão. Relativamente aos nós acontece o mesmo que para as fundações, uma vez que as ligações entre elementos podem não garantir um encastramento perfeito [2].

4.2.2. RIGIDEZ LATERAL DE PÓRTICOS RÍGIDOS

Em edifícios altos, os deslocamentos laterais assumem um papel fundamental na sua análise e dimensionamento. Uma estrutura sujeita a solicitações horizontais deverá ter os seus deslocamentos laterais controlados, sob três perspectivas: estabilidade estrutural, integridade da arquitectura e dos elementos não estruturais, e o conforto humano.

Os deslocamentos laterais excessivos podem criar problemas estruturais bastante graves. Existem estudos que correlacionam o deslocamento lateral relativo entre pisos com o potencial dano estrutural. Os regulamentos vigentes têm em atenção a questão dos deslocamentos laterais, e dos efeitos de segunda ordem.

A integridade dos elementos arquitectónicos, assim como dos diversos elementos não estruturais, constituem normalmente uma boa parte do valor total do investimento, sendo normal que esse custo ultrapasse largamente os custos relativos à estrutura. Para além disso esses elementos podem tornar-se perigosos para os ocupantes do edifício. É importante referir ainda, que esses mesmos elementos podem influenciar a resposta do edifício ao sismo.

A questão do conforto humano prende-se mais com o dimensionamento à acção do vento. No dimensionamento ao sismo o principal objectivo é salvar vidas. A limitação dos deslocamentos laterais é fundamental para garantir conforto necessário aos seus ocupantes.

Depois de uma análise segundo os critérios de resistência, será possível obter dimensões para os diversos elementos estruturais, primeiramente para fazerem face às solicitações verticais ou gravíticas, e posteriormente ajustadas, caso seja o caso, para fazer face às solicitações horizontais. Pode-se então partir para uma análise sob a luz dos critérios de rigidez, de forma a avaliar se os diversos elementos estruturais necessitam de ser ajustados de maneira a controlar os deslocamentos laterais.

Os deslocamentos laterais sofridos por edifícios altos porticados ou tubulares, ou seja a grande maioria dos edifícios altos, são causados pelos seguintes factores: flexão de colunas, flexão de vigas, efeito de consola do edifício, o efeito do esforço transversal, e distorções localizadas (panel zone distortion). Dependendo do edifício, da sua altura e rigidez, cada um desses factores ocupa um maior ou menor peso no valor total dos deslocamentos laterais da estrutura (*drift*).

4.2.2.1. Deslocamentos laterais devido à flexão de colunas e vigas.

Para o caso de pórticos rígidos, a sua rigidez horizontal é obtida através da resistência à flexão dos seus elementos, vigas e pilares (colunas), pelas suas ligações rígidas, e pela rigidez axial das colunas.

Uma parte significativa dos deslocamentos horizontais é devida à rotação das extremidades das barras da estrutura, vigas e colunas. Para edifícios com este tipo de sistema estrutural, a flexão das colunas e vigas é a causa maior dos deslocamentos laterais.

4.2.2.1.1. Vigas

Considere-se um piso intermédio genérico i de um edifício de grande altura, no qual se esquematiza a deformação lateral associada à flexão das vigas, de acordo com a figura 4.6 a). Assuma-se as colunas como sendo rígidas.

A rotação média das ligações pode ser expressa aproximadamente como sendo [14]

$$\theta_{iv} = \frac{\text{Momento nas ligações}}{\text{Rigidez flexional das ligações}} \quad (4.3)$$

O momento total provocado pelas forças de corte relativamente ao piso i é

$$\frac{V_i h_i}{2} + \frac{V_{i+1} h_{i+1}}{2}$$

E a rigidez flexional,

$$6E \left[\frac{I_{V1}}{L_1} + \left(\frac{I_{V1}}{L_1} + \frac{I_{V2}}{L_2} \right) + \left(\frac{I_{V2}}{L_2} + \frac{I_{V3}}{L_3} \right) + \frac{I_{V3}}{L_3} \right]_1 = 12E \sum \left(\frac{I_V}{L} \right)_i$$

Logo,

$$\theta_{iV} = \frac{V_i h_i + V_{i+1} h_{i+1}}{24E \sum \left(\frac{I_V}{L}\right)_i} \quad (4.4)$$

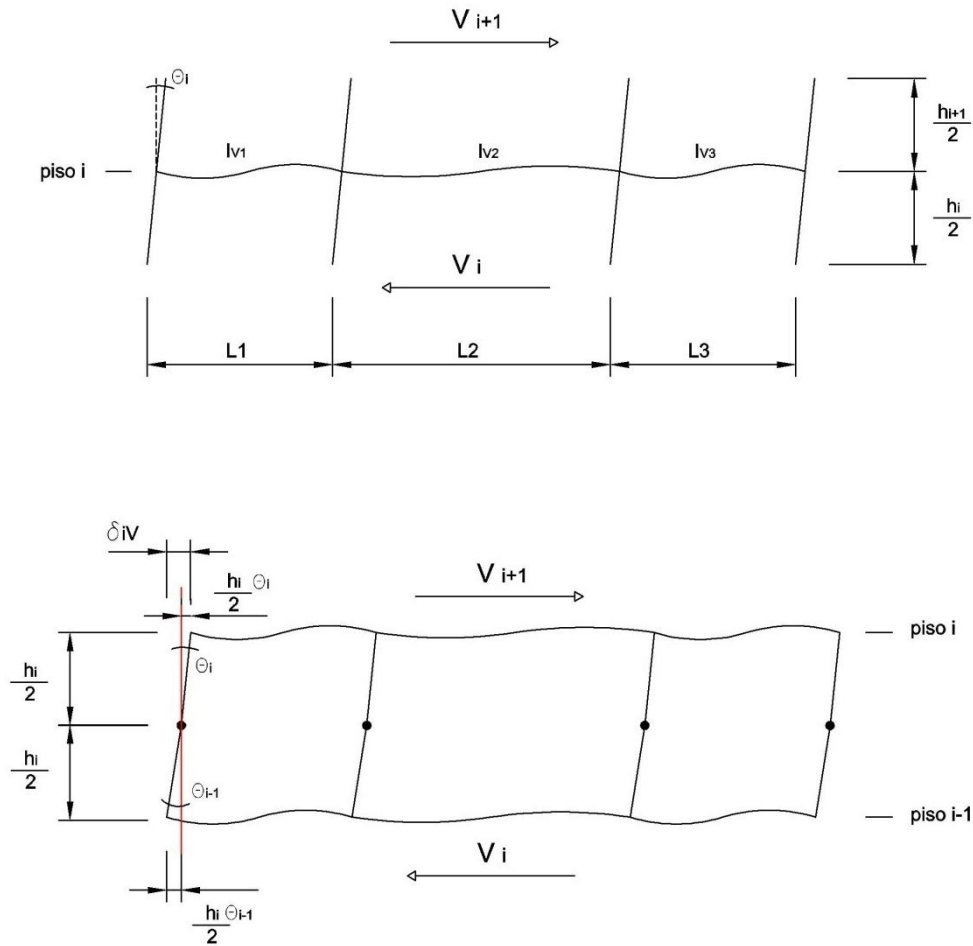


Fig. 4.6 – a) Rotação dos nós devido à flexão nas vigas
b) Deslocamentos laterais do piso i

Observando a figura 4.6 b), e a partir da expressão anterior (4.4), podemos ainda obter a expressão de δ_{iV} ,

$$\delta_{iV} = \frac{h_i}{2} (\theta_{i-1} + \theta_i) \quad (4.5)$$

$$\delta_{iV} = \frac{h_i}{2} \left[\frac{V_{i-1} h_{i-1} + V_i h_i}{24E \sum \left(\frac{I_V}{L}\right)_{i-1}} + \frac{V_i h_i + V_{i+1} h_{i+1}}{24E \sum \left(\frac{I_V}{L}\right)_i} \right] \quad (4.6)$$

Se assumir que as vigas nos pisos $i-1$ e i possuem a mesma inércia, a altura das colunas é a mesma, e a média entre V_{i-1} e V_{i+1} igual a V_i , obtém-se a expressão geral

$$\theta_{iV} = \frac{V_i h_i^2}{12E \Sigma \left(\frac{I_V}{L} \right)_i} \quad (4.7)$$

4.2.2.1.2. Pilares

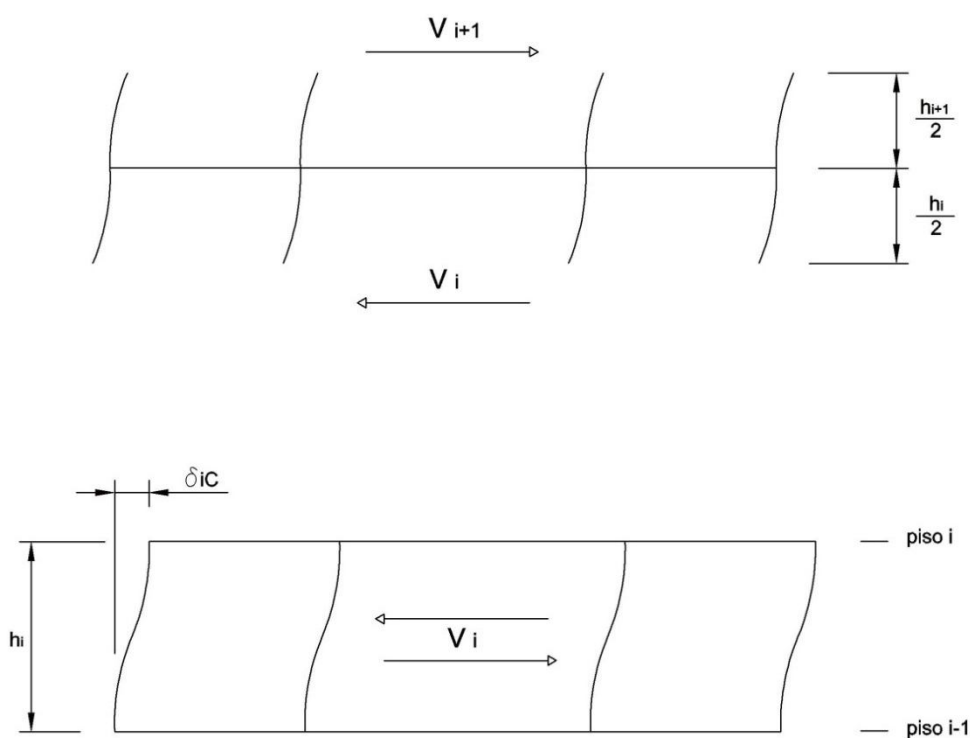


Fig. 4.7 – a) Flexão nos pilares
b) Deslocamentos laterais num piso intermédio pela flexão dos pilares

Considere-se o piso intermédio da figura 4.7, onde se esquematiza a flexão das colunas, considerando as vigas como rígidas. As colunas irão ter um comportamento semelhante ao de vigas em consola encastradas nas vigas, pelo que

$$\frac{\delta_{iC}}{2} = \frac{V \left(\frac{h_i}{2} \right)^3}{3EI_{ci}} \quad (4.8)$$

O mesmo se aplica ao piso $i-1$, e se considerar que a altura h é constante nos vários pisos vem,

$$\delta_{ic} = \frac{Vh_i^3}{12EI_{ci}} \quad (4.9)$$

Contabilizando todos os pilares do inter-piso obtemos a expressão geral,

$$\delta_{ic} = \frac{Vh_i^3}{12E \sum I_{ci}} \quad (4.10)$$

ou então,

$$\delta_{ic} = \frac{Vh_i^2}{12E \sum \left(\frac{I_c}{h}\right)_i} \quad (4.11)$$

Juntando o efeito da flexão dos pilares e da flexão nas vigas numa única expressão obtêm-se

$$\delta_{i(v+c)} = \frac{Vh_i^2}{12E} \left[\frac{1}{(\sum K_V)_i} + \frac{1}{(\sum K_C)_i} \right] \quad (4.12)$$

$(\sum K_V)_i$ – Somatório de $\frac{I_V}{L}$ para todas as vigas

$(\sum K_C)_i$ – Somatório de $\frac{I_c}{h}$ para todas as colunas

4.2.2.1.3. Condições de apoio

O método descrito para obter os deslocamentos horizontais baseia-se na hipótese simplificativa de que existem pontos de inflexão a meia altura dos pilares. Embora o posicionamento dos pontos esteja muito próximo da realidade, tal não acontece para os primeiros pisos e este ponto de inflexão varia, quer tenhamos apoios encastrados ou simplesmente apoiados. Será então necessário corrigir a expressão para esses casos:

Apoio rígido

$$\delta_{i(V+G)} = \frac{Vh_i^2}{12E} \frac{\left[\frac{2}{3(\sum K_V)_i} + \frac{1}{(\sum K_C)_i} \right]}{\left[1 + \frac{(\sum K_C)_i}{6(\sum K_V)_i} \right]} \quad (4.13)$$

Ou no caso de ligação articuladas

$$\delta_{i(V+G)} = \frac{Vh_i^2}{12E} \left[\frac{3}{2(\sum K_V)_i} + \frac{4}{(\sum K_C)_i} \right] \quad (4.14)$$

4.2.2.2. Deslocamentos laterais devidos à flexão global (*cantilever displacements*)

Em edifícios altos existe deformação axial nas colunas, tracção nos pilares de barlavento e compressão nos pilares de sotavento, causada pelos momentos introduzidos pelas acções horizontais. A distribuição dos esforços axiais pelas colunas resultantes desses momentos (*overturning moments*) é em tudo semelhante aos esforços de flexão numa viga em consola. As colunas mais afastadas do centro geométrico do pórtico são aquelas que sofrem mais os seus efeitos. Assim sendo é de esperar uma deformação lateral que se assemelhe à deformação de uma viga em consola. Estes deslocamentos têm o nome na literatura inglesa e americana de *cantilever ou chord action* [8].

Para calcular esta parcela dos deslocamentos laterais pode-se recorrer à aplicação do método área-momento, aplicando-o como se explica seguidamente.

Obtêm-se primeiramente o momento de inércia equivalente através da expressão,

$$I_{0i} = \sum (A_{ci} d_i^2) \quad (4.15)$$

Onde A_{ci} é a área da secção da coluna e d_i a sua distância ao centróide das colunas do pórtico. O momento de inércia é o somatório do produto entre as áreas dos pilares e o quadrado da sua distância ao eixo do pórtico. Tendo a inércia e o diagrama de momentos facilmente se constrói o diagrama M/EI. Através da área desse diagrama entre a base e a meia altura do piso i consegue-se obter,

$$\theta_{if} = A_0^i \quad (4.16)$$

e por sua vez,

$$\delta_{if} = h_i \theta_{if} = h_i A_0^i \quad (4.17)$$

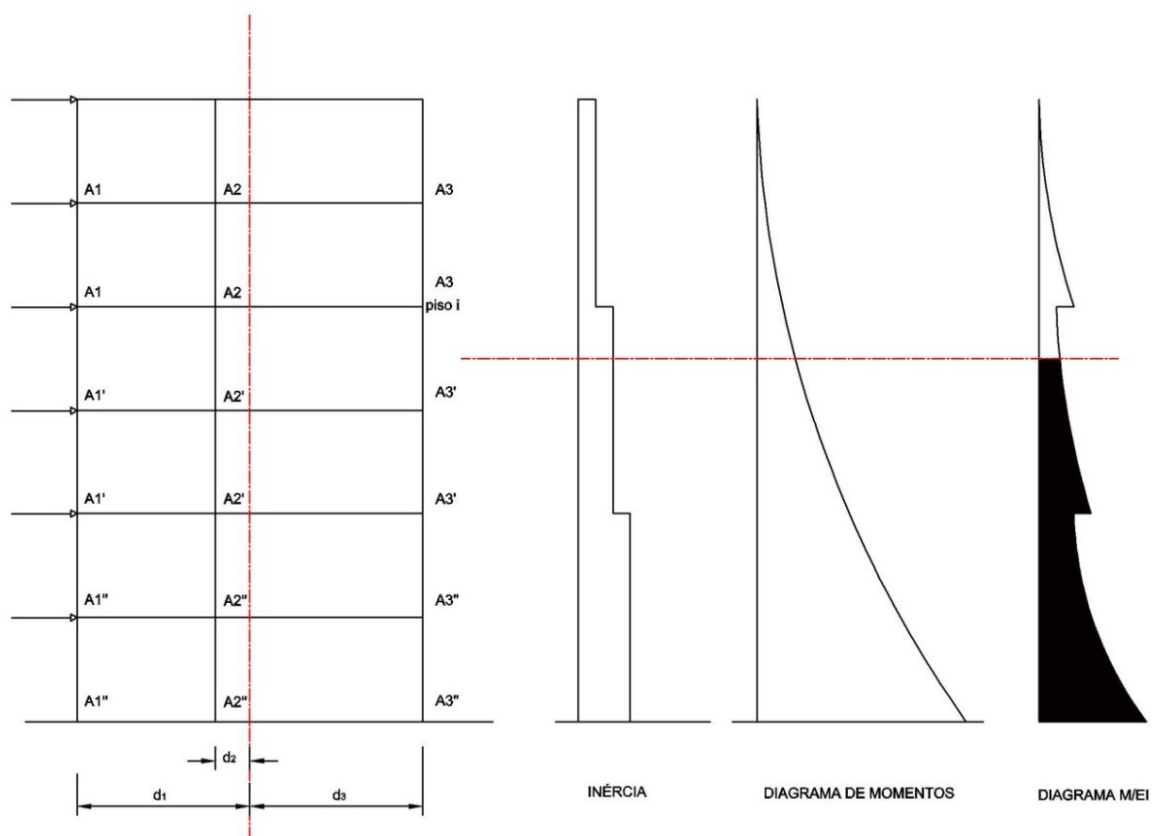


Fig. 4.8 – Deslocamentos laterais devido à flexão

A aplicação do método para a obtenção dos deslocamentos pode então ser sumarizada através dos seguintes passos:

Passo 1 – Cálculo dos momentos de inércia I_{0i}

Passo 2 – Cálculo dos momentos em cada piso

Passo 3 – Cálculo da área do diagrama M/EI_{0i} através de

$$A_i = \frac{(M_i + M_{i+1})h_i}{2EI_{0i}} \quad (4.18)$$

Passo 4 – Cálculo de $\bar{x}_i$ através de

$$\bar{x}_i = \frac{h_i}{3} \frac{M_i + 2M_{i+1}}{M_i + M_{i+1}} \quad (4.19)$$

Passo 5 – Cálculo do deslocamento δ_{if} através de

$$\delta_{if} = A_i(h_i - \bar{x}_i) + \sum_{j=1}^{i-1} A_j(H_i - \bar{x}_j) \quad (4.20)$$

onde H_i é a altura total medida desde a base até ao piso i .

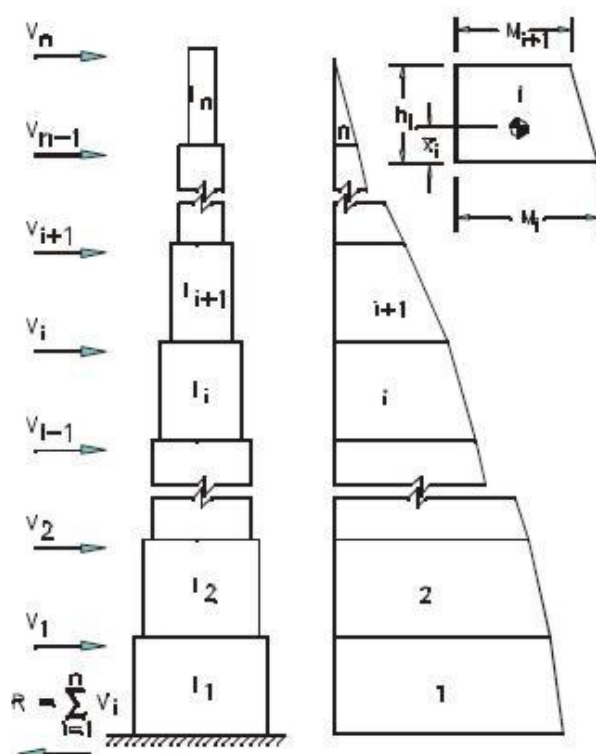


Fig. 4.9 – Aplicação do método Área-Momento [8]

4.2.2.3. Deslocamentos laterais devidos ao *Shear Leak*

Em edifícios onde temos espaçamento reduzido entre colunas e vigas altas, como por exemplo edifícios tubulares, a contribuição do esforço transverso para os deslocamentos laterais pode ser significativa. O deslocamento lateral devido a esta causa pode ser estimado para um determinado piso i através da expressão [8]:

$$\delta_{shi} = \frac{Vh_i^2}{G} \left[\frac{1}{\sum A'_{vi}L_{vi}} + \frac{1}{\sum A'_{ci}h_i} \right] \quad (4.21)$$

onde G é o módulo de distorção e A'_{vi} e A'_{ci} são as áreas resistentes ao esforço transverso de vigas e pilares, respectivamente.

4.3. PÓRTICOS SIMPLES CONTRAVENTADOS

4.3.1. DESLOCAMENTOS LATERAIS EM PÓRTICOS SIMPLES CONTRAVENTADOS

Considerando um pórtico com elementos de contraventamento e a sua deformada relativamente às acções horizontais, torna-se importante perceber a contribuição para os deslocamentos laterais dos momentos flectores e do esforço transversal, face à contribuição da deformação das colunas pelo efeito do esforço axial e das diagonais de contraventamento. No caso de um edifício de pequena altura, o esforço transversal assume um papel importante. Para edifícios médios ou altos, os esforços axiais e as deformações mais elevadas nas colunas, assim como o acumular desses efeitos ao longo da altura do edifício, tornam a componente devida ao esforço axial predominante. O deslocamento lateral de um determinado piso (*story drift*), tem o seu valor máximo usualmente próximo ou no último piso do edifício, e é mais influenciado pela flexão, uma vez que a inclinação da estrutura causada por esta componente flexural aumenta à medida que o edifício cresce. O esforço transversal, pelo contrário, decresce nesse mesmo sentido. É portanto óbvia a maior influência do esforço de flexão.

De seguida descrevem-se métodos expeditos para calcular os deslocamentos laterais em pórticos planos contraventados. Uma das virtudes do cálculo manual é que facilmente permite ao projectista analisar o comportamento dos diversos elementos estruturais e a sua contribuição para os deslocamentos horizontais, podendo facilmente identificar os que mais contribuem para deslocamentos excessivos, alterá-los, e desta forma otimizar a estrutura. Pode-se desenvolver um cálculo aproximado dos deslocamentos laterais, através da combinação da componente devida à flexão, com o obtido através de uma expressão para calcular a contribuição do esforço transversal. Este método é o mais indicado para pórticos simples contraventados onde a rigidez à flexão é quase toda atribuída às colunas, o que inclui a maioria dos sistemas de contraventamento.

4.3.1.1. Deslocamentos laterais devidos à flexão global (*Cantilever displacements*)

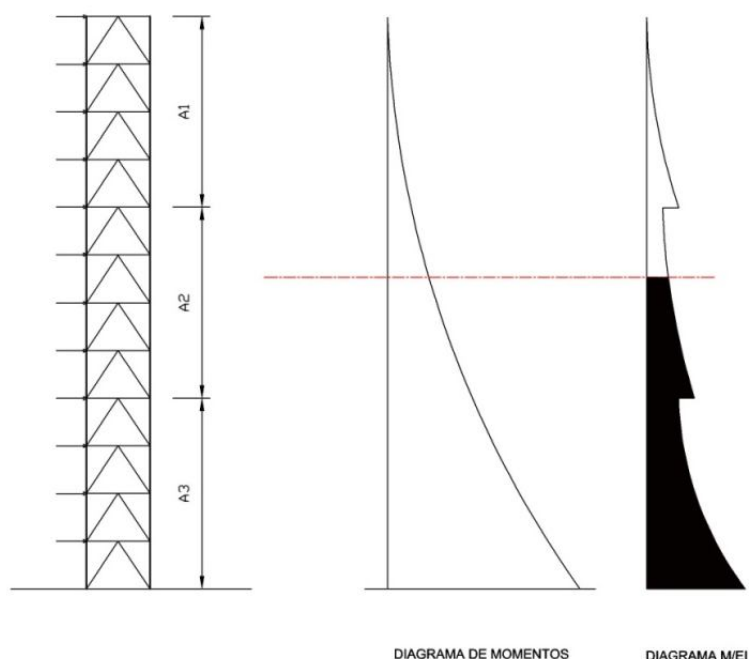


Fig. 4.10 – Método área-momento aplicado a estruturas contraventadas

O procedimento para a obtenção da componente devida à flexão é semelhante ao descrito anteriormente para pórticos rígidos, através do Método Área-Momento. Primeiramente calcula-se o diagrama de momentos da estrutura, calcula-se o momento de inércia equivalente através de $I_{oi} = \sum (A_{ci} d_i^2)$, calculando posteriormente o diagrama M/EI , a partir do qual se obtêm os deslocamentos laterais relativos à flexão da estrutura quando sujeita a acções horizontais.

4.3.1.2. Componente devida aos elementos de contraventamento

Para se estimarem os deslocamentos laterais devidos à deformação dos elementos de contraventamento, ou diagonais, pode-se utilizar a seguinte expressão, retirada do livro *Seismic Design Handbook* [8]:

$$\Delta_{br} = \frac{\sum V}{S_{br}} \quad (4.22)$$

sendo,

$$S_{br} = \sum \frac{A_{br} E \cos^2 \alpha}{L_{br}} \quad (4.23)$$

com

E – Módulo de elasticidade

A_{br} e L_{br} - Área da secção e comprimento das diagonais de contraventamento

α – Ângulo entre a diagonal e o plano horizontal.

Uma abordagem semelhante é aquela que se pode encontrar no livro *Tall Building Structures, Analysis and Design* [14], onde são discriminados numa tabela valores dos deslocamentos laterais por piso para diversos sistemas de contraventamento. As expressões dessa tabela parecem bastante distintas da expressão geral descrita anteriormente, no entanto ao efectuar-se uma análise comparativa verifica-se que são praticamente a mesma.

Utilizando por exemplo a expressão dada para contraventamentos com diagonais simples tem-se

$$\Delta_{br} = \frac{\sum V}{E} \left[\frac{L_{br}^3}{L^2 A_{br}} + \frac{L}{A_v} \right] \quad (4.24)$$

A expressão 4.22 permite escrever

$$\Delta_{br} = \frac{\sum V}{S_{br}} = \frac{\sum V}{E} \frac{L_{br}}{A_{br} \cos^2 \alpha} \quad (4.25)$$

Como α é o ângulo entre a diagonal de contraventamento e a horizontal podemos afirmar que,

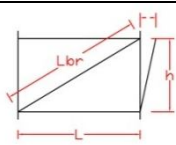
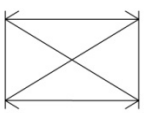
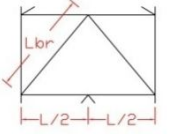
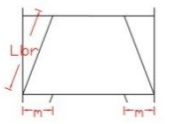
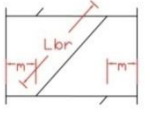
$$\cos^2 \alpha = \frac{L^2}{L_{br}^2} \quad (4.26)$$

Substituindo obtém-se

$$\Delta_{br} = \frac{\sum V}{E} \frac{L_{br}^3}{L^2 A_{br}} \quad (4.27)$$

pelo que se conclui que as expressões da tabela, além de contabilizarem os deslocamentos horizontais devido às diagonais de contraventamento contabilizam ainda o efeito das vigas adjacentes às diagonais, através duma outra parcela, neste caso específico, $\frac{L}{A_V}$. Esta parcela tem um peso menor na obtenção dos deslocamentos relativos ao contraventamento, algo que pode ser observado num exemplo do capítulo seguinte, onde se calcula os deslocamentos horizontais utilizando ambas as expressões e comparando-as com resultados obtidos no software SAP2000.

Quadro 4.1 – Deslocamentos horizontais de diversos sistemas de contraventamento. Adaptação de quadro contido em [14]

Tipo de contraventamento	Dimensões	Deslocamento horizontal por piso
SINGLE DIAGONAL		$\Delta_{br} = \frac{\sum V}{E} \left[\frac{L_{br}^3}{L^2 A_{br}} + \frac{L}{A_V} \right]$
DOUBLE DIAGONAL		$\Delta_{br} = \frac{\sum V}{2E} \left[\frac{L_{br}^3}{L^2 A_{br}} \right]$
K-BRACE		$\Delta_{br} = \frac{\sum V}{E} \left[\frac{2L_{br}^3}{L^2 A_{br}} + \frac{L}{4A_V} \right]$
STORY HEIGHT KNEE-BRACE		$\Delta_{br} = \frac{\sum V}{E} \left[\frac{L_{br}^3}{2m^2 A_{br}} + \frac{m}{2A_V} + \frac{h^2(L-2m)^2}{12 I_g L} \right]$
OFFSET DIAGONAL		$\Delta_{br} = \frac{\sum V}{E} \left[\frac{L_{br}^3}{(L-2m)^2 A_{br}} + \frac{(L-2m)}{A_V} + \frac{h^2 m^2}{3 I_g L} \right]$

O deslocamento lateral para um determinado piso i de um pórtico simples contraventado pode então ser obtido a partir da soma das duas parcelas, ou seja

$$\delta_i = \delta_f + \delta_{br} \quad (4.28)$$

Por sua vez os deslocamentos totais para um determinado piso i vêm

$$\Delta_i = \Delta_f + \Delta_{br} \quad (4.29)$$

onde $\Delta_f = \sum_1^i \delta_f$; $\Delta_{br} = \sum_1^i \delta_{br}$.

4.4. PAREDES RESISTENTES AO CORTE (SHEAR WALLS)

De forma a compreender melhor o comportamento das *shear walls*, é extremamente prático e útil dividi-las em duas categorias [14]:

- Sistema proporcionado – sistema onde a rigidez se mantém proporcional entre os diversos elementos de parede no seu desenvolvimento em altura ou seja, a relação entre a sua inércia mantém-se constante.
- Sistema não proporcionado – a relação entre as inércias dos diversos elementos de parede não se mantém constante ao longo do seu desenvolvimento.

Relativamente aos sistemas não proporcionados, são estaticamente indeterminados, pelo que é difícil visualizar o seu funcionamento, interpretá-lo e analisá-lo. Para sistemas proporcionados existem métodos expeditos que serão alvo de desenvolvimento aqui.

4.4.1. SISTEMA PROPORCIONADO

Dentro dos sistemas estruturais de paredes proporcionadas pode-se proceder a uma subdivisão: estruturas que não sofrem torção e estruturas que sofrem torção.

4.4.1.1. Estruturas que não sofrem torção

São estruturas que apresentam simetria relativamente ao eixo de aplicação das acções horizontais, e consequentemente estas não provocam rotações na estrutura. De facto o esforço transversal e os momentos flectores são distribuídos proporcionalmente à rigidez dos elementos estruturais. O esforço transversal num determinado piso i , para um determinado elemento de parede j , assim como o momento flector, podem ser expressos através das seguintes expressões:

$$V_{ji} = V_i \frac{(EI)_{ji}}{\sum (EI)_i} \quad (4.30)$$

$$M_{ji} = M_i \frac{(EI)_{ji}}{\sum (EI)_i} \quad (4.31)$$

onde $(EI)_{ji}$ é a rigidez à flexão da parede j no piso i e $\sum (EI)_i$ é a soma das rigidezes de todas as paredes nesse mesmo piso i .

4.4.1.2. Estruturas sujeitas a torção

São estruturas que não são simétricas relativamente ao plano de aplicação das cargas, o que se traduz em translação combinada com rotação. De facto neste tipo de elemento estrutural que roda sob o efeito das acções horizontais, os deslocamentos horizontais são fruto da combinação de translações e ainda das rotações do piso em torno do eixo de rotação, o centroide da rigidez das paredes, que pode ser obtido pela expressão

$$\bar{x} = \frac{\sum (EIx)_i}{\sum (EI)_i} \quad (4.32)$$

em que $\sum (EIx)_i$ representa o momento do somatório das rigidezes de todas as paredes paralelas a um eixo y . Neste tipo de estruturas, o efeito das acções horizontais pode-se traduzir como sendo a soma de duas parcelas, uma relativamente ao esforço transversal e outra como o produto desse mesmo esforço transversal aplicado excentricamente ao eixo de rotação, visto que o centro de aplicação das cargas não coincide com o centroide da rigidez da estrutura. Sendo assim, para uma parede j e para um piso i , resultam as seguintes expressões

$$V_{ji} = V_i \frac{(EI)_{ji}}{\sum (EI)_i} + V_i e \frac{(EIc)_{ji}}{\sum (EIc^2)_i} \quad (4.33)$$

$$M_{ji} = M_i \frac{(EI)_{ji}}{\sum (EI)_i} + M_i e \frac{(EIc)_{ji}}{\sum (EIc^2)_i} \quad (4.34)$$

em que c é a distância da parede j ao centro de rotação da estrutura e e a excentricidade entre o centro de rotação e o ponto de aplicação das cargas. A segunda parcela das expressões anteriores será positiva ou negativa mediante a posição da parede j considerada, ou seja, do lado do ponto aplicação da carga ou do outro lado do centro de rotação, respectivamente.

Para além das paredes paralelas ao eixo de aplicação das cargas horizontais, a estrutura em análise pode apresentar paredes perpendiculares a esse mesmo eixo. Nesse caso

$$\bar{y} = \frac{\sum (EIy)_i}{\sum (EI)_i} \quad (4.35)$$

em que a rigidez é relativa a essas paredes perpendiculares e y a distância das paredes paralelas ao eixo x .

O objectivo da colocação de paredes perpendiculares é aumentar a rigidez à torção da estrutura, e diminuir as rotações sofridas. Sendo assim nas expressões anteriores deverá ser contabilizado o efeito das paredes perpendiculares, pelo que estas verão as segundas parcelas alteradas. As expressões resultam em

$$V_{ji} = V_i \frac{(EI)_{ji}}{\sum (EI)_i} + V_i e \frac{(EIc)_{ji}}{[\sum (EIc^2) + \sum (EId^2)]_i} \quad (4.36)$$

$$M_{ji} = M_i \frac{(EI)_{ji}}{\sum (EI)_i} + M_i e \frac{(EIc)_{ji}}{[\sum (EIc^2) + \sum (EId^2)]_i} \quad (4.37)$$

em que d é a distância das paredes perpendiculares ao centro de rotação. Os esforços nas paredes perpendiculares à direcção das cargas resultam apenas da rotação da estrutura pelo que as expressões para expressar o esforço transversal e o momento de uma parede perpendicular r para um piso i vem

$$V_{ri} = V_i e \frac{(EId)_{ri}}{[\sum (EIc^2) + \sum (EId^2)]_i} \quad (4.37)$$

$$M_{ri} = M_i e \frac{(EId)_{ri}}{[\sum (EIc^2) + \sum (EId^2)]_i} \quad (4.38)$$

No caso de paredes que não se encontram alinhadas com os eixos da estrutura, podem ser analisadas através da divisão em duas componentes, paralela e perpendicular à direcção da acção horizontal aplicada.

4.4.2. ESTRUTURAS NÃO PROPORCIONADAS

Uma estrutura não proporcionada é uma estrutura que não mantém a relação entre as rigidezes das suas diversas paredes proporcional ao longo do seu desenvolvimento, e também podem ser divididas em estruturas simétricas, que não sofrem rotações, e não simétricas, estando sujeitas a torção.

Para o primeiro caso pode fazer-se uma análise utilizando um pórtico plano, representando metade das paredes da estrutura por elementos de coluna, e ligando-os aos pisos através de ligações axialmente rígidas. A estrutura representativa será sujeita a metade das acções horizontais.

Existe também a possibilidade de analisar uma estrutura deste tipo à luz de um método manual expedito, facilmente introduzido numa folha de cálculo. O método em questão é um método iterativo, que será descrito seguidamente.

A figura 4.11 representa a planta tipo de um edifício de 15 andares, em que as paredes estão distribuídas de forma simétrica, havendo três tipos de paredes distintas. Cada uma apresenta três secções diferentes ao longo do seu desenvolvimento. A relação entre as rigidezes de cada parede não se mantém ao longo do seu desenvolvimento em altura pelo que a estrutura do edifício não é

proporcionada. Temos portanto três zonas distintas para cada parede, e dois níveis de mudança de condições.

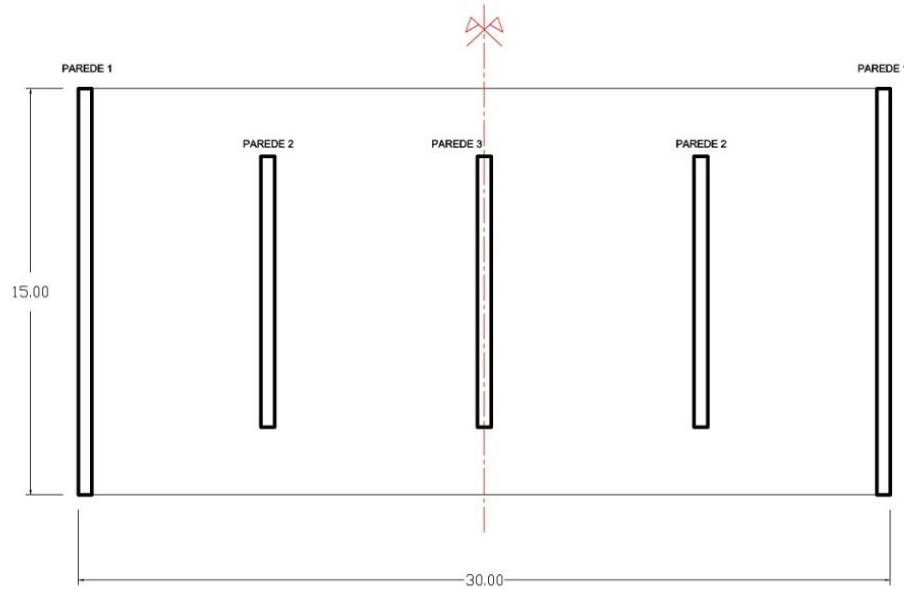


Fig. 4.11 – Exemplo de planta de um edifício com paredes resistentes (*shear walls*)

Passo 1 – Para cada parede j e para cada zona com rigidez distinta (A, B, C), determinação dos parâmetros

$$K_{xj}^{sup} = \frac{I_{xj}^{sup}}{\sum_{j=1}^n I_{xj}^{sup}} \quad (4.39)$$

$$K_{xj}^{inf} = \frac{I_{xj}^{inf}}{\sum_{j=1}^n I_{xj}^{inf}} \quad (4.40)$$

onde I_{xj}^{sup} e I_{xj}^{inf} , são respectivamente as inércias superior e inferior de x de um determinado piso j , sendo x a zona de mudança de rigidez das paredes.

Passo 2 – Obtenção da diferença da rigidez superior e inferior

$$\Delta K_{xj} = K_{xj}^{inf} - K_{xj}^{sup} \quad (4.41)$$

Passo 3 – Obtenção dos parâmetros ρ ,

$$\rho_{xj}^{sup} = \frac{-I_{xj}^{sup}}{I_{xj}^{sup} + I_{xj}^{inf}} \quad (4.42)$$

$$\rho_{xj}^{inf} = \frac{-I_{xj}^{inf}}{I_{xj}^{sup} + I_{xj}^{inf}} \quad (4.43)$$

Este procedimento deve ser repetido para cada nível x da estrutura. No caso da figura 4.12, a título de exemplo, o procedimento seria utilizado para um nível aos 30 metros e repetido para um nível aos 15 metros.

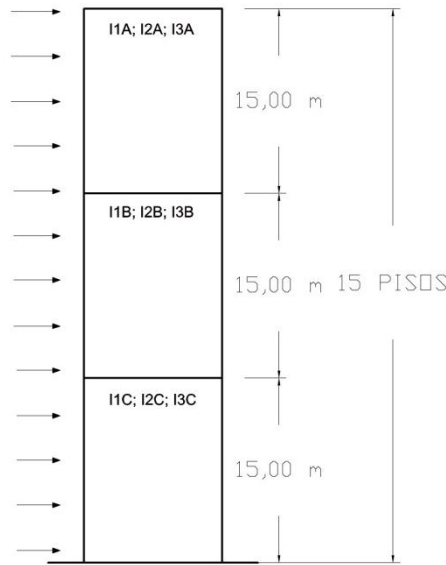


Fig. 4.12 – Alçado de uma parede (*shear wall*)

Passo 4 – Determinação do parâmetro α para cada nível de mudança x

$$\alpha_x = \sum_{j=1}^n \rho_{xj}^{sup} \Delta K_{xj} \quad (4.44)$$

Passo 5 – Determinação do parâmetro β para cada nível x

$$\beta_{xj}^{sup} = \frac{1}{1 - \alpha_x} \left(\rho_{xj}^{sup} \Delta K_{xj} - \alpha_x K_{xj}^{sup} \right) \quad (4.45)$$

$$\beta_{xj}^{inf} = \frac{1}{1 - \alpha_x} \left(\rho_{xj}^{inf} \Delta K_{xj} - \alpha_x K_{xj}^h \right) \quad (4.46)$$

Passo 6 – Determinação dos momentos devidos às cargas horizontais para os diversos pisos

$$M_i = \frac{H l_i^2}{2} \quad (4.47)$$

em que H representa uma acção horizontal distribuída e l_i a altura do piso i em relação à base.

Passo 7 – Determinação dos momentos primários para cada parede j , imediatamente acima e abaixo do piso x , através das expressões

$$M_{pxj}^{sup} = K_{xj}^{sup} M_i ; i = x \quad (4.48)$$

$$M_{pxj}^{inf} = K_{xj}^{inf} M_i ; i = x \quad (4.49)$$

e para os restantes pisos,

$$M_{ij} = K_{ij} M_i \quad (4.50)$$

Passo 8 – Determinação dos momentos secundários para cada parede j , imediatamente acima e abaixo do piso x , através das expressões

$$M_{sxj}^{sup} = -\beta_{xj}^{sup} M_x \quad (4.51)$$

$$M_{sxj}^{inf} = -\beta_{xj}^{inf} M_x \quad (4.52)$$

E para os restantes pisos utilizando

$$\begin{aligned} M_{sxj+1j}^{sup} &= -0,268 M_{sxj}^{sup} ; M_{sxj+2j}^{sup} = -(0,268)^2 M_{sxj}^{sup} ; \dots \\ M_{sxj-1j}^{inf} &= -0,268 M_{sxj}^{inf} ; M_{sxj+2j}^{inf} = -(0,268)^2 M_{sxj}^{inf} ; \dots \end{aligned}$$

O número de pisos a ser alvo deste refinamento será o necessário mediante o grau de rigor necessário para os valores obtidos.

Passo 9 – Obtenção dos momentos finais a partir do somatório dos momentos primários com os secundários

$$M_{xj} = M_{pxj}^{sup} + M_{sxj}^{sup} = M_{pxj}^{inf} + M_{sxj}^{inf} \quad (4.53)$$

uma vez que deverão ser iguais. Para os restantes pisos

$$M_{ij} = M_{pij} + M_{sij} \quad (4.54)$$

Passo 10 – O esforço transversal para um determinado piso i pode ser obtido pela diferença de momentos entre dois pisos a dividir pela altura do piso h

$$V_{ij} = \frac{M_{i+1j} - M_{ij}}{h} \quad (4.55)$$

O método descrito atrás embora pareça complexo, é facilmente utilizável com uma certa prática. Pode ser alvo de desenvolvimento numa folha de cálculo, o que ainda facilitaria mais a sua aplicação.

4.5. COMBINAÇÃO ENTRE PAREDES RESISTENTES AO CORTE E PÓRTICOS RÍGIDOS (WALL-FRAMES).

Nas construções modernas é usual encontrar soluções mistas que combinam diferentes materiais. Uma solução típica de construção mista é combinar paredes de contraventamento (*shear walls*) que acrescentam rigidez lateral ao conjunto, com a simples solução porticada. Este tipo de sistema estrutural é normalmente bastante económico, uma vez que a parede resiste a grande parte das solicitações horizontais, libertando o pórtico dessa função, que consequentemente torna-se mais ligeiro estruturalmente. A ligação entre as duas componentes deste sistema estrutural possui um papel fundamental no desempenho estrutural, no entanto, fora do âmbito do presente trabalho.

Para este tipo de estruturas existem métodos expeditos de análise, que serão descritos seguidamente. Esses métodos são relativos a uma análise plana, pelo que as estruturas abordadas neste subcapítulo são passíveis de ser analisadas através de modelos planos equivalentes.

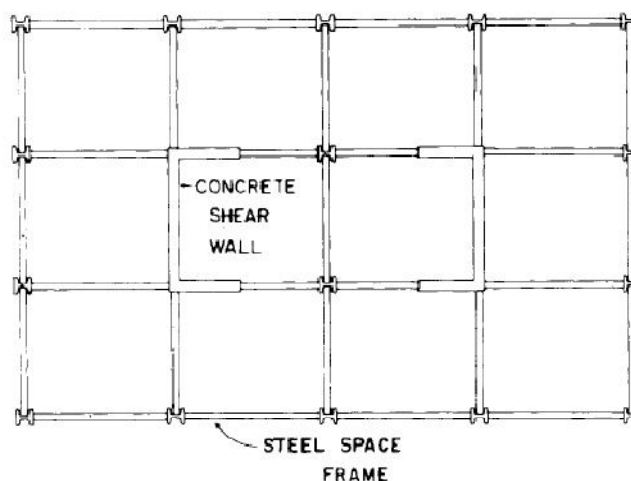


Fig. 4.13 – Planta-tipo de uma estrutura que combina paredes resistentes ao esforço transversal com pórticos metálicos [15].

Este sistema estrutural combina as características de *shear walls* com pórticos rígidos. Para edifícios de pequena altura considerar que apenas a parede resiste às acções horizontais origina resultados com pequenos erros, mas à medida que o edifício cresce em altura, se não se considerar a interacção entre as duas partes da estrutura, o projectista afasta-se de soluções mais racionais e económicas. De facto esta interacção leva a deslocamentos laterais inferiores, momentos inferiores na parede, à consideração dos pilares do pórtico como totalmente contraventados, e a esforços transversos uniformes no desenvolvimento em altura da zona porticada da estrutura. Tal pode ser observado através do estudo do comportamento deste tipo de estruturas.

Considere-se a figura 4.14. O pórtico representado de 10 andares combina uma parede resistente ao esforço transversal (*shear wall*) com um pórtico. Através da análise das deformadas causadas pelas acções horizontais tiram-se várias conclusões. A parede sujeita às acções horizontais deforma-se como uma viga em consola, com concavidade para sotavento, e com deslocamento máximo no seu topo. O pórtico deforma-se sob o efeito do esforço transversal e apresenta uma curvatura máxima junto à base. Ao ligar-se uma parte à outra o comportamento das duas partes em conjunto leva a que a parede

restringa o pórtico junto à base e a que o pórtico restrinja a parede junto ao topo, levando a uma nova deformada, de dupla curvatura com um ponto de inflexão. Daqui se retiram as vantagens de combinar as duas soluções estruturais.

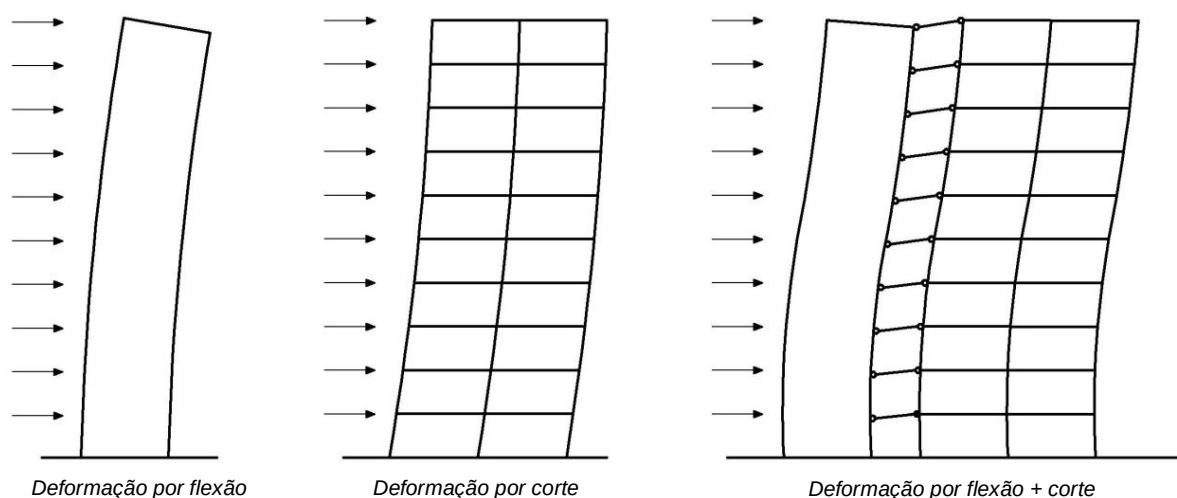


Fig. 4.14 – a) Comportamento de uma parede sujeita a uma acção uniformemente distribuída;

b) Comportamento de um pórtico rígido sujeito à mesma acção;

c) Comportamento estrutural existindo interacção entre as partes.

4.5.1. MÉTODO APROXIMADO

De seguida explica-se um método aproximado para a análise deste tipo de estruturas, e que pode ser utilizado numa fase de pré-dimensionamento, para estruturas simétricas e passíveis de análise através de modelos planos equivalentes. Para tal o método assenta nas seguintes hipóteses simplificativas [14]:

- As propriedades da parede e do pórtico mantêm-se com a altura;
- A parede pode ser representada como deformando apenas sob flexão;
- O pórtico deve ser considerado como deformando apenas devido à flexão de vigas e colunas;
- Os elementos de ligação entre as duas partes devem ser considerados como rígidos e transmitem apenas acções horizontais.

Para além das hipóteses simplificativas anteriores, considere-se ainda w como sendo uma força distribuída exterior aplicada à estrutura e $v(z)$ como sendo a força de interacção entre as duas partes da estrutura. Ambas variam com a altura da estrutura. Considere-se ainda uma força concentrada aplicada no topo da estrutura, entre a parede e o pórtico, V_H .

Ter-se-á então duas equações diferenciais, uma para o comportamento da parede e outra para o comportamento do pórtico,

$$-EI \frac{d^3 y}{dz^3} = \int_z^H [w(z) - q(z)] dz - Q_H \quad (4.56)$$

$$(GA) \frac{dy}{dz} = \int_z^H q(z) dz + Q_H \quad (4.57)$$

em que GA representa a rigidez transversal média do pórtico:

$$GA = \frac{12 E}{h \left[\frac{1}{(\sum K_V)_i} + \frac{1}{(\sum K_C)_i} \right]} \quad (4.58)$$

Diferenciando e somando as duas equações obtêm-se

$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} - (GA) \frac{d^2 y}{dz^2} = w(z) \quad (4.59)$$

Considerando

$$\alpha^2 = \frac{(GA)}{EI} \quad (4.60)$$

a equação vem

$$\frac{d^4 y}{dz^4} - \alpha^2 \frac{d^2 y}{dz^2} = \frac{w(z)}{EI} \quad (4.61)$$

sendo esta a equação diferencial para a deflexão do sistema estrutural.

4.5.1.1. Solução para cargas uniformemente distribuídas

Considerou-se anteriormente $w(z)$ como carga uniformemente distribuída. Assim sendo

$$y(z) = C_1 + C_2 z + C_3 \cosh \alpha z + C_4 \sinh \alpha z - \frac{wz^2}{2EI\alpha^2} \quad (4.62)$$

As condições limite para obtenção das constantes de integração são

a) Fixa na base

$$y(0) = \frac{dy}{dz}(0) = 0 \quad (4.63)$$

b) Momento igual a zero no topo da parede

$$M_b(H) = EI \frac{d^2 y}{dz^2} = 0 \quad (4.64)$$

c) Esforço transverso no topo da estrutura igual a zero

$$EI \frac{d^3 y}{dz^3}(H) - (GA) \frac{dy}{dz}(H) = 0 \quad (4.65)$$

A equação 4.62 vem

$$y(z) = \frac{wH^4}{EI} \left\{ \frac{1}{(\alpha H)^4} \left[\frac{(\alpha H \sinh \alpha H + 1)}{\cosh \alpha H} (\cosh \alpha z - 1) - \alpha H \sinh \alpha z + (\alpha H)^2 \left[\frac{z}{H} - \frac{1}{2} \left(\frac{z}{H} \right)^2 \right] \right] \right\} \quad (4.66)$$

Na equação o conteúdo entre parênteses controla a curva dos deslocamentos enquanto a parcela inicial controla a magnitude. O parâmetro adimensional αH representa as propriedades da estrutura e é dado por

$$\alpha H = H \sqrt{\frac{GA}{EI}} \quad (4.66)$$

A primeira derivada da equação vem

$$\frac{dy}{dz}(z) = \frac{wH^3}{EI} \left\{ \frac{1}{(\alpha H)^3} \left[\frac{(\alpha H \sinh \alpha H + 1)}{\cosh \alpha H} (\sinh \alpha z) - \alpha H \cosh \alpha z + \alpha H \left(1 - \frac{z}{H} \right) \right] \right\} \quad (4.67)$$

e pode-se obter a partir dela o deslocamento do piso intermédio a dividir pela altura do piso (*story drift index*).

Através da 2ª e 3ª derivadas da função obtêm-se as expressões utilizadas para a obtenção do momento flector e do esforço transverso que actuam na parede do sistema estrutural. As expressões são, respectivamente

$$\frac{d^2 y}{dz^2}(z) = \frac{wH^2}{EI} \left\{ \frac{1}{(\alpha H)^2} \left[\frac{(\alpha H \sinh \alpha H + 1)}{\cosh \alpha H} (\cosh \alpha z) - \alpha H \sinh \alpha z - 1 \right] \right\} \quad (4.68)$$

$$\frac{d^3 y}{dz^3}(z) = \frac{wH}{EI} \left\{ \frac{1}{(\alpha H)} \left[\frac{(\alpha H \sinh \alpha H + 1)}{\cosh \alpha H} (\sinh \alpha z) - \alpha H \cosh \alpha z \right] \right\} \quad (4.69)$$

4.5.1.2 Esforços no sistema estrutural

A partir das equações anteriores, para o caso de a estrutura estar sujeita a uma acção distribuída utilizámos as expressões anteriores. Para outro tipo de carregamento o princípio seria o mesmo. Assim sendo, para este caso específico o momento na parede é obtido através de

$$M_{\text{parede}}(z) = EI \frac{d^2 y}{dz^2}(z) \quad (4.70)$$

O momento no pórtico para um determinado nível z pode ser obtido subtraindo ao momento externo o momento na parede, ou seja

$$M_{\text{pórtico}} = \frac{w(H-z)^2}{2} - M_{\text{parede}}(z) \quad (4.71)$$

O mesmo raciocínio pode ser feito no que diz respeito ao esforço transversal.

4.5.1.3. Força de interacção no topo da estrutura

Esta força de interacção entre a parede e o pórtico no seu topo deve-se ao facto de a inclinação no topo da estrutura ter associado um valor de esforço transversal no topo do pórtico com o valor de

$$V(H) = (GA) \frac{dy}{dz}(H) \quad (4.72)$$

Mas como o esforço transversal externo no topo da estrutura é zero, o esforço transversal no topo do pórtico tem que ser equilibrado pela parede

$$M_{\text{parede}}(H) = -EI \frac{d^3y}{dz^3}(H) \quad (4.73)$$

Esta interacção entre esforços origina a força V_h .

4.5.1.4. Considerações

A solução descrita anteriormente diz respeito a cargas horizontais distribuídas, mas o mesmo raciocínio pode ser utilizado para outros casos de carga. Uma das hipóteses simplificativas que serviu de base para o desenvolvimento da análise aproximada é a de que o pórtico só está sujeito aos efeitos da flexão de vigas e pilares. Esta simplificação leva a resultados suficientemente aproximados para edifícios de média altura, com cerca de 10 a 15 andares. Se o edifício for muito alto e estreito o peso dos efeitos dos momentos exteriores no pórtico aumentam, e como não é contabilizado no método, conduz a resultados subestimados dos deslocamentos laterais.

Pela expressão 4.71, e semelhante para o esforço transversal, os esforços actuantes no pórtico são obtidos pela subtracção dos esforços actuantes nas *shear walls*. Esses esforços podem então ser aplicados ao pórtico que pode ser analisado pelos diversos métodos expeditos para obtenção dos seus esforços internos.

Uma das condições fronteira considerada foi a de que para a base da estrutura $\frac{dy}{dz} = 0$, o que significa que na base a parede resiste à totalidade do esforço transversal, sendo nula a resistência oferecida pelo pórtico. Numa situação real as colunas do pórtico estão sujeitas ao esforço transversal. Os deslocamentos para o primeiro piso podem então ser determinados, tendo em conta as condições de apoio, de acordo com o descrito anteriormente em 4.3.1.1. no referente às condições de apoio.

4.5.1.5. Gráficos para aplicação do método

A aplicação do método passa pela utilização das expressões anteriores, de complexidade relativa, pelo que a utilização de ábacos serve para agilizar a sua aplicação. Observe-se a equação 4.74:

$$y(z) = \frac{wH^4}{EI} \left\{ \frac{1}{(\alpha H)^4} \left[\frac{(\alpha H \sinh \alpha H + 1}{\cosh \alpha H} (\cosh \alpha z - 1) - \alpha H \sinh \alpha z + (\alpha H)^2 \left[\frac{z}{H} - \frac{1}{2} \left(\frac{z}{H} \right)^2 \right] \right] \right\} \quad (4.74)$$

A parcela da expressão entre parênteses depende dos parâmetros adimensionais αH e z/H e controla a curva dos deslocamentos. Pode-se reescrever a equação da seguinte forma:

$$y(z) = \frac{wH^4}{8EI} K_1 \left(\alpha H, \frac{z}{H} \right) \quad (4.75)$$

K_1 representa então a parcela da expressão que dá forma à curva e a restante parcela a intensidade. Esta parcela inicial representa os deslocamentos no topo da estrutura, para o caso em que apenas a parede resiste, ou seja $\alpha H = 0$. Neste caso a curva K_1 representa os deslocamentos de uma consola, com o deslocamento máximo no seu topo. A diferença de deslocamentos entre esta curva e outra curva para um qualquer valor de αH , representa o acréscimo de rigidez dado pelo pórtico e a interacção com a parede. Espera-se portanto menores deslocamentos à medida que aumenta a rigidez do conjunto, ou seja, que sobe o valor de αH .

Da mesma forma, e pegando nas expressões anteriores para os deslocamentos de um piso genérico, para a flexão da parede e para o esforço transversal da parede, estas podem ser reescritas da seguinte forma:

$$\frac{dy}{dz}(z) = \frac{wH^3}{6EI} K_2 \left(\alpha H, \frac{z}{H} \right) \quad (4.76)$$

$$M_{parede}(z) = \frac{wH^2}{2EI} K_3 \left(\alpha H, \frac{z}{H} \right) \quad (4.77)$$

$$V_{parede}(z) = wH K_4 \left(\alpha H, \frac{z}{H} \right) \quad (4.78)$$

Os parâmetros K_2 , K_3 e K_4 têm o mesmo significado de K_1 , cada um representando a respectiva parcela das suas equações.

Os diversos parâmetros K podem então ser representados graficamente, e desta forma tornar mais rápida a aplicação das diversas expressões. De seguida apresentam-se gráficos para os quatro parâmetros K para $\alpha H = 0$, $\alpha H = 1$ e $\alpha H = 2$.

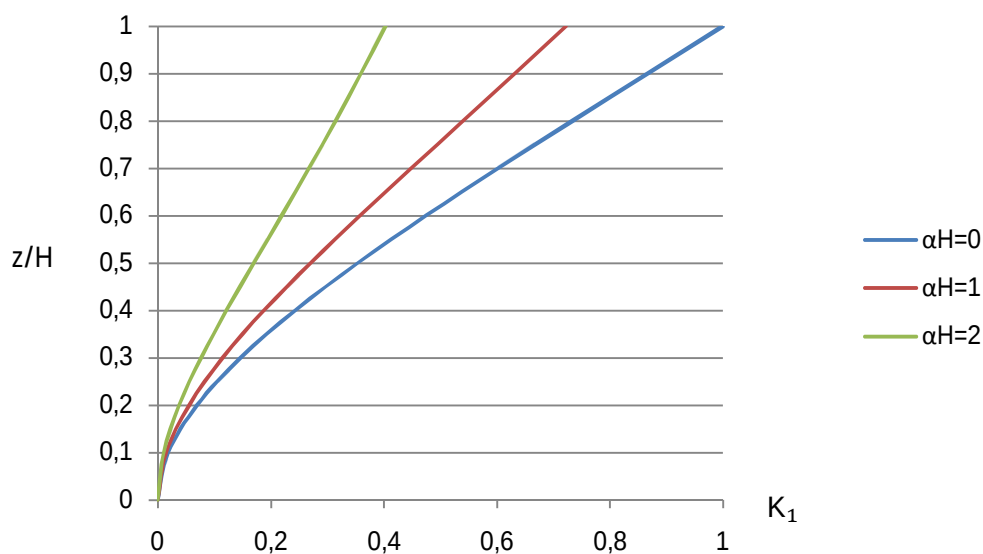


Fig. 4.15 – Valores de K_1

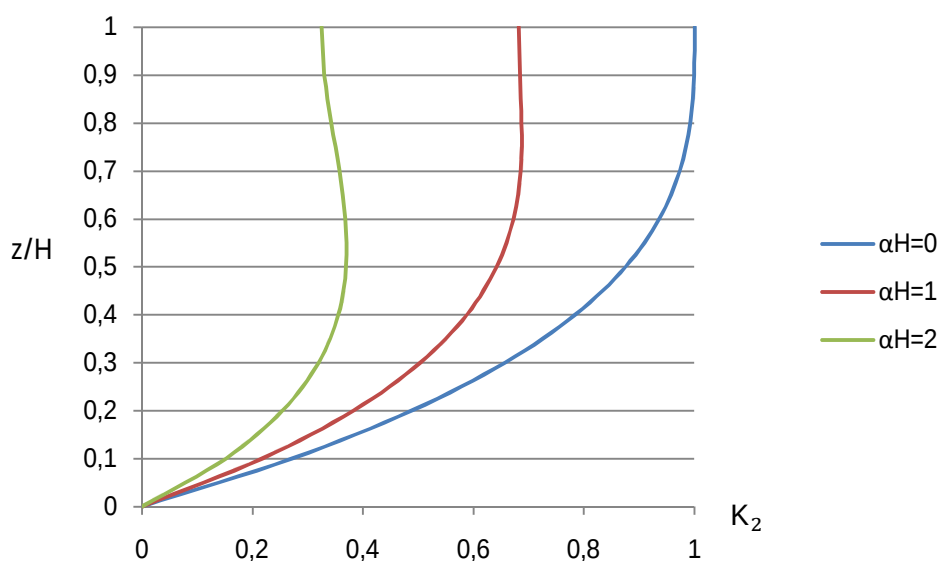
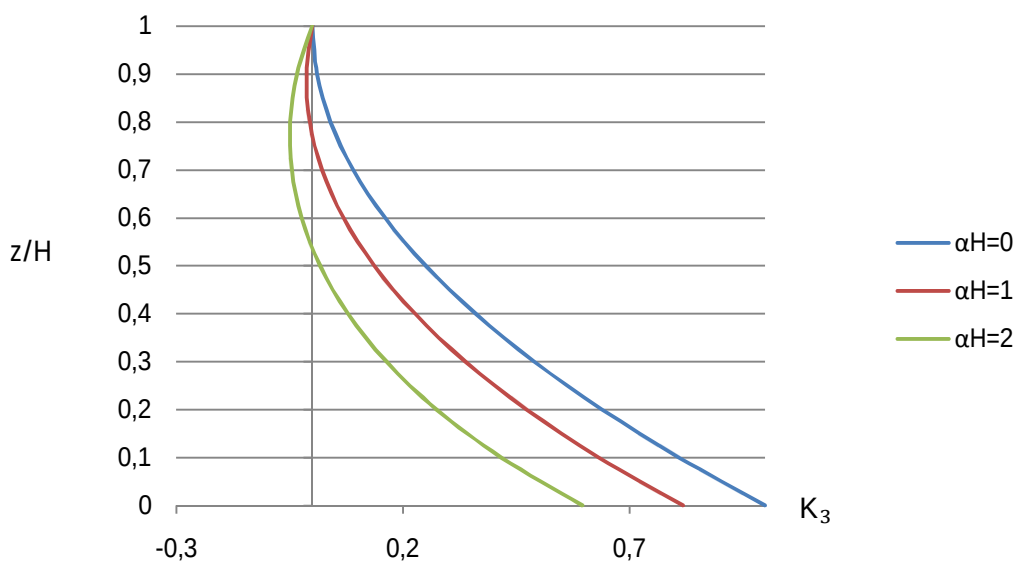
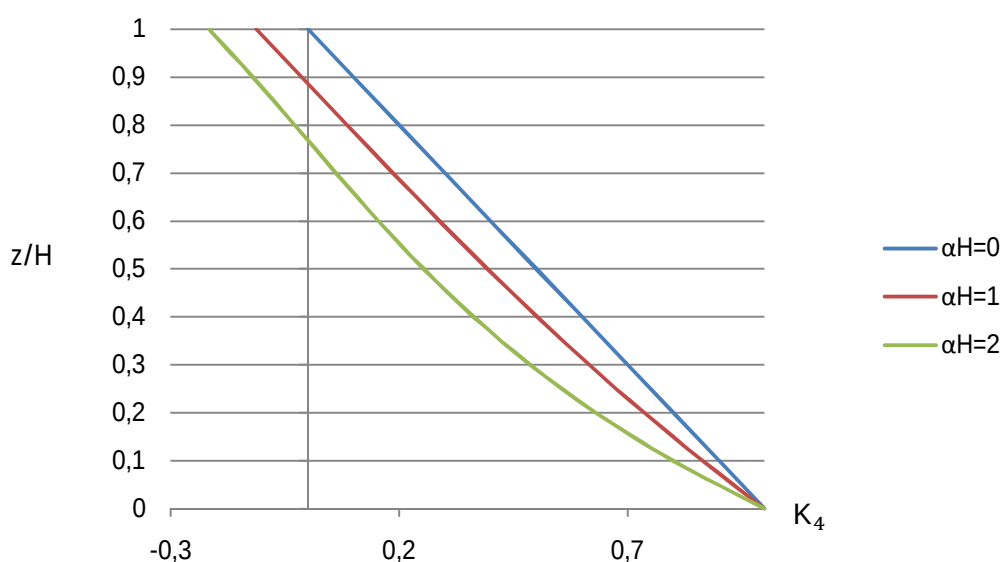


Fig. 4.16 – Valores de K_2

Fig. 4.17 – Valores de K_3 Fig. 4.18 – Valores de K_4

Os métodos gráficos para este sistema estrutural eram muito populares nos anos sessenta [16]. Um dos mais populares era o método gráfico proposto por Khan-Sbarounis. Para a utilização dos diversos gráficos propostos pelos autores, é necessário converter o pórtico num pórtico de apenas um vão e dez pisos, equivalente ao pórtico real, e converter todas as paredes numa *shear wall* equivalente. Depois determina-se a relação entre a rigidez da parede e das colunas do pórtico de forma a poder utilizar o gráfico para um determinado carregamento, rectangular ou triangular. No caso do gráfico da figura 4.19 pode obter-se à direita a percentagem do esforço transversal resistida pelo pórtico para qualquer altura que pode ser traduzido em forças aplicadas no pórtico equivalente. À esquerda o gráfico da figura 4.19 dá a percentagem de esforço transversal que é resistido pela parede. A partir das forças, determinam-se as restantes grandezas como os momentos e os deslocamentos. Os autores

propõem ainda reverter o processo ou seja, propõe a utilização de gráficos com diversas deformadas para várias relações de rigidez entre a parede e o pórtico do sistema para vários tipos de carregamento, a partir das quais se pode obter os momentos e esforço transverso (fig.4.20). Este último gráfico é semelhante ao gráfico da figura 4.15, obtido a partir de uma folha de cálculo.

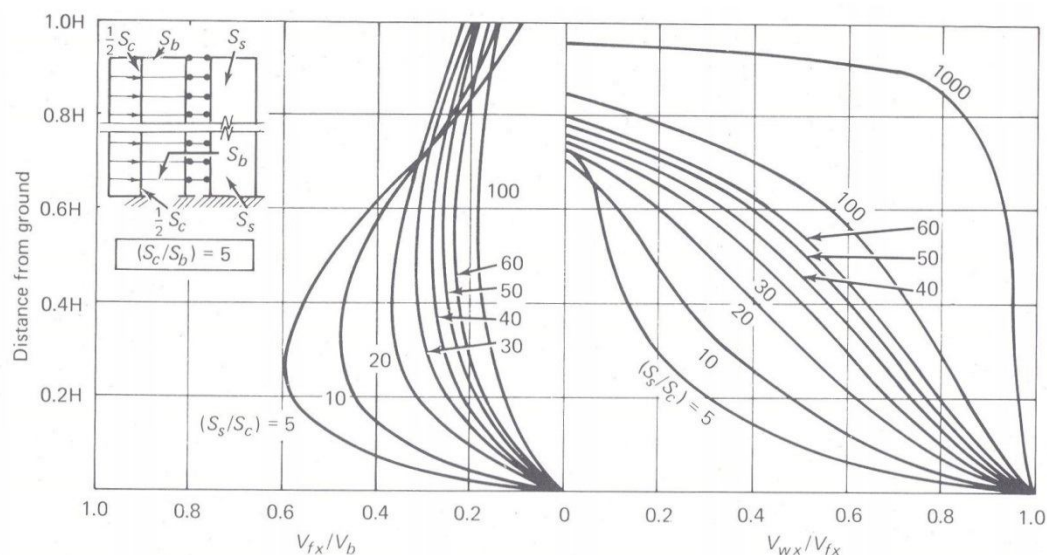


Fig. 4.19 – Curvas de distribuição das cargas laterais [10]

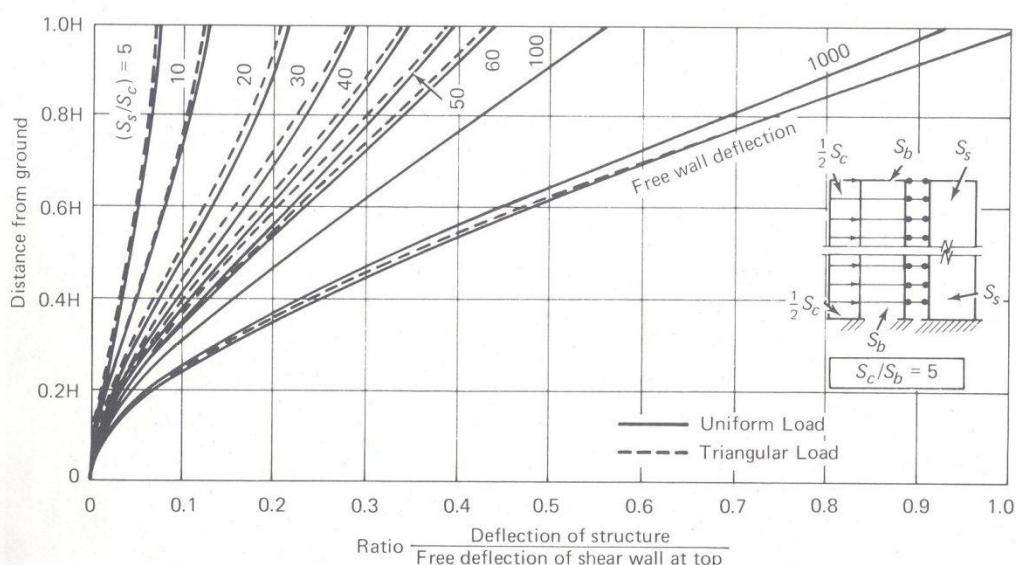


Fig. 4.20 – Deformada de um sistema *wall-frame* [10]

Embora nos dias de hoje estes métodos possam parecer ultrapassados, estes oferecem a vantagem de darem uma compreensão física bastante clara do comportamento expectável neste tipo de estruturas.

4.6. ESTRUTURAS TUBULARES

A estrutura tubular ocupa um papel incontornável nos sistemas estruturais mais utilizados em edifícios de grande altura. Na sua forma mais simples apresenta forma quadrada ou rectangular, com pórticos ortogonais dispostos nas faces periféricas do edifício. Os pórticos são constituídos por pilares pouco espaçados entre si, que por sua vez se encontram rigidamente ligados entre si através de vigas de grande altura ao nível dos pisos.

O seu comportamento estrutural é semelhante ao de um tubo, quadrado ou rectangular, com um elevado número de orifícios na superfície. Ao submeter a estrutura a acções laterais centradas, introduz-se momento flector, que será resistido pelo comportamento tubular da estrutura, introduzindo tracção e compressão nos pilares. O esforço de corte introduzido pelas mesmas acções horizontais, por sua vez, é resistido pela flexão nas vigas e pilares que constituem os pórticos paralelos à direcção da carga horizontal aplicada. Dependendo da deformabilidade dos pórticos paralelos ao carregamento horizontal, o comportamento estrutural está mais próximo do comportamento tubular perfeito, ou mais próximo do comportamento de pórtico rígido. Essa deformabilidade produz o fenómeno já referido anteriormente, o *shear lag*. Para aproximar o comportamento estrutural do de um tubo ideal, tem que se reduzir a deformabilidade ao corte dos pórticos paralelos ao carregamento horizontal através do aumento da rigidez dos seus elementos, vigas e pilares, e por outro lado aumentar a deformabilidade à flexão, através da redução da rigidez axial dos pilares que constituem os pórticos. De salientar ainda, e relativamente ao fenómeno *shear lag*, que os pilares das extremidades podem ser reforçados de forma a tornar a estrutura mais económica.

Para o caso de as acções horizontais serem aplicadas de forma excêntrica relativamente ao centro elástico do edifício, ter-se-á consequentemente torção no edifício. Também neste caso, o comportamento estrutural será mais próximo do tubo ideal, ou, ao invés, do comportamento de pórtico rígido.

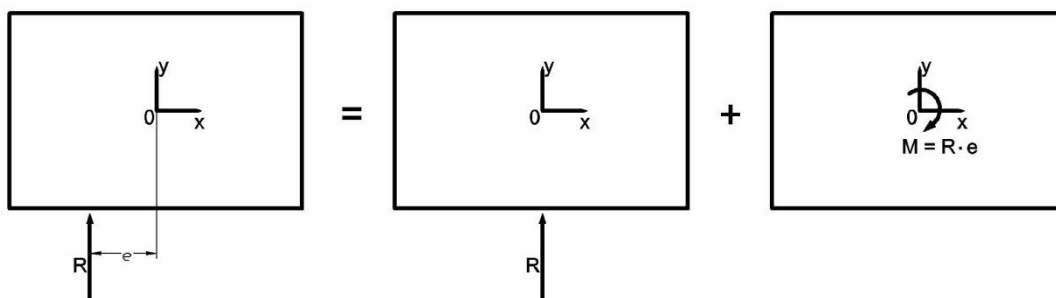


Fig.4.21 – Efeitos do carregamento lateral num diafragma genérico

4.6.1. PROCESSO DE ANÁLISE – TÉCNICA DO MEIO CONTÍNUO

A opção por uma análise discreta, acarreta consigo um elevado número de variáveis e parâmetros, e uma consequente dificuldade de percepção global do comportamento estrutural. Para além disso, para se obter os esforços e os deslocamentos, há a necessidade de resolver um sistema de elevado número de equações lineares. Através de um processo contínuo de análise consegue-se definir o comportamento global de uma estrutura através de um número mais reduzido de parâmetros.

Esta redução leva a resultados com precisão inferior. Para além disso, para estruturas com características variáveis ao longo do seu desenvolvimento em altura, um processo contínuo de análise torna-se bastante complexo do ponto de vista matemático. Os processos contínuos de análise são por isso interessantes para o estudo de estruturas regulares e que mantêm as suas características ao longo da sua altura, e tiveram sem sombra de dúvida bastante relevo numa fase em que os computadores estavam longe de possuir o actual desempenho.

A técnica do meio contínuo é um desses processos, e consiste fundamentalmente na “*substituição das vigas e lajes, que conectam os pilares ao nível dos andares, por respectivos meios contínuos de rigidezes equivalentes, uniformemente distribuídos ao longo da altura do edifício*” [34]. Assim sendo, os esforços actuantes nos elementos horizontais, e concentrados ao nível dos andares, tornam-se distribuídos de forma contínua ao longo da altura do edifício. De seguida explica-se o método, e a forma de obter as equações diferenciais [18,19,20], que podem ser posteriormente resolvidas através do *método das diferenças finitas* [20,21].

Os seguintes desenvolvimentos para a explicação do método partem dos seguintes pressupostos:

- Estrutura tubular com planta simétrica em relação aos eixos Ox e Oy , com origem no seu centro geométrico;
- Altura dos andares constante;
- Secção transversal das vigas invariável ao longo do desenvolvimento em altura do edifício;
- Secção transversal dos pilares invariável ao longo da altura do edifício;
- As lajes são assimiladas como diafragmas horizontais infinitamente rígidos no seu plano e rigidez transversal nula;
- As ligações viga-pilar são rígidas;
- Os pilares estão encastrados na base;
- Os pontos de inflexão das vigas encontra-se a meio vão;
- Os pontos de inflexão dos pilares encontram-se a meia-altura;
- Os elementos estruturais têm comportamento elástico-linear;
- O módulo de elasticidade é igual para todas as barras.

4.6.2. ESTRUTURA TUBULAR COM CARREGAMENTO HORIZONTAL CENTRADO

De forma a explicar o método utiliza-se uma estrutura duplamente simétrica, com um número ímpar de pilares por painel, de acordo com a figura 4.22.

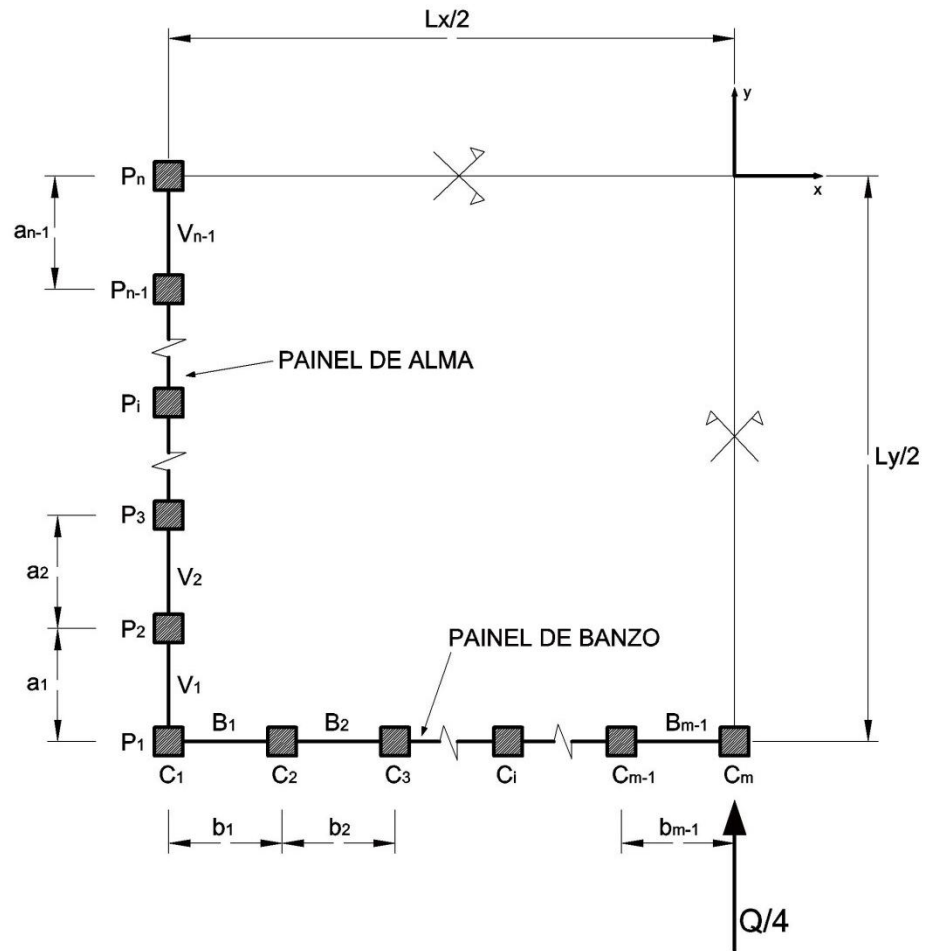


Fig.4.22 – Quarta parte de uma estrutura tubular - Planta

Onde,

P_1 a P_n – Pilares do painel de alma;

C_1 a C_m – Pilares do painel de banzo;

V_1 a V_{n-1} – Vigas do painel de alma;

B_1 a B_{m-1} – Vigas do painel de banzo;

a_1 a a_{n-1} – Vãos das vigas do painel de alma;

b_1 a b_{n-1} – Vãos das vigas do painel de banzo.

4.6.2.1. Estrutura tubular submetida à flexão

4.6.2.1.1. Estudo das deformações no painel de alma

Considere-se a figura 4.23, referente ao primeiro tramo do painel de alma:

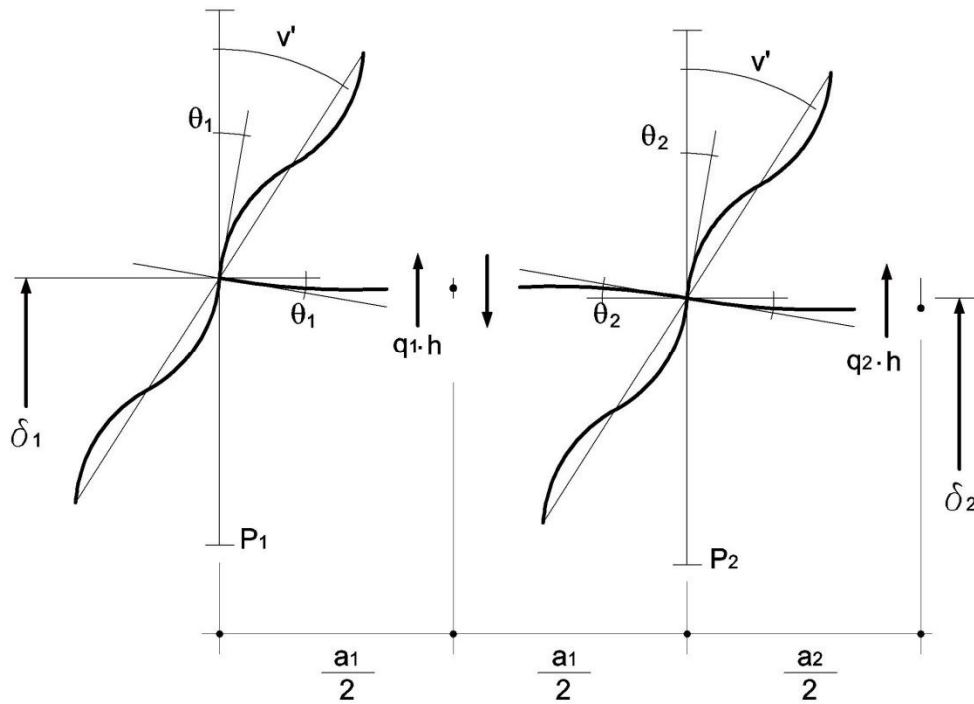


Fig.4.23 – Painel de alma – 1º tramo

em que δ_1 representa o deslocamento axial do pilar P_1 , positivo no sentido ascendente, θ_1 a rotação do nó do pilar P_1 , e v' a distorção do painel.

O momento de inércia de uma Viga V_i é representada por I_i , e o momento de inércia de um pilar P_i é representado por I_{pi} .

Inicia-se o estudo a partir do primeiro tramo para uma determinada elevação genérica. A equação de compatibilidade do deslocamento vertical do ponto central da viga 1 no painel de alma, permite escrever o seguinte:

$$\delta_1 - \theta_1 \frac{a_1}{2} + \frac{q_1 h \left(\frac{a_1}{2}\right)^3}{3EI_1} = \delta_2 - \theta_2 \frac{a_2}{2} - \frac{q_2 h \left(\frac{a_2}{2}\right)^3}{3EI_1} \quad (4.79)$$

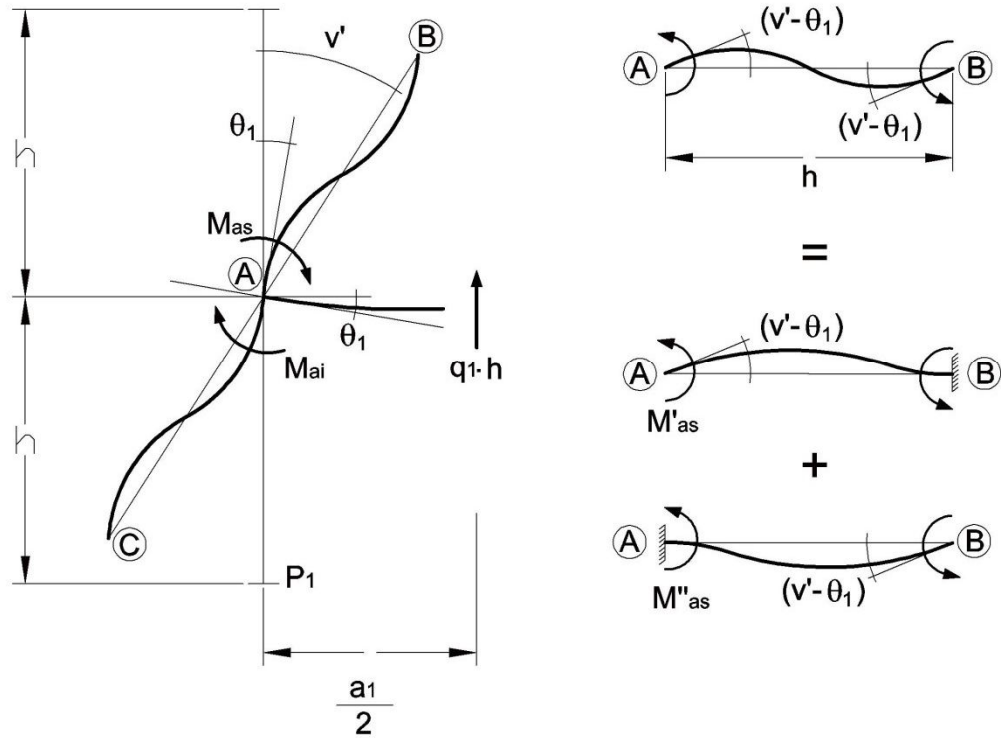


Fig.4.24 – Deformação do pilar P1 devido à distorção [35]

Sendo M_{as} e M_{ai} os momentos gerados no nó A pela distorção v' , estes podem ser determinados com o auxílio da figura 4.24. Assim sendo têm-se:

$$M'_{as} = \frac{4EI_{p1}}{h} (v' - \theta_1) \quad (4.80)$$

$$M''_{as} = \frac{3EI_{p1}}{h} (v' - \theta_1) \quad (4.81)$$

Sendo $M_{as} = M'_{as} + M''_{as}$, obtém-se:

$$M_{as} = \frac{6EI_{p1}}{h} (v' - \theta_1) \quad (4.82)$$

Pelo facto de a altura de dois pisos consecutivos ($2h$), constituir um pequeno trecho de uma estrutura de grande altura, considera-se a rotação dos nós consecutivos do pilar como sendo iguais, ou seja, $M_{as} = M_{ai}$. O momento aplicado no nó A do pilar P_1 , devido ao piso imediatamente abaixo e acima vem:

$$M_a = \frac{12EI_{p1}}{h} (v' - \theta_1) \quad (4.83)$$

Por sua vez, o momento no nó A proveniente do esforço de corte na viga 1, vem:

$$M_a = q_1 h \frac{a_1}{2} \quad (4.84)$$

Igualando as duas equações anteriores, 4.83 e 4.84, obtém-se a equação de equilíbrio à rotação do nó do pilar P_1 .

$$\frac{12EI_{p1}}{h} (v' - \theta_1) = q_1 h \frac{a_1}{2} \quad (4.85)$$

Considerando a rigidez de um determinado pilar i como sendo

$$K_i = \frac{I_{pi}}{h} \quad (4.86)$$

Substituindo fica,

$$12EK_1(v' - \theta_1) = q_1 h \frac{a_1}{2} \quad (4.87)$$

E seguindo o mesmo raciocínio obtêm-se para o pilar P_2 :

$$12EK_2(v' - \theta_2) = q_1 h \frac{a_1}{2} + q_2 h \frac{a_2}{2} \quad (4.88)$$

Substituindo ambas as equações anteriores, 4.87 e 4.88, na equação de compatibilidade do deslocamento vertical, 4.79

$$\begin{aligned} \delta_1 - v' \frac{a_1}{2} + \frac{q_1 h (a_1)^2}{48EK_1} + \frac{q_1 h (a_1)^3}{24EI_1} \\ = \delta_2 + v' \frac{a_1}{2} - \frac{q_1 h (a_1)^2}{48EK_2} - \frac{q_2 h a_1 a_2}{48EK_2} - \frac{q_1 h (a_1)^3}{24EI_1} \end{aligned} \quad (4.89)$$

Simplificando a equação, vem:

$$q_1 \left[\frac{h (a_1)^3}{12EI_1} + \frac{h (a_1)^2}{48EK_1} + \frac{q_1 h (a_1)^2}{48EK_2} \right] + q_2 \left[\frac{h a_1 a_2}{48EK_2} \right] = v' a_1 - \delta_1 + \delta_2 \quad (4.90)$$

Analisa-se agora, para o mesmo painel de alma, o caso genérico para um determinado tramo de viga V_i , para uma elevação genérica i . Considere-se a figura 4.25:

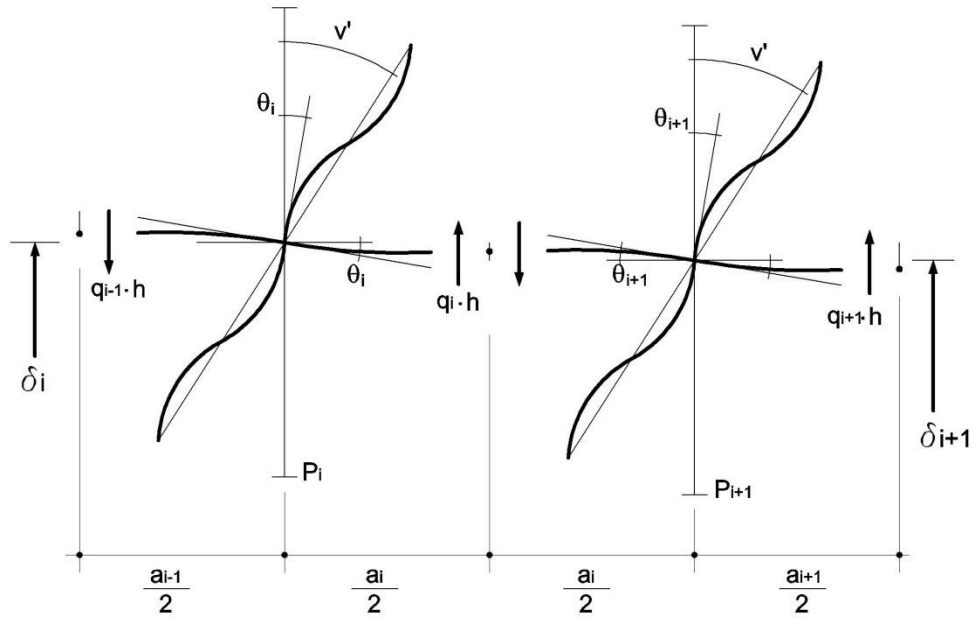


Fig.4.25 – Painei de alma – tramo i

em que δ_i representa o deslocamento axial do pilar P_i , positivo no sentido ascendente, θ_i a rotação do nó do pilar i , e v' a distorção do painel.

A equação de compatibilidade para o deslocamento vertical do ponto central da viga V_i , é:

$$\delta_i - \theta_i \frac{a_i}{2} + \frac{q_i h \left(\frac{a_i}{2}\right)^3}{3EI_i} = \delta_{i+1} - \theta_{i+1} \frac{a_i}{2} - \frac{q_i h \left(\frac{a_i}{2}\right)^3}{3EI_i} \quad (4.91)$$

As equações de equilíbrio para as rotações dos nós dos pilares P_i e P_{i+1} são, respectivamente:

$$12EK_i(v' - \theta_i) = q_{i-1}h \frac{a_{i-1}}{2} + q_i h \frac{a_i}{2} \quad (4.92)$$

$$12EK_{i+1}(v' - \theta_{i+1}) = q_i h \frac{a_i}{2} + q_{i+1}h \frac{a_{i+1}}{2} \quad (4.93)$$

Substituindo ambas as equações anteriores, 4.92 e 4.93, na equação de compatibilidade do deslocamento vertical, 4.91:

$$q_{i-1} \left[\frac{h a_{i-1} a_i}{48EK_i} \right] + q_i \left[\frac{h (a_i)^3}{12EI_i} + \frac{h (a_i)^2}{48EK_i} + \frac{h (a_i)^2}{48EK_{i+1}} \right] + q_{i+1} \left[\frac{h a_{i+1} a_i}{48EK_{i+1}} \right] = v' a_i - \delta_i + \delta_{i+1} \quad (4.94)$$

De forma análoga, ao analisar-se a deformação do painel de alma relativamente à viga próxima do eixo de simetria, V_{n-1} (observar fig. 4.22) obtêm-se a seguinte equação de compatibilidade do deslocamento vertical

$$\delta_{n-1} - \theta_{n-1} \frac{a_{n-1}}{2} + \frac{q_{n-1} h \left(\frac{a_{n-1}}{2} \right)^3}{3EI_{n-1}} = \theta_n \frac{a_{n-1}}{2} - \frac{q_{n-1} h \left(\frac{a_{n-1}}{2} \right)^3}{3EI_{n-1}} \quad (4.95)$$

As equações de equilíbrio às rotações nos nós dos pilares P_n e P_{n-1} são, respectivamente

$$12EK_{n-1}(v' - \theta_{n-1}) = q_{n-2}h \frac{a_{n-2}}{2} + q_{n-1}h \frac{a_{n-1}}{2} \quad (4.96)$$

$$12EK_n(v' - \theta_n) = q_{n-1}h a_{n-1} \quad (4.97)$$

Substituindo ambas as equações anteriores, 4.96 e 4.97, na equação de compatibilidade do deslocamento vertical, 4.95, obtém-se

$$q_{n-2} \left[\frac{h a_{n-2} a_{n-1}}{48EK_{n-1}} \right] + q_{n-1} \left[\frac{h (a_{n-1})^3}{12EI_{n-1}} + \frac{h (a_{n-1})^2}{48EK_{n-1}} + \frac{h (a_{n-1})^2}{24EK_n} \right] = v' a_{n-1} - \delta_{n-1} \quad (4.98)$$

4.6.2.1.2. Estudo das deformações no painel de banzo (direcção x)

Considere-se a figura 4.26, referente ao primeiro tramo do painel de banzo:

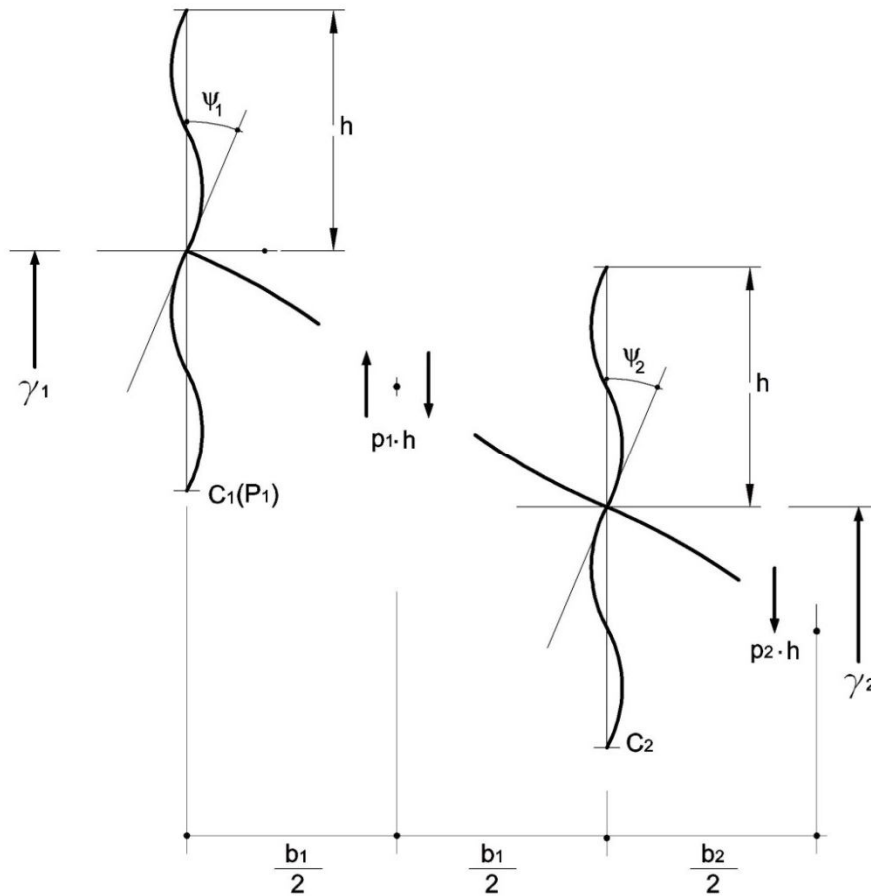


Fig.4.26 – Painel de banzo – Tramo 1

em que γ_1 representa o deslocamento axial do pilar C_1 , positivo no sentido ascendente, φ_1 a rotação do nó do pilar C_1 . A equação de compatibilidade para o deslocamento vertical do ponto médio da viga B_1 é:

$$\gamma_1 - \varphi_1 \frac{b_1}{2} - \frac{p_1 h \left(\frac{b_1}{2}\right)^3}{3EI_1} = \gamma_2 - \varphi_2 \frac{b_1}{2} + \frac{p_1 h \left(\frac{b_1}{2}\right)^3}{3EI_1} \quad (4.99)$$

As equações de equilíbrio da rotação dos nós dos pilares C_1 e C_2 são, respectivamente

$$12EK_1\varphi_1h^3 = p_1h\frac{b_1}{2} \quad (4.100)$$

$$12EK_2\varphi_2h^3 = p_1h\frac{b_1}{2} + p_2h\frac{b_2}{2} \quad (4.101)$$

Por sua vez $\gamma_1 = \delta_1$, uma vez que o pilar P_1 do painel de alma coincide com o pilar C_1 do painel de banzo. Substituindo as equações anteriores na equação 4.99, fica

$$p_1 \left[\frac{hb_1^3}{12EI_1} + \frac{hb_1^2}{48EK_1} + \frac{hb_1^2}{48EK_2} \right] + p_2 \left[\frac{hb_1b_2}{48EK_2} \right] = \delta_1 - \gamma_2 \quad (4.102)$$

Observe-se a figura 4.27, relativa a um tramo i , para uma elevação genérica:

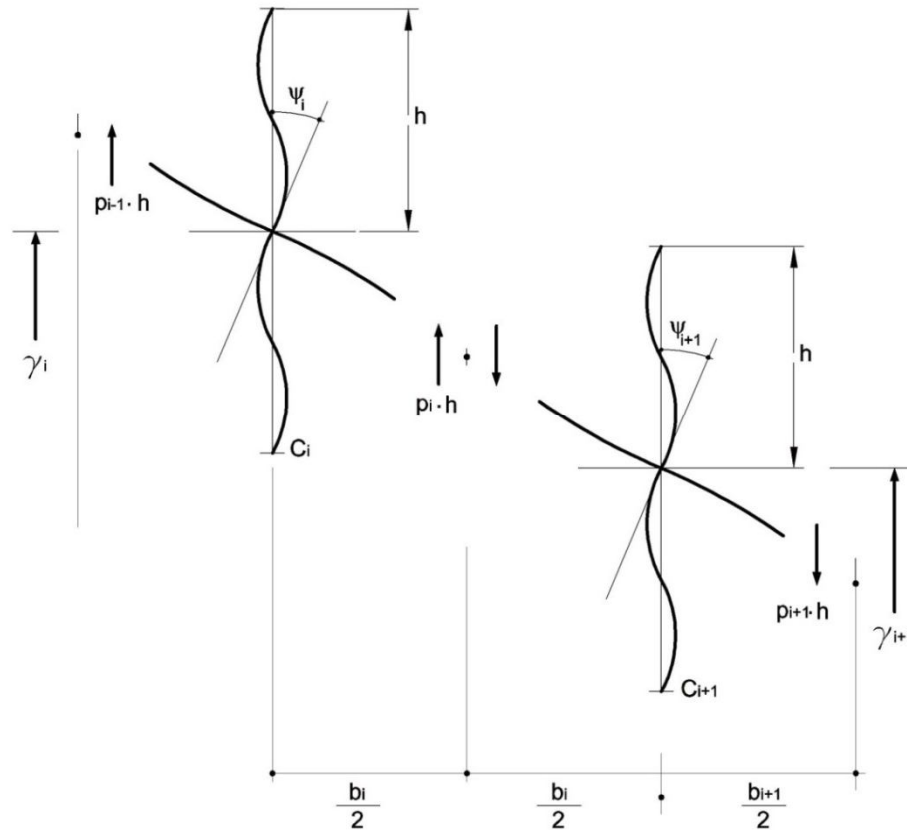


Fig.4.27 – Painel de banzo – Tramo i

em que γ_i representa o deslocamento axial do pilar C_i , positivo no sentido ascendente, φ_i a rotação do nó do pilar C_i .

Obtendo para este caso a equação de compatibilidade do deslocamento vertical do ponto central da viga B_i , e substituindo nesta última as equações de equilíbrio à rotação dos nós dos pilares C_i e C_{i+1} , obtêm-se

$$p_{i-1} \left[\frac{h b_{i-1} b_i}{48EK_i} \right] + p_i \left[\frac{hb_i^3}{12EI_i} + \frac{h b_i^2}{48EK_i} + \frac{h b_i^2}{48EK_{i+1}} \right] + p_{i+1} \left[\frac{h b_i b_{i+1}}{48EK_{i+1}} \right] = \gamma_i - \gamma_{i+1} \quad (4.103)$$

Seguindo o mesmo raciocínio anterior, agora para o deslocamento vertical do ponto central da viga B_{m-1} , obtêm-se a sua equação de compatibilidade

$$p_{m-2} \left[\frac{h b_{m-2} b_{m-1}}{48EK_{m-1}} \right] + p_{m-1} \left[\frac{hb_{m-1}^3}{12EI_{m-1}} + \frac{h b_{m-1}^2}{48EK_{m-1}} \right] = \gamma_{m-1} - \gamma_m \quad (4.104)$$

4.6.2.1.3. Interacção entre os painéis de alma (directão y) e os painéis de banzo (directão x)

As expressões obtidas 4.90,4.94,4.97,4.102,4.103,4.104 constituem um sistema de equações lineares. Utilizando a forma matricial tem-se:

$$[R] \begin{Bmatrix} q_1 \\ q_2 \\ \vdots \\ q_i \\ \vdots \\ q_{n-1} \\ p_1 \\ p_2 \\ \vdots \\ p_i \\ \vdots \\ p_{m-1} \end{Bmatrix} = [S] \begin{Bmatrix} v' \\ \delta_1 \\ \delta_2 \\ \vdots \\ \delta_i \\ \vdots \\ \delta_{n-1} \\ \gamma_2 \\ \vdots \\ \gamma_i \\ \vdots \\ \gamma_m \end{Bmatrix} \quad (4.105)$$

A matriz $[R]$ é uma matriz quadrada de ordem $(n + m - 2)$, e a matriz $[S]$ é uma matriz rectangular, de ordem $(n + m - 2) \times (n + m - 1)$.

4.6.2.1.4. Equilíbrio dos pilares ao esforço axial

Impõe-se agora a condição de equilíbrio ao esforço axial a todos os pilares da estrutura, adoptando como positivo o sentido ascendente (base-topo) para os deslocamentos e como positivos os esforços axiais de tracção. N_i representa a força normal no pilar P_i , F_i representa a força normal no pilar C_i , A_{pi} representa a área da secção transversal do pilar P_i e A_{ci} representa a área da secção transversal do pilar C_i .

Analisa-se primeiramente o pilar de intersecção do plano de alma com o plano de banzo, ou seja $P_1 = C_1$.

O equilíbrio à força normal é expresso através de

$$N_1 + dN_1 - N_1 + q_1 dz - p_1 dz = 0 \quad (4.106)$$

Sabendo, com base na lei de Hooke, que a deformação axial relativa é

$$\varepsilon_i = \frac{N_i}{E A_{pi}} \quad (4.107)$$

Como

$$\varepsilon_i = \frac{d\delta_i}{dz} = \delta'_i \quad (4.108)$$

A força normal num pilar P_i é

$$N_i = E A_{pi} \delta'_i \quad , \quad i = 1, \dots, n-1 \quad (4.109)$$

Derivando obtém-se

$$\frac{dN_i}{dz} = E A_{pi} \delta''_i \quad , \quad i = 1, \dots, n-1 \quad (4.110)$$

Assim sendo, para o caso do pilar P_1 , o equilíbrio à força normal vem expresso

$$E A_{p1} \delta''_1 = p_1 - q_1 \quad (4.111)$$

Seguindo o mesmo procedimento para os restantes pilares do painel de alma, tem-se

$$E A_{pi} \delta''_i = q_{i-1} - q_i \quad , \quad i = 1, \dots, n-1 \quad (4.112)$$

Analisa-se agora o equilíbrio ao esforço axial nos pilares do painel de banzo. De forma semelhante aos painéis de alma, vem

$$F_i = E A_{ci} \gamma'_i \quad , \quad i = 2, \dots, m \quad (4.113)$$

Obtém-se então a expressão que define o equilíbrio ao esforço axial:

$$E A_{ci} \gamma''_i = p_i - p_{i-1} \quad , \quad i = 2, \dots, m \quad (4.114)$$

E para o caso específico do pilar C_m tem-se

$$E A_{cm} \gamma''_m = -2 p_{m-1} \quad (4.115)$$

4.6.2.1.5. Equilíbrio ao esforço transversal

O esforço transversal proveniente da força lateral Q , é absorvida pelos painéis de alma. Sendo esses painéis idênticos, o esforço transversal é dividido em duas partes iguais, cada uma delas actuando num dos painéis de alma. Como para o caso concreto em estudo existe uma dupla simetria, toma-se para análise apenas um quarto da estrutura, e o esforço transversal contabilizado é igualmente um quarto do total. Considerando o esforço transversal actuante num pilar i do painel de alma como Q_{yi} , pode-se escrever:

$$\frac{Q}{4} = Q_{y1} + Q_{y2} + \dots + Q_{yi} + \dots + \frac{Q_{yn}}{2} \quad (4.116)$$

Uma vez que se considerou a existência do ponto de inflexão a meia-altura dos pilares, pode-se descrever o momento, para um determinado pilar i como:

$$M_{yi} = Q_{yi} \frac{h}{2} \quad (4.117)$$

e por sua vez,

$$Q_{yi} = \frac{2 M_{yi}}{h} \quad (4.118)$$

Pelo que para os casos do nó do pilar P_1 , do nó do pilar P_i e do nó do pilar P_n , obtêm-se respectivamente os momentos

$$M_{y1} = \frac{1}{2} \left(q_1 h \frac{a_1}{2} \right) \quad (4.119)$$

$$M_{yi} = \frac{1}{2} \left(q_{i-1} h \frac{a_{i-1}}{2} + q_i h \frac{a_i}{2} \right) \quad , \quad i = 2, \dots, n-1 \quad (4.120)$$

$$M_{yn} = \frac{1}{2} \left(2 q_{n-1} h \frac{a_{n-1}}{2} \right) \quad (4.121)$$

O esforço transversal nos pilares vem

$$Q_{y1} = \frac{1}{2} (q_1 a_1) \quad (4.122)$$

$$Q_{yi} = \frac{1}{2} (q_{i-1} a_{i-1} + q_i a_i) \quad , \quad i = 2, \dots, n-1 \quad (4.123)$$

$$Q_{yn} = q_{n-1} a_{n-1} \quad (4.124)$$

A equação de equilíbrio relativa ao esforço transversal de um quarto da estrutura fica:

$$\frac{Q}{4} = q_1 a_1 + q_2 a_2 + \dots + q_i a_i + \dots + q_{n-1} a_{n-1} \quad (4.125)$$

4.6.2.1.6. Equação diferencial para a estrutura tubular

Depois de se obter as equações de equilíbrio respeitantes ao esforço axial e ao esforço transversal, chega-se a um sistema de equações que pode ser descrito da seguinte forma matricial:

$$[G] \begin{Bmatrix} v''' \\ \delta_1'' \\ \delta_2'' \\ \vdots \\ \delta_i'' \\ \vdots \\ \delta_{n-1}'' \\ \gamma_2'' \\ \gamma_3'' \\ \vdots \\ \gamma_i'' \\ \vdots \\ \gamma_m'' \end{Bmatrix} + [H] \begin{Bmatrix} q_1 \\ q_2 \\ \vdots \\ q_i \\ \vdots \\ q_{n-1} \\ p_1 \\ p_2 \\ \vdots \\ p_i \\ \vdots \\ p_{m-1} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} Q/4 \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (4.126)$$

sendo a matriz $[G]$ quadrada, de ordem $(n + m - 1)$, com todos os elementos nulos à excepção da diagonal principal, a partir da sua segunda linha e segunda coluna, que são iguais à unidade. A matriz $[H]$ é uma matriz rectangular, de ordem $(n + m - 1) \times (n + m - 2)$.

Considere-se ainda os seguintes vectores:

$$\{U\} = \begin{Bmatrix} v' \\ \delta_1 \\ \delta_2 \\ \vdots \\ \delta_i \\ \vdots \\ \delta_{n-1} \\ \gamma_2 \\ \vdots \\ \gamma_i \\ \vdots \\ \gamma_m \end{Bmatrix} \quad ; \quad \{C\} = \begin{Bmatrix} Q/4 \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \end{Bmatrix}$$

Através da equação anterior, 4.126, definidora da relação entre o painel de alma e o painel de banzo, fica:

$$\begin{Bmatrix} q_1 \\ q_2 \\ \vdots \\ q_i \\ \vdots \\ q_{n-1} \\ p_1 \\ p_2 \\ \vdots \\ p_i \\ \vdots \\ p_{m-1} \end{Bmatrix} = [R]^{-1}[S]\{U\} \quad (4.127)$$

Através da equação 4.127, obtêm-se o esforço transversal distribuído ao longo da altura do edifício.

Utilizando a equação 4.127 e substituindo em 4.126, obtém-se:

$$[G]\{U''\} + [H][R]^{-1}[S]\{U\} = \{C\} \quad (4.128)$$

E fazendo ainda

$$[T] = [H][R]^{-1}[S] \quad (4.129)$$

obtém-se

$$[G]\{U''\} + [T]\{U\} = \{C\} \quad (4.130)$$

Esta última expressão resume o sistema de equações diferenciais que permitem obter, através da sua resolução, os deslocamentos para uma determinada altura do edifício, e consequentemente os esforços axiais nos pilares e os esforços de corte para essa mesma altura. O procedimento é o mesmo para qualquer altura do edifício para a qual se pretenda obter deslocamentos e esforços.

4.6.2.1.7. Contabilização das juntas (carácter macroscópico do nó)

Na exposição anterior não se levou em conta a influência das juntas, isto é, do carácter macroscópico do nó, de forma a simplificar essa exposição. No entanto podem ser introduzidas nas expressões de forma a serem contabilizadas no método do meio contínuo. As juntas são as regiões formadas pela intersecção entre pilares e vigas, quando as ligações entre estes elementos estruturais são rígidas. Estas, para o caso concreto das estruturas tubulares, são normalmente muito grandes, em comparação com o comprimento das barras, e como não apresentam as mesmas deformações por flexão dos comprimentos livres das vigas e pilares, uma vez que se comportam praticamente como corpos rígidos, devem ser devidamente consideradas no cálculo deste tipo de estruturas, de forma a obter resultados mais precisos. “As juntas devem ser levadas em consideração na análise estrutural

especialmente quando a largura dos pilares ou a altura das vigas for superior a cerca de 15 por cento do espaçamento entre os pilares ou da altura dos andares, respectivamente” [22,17].

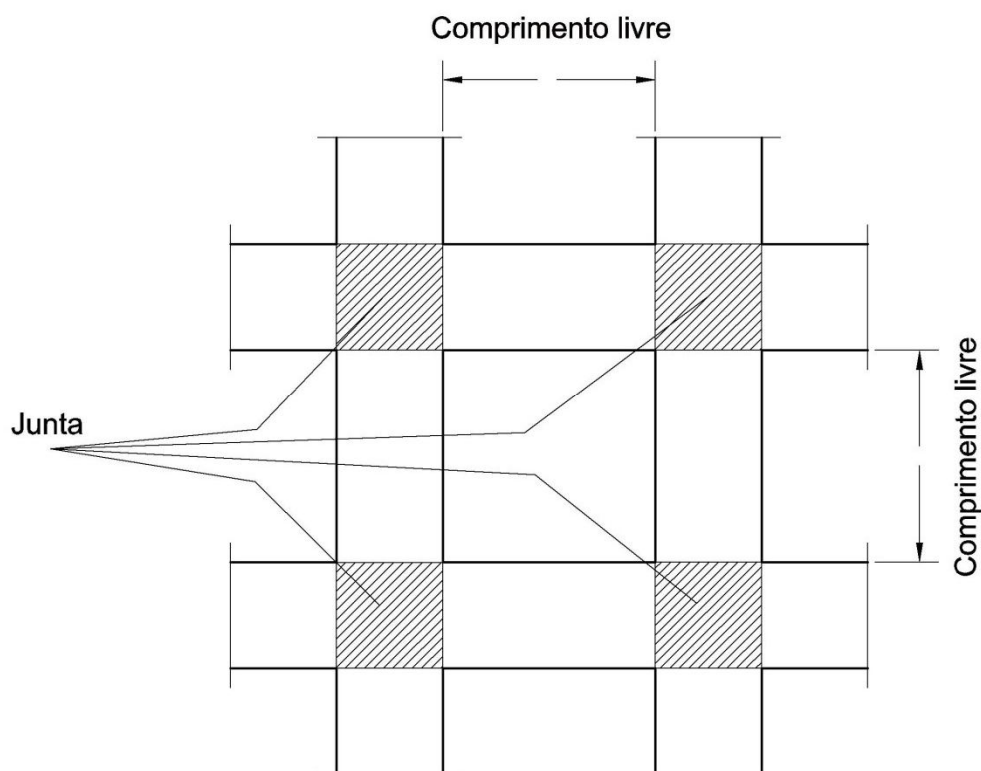


Fig.4.28 – Definição de junta – efeito da macroscopia do nó

4.6.2.1.8. Número par de pilares nos painéis

A análise anterior foi desenvolvida tendo como base uma estrutura tubular contendo nos seus painéis, de alma (direcção y) e de Banzo (direcção x), um número ímpar de pilares. O mesmo raciocínio pode ser desenvolvido para estruturas tubulares que apresentem um número par de pilares nos seus painéis, de forma a obter-se as respectivas equações de compatibilidade que permitem a aplicação do método do meio contínuo.

4.6.2.2. Estrutura tubular submetida à torção

Estudando agora o caso de uma estrutura tubular submetida à torção, utiliza-se uma estrutura semelhante à anterior, de forma a ser possível aproveitar as considerações anteriores. A figura 4.29 é representativa da estrutura que serve de base a esta análise. O eixo $Oxyz$ tem origem na base da estrutura e coincide com o centro de torção. O momento de torção que solicita a estrutura numa determinada altura, será positivo no sentido horário e é representado por M_t . A denominação dos painéis é a seguinte: painéis de direcção x para os painéis paralelos ao eixo Ox e painéis de direcção y para os painéis paralelos ao eixo Oy .

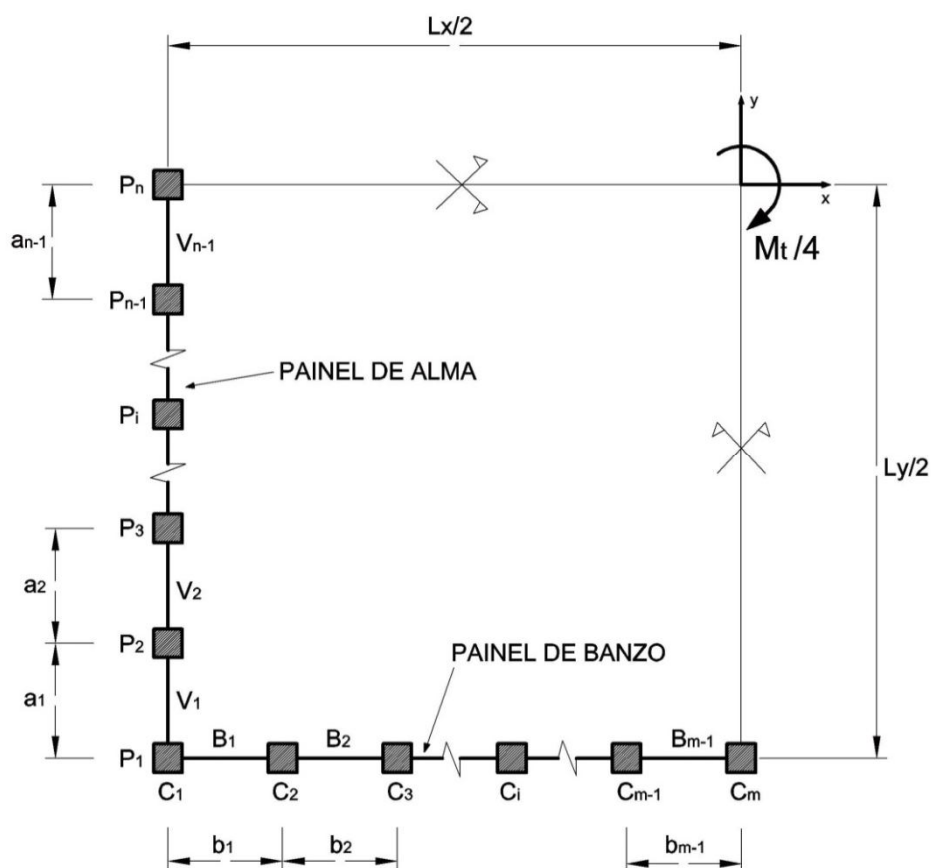


Fig. 4.29 – Parte representativa da estrutura - planta

O momento torçor, aplicado numa determinada altura do edifício, introduz forças de corte, Q_x e Q_y , como se pode vêr na figura 4.30. O momento torçor poder ser descrito como sendo

$$M_t = Q_x L_y + Q_y L_x \quad (4.131)$$

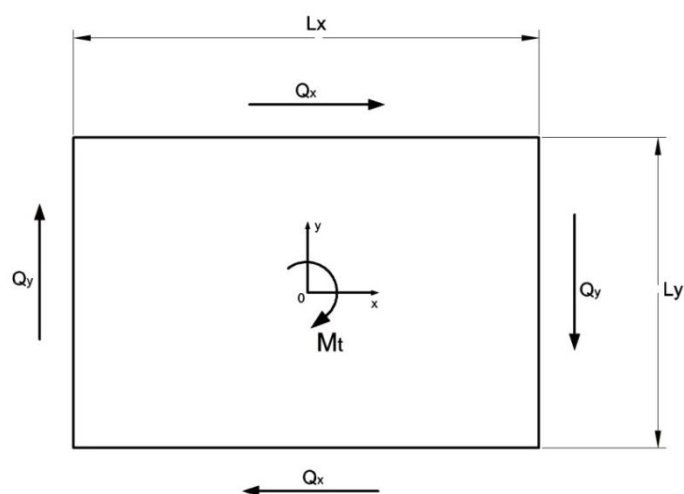


Fig.4.30 – Forças de corte nos painéis

4.6.2.2.1. Estudo das deformações do painel de direcção y

O estudo das deformações causadas pela força de corte Q_y é idêntico ao desenvolvido anteriormente para os painéis de alma submetidos à flexão, pelo que as equações de compatibilidade serão as mesmas obtidas anteriormente.

4.6.2.2.2. Estudo das deformações do painel de direcção x

Relativamente ao estudo das deformações causadas pelo momento torçor através da força de corte Q_x , considere-se a figura 4.31, relativa ao primeiro tramo do painel, em que γ_1 representa o deslocamento axial do pilar C_1 , positivo no sentido ascendente, e u' a distorção do painel.

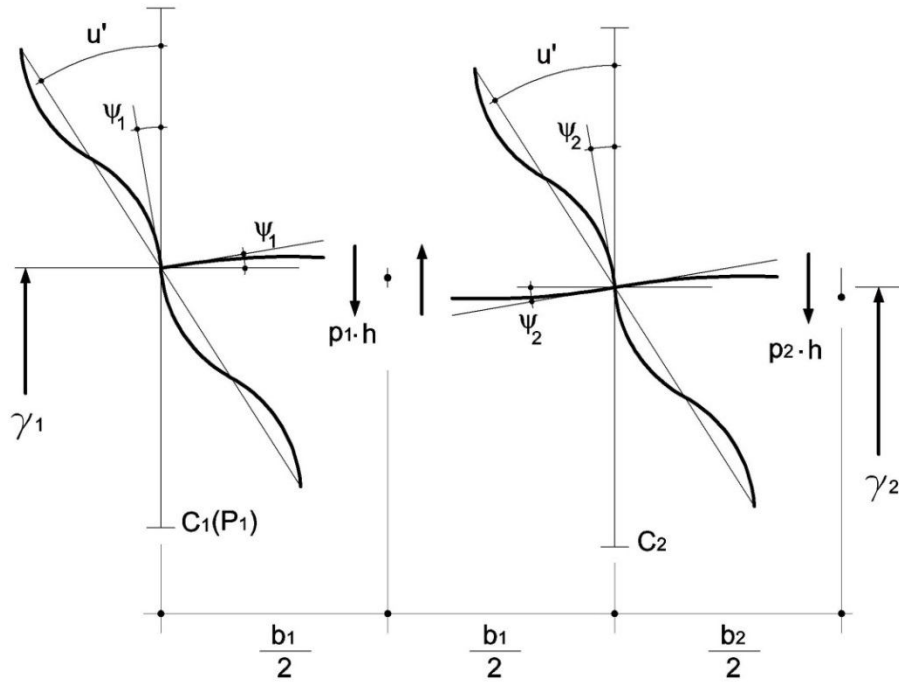


Fig.4.31 – Painel de direcção x – 1º tramo

A equação de compatibilidade para o deslocamento do ponto central da viga V_1 , é

$$\gamma_1 + \varphi_1 \frac{b_1}{2} - \frac{p_1 h \left(\frac{b_1}{2}\right)^3}{3EI_1} = \gamma_2 - \varphi_2 \frac{b_1}{2} + \frac{p_1 h \left(\frac{b_1}{2}\right)^3}{3EI_1} \quad (4.132)$$

As equações de equilíbrio à rotação dos nós dos pilares C_1 e C_2 são, respectivamente

$$12EK_1(u' - \varphi_1) = p_1 h \frac{b_1}{2} \quad (4.133)$$

$$12EK_2(u' - \varphi_2) = p_1 h \frac{b_1}{2} + p_2 h \frac{b_2}{2} \quad (4.134)$$

e uma vez que C_1 e P_1 são coincidentes, $\gamma_1 = \delta_1$.

Substituindo as equações anteriores na equação 4.132, fica

$$p_1 \left[\frac{hb_1^3}{12EI_1} + \frac{hb_1^2}{48EK_1} + \frac{hb_1^2}{48EK_2} \right] + p_2 \left[\frac{hb_1b_2}{48EK_2} \right] = u'b_1 + \delta_1 - \gamma_2 \quad (4.135)$$

Observe-se a figura 4.32, relativa a um tramo i , para uma elevação genérica:

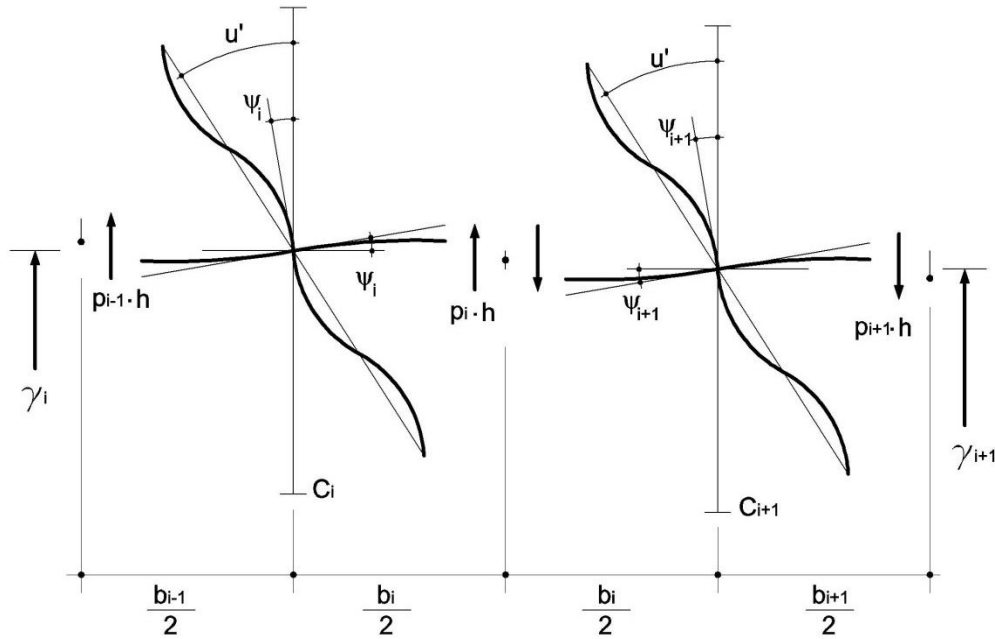


Fig. 4.32 – Painel de direção x – tramo i

em que γ_i representa o deslocamento axial do pilar C_i , positivo no sentido ascendente, φ_i a rotação do nó do pilar C_i . Obtendo para este caso a equação de compatibilidade do deslocamento vertical do ponto central da viga B_i , e substituindo nesta última as equações de equilíbrio à rotação dos nós dos pilares C_i e C_{i+1} , obtém-se

$$p_{i-1} \left[\frac{hb_{i-1}b_i}{48EK_i} \right] + p_i \left[\frac{hb_i^3}{12EI_i} + \frac{hb_i^2}{48EK_i} + \frac{hb_i^2}{48EK_{i+1}} \right] + p_{i+1} \left[\frac{hb_ib_{i+1}}{48EK_{i+1}} \right] = u'b_i + \gamma_i - \gamma_{i+1} \quad (4.136)$$

Seguindo o mesmo raciocínio anterior, agora para o deslocamento vertical do ponto central da viga B_{m-1} , obtém-se a sua equação de compatibilidade

$$p_{m-2} \left[\frac{hb_{m-2}b_{m-1}}{48EK_{m-1}} \right] + p_{m-1} \left[\frac{hb_{m-1}^3}{12EI_{m-1}} + \frac{hb_{m-1}^2}{48EK_{m-1}} + \frac{hb_{m-1}^2}{24EK_m} \right] = u'b_{m-1} + \gamma_{m-1} \quad (4.137)$$

4.6.2.2.3. Interação entre o painel de direcção y e o painel de direcção x

Considere-se a figura 4.33, onde está representado um diafragma genérico ao qual está aplicado um momento torçor M_t , que provoca uma rotação ϕ em torno do eixo 0Z.

Sendo ϕ o ângulo de rotação do diafragma tem-se:

$$\begin{aligned} v &= \frac{L_x}{2} \phi & ; & & v' &= \frac{L_x}{2} \phi' \\ u &= \frac{L_y}{2} \phi & ; & & u' &= \frac{L_y}{2} \phi' \end{aligned}$$

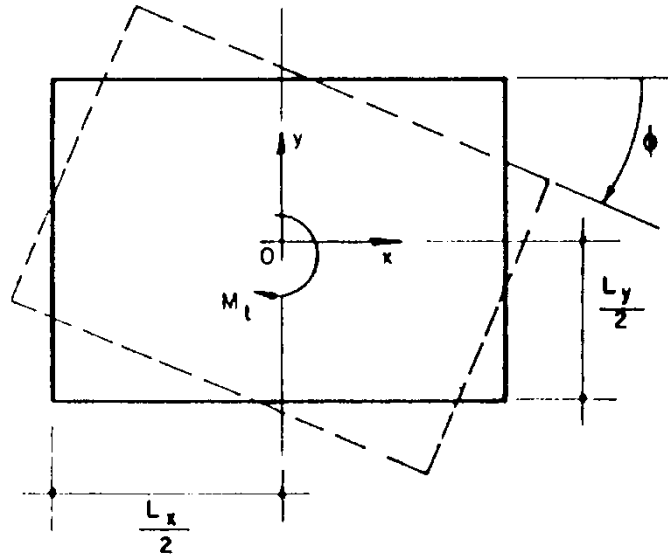


Fig.4.33 – Rotação de um diafragma genérico

Utilizando as diversas expressões obtidas anteriormente, 4.90, 4.94, 4.97, 4.135, 4.136, 4.137 e utilizando a notação matricial, podemos descrever o sistema de equações lineares da seguinte forma:

$$[R] \begin{Bmatrix} q_1 \\ q_2 \\ \vdots \\ q_i \\ \vdots \\ q_{n-1} \\ p_1 \\ p_2 \\ \vdots \\ p_i \\ \vdots \\ p_{m-1} \end{Bmatrix} = [S] \begin{Bmatrix} v' \\ \delta_1 \\ \delta_2 \\ \vdots \\ \delta_i \\ \vdots \\ \delta_{n-1} \\ \gamma_2 \\ \vdots \\ \gamma_i \\ \vdots \\ \gamma_m \end{Bmatrix} \quad (4.138)$$

ou seja, um sistema de equações onde as matrizes $[R]$ e $[S]$ são ambas matrizes quadradas de ordem $(n + m - 2)$. Os coeficientes que constituem a matriz são obviamente obtidos a partir das expressões de equilíbrio descritas anteriormente.

4.6.2.2.4. Equilíbrio dos pilares ao esforço axial

Relativamente ao estudo do equilíbrio dos pilares ao esforço axial, é válido e estudo descrito em 4.6.2.1.4., existindo apenas a excepção do pilar C_m . De facto, para o caso em estudo de uma estrutura apenas sujeita à torção, esse pilar não é solicitado para resistir ao esforço axial, podendo por isso ser dispensado da análise. As equações obtidas anteriormente podem ainda ser reescritas da seguinte forma:

$$\delta_1'' - \frac{P_1}{E A_{p1}} + \frac{q_1}{E A_{p1}} = 0 \quad (4.139)$$

$$\delta_i'' - \frac{Q_{i-1}}{E A_{pi}} + \frac{q_i}{E A_{pi}} = 0 \quad , \quad i = 2, \dots, n-1 \quad (4.140)$$

$$\gamma_i'' + \frac{p_{i-1}}{E A_{ci}} + \frac{p_i}{E A_{pi}} = 0 \quad , \quad i = 2, \dots, m-1 \quad (4.141)$$

onde A_{pi} representa a área da secção transversal do pilar P_i , e A_{ci} representa a área da secção transversal C_i . O pilar P_n também não é solicitado pela força axial, uma vez que se situa no eixo de simetria 0x.

4.6.2.2.5. Equação de equilíbrio à torção

De acordo com a figura 4.30, Q_x e Q_y são as forças de corte que actuam nos painéis, para uma altura qualquer do edifício. Como o edifício apresenta dupla simetria será apenas analisada uma quarta parte da estrutura. Desta forma $Q_y/2$ e $Q_x/2$, são as forças de corte que actuam em cada metade dos painéis de direcção y e x, respectivamente. As forças de corte nos pilares são, por sua vez representadas por Q_{yi} e Q_{xi} , respectivamente, quer se trate dos pilares que constituem o painel de direcção y, P_i , ou o painel de direcção x, C_i . Os pilares P_n e C_m são cortados ao meio pelos eixos de simetria. Escreve-se então que

$$\frac{Q_y}{2} = Q_{y1} + Q_{y2} + \dots + Q_{yi} + \dots + \frac{Q_{yn}}{2} \quad (4.142)$$

$$\frac{Q_x}{2} = Q_{x1} + Q_{x2} + \dots + Q_{xi} + \dots + \frac{Q_{xm}}{2} \quad (4.143)$$

Uma vez que o momento torçor aplicado é de apenas um quarto do total pode-se escrever, utilizando a equação 4.131:

$$\frac{M_t}{4} = \frac{Q_x}{2} \frac{L_y}{2} + \frac{Q_y}{2} \frac{L_x}{2} \quad (4.144)$$

Utilizando as expressões 4.142 e 4.143 fica

$$\frac{M_t}{4} = (Q_{y1} + Q_{y2} + \dots + Q_{yi} + \dots + \frac{Q_{yn}}{2}) \frac{L_x}{2} + (Q_{x1} + Q_{x2} + \dots + Q_{xi} + \dots + \frac{Q_{xm}}{2}) \frac{L_y}{2} \quad (4.145)$$

Como se considera a hipótese de momento nulo na meia altura dos pilares, o momento flector nos nós dos pilares P_i e C_i , vem

$$M_{yi} = Q_{yi} \frac{h}{2}, \quad i = 1, \dots, n \quad (4.146)$$

$$M_{xi} = Q_{xi} \frac{h}{2}, \quad i = 1, \dots, m \quad (4.147)$$

O esforço de corte nos pilares vem então

$$Q_{yi} = \frac{2M_{yi}}{h}, \quad i = 1, \dots, n \quad (4.148)$$

$$Q_{xi} = \frac{2M_{xi}}{h}, \quad i = 1, \dots, m \quad (4.149)$$

Através do equilíbrio ao momento flector nos nós dos pilares, e tendo em conta a hipótese de momento nulo nos pontos médios das vigas, obtêm-se as expressões

$$M_{y1} = \frac{1}{2} \left(q_1 h \frac{a_1}{2} \right) \quad (4.150)$$

$$M_{yi} = \frac{1}{2} \left(q_{i-1} h \frac{a_{i-1}}{2} + q_i h \frac{a_i}{2} \right), \quad i = 2, \dots, n-1 \quad (4.151)$$

$$M_{yn} = \frac{1}{2} \left(2 q_{n-1} h \frac{a_{n-1}}{2} \right) \quad (4.152)$$

$$M_{x1} = \frac{1}{2} \left(p_1 h \frac{b_1}{2} \right) \quad (4.153)$$

$$M_{xi} = \frac{1}{2} \left(p_{i-1} h \frac{b_{i-1}}{2} + p_i h \frac{b_i}{2} \right), \quad i = 2, \dots, m-1 \quad (4.154)$$

$$M_{xn} = \frac{1}{2} \left(2 p_{m-1} h \frac{b_{m-1}}{2} \right) \quad (4.155)$$

Substituindo estas expressões em 4.145 obtém-se a equação de equilíbrio à torção, relativa a um quarto da estrutura:

$$\frac{M_t}{4} = (q_1 a_1 + \dots + q_i a_i + \dots + q_{n-1} a_{n-1}) \frac{L_x}{2} + (p_1 b_1 + \dots + p_i b_i + \dots + p_{m-1} b_{m-1}) \frac{L_y}{2} \quad (4.156)$$

4.6.2.2.6. Equação diferencial

Da mesma forma que em 4.6.2.1.6., agora para o caso de um edifício tubular submetido à torção pode-se escrever, usando notação matricial, a seguinte expressão :

$$[G]\{U''\} + [T]\{U\} = \{C\} \quad (4.157)$$

onde

$$[T] = [H][R]^{-1}[S] \quad (4.158)$$

Sendo a matriz $[G]$ uma matriz quadrada de ordem $(n + m - 2)$, $[H]$ uma matriz quadrada de ordem $(n + m - 2)$. Os vectores $\{U\}$ e $\{C\}$ são os seguintes:

$$\{U\} = \begin{pmatrix} \phi' \\ \delta_1 \\ \delta_2 \\ \vdots \\ \delta_i \\ \vdots \\ \delta_{n-1} \\ \gamma_2 \\ \vdots \\ \gamma_i \\ \vdots \\ \gamma_{m-1} \end{pmatrix} ; \quad \{C\} = \begin{pmatrix} M_t/4 \\ 0 \\ \vdots \\ \vdots \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \\ 0 \\ \vdots \\ \vdots \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \end{pmatrix}$$

A expressão matricial 4.157 representa um sistema de equações diferenciais, que após a sua resolução permite obter os deslocamentos para uma determinada altura do edifício, através de $\{U\}$, e consequentemente os esforços para essa mesma altura.

4.6.2.3. Tratamento matemático

Depois de estabelecido o sistema de equações diferenciais, este pode ser facilmente transformado pelo método das diferenças finitas, num grande sistema de equações lineares a ser resolvido, a título de exemplo, pelo processo de “Gauss-Jordan”, chegando-se desta maneira aos deslocamentos axiais δ_i e γ_i e às distorções v' para as várias alturas em causa, ou no caso da torção a primeira derivada da rotação ϕ' .

Para se obter a rotação do edifício, ϕ , para as alturas analisadas, integra-se numericamente os valores de ϕ' , através da utilização, a título de exemplo da regra dos trapézios.

Para se obterem os deslocamentos laterais do edifício v , nas alturas analisadas, deve-se integrar numericamente os valores da distorção, o que pode ser feito através da utilização da regra dos trapézios.

Para a obtenção dos esforços axiais dos pilares em ambos os painéis, será necessário conhecer os valores da primeira derivada dos deslocamentos axiais, através do método das diferenças finitas.

Os esforços de corte distribuídos, q_i e p_i , obtêm-se a partir de 4.127, ou no caso da torção, de equação equivalente. Para a obtenção dos esforços de corte nas vigas, é necessário multiplicar estes esforços pela altura de influência de cada viga, cujo valor é sempre h , com excepção do último piso, em que é $h/2$, ou do caso das vigas hipotéticas, situadas na base do edifício. A avaliação dos esforços de corte nestas últimas é importante porque permite avaliar o momento flector na base do pilar.

Na aplicação do método das diferenças finitas, o valor da derivada de uma função em determinado ponto é obtido tendo como base os valores conhecidos da função em alguns pontos vizinhos, pelo que se pode constatar, que para as extremidades da estrutura será necessário adicionar pontos fictícios fora da estrutura. Assim sendo, neste caso concreto, tem que se introduzir dois pontos fictícios, um no topo da estrutura, e outro abaixo da base, para se conseguir obter resultados para o topo e a base. Quanto maior o número de pontos utilizados, maior será a precisão dos resultados. No entanto o número de incógnitas também será maior.

4.6.3. OUTROS SISTEMAS ESTRUTURAIS

Para além da estrutura tubular básica, a técnica do meio contínuo pode ser aplicada a outras variações do sistema estrutural, como são exemplo sistemas estruturais que combinam painéis pórticos com painéis parede, ou estruturas contendo núcleo interno. As diversas variantes do sistema estrutural apresentam comportamentos distintos quando sujeitos à acção do vento ou à acção sísmica, e é de todo o interesse fazer uma análise comparativa entre as diversas variantes do sistema tubular, assinaladas acima.

No documento “Investigação Multisectorial sobre Instabilidade Estrutural no C.E.D.E.C da F.E.U.P.”[20], da autoria do professor Rui Carneiro de Barros, e datado de 1999, encontra-se uma análise comparativa do desempenho de várias soluções de esqueletos estruturais resistentes, e que será descrita com pormenor mais à frente, no presente capítulo. Os resultados que dão origem à análise comparativa são obtidos a partir de programas em Fortran, desenvolvidos para a consideração da flexo-torção na análise de edifícios altos. Ambos os programas utilizam a técnica do meio contínuo. Esses programas são o FLXTOR-1.for [23] e FLXTOR-2.for [24].

Como exemplo de aplicação e análise comparativa do desempenho de várias soluções de esqueletos estruturais resistentes, considera-se no referido documento um edifício com 60 metros de altura, de 20 pisos, em betão armado, de planta rectangular (18 m x 12 m), com dois eixos de simetria, conforme representado nas figuras 4.34 e 4.35. Na figura 4.34 os pilares são supostos de secção 30x30 cm^2 , com a excepção dos pilares de canto, de secção 40x40 cm^2 . As vigas são supostas de dimensões 20x40 cm^2 , e com vãos teóricos de 3 m e 2 m respectivamente segundo as direcções x e y . No que diz respeito ao núcleo central, considera-se que as suas paredes (6 m x 4 m) têm a espessura de 10 cm, e uma abertura central de 2 metros.

No esquema variante representado na figura 4.35, o pórtico segundo y é substituído por paredes periféricas resistentes com 15 cm de espessura.

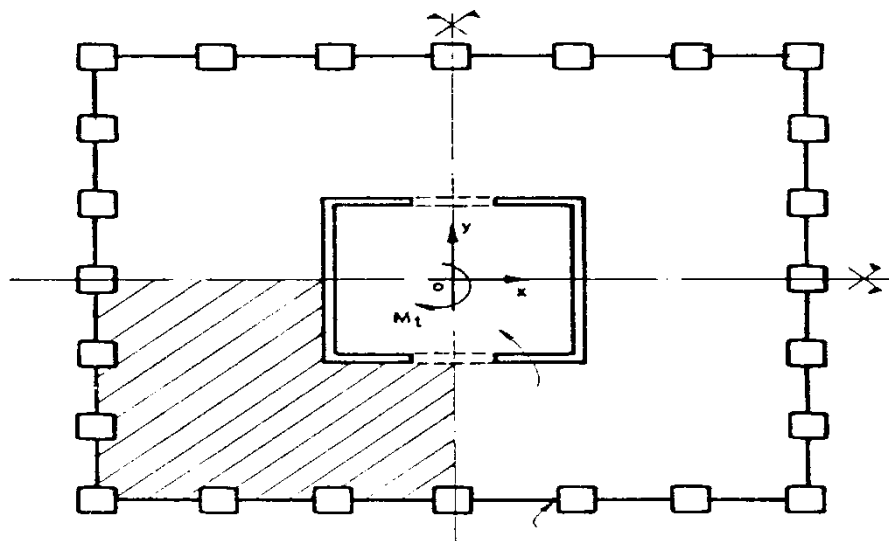


Fig.4.34 – Pórticos exteriores segundo x e y, e núcleo interior resistente – adaptada de [20]

Para o esquema representado na figura 4.34 estudam-se comparativamente as seguintes situações:

- 1) Pórticos segundo x e y (sem núcleo central);
- 2) Pórticos segundo x e y, e núcleo sem lintéis de reforço;
- 3) Pórticos segundo x e y, e núcleo central com lintéis de reforço (10 cm x 30 cm).

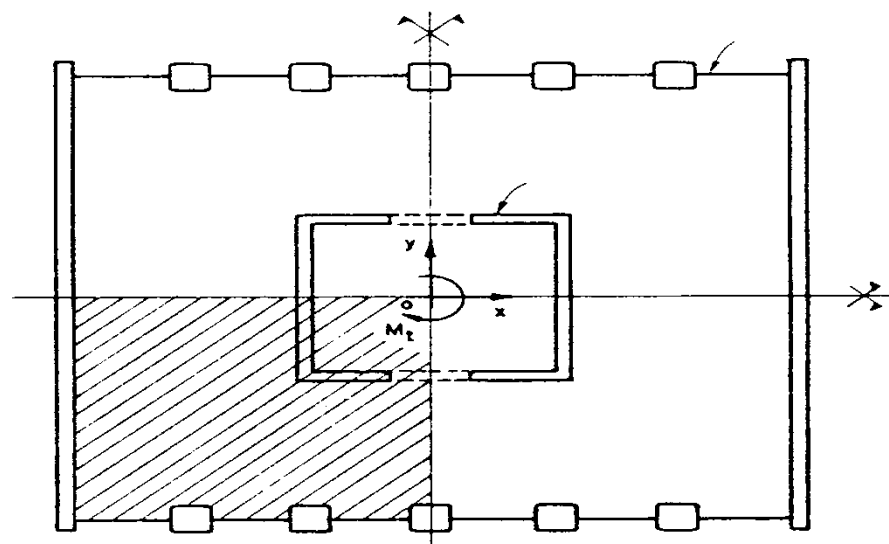


Fig.4.35 – Pórtico segundo x, parede segundo y e núcleo interior resistente – adaptada de [20]

Para o esquema representado na figura 4.35 estudam-se comparativamente as seguintes situações:

- 4) Pórtico segundo x, parede segundo y (sem núcleo central);
- 5) Pórtico segundo x, parede segundo y, e núcleo central sem lintéis de reforço;

6) Pórtico segundo x, parede segundo y, e núcleo central com lintéis de reforço (10 cm x 30 cm).

Apresentam-se de seguida os resultados obtidos da análise comparativa, sendo que a cada série corresponde um dos pontos referidos atrás.

A figura 4.36 representa comparativamente a distribuição em altura da rotação dos diafragmas, ou lajes de piso. As figuras 4.37, 4.38 e 4.39 representam comparativamente a distribuição em altura dos esforços axiais no primeiro pilar segundo x, bem como dos esforços transversos e momentos flectores de determinados elementos resistentes.

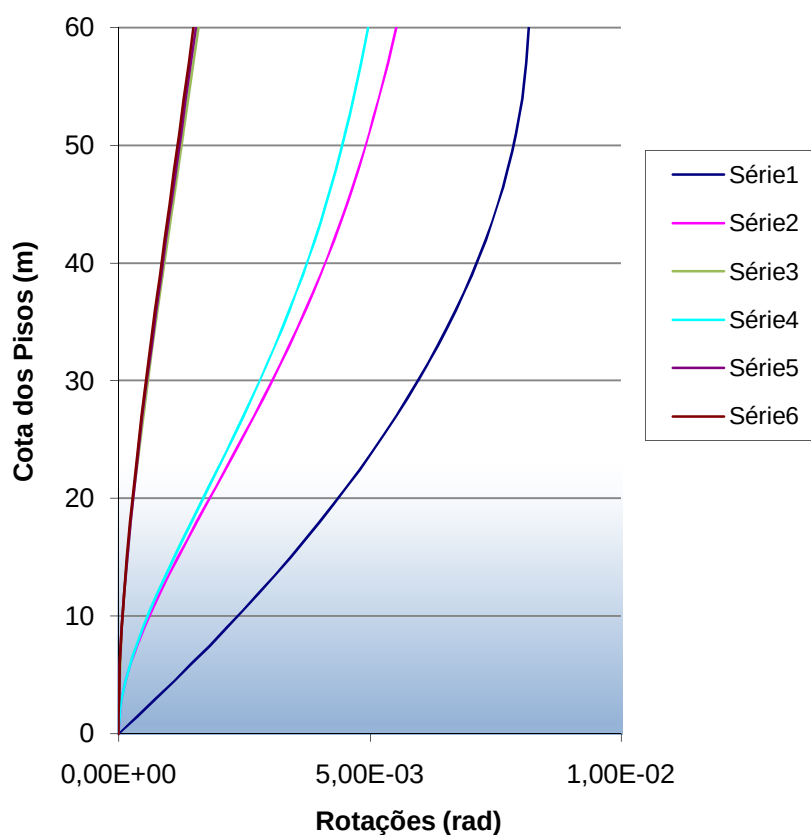


Fig.4.36 – Rotação dos diafragmas (lajes) para os 6 esquemas estruturais resistentes – adaptada de [20]

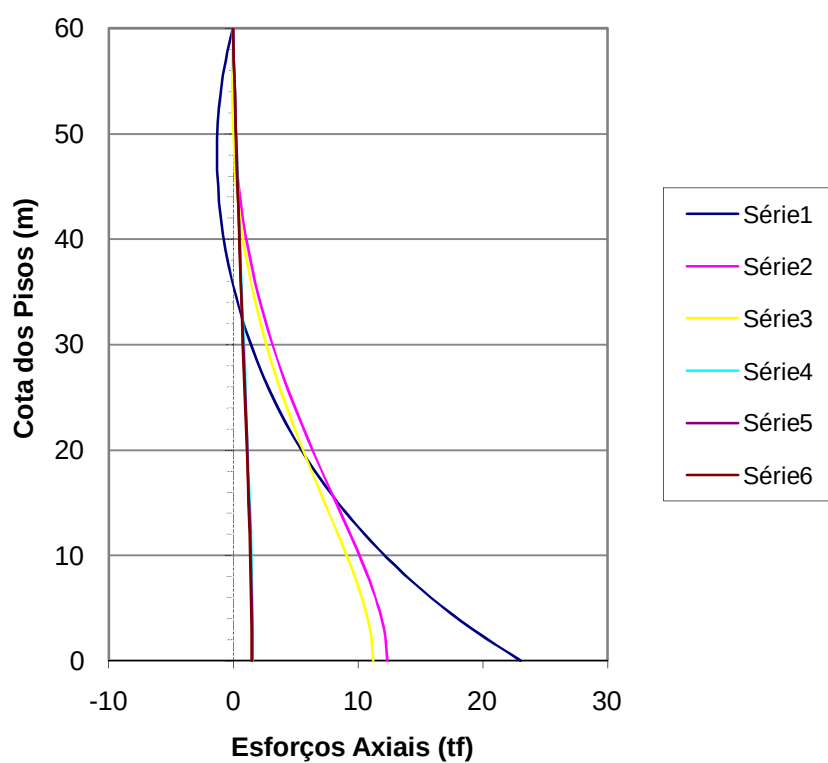


Fig.4.37 – Esforços axiais nos primeiros pilares segundo xx, nos 6 esquemas estruturais resistentes – adaptada de [20]

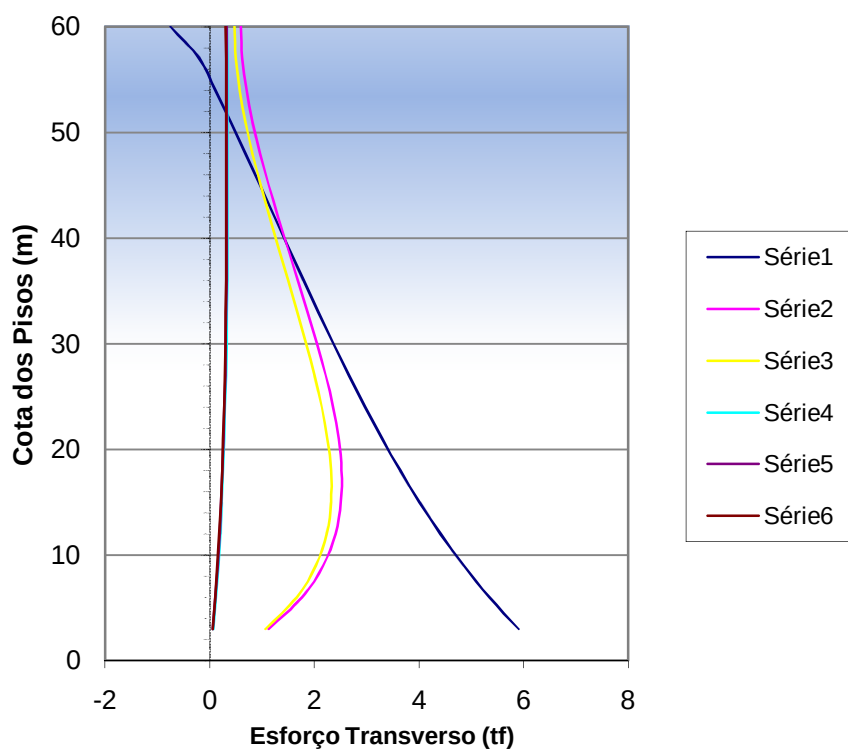


Fig.4.38 – Esforços transversos nas primeiras vigas segundo xx, nos 6 esquemas estruturais resistentes – adaptada de [20]

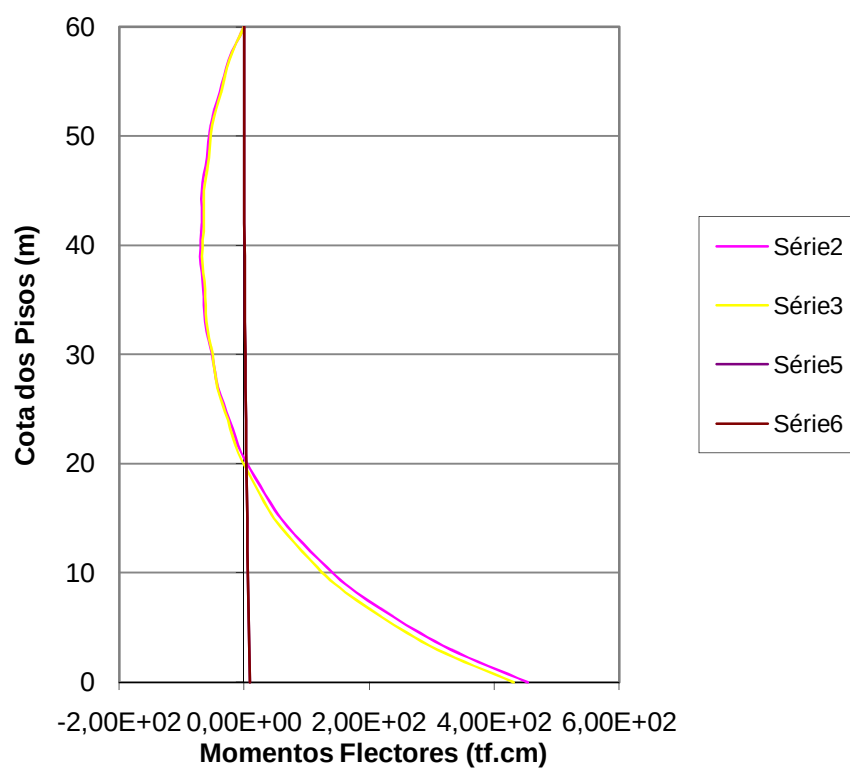


Fig.4.39 – Momentos flectores da parede do núcleo segundo xx, para 4 esquemas estruturais resistentes – adaptada de [20]

4.7. ESTABILIDADE DE EDIFÍCIOS ALTOS

O contínuo aumento da altura dos edifícios e a procura constante pela optimização da sua eficiência estrutural levaram a uma redução das reservas de rigidez, o que por sua vez interfere na sua estabilidade.

Ao examinar a estabilidade de um edifício, para além de examinar todos os seus elementos individualmente, deve ser também examinada a estabilidade do edifício no seu todo. É esse comportamento típico de edifícios em altura que irá ser objecto de desenvolvimento.

O comportamento de um edifício alto assemelha-se ao comportamento de uma coluna em consola, no entanto, enquanto um pilar em consola funciona essencialmente à flexão, um edifício alto pode ter uma componente de esforço transversal elevada e mesmo dominante. Como consequência o edifício pode ter como factores de instabilidade a flexão, o esforço transversal, ou uma combinação dos dois.

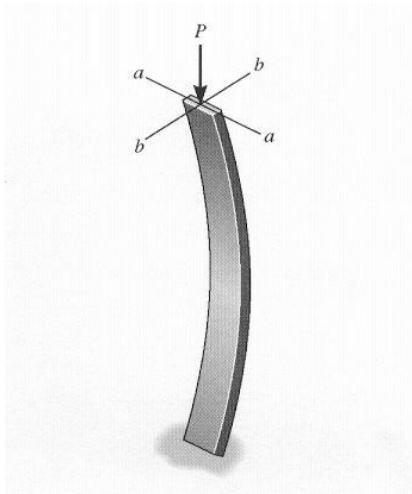
As cargas gravíticas aplicadas a um edifício alto, normalmente e por si só, não são suficientes para criar instabilidade, e o colapso é uma hipótese bastante remota. O mesmo já não se pode afirmar relativamente aos efeitos de 2ª ordem dessas mesmas forças gravíticas ou seja, a aplicação de forças gravíticas em elementos que sofreram deslocamentos horizontais devidos às acções horizontais. A excentricidade do ponto de aplicação das acções verticais leva a ainda maiores deslocamentos e ao aumento dos momentos. Num caso extremo, o efeito p-delta pode mesmo levar ao colapso da estrutura. Podemos então aferir da importância, no dimensionamento de um edifício alto, da contabilização desses efeitos.

Apresentam-se por isso métodos aproximados para fazer face à instabilidade global e aos efeitos de 2ª ordem.

4.7.1. INSTABILIDADE GLOBAL

4.7.1.1. Conceito de Carga Crítica

Um elemento estrutural, ao ser projectado, deve satisfazer condições de resistência, rigidez e estabilidade. No caso específico de um elemento submetido essencialmente a esforços de compressão, se as cargas aplicadas a esse elemento forem demasiado elevadas podem originar um fenómeno de instabilidade lateral, a encurvadura. É aqui que entra o conceito de carga crítica, P_{icr} , que traduz a carga axial máxima que uma coluna pode suportar quando atinge a iminência de encurvar. A carga crítica depende não da resistência do material, mas das suas dimensões e rigidez.



4.40 – Barra comprimida que sofre encurvadura

4.7.1.2. Métodos aproximados

A utilização destes métodos aproximados é importante na análise de edifícios altos, porque nos permite estipular um tecto superior para as cargas gravíticas ou seja, uma carga gravítica crítica. Permitem ainda avaliar a relativa vulnerabilidade de um edifício à instabilidade transversal e torsional, e destinam-se a estruturas para as quais uma análise p-delta é apropriada.

4.7.1.2.1. Instabilidade devida ao esforço transversal

Este tipo de instabilidade é típico de edifícios porticados com ligações rígidas (*moment frames*). Como foi abordado anteriormente os deslocamentos sofridos pela estrutura prendem-se com a dupla flexão de pilares e vigas. A expressão seguinte permite avaliar os deslocamentos horizontais da estrutura, incluindo os efeitos de segunda ordem derivados das acções verticais [14]:

$$\delta_i^* = \frac{1}{1 - \left(\frac{P_i \delta_i}{h_i V_i}\right)} \delta_i \quad (4.159)$$

em que i refere-se ao andar, δ_i são os deslocamentos laterais de 1ª ordem, obtidos pelos métodos descritos no subcapítulo 4.3.1.1., e devido à acção horizontal, P_i as cargas verticais aplicadas nas colunas do piso, e h_i a altura das colunas.

A perda de estabilidade é indicada quando o denominador da expressão é próximo de zero e consequentemente os deslocamentos tendem para infinito.

Nessa perspectiva,

$$\frac{P_{icr} \delta_i}{h_i V_i} = 1 \quad (4.160)$$

A carga crítica será,

$$P_{icr} = \frac{V_i h_i}{\delta_i} \quad (4.161)$$

Pela equação anterior 4.12, fica

$$\delta_{i(v+c)} = \frac{V h_i^2}{12E} \left[\frac{1}{(\sum K_V)_i} + \frac{1}{(\sum K_C)_i} \right] \Rightarrow \frac{V}{\delta_{i(v+c)}} = \frac{12E}{h_i^2 \left[\frac{1}{(\sum K_V)_i} + \frac{1}{(\sum K_C)_i} \right]} \quad (4.162)$$

em que $(\sum K_V)_i$ é o somatório de $\frac{I_V}{L}$ para todas as vigas e $(\sum K_C)_i$ é o somatório de $\frac{I_C}{h}$ para todas as colunas.

Substituindo 4.162 na expressão 4.161 da carga crítica obtém-se

$$P_{icr} = \frac{12E}{\left[\frac{1}{(\sum K_V)_i} + \frac{1}{(\sum K_C)_i} \right]} \quad (4.163)$$

O mesmo raciocínio pode ser feito para chegar à expressão da carga crítica para os primeiros pisos de um edifício, consoante as suas condições de apoio.

4.7.1.2.2. Instabilidade por flexão

Neste modo parte-se do princípio de que a estrutura se comporta como uma consola, e portanto a instabilidade decorre da deformação axial das colunas. Quanto mais esbelta for a estrutura em causa mais provável é que a instabilidade seja causada por flexão e não pelo esforço transversal.

A carga crítica, neste caso, é função do momento de inércia, calculado como vimos anteriormente a partir da expressão

$$I_{0i} = \sum (A_{ci} d_i^2)$$

Assumindo que o valor do momento de inércia varia para um determinado pórtico de I_0 na base até $I_0(1 - \beta)$ no topo, de forma a contabilizar o decréscimo das áreas das secções das colunas com a altura, podemos utilizar a seguinte expressão,

$$P_{0cr} = \frac{7,83 E I_0}{H^2} (1 - 0,2474 \beta) \quad (4.164)$$

onde P_{0cr} é a carga gravítica crítica total da estrutura e H é a altura total da estrutura.

4.7.1.2.3. Dois modos combinados

Em casos em que os dois modos possam contribuir para a instabilidade da estrutura pode afirmar-se o seguinte:

$$\frac{1}{P_{cr}} = \frac{1}{P_f} + \frac{1}{P_s} \quad (4.165)$$

em que P_{cr} é a carga crítica total, P_f a carga crítica devida à flexão e P_s a carga crítica devida ao esforço transversal.

Este tipo de abordagem pode ser bastante útil numa situação inicial de pré-dimensionamento, até para perceber a importância de cada modo de instabilidade, por flexão ou por esforço transversal, na instabilidade global da estrutura.

4.7.2. EFEITOS DE 2ª ORDEM DEVIDO ÀS CARGAS GRAVÍTICAS – P-DELTA

Quando as acções horizontais actuam num edifício e causam deslocamentos laterais, a excentricidade resultante do ponto de aplicação das acções verticais produz momentos adicionais aos quais a estrutura responde com mais aumentos nos deslocamentos laterais. Esse aumento de deslocamentos provoca um aumento nos esforços internos da estrutura, de forma a poder equilibrar os momentos provocados pelas forças gravíticas. A esse efeito dá-se o nome de efeito p-delta. Os deslocamentos e momentos provocados por estes efeitos para estruturas típicas de edifícios altos são normalmente pequenos, na ordem de apenas 5 % dos efeitos de 1ª ordem [14]. No entanto, se a estrutura for muito flexível, esses aumentos de segunda ordem podem apresentar valores suficientemente elevados para serem considerados no dimensionamento dos elementos estruturais, ou ainda provocar deslocamentos totais que excedam limites regulamentares, como por exemplo fazendo ultrapassar o limite regulamentar dos deslocamentos laterais de acordo com o critério de conforto dos ocupantes, o que consequentemente resultaria na necessidade de incrementar a rigidez estrutural. Em casos excepcionais, o aumento devido aos efeitos de segunda ordem pode mesmo levar a que a resistência última de determinados elementos seja ultrapassada o que pode levar ao colapso, ou então criar problemas sérios de instabilidade, que possam igualmente levar ao colapso da estrutura. Em certos casos, se os efeitos de segunda ordem forem ignorados, o colapso estrutural pode acontecer para valores de cargas gravíticas inferiores à carga crítica.

Para além dos efeitos translacionais de 2ª ordem, podem também ocorrer efeitos torsionais. Tal pode acontecer para edifícios em que a estrutura está sujeita à torção, e os seus elementos estruturais sofrem deslocamentos relativos a um centro de rotação. Quando tal acontece, as forças verticais aplicadas ao longo do plano ficam desalinhadas com os eixos locais dos diversos elementos estruturais

provocando um aumento de torção na estrutura, que em último caso pode ultrapassar a sua reserva de resistência.

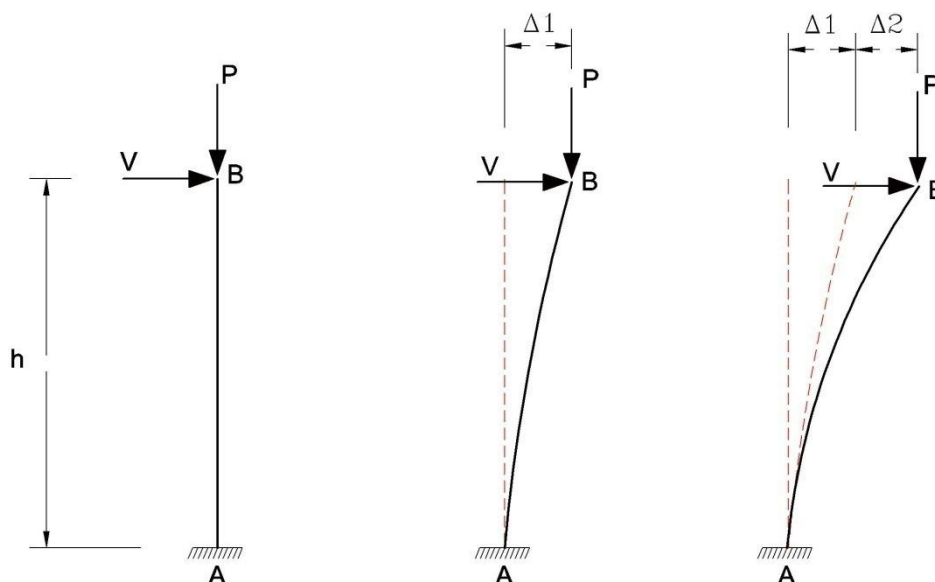


Fig. 4.41 – Barra sujeitas a ação vertical e horizontal em simultâneo.
Efeito de 2ª ordem.

De seguida são apresentados diversos métodos para a contabilização dos efeitos de 2ª ordem.

4.7.2.1 Método do factor de amplificação

De acordo com o descrito anteriormente, uma consola vertical sujeita a uma carga horizontal distribuída, e a uma carga vertical aplicada na extremidade, vê os seus deslocamentos horizontais aumentados através de um factor de amplificação [14]

$$F = \frac{1}{1 - \left(\frac{P}{P_{cr}}\right)} \quad (4.166)$$

onde P_{cr} é a carga crítica necessária para causar a encurvadura.

Os deslocamentos finais vêm desta forma relacionados com os deslocamentos de 1ª ordem

$$\Delta^* = \frac{1}{1 - \left(\frac{P}{P_{cr}}\right)} \Delta \quad (4.167)$$

Uma vez que o factor de amplificação se mantém constante ao longo da altura da consola sujeita à carga vertical P , o aumento dos deslocamentos horizontais é proporcional aos deslocamentos inicialmente obtidos, para qualquer altura h .

Estendendo o método a um edifício alto, onde as cargas verticais gravíticas estão distribuídas ao longo da sua altura, P é substituído por P_0 , que representa a totalidade da carga gravítica, e P_{cr} por P_{ocr} , que representa a carga crítica total, ficando então a expressão:

$$\Delta^* = \frac{1}{1 - \left(\frac{P_0}{P_{ocr}}\right)} \Delta \quad (4.168)$$

O efeito p-delta causa, para além dos aumentos nos deslocamentos, um aumento nos momentos da estrutura, pelo que podem ser obtidos através do factor de amplificação:

$$M^* = \frac{1}{1 - \left(\frac{P_0}{P_{ocr}}\right)} M \quad (4.169)$$

Resumindo, para a aplicação deste método necessita-se de: uma análise de primeira ordem para a obtenção dos efeitos da acção horizontal; obtenção do factor de amplificação, a partir das acções verticais e da carga crítica, obtidas a partir do método aproximado ou de uma análise analítica mais rigorosa; aumentar os deslocamentos e os momento da estrutura, amplificando os valores obtidos da análise de 1ª ordem.

Este método pode ser utilizado também para contabilizar os efeitos de segunda ordem torsionais, através de um factor de amplificação aplicado às forças e deslocamentos resultantes dessa mesma torção.

4.7.2.2. Método iterativo

Para casos de estruturas submetidas a maiores forças gravíticas ou em casos de estruturas mais flexíveis, o método do factor de amplificação conduz a resultados menos rigorosos, pelo que surge a necessidade de recorrer a um método aproximado que dê maiores garantias. É nesse contexto que surge o método iterativo.

Neste método é necessária uma análise de primeira ordem relativamente às acções horizontais, de forma a apurar os deslocamentos horizontais. Esses deslocamentos são seguidamente utilizados em conjunto com as cargas gravíticas para calcular para cada piso os incrementos de carga horizontal. Os incrementos obtidos são então adicionados às cargas horizontais iniciais e a análise é repetida. Os novos deslocamentos horizontais são então combinados com as acções gravíticas para chegar a novos incrementos de carga, que são novamente adicionados aos iniciais para uma nova análise. O número de iterações será as necessárias até os resultados das duas últimas apresentarem diferenças mínimas e consequentemente desprezáveis.

Considere-se a figura 4.42. A coluna representa as componentes verticais num determinado piso i de um pórtico. A força horizontal V_i causou um determinado deslocamento δ_i . A força vertical P_i , provoca um momento adicional na extremidade inferior da barra igual a $P_i \delta_i$. O equilíbrio da barra pode ser produzido substituindo P_i por um incremento à força horizontal aplicada que provoque o mesmo momento, ou seja,

$$\delta V_i h_i = P_i \delta_i \quad (4.170)$$

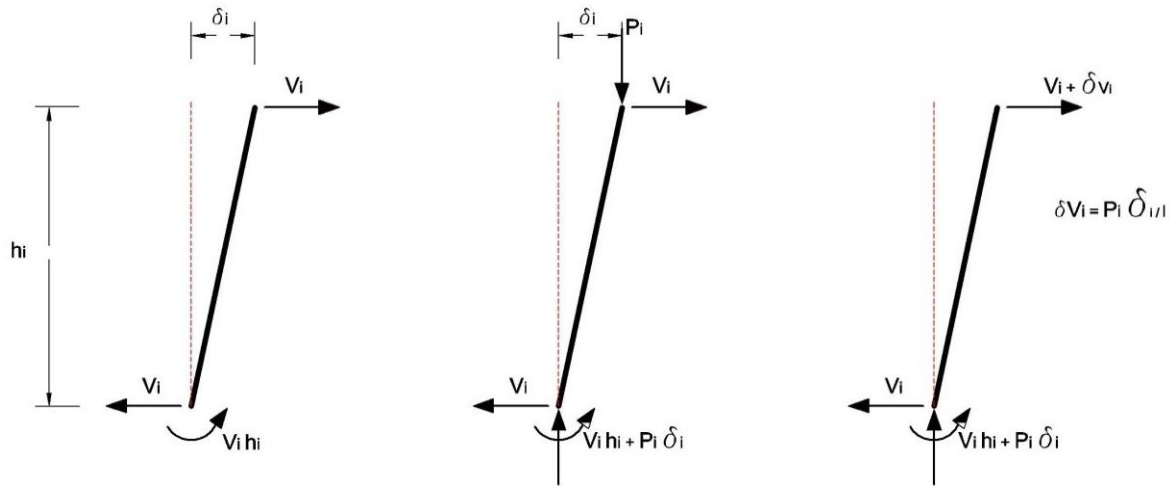


Fig.4.42 – Aplicação do método iterativo para cálculo de p-delta [14]

De 4.170 obtém-se o incremento da força horizontal,

$$\delta V_i = \frac{P_i \delta_i}{h_i} \quad (4.171)$$

Considere-se agora a figura 4.43, onde se pode visualizar o efeito dos incrementos de cargas em diversos pisos sucessivos.

Analisando o piso i pode-se obter o valor de δV_i a partir de

$$\delta V_i = \frac{P_i}{h_i} (\Delta_i - \Delta_{i-1}) \quad (4.172)$$

E o valor do incremento da carga horizontal a ser aplicada ao nível do piso i é

$$\delta H_i = \delta V_i - \delta V_{i+1} \quad (4.173)$$

O valor do incremento é então somado à força horizontal e é feita a reanálise. Pode-se observar que os incrementos de carga horizontal produzem o mesmo momento, para qualquer piso, que as cargas verticais aplicadas no ponto de aplicação excêntrico. Este método pode ser aplicado a qualquer tipo de estrutura.

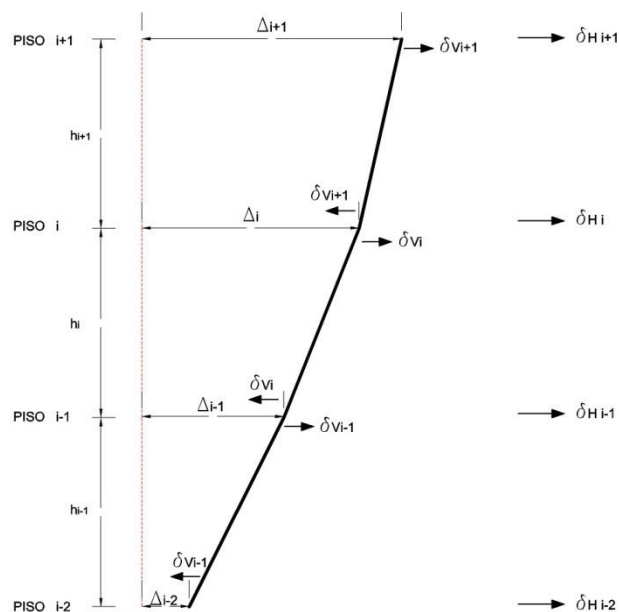


Fig. 4.43 – Incrementos de carga em diversos pisos sucessivos [14]

4.7.2.2.1. Simplificação do método iterativo

A aplicação do método iterativo, na forma como foi apresentado, pode, em certos casos, tornar-se bastante extensa. Tal pode ser evitado através da introdução de algumas simplificações.

Pelo método iterativo, no final de cada iteração, obtêm-se um novo valor para os deslocamentos horizontais que contabiliza os efeitos de segunda ordem e que resulta de [14]:

$$\Delta_i^* = \Delta_i + \delta_{i1} + \delta_{i2} + \dots + \delta_{in} \quad (4.174)$$

em que δ_{in} é o incremento no deslocamento horizontal relativo a iteração n do piso i .

Da mesma forma, aplicando o método, o momento final contabilizando os efeitos de 2ª ordem será:

$$M_i^* = M_i + \delta M_{i1} + \delta M_{i2} + \dots + \delta M_{in} \quad (4.175)$$

em que δM_{in} é o incremento de momento relativo à iteração n do piso i .

A simplificação do método iterativo resume-se a adicionar uma coluna fictícia, axialmente rígida, com uma rigidez à flexão equivalente a zero, e ligada à estrutura real através de elementos horizontais axialmente rígidos e articulados nas extremidades. Desta forma, as forças gravíticas são aplicadas apenas nesta barra fictícia, assim como o método iterativo. Desta forma apenas as coordenadas da coluna fictícia serão alteradas ao longo da aplicação do método. Os resultados obtidos através deste método simplificado são idênticos aos obtidos pelo método iterativo sem simplificações, mas de forma mais rápida.

4.7.2.3. Método directo

O método directo para a análise dos efeitos de 2ª ordem causados pelas cargas gravíticas é também consequência de simplificações do método iterativo. Este método resume-se a reduzir o problema da contabilização dos efeitos de 2ª ordem ao ajustamento directo dos resultados obtidos de uma análise de 1ª ordem. Dessa análise de primeira ordem, para um determinado piso de um pórtico rígido, podemos expressar a sua rigidez transversal como sendo,

$$K_{si} = \frac{V_i}{\delta_i} \quad (4.176)$$

As acções horizontais finais, já considerando os efeitos de 2ª ordem podem ser expressas através da expressão:

$$V_i^* = V_i + \delta V_i = V_i + \frac{P_i \delta_i^*}{h_i} \quad (4.177)$$

Onde δV_i é o incremento da acção horizontal e δ_i^* representa o deslocamento horizontal final para o piso i . O deslocamento δ_i^* , pode ser expresso através de:

$$\delta_i^* = \frac{\left[V_i + \left(\frac{P_i \delta_i^*}{h_i} \right) \right]}{K_{si}} \quad (4.178)$$

ou seja

$$\delta_i^* = \frac{\left[V_i + \left(\frac{P_i \delta_i^*}{h_i} \right) \right]}{[V_i / \delta_i]} \quad (4.179)$$

$$\delta_i^* = \frac{1}{1 - \left(\frac{P_i \delta_i}{V_i h_i} \right)} \delta_i \quad (4.180)$$

O deslocamento total num determinado piso pode então ser obtido pela expressão:

$$\Delta_i^* = \sum \delta_i^* \quad (4.181)$$

O aumento dos deslocamentos laterais de forma a contabilizar os efeitos de 2ª ordem é dado pela expressão 4.180. Ao contrário do método do factor de amplificação, os incrementos nos deslocamentos e nos momentos da estrutura calculados para as cargas gravíticas por este método não possuem uma constante de proporcionalidade relativamente aos valores obtidos na análise de 1ª ordem.

Relativamente aos incrementos de momentos pode utilizar-se a expressão

$$M_i^* = \frac{1}{1 - \left(\frac{P_i \delta_i}{V_i h_i}\right)} M_i \quad (4.182)$$

Este método é apenas válido para estruturas que se deformam predominantemente sob os efeitos do esforço transversal, como é o caso de pórticos rígidos e não pode ser aplicado a estruturas que se deformam essencialmente por flexão, como é o caso de *shear walls*.

4.6.2.4. Método do Contraventamento Negativo (*Negative Bracing Member Method*)

Este método de análise dos efeitos de segunda ordem é um método que permite, da mesma forma que o anterior, obter valores estimados directamente a partir da análise de 1ª ordem.

O método consiste em introduzir diagonais de contraventamento fictícias, com áreas negativas, de forma a simular uma redução de rigidez relacionada com os efeitos de 2ª ordem. As áreas das secções das diagonais de contraventamento fictícias podem ser obtidas a partir de uma simples analogia com a lei de Hooke ($F = K\Delta$) [8].

O incremento de carga horizontal relativo aos efeitos de 2ª ordem é

$$\left(\sum P\right) \Delta / h$$

onde $\sum P$ é a força gravítica total e h a altura do piso. $\frac{\sum P}{h}$ contribui para o aumento dos deslocamentos laterais e não é resistente a esses mesmos deslocamentos pelo que pode ser considerado como rigidez negativa. Um elemento de contraventamento com área da secção transversal A , um comprimento L_{br} , módulo de elasticidade E , fazendo um ângulo α como o plano do piso, introduz rigidez aos deslocamentos laterais:

$$\frac{A E \cos^2 \alpha}{L_{br}}$$

Ao igualarmos a $\frac{\sum P}{h}$, obtemos

$$A = - \frac{\sum P}{h} \frac{L_{br}}{E \cos^2 \alpha} \quad (4.183)$$

É importante fazer notar que, devido às componentes horizontal e vertical nos elementos de contraventamento, os esforços axiais e transversos nas colunas apresentam valores com uma percentagem de erro, percentagem essa que pode ser reduzida através da introdução de braços de contraventamento com o maior comprimento possível [8].

Este método pode então ser utilizado em softwares pouco potentes, através da introdução de elementos de contraventamento com rigidez negativa. No entanto, e devido aos avanços do software nos dias de hoje, e podendo recorrer-se a um computador, é um método menos interessante, mas que apresenta, aquando da sua aplicação, resultados fiáveis.

4.6. CONCLUSÃO

No presente capítulo faz-se uma descrição de diversas ferramentas expeditas que podem ter grande utilidade do ponto de vista de uma análise inicial, ou numa fase de pré-dimensionamento. Esses métodos abrangem diversos sistemas estruturais e são uma excelente forma de transmitir ao projectista a forma como se comportam os diversos sistemas estruturais referidos, quando sujeitos a acções horizontais. O trabalho centra-se essencialmente no estudo de sistemas estruturais em que o aço estrutural é o material predominante e por isso os métodos expeditos aqui desenvolvidos estão relacionados com esse tipo de soluções estruturais. São por isso abordados métodos para os critérios de resistência, rigidez e estabilidade. Os sistemas estruturais abordados são pórticos rígidos, pórticos contraventados, paredes resistentes ao corte (*shear walls*), interação entre paredes e pórticos e estruturas tubulares. Alguns dos métodos aqui descritos são utilizados no capítulo seguinte para o desenvolvimento de exemplos práticos e a sua comparação com resultados obtidos com software comercial.

5

APLICAÇÃO PRÁTICA DE MÉTODOS EXPEDITOS PARA A AVALIAÇÃO DE ACÇÕES HORIZONTAIS. COMPARAÇÃO COM RESULTADOS OBTIDOS COM SOFTWARE COMERCIAL

5.1. INTRODUÇÃO

O capítulo anterior descreve de forma teórica diversos métodos aproximados e expeditos para a avaliação estrutural ao nível da sua resistência, rigidez, e estabilidade de edifícios de grande altura. Os métodos descritos são métodos que se prendem com a avaliação de estruturas sujeitas a acções horizontais condicionantes, e de importância incontornável no seu dimensionamento. No actual capítulo pretende-se demonstrar aplicações práticas dos diversos métodos, e em alguns casos compará-los com resultados obtidos por software comercial, de forma a comprovar a utilidade e fiabilidade dos métodos, para que possam ser encarados como uma ferramenta de grande utilidade numa fase de pré-dimensionamento, assim como para permitir a sensibilização do projectista para o comportamento estrutural. Os diversos exemplos apresentam-se devidamente comentados e ilustrados com tabelas e gráficos, para uma fácil interpretação.

5.2. OBTENÇÃO DE ESFORÇOS PELO MÉTODO PORTAL E MÉTODO CANTILEVER

Considere-se a figura 5.1. O pórtico da figura é constituído por três pisos, com uma altura de 4,0 metros cada, o que perfaz uma altura total de 12,0 metros. Cada andar possui dois vãos, um de 4,0 metros e outro de 6,0 metros. O edifício está sob o efeito da acção horizontal que consta da figura. Os nós estão numerados de 1 a 12. Analisa-se seguidamente o pórtico plano pelo método portal, nas suas duas variantes, e pelo método cantilever, e descreve-se os diversos passos para a obtenção dos esforços finais.

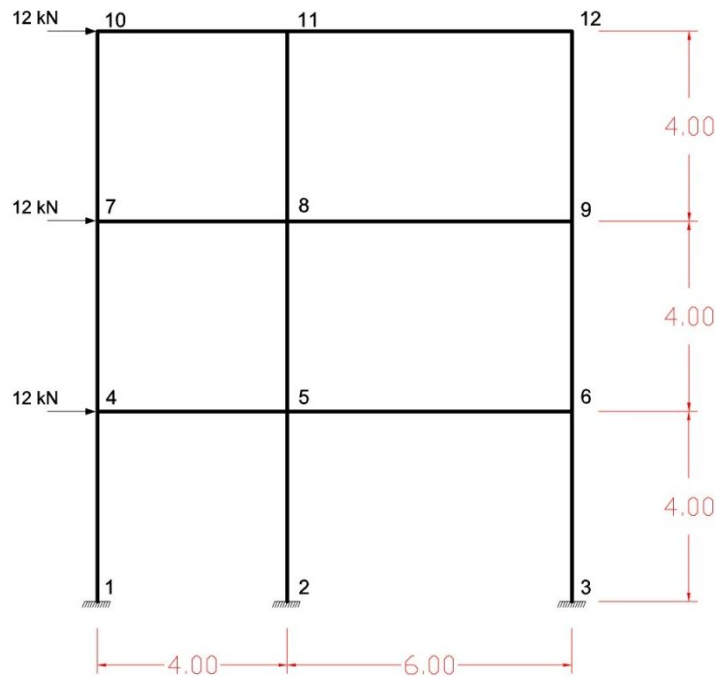


Fig.5.1 – Pórtico plano de três pisos

5.2.1. MÉTODO PORTAL

5.2.1.1. Esforço transversal nas colunas

A análise através do método portal inicia-se através da obtenção dos esforços de corte nas colunas da estrutura. O esforço transversal é então distribuído numa proporção directa à zona da sua influência. Utilizam-se as expressões do capítulo anterior neste caso concreto.

$$V_{10-7} = \frac{W L_1}{2 L} = \frac{12 \times 4}{2 \times 10} = 2,40 \text{ kN}$$

$$V_{11-8} = \frac{W (L_1 + L_2)}{2 L} = \frac{12 \times (4 + 6)}{2 \times 10} = 6,00 \text{ kN}$$

$$V_{12-9} = \frac{W L_2}{2 L} = \frac{12 \times 6}{2 \times 10} = 3,60 \text{ kN}$$

De forma semelhante para os outros pisos:

$$V_{7-4} = 2,40 + \frac{12 \times 4}{2 \times 10} = 2,40 + 2,40 = 4,80 \text{ kN}$$

$$V_{8-5} = 6,00 + \frac{12 \times (4 + 6)}{2 \times 10} = 12,00 \text{ kN}$$

$$V_{9-6} = 3,60 + \frac{12 \times 6}{2 \times 10} = 7,20 \text{ kN}$$

$$V_{4-1} = 4,80 + 2,40 = 7,20 \text{ kN}$$

$$V_{5-2} = 12,00 + 6,00 = 18,00 \text{ kN}$$

$$V_{6-3} = 7,20 + 3,60 = 10,80 \text{ kN}$$

5.2.1.2. Momentos nas colunas

Os momentos nas colunas são facilmente encontrados se multiplicar o esforço transversal da coluna por metade da altura da coluna:

$$M_{10-7} = -M_{7-10} = 2,40 \times \left(\frac{4}{2}\right) = 4,80 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{11-8} = -M_{8-11} = 6,00 \times 2 = 12,00 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{12-9} = -M_{9-12} = 3,60 \times 2 = 7,20 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{7-4} = -M_{4-7} = 4,80 \times 2 = 9,60 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{8-5} = -M_{5-8} = 12,00 \times 2 = 24,00 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{9-6} = -M_{6-9} = 7,20 \times 2 = 14,40 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{4-1} = -M_{1-4} = 7,20 \times 2 = 14,40 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{5-2} = -M_{2-5} = 18,00 \times 2 = 36,00 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{6-3} = -M_{3-6} = 10,80 \times 2 = 21,60 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

5.2.1.3. Esforços axiais nas colunas

O momento provocado pelas forças exteriores horizontais é resistido pelas colunas exteriores. As colunas interiores não terão qualquer esforço axial. O esforço axial pode ser facilmente obtido a partir das equações de equilíbrio, especificamente calculando o momento em torno do ponto p da figura:

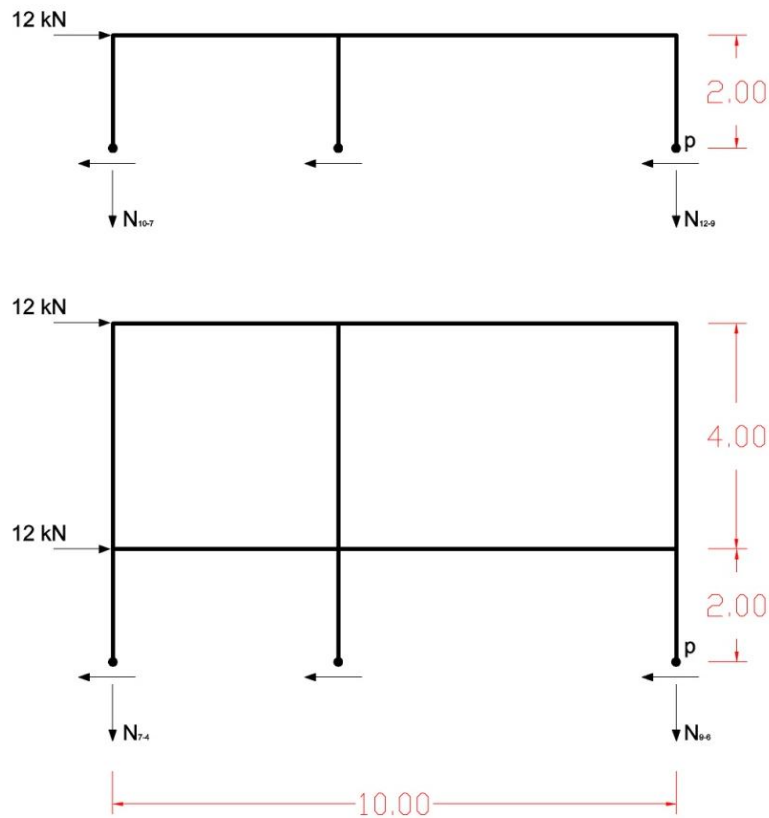


Fig.5.2 – Obtenção do esforço axial

$$\sum M_p = 0 = 12 \times 2 - N_{10-7} \times 10 = 2,4 \text{ kN (T)}$$

$$\sum V = 0 = 2,40 - N_{12-9} \Rightarrow N_{12-9} = 2,4 \text{ kN (C)}$$

$$N_{7-4} = -N_{9-6} = \frac{12 \times 6 + 12 \times 2}{10} = 9,60 \text{ kN}$$

$$N_{4-1} = -N_{6-3} = \frac{12 \times 10 + 12 \times 6 + 12 \times 2}{10} = 21,60 \text{ kN}$$

5.2.1.4. Esforço Transverso nas Vigas

O esforço transverso nas vigas é facilmente obtido através do somatório das forças verticais para os diversos corpos livres.

$$V_{10-11} = 2,40 \text{ kN}$$

$$V_{11-12} = 2,40 \text{ kN}$$

$$V_{7-8} = 9,60 - 2,40 = 7,20 \text{ kN}$$

$$V_{8-9} = 7,20 \text{ kN}$$

$$V_{4-5} = 21,60 - 9,60 = 12,00 \text{ kN}$$

$$V_{5-6} = 12,00 \text{ kN}$$

5.2.1.5. Momentos nas vigas

Os momentos nas extremidades das vigas obtêm-se através da multiplicação do esforço transversal por metade do comprimento das barras:

$$M_{10-11} = -M_{11-10} = 2,40 \times \frac{4}{2} = 4,80 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{11-12} = -M_{12-11} = 2,40 \times \frac{6}{2} = 7,20 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{7-8} = -M_{8-7} = 7,20 \times 2 = 14,40 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{8-9} = -M_{9-8} = 7,20 \times 3 = 21,60 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{4-5} = -M_{5-4} = 12,00 \times 2 = 24,00 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{5-6} = -M_{6-5} = 12,00 \times 3 = 36,00 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

5.2.1.6. Esforço axial nas vigas

Os esforços axiais nas vigas são facilmente obtidos através do somatório das forças horizontais nos diversos corpos livres:

$$N_{10-11} = 12,00 - 2,40 = 9,60 \text{ kN}$$

$$N_{11-12} = 9,60 - 6,00 = 3,60 \text{ kN}$$

$$N_{7-8} = 2,40 + 12,00 - 4,80 = 9,60 \text{ kN}$$

$$N_{8-9} = 3,60 \text{ kN}$$

$$N_{4-5} = 9,60 \text{ kN}$$

$$N_{5-6} = 3,60 \text{ kN}$$

5.2.2. Método Cantilever

Seguidamente para o mesmo exemplo anterior, aplica-se o método cantilever. Considere-se que as colunas têm todas a mesma secção e são todas do mesmo material, ou seja possuem E e G constantes.

Determina-se o centroide das colunas através da seguinte expressão:

$$\bar{x} = \frac{\sum x_i A_i}{\sum A_i} = \frac{0 \times A + 4 \times A + 10 \times A}{3 \times A} = 4.67 \text{ m}$$

5.2.2.1. Esforços axiais nas colunas

Depois de calculado o centróide da estrutura, e sabendo que o esforço axial de determinada coluna é proporcional à sua distância ao centróide, através dos momentos em torno do ponto *p* obtém-se facilmente o valor do esforço axial nas diversas colunas.

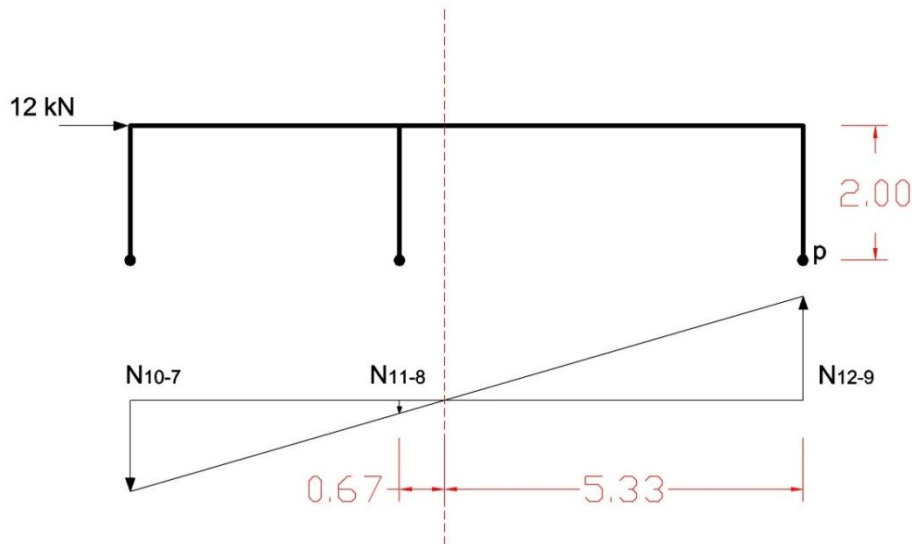


Fig.5.3 – Determinação dos esforços axiais nas colunas

Para o piso mais elevado temos os seguintes esforços axiais:

$$N_{10-7} ; N_{10-8} = \frac{0,67}{4,67} N_{10-7} ; N_{12-9} = \frac{5,33}{4,67} N_{10-7}$$

$$\sum M_p = 0 \Rightarrow N_{10-7} = 2,21 \text{ kN}$$

Logo,

$$N_{11-8} = 0,32 \text{ kN}$$

$$N_{12-9} = -2,53 \text{ kN}$$

Seguindo o mesmo raciocínio para os restantes pisos:

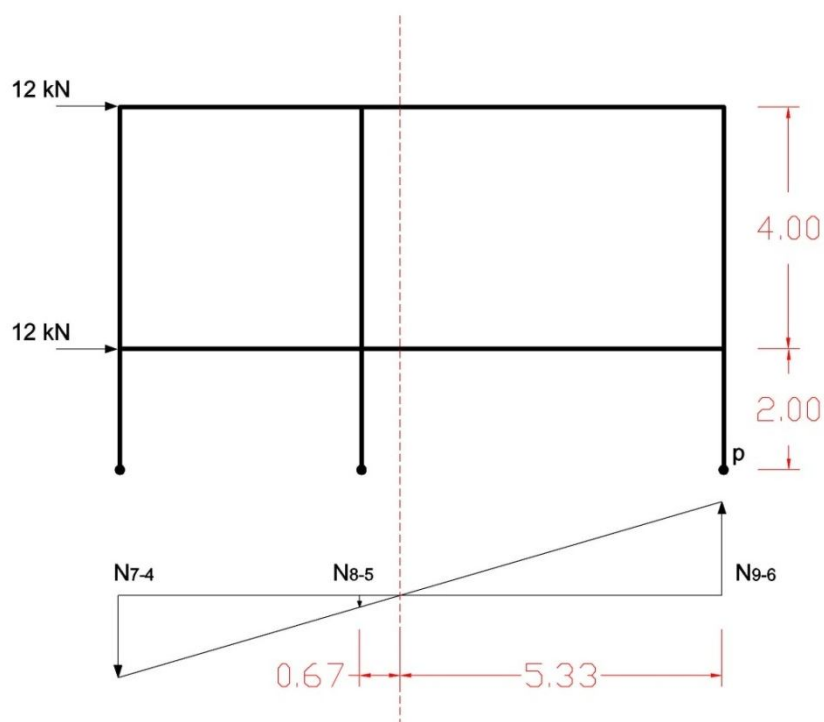


Fig.5.4 – Obtenção dos esforços axiais no 2º piso

$$N_{7-4} = 8,85 \text{ kN}$$

$$N_{8-5} = 1,24 \text{ kN}$$

$$N_{9-6} = -10,09 \text{ kN}$$

$$N_{4-1} = 19,93 \text{ kN}$$

$$N_{5-2} = 2,79 \text{ kN}$$

$$N_{6-3} = -22,72 \text{ kN}$$

5.2.2.2. Restantes esforços

As restantes incógnitas são facilmente obtidas através da aplicação das equações universais da estática aos diversos corpos livres, obtidos pela separação das diversas partes da estrutura pelas rótulas (ver figura 5.5).

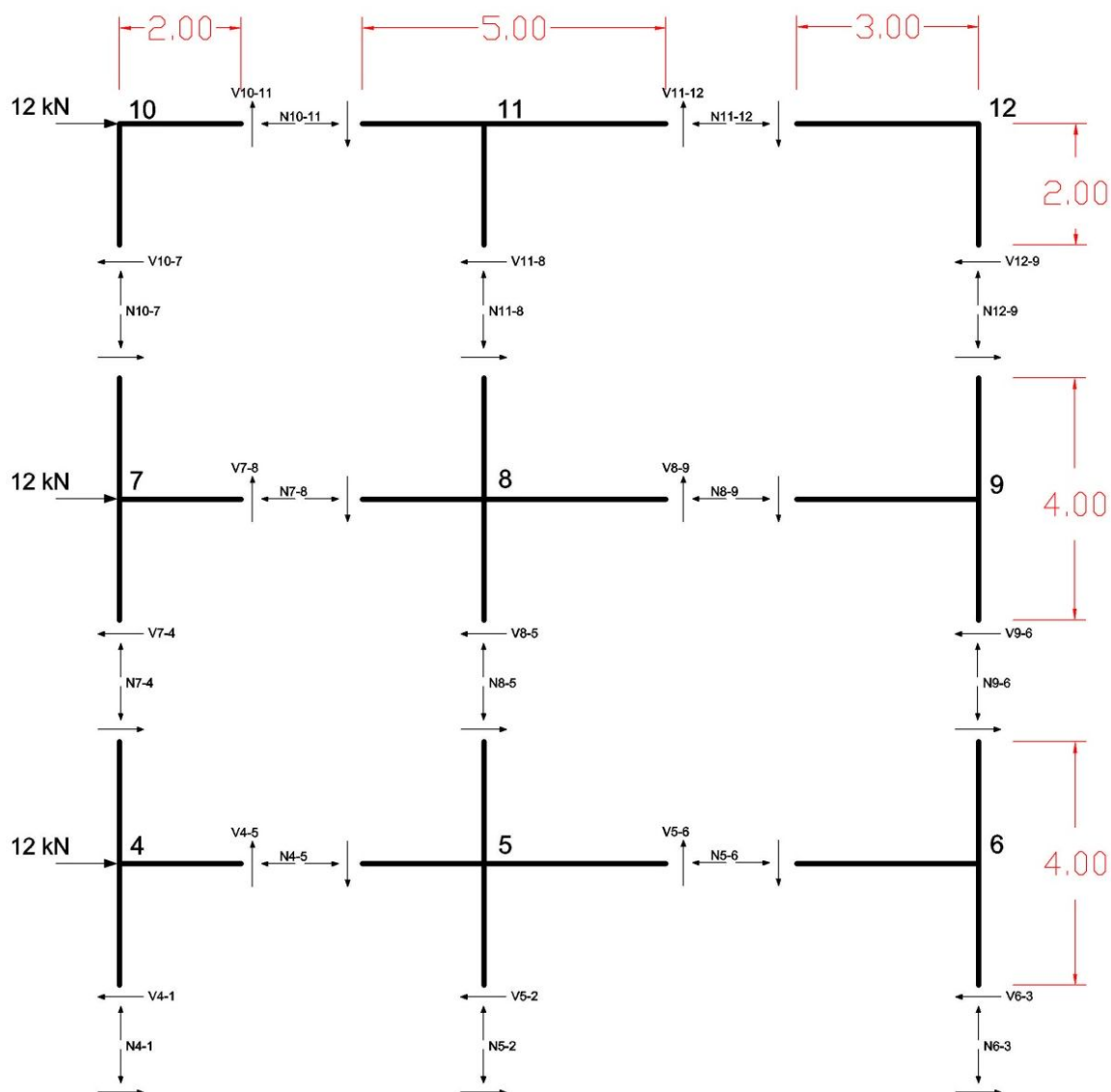


Fig.5.5 – Corpos livres e forças aplicadas

De forma resumida, os valores obtidos para todas as incógnitas são:

Quadro 5.1 – Esforços nos pilares

$N_{10-7} = 2,21 \text{ kN}$	$V_{10-7} = 2,21 \text{ kN}$	$M_{10-7} = 4,42 \text{ kN.m}$
$N_{11-8} = 0,32 \text{ kN}$	$V_{11-8} = 6,00 \text{ kN}$	$M_{11-8} = 12,00 \text{ kN.m}$
$N_{12-9} = -2,53 \text{ kN}$	$V_{12-9} = 3,79 \text{ kN}$	$M_{12-9} = 7,58 \text{ kN.m}$
$N_{7-4} = 8,85 \text{ kN}$	$V_{7-4} = 4,42 \text{ kN}$	$M_{7-4} = 8,86 \text{ kN.m}$
$N_{8-5} = 1,24 \text{ kN}$	$V_{8-5} = 12,00 \text{ kN}$	$M_{8-5} = 24,00 \text{ kN.m}$
$N_{9-6} = -10,09 \text{ kN}$	$V_{9-6} = 7,58 \text{ kN}$	$M_{9-6} = 15,16 \text{ kN.m}$
$N_{4-1} = 19,93 \text{ kN}$	$V_{4-1} = 6,63 \text{ kN}$	$M_{4-1} = 13,26 \text{ kN}$
$N_{5-2} = 2,79 \text{ kN}$	$V_{5-2} = 18,00 \text{ kN}$	$M_{5-2} = 36,00 \text{ kN}$
$N_{6-3} = -22,72 \text{ kN}$	$V_{6-3} = 11,37 \text{ kN}$	$V_{6-3} = 22,74 \text{ kN}$

Quadro 5.2 – Esforços nas vigas

$N_{10-11} = 9,79 \text{ kN}$	$V_{10-11} = 2,21 \text{ kN}$	$M_{10-11} = 4,42 \text{ kN}$
$N_{11-12} = 3,79 \text{ kN}$	$V_{11-12} = 2,53 \text{ kN}$	$M_{11-12} = 7,58 \text{ kN}$
$N_{7-8} = 9,78 \text{ kN}$	$V_{7-8} = 6,63 \text{ kN}$	$M_{7-8} = 13,26 \text{ kN}$
$N_{8-9} = 3,80 \text{ kN}$	$V_{8-9} = 7,59 \text{ kN}$	$V_{8-9} = 22,74 \text{ kN}$
$N_{4-5} = 9,78 \text{ kN}$	$V_{4-5} = 11,08 \text{ kN}$	$V_{4-5} = 22,16 \text{ kN}$
$N_{5-6} = 3,79 \text{ kN}$	$V_{5-6} = 12,63 \text{ kN}$	$V_{5-6} = 37,89 \text{ kN}$

5.2.3. Comparação entre os dois métodos

A fig.5.6,5.7 e 5.8 apresentam os esforços obtidos aplicados na estrutura, respectivamente para o método portal na sua primeira e segunda versão, e para o método cantilever, de forma a mais facilmente poderem ser confrontados. A primeira conclusão que se pode tirar é de que, embora os métodos sejam distintos, devido às suas hipóteses simplificadoras serem distintas, os resultados obtidos para os esforços internos (N, V, M) não apresentam diferenças significativas, com valores da mesma ordem de grandeza. Há a diferença no esforço axial nas colunas, uma vez que o método portal na sua primeira variante distribui os esforços axiais apenas pelas colunas exteriores. De qualquer forma o esforço axial nas colunas interiores calculado pelo método cantilever apresenta valores reduzidos, uma vez que estas estão bastante próximas do centróide. A versão 2 do método portal é aquela que

apresenta maiores valores para o esforço axial nos pilares interiores. Relativamente ao esforço transversal nas colunas exteriores, a versão 1 do método portal apresenta valores diferentes para as colunas da esquerda e da direita, facilmente justificado com o facto de este ser proporcional aos vãos adjacentes. O mesmo acontece para o método cantilever. Na versão 2 do método portal as colunas exteriores apresentam valores semelhantes, iguais à metade do valor do esforço transversal nas colunas interiores. No caso do método cantilever a coluna exterior esquerda apresenta valores inferiores à coluna exterior direita. A coluna central apresenta o mesmo esforço transversal em ambos os métodos. Relativamente aos momentos flectores das colunas e uma vez que este está dependente do esforço transversal, mantém-se o que foi dito atrás em relação a esse esforço. Relativamente às vigas da estrutura os valores resultantes dos três métodos apresentam valores muito semelhantes sendo que para ambos os esforços axiais são maiores nas vigas à esquerda, o esforço transversal mantém-se igual em ambas as vigas, esquerda e direita, para os diversos andares, e apenas o momento flector apresenta valores superiores nos vãos da direita. Este facto é facilmente explicado, uma vez que está dependente do esforço transversal, mas também do seu vão, logo, o valor tem que obrigatoriamente ser maior.

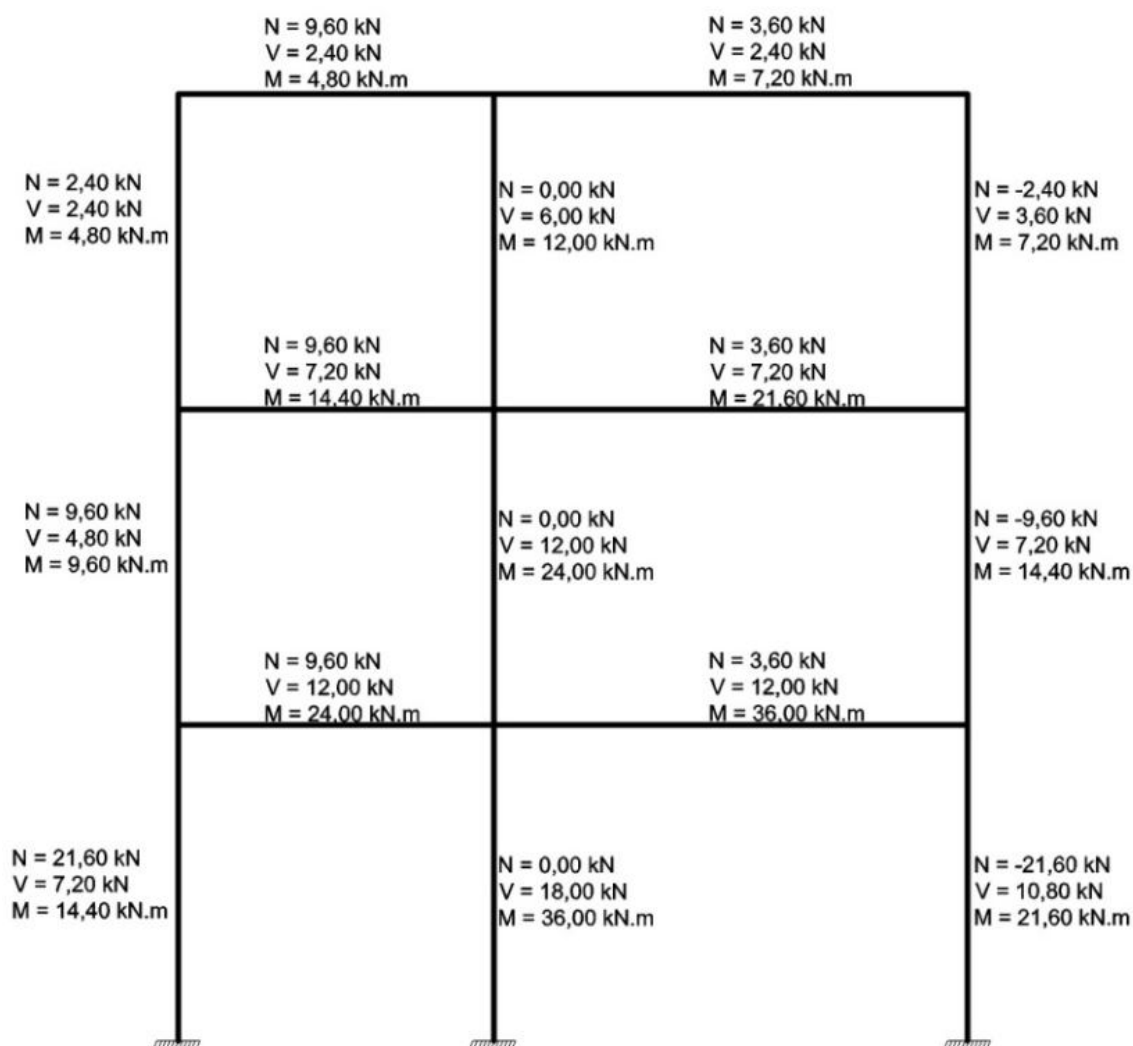


Fig 5.6 – Esforços internos obtidos pelo método portal, versão 1

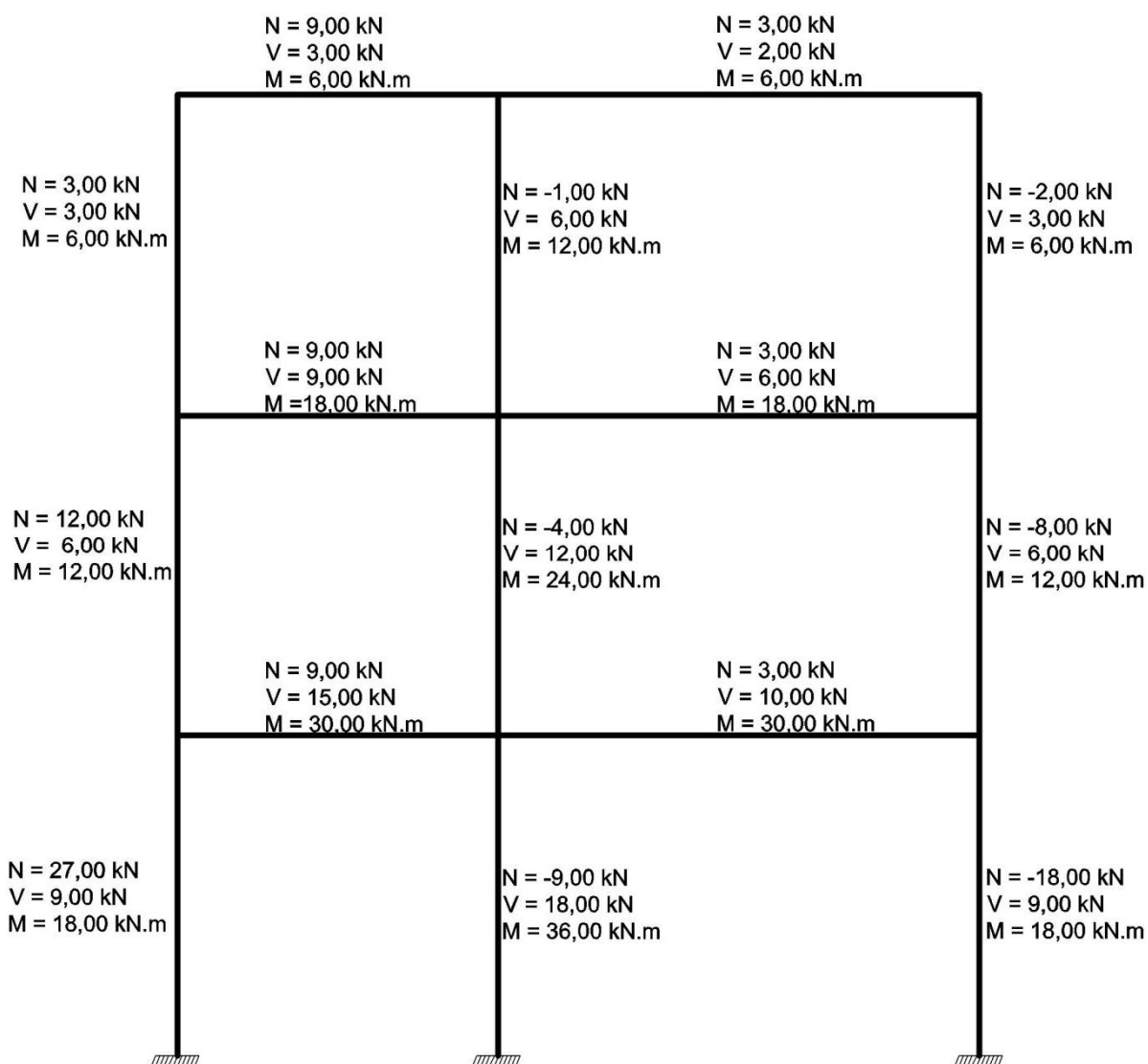


Fig 5.7 – Esforços internos obtidos pelo método portal – versão 2

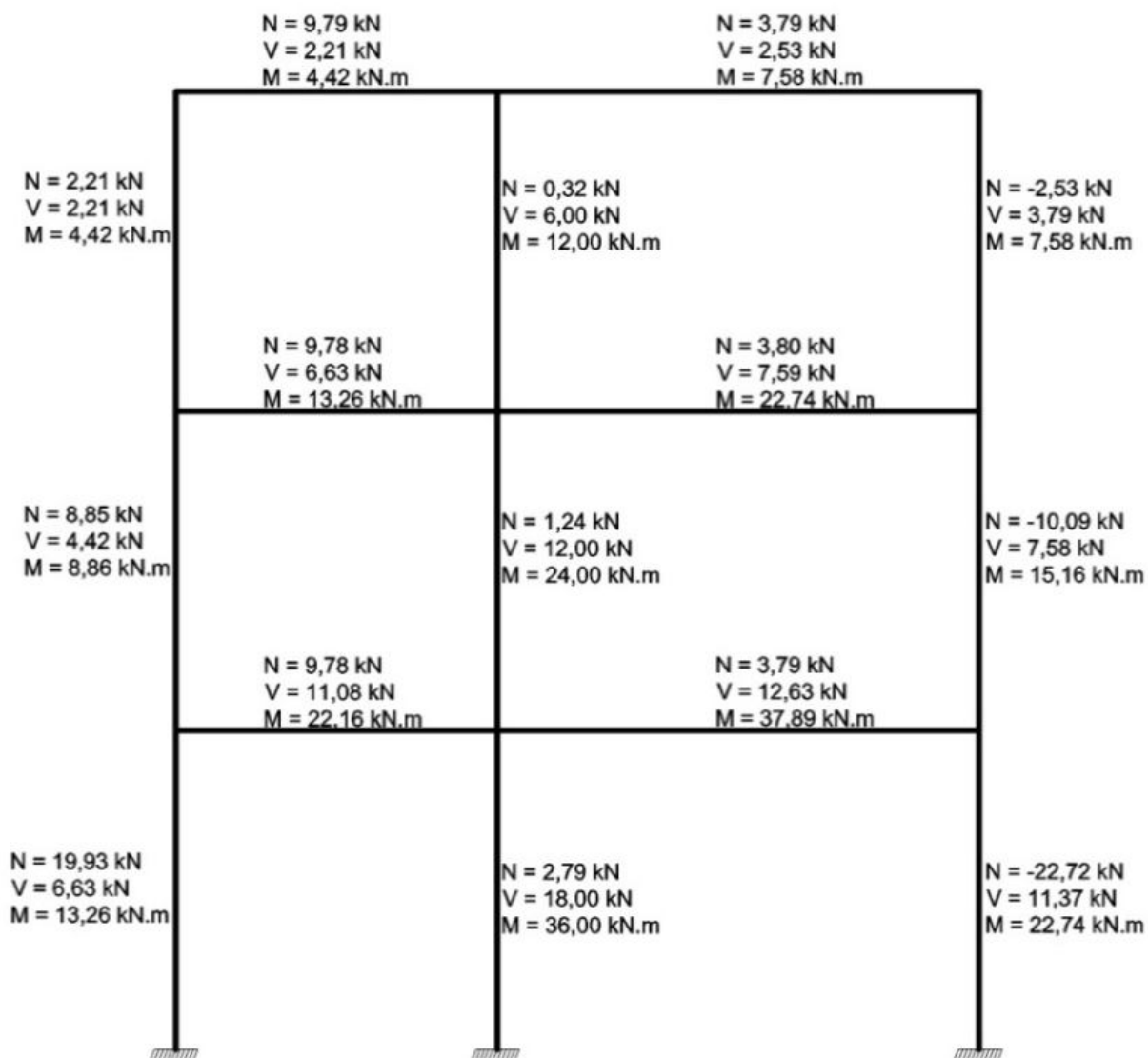


Fig 5.8 – Esforços internos obtidos pelo método cantilever

5.3. PÓRTICO DE 10 ANDARES. ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE MÉTODO PORTAL, MÉTODO CANTILEVER, E ESFORÇOS OBTIDOS POR SOFTWARE COMERCIAL

De forma a testar a fiabilidade dos métodos expeditos para a obtenção de esforços devidos a solicitações horizontais, procedeu-se ao cálculo de uma estrutura reticulada de 10 pisos com três vãos por piso através de folhas de cálculo desenvolvidas tanto para o método portal como para o método cantilever. Uma vez que ambas as versões do método portal iniciam o cálculo dos esforços internos a partir do esforço transversal, e uma vez que se está perante uma estrutura em que as vigas que a constituem possuem todas o mesmo vão, os resultados obtidos são os mesmos. Devido a esse facto, o desenvolvimento de presente exemplo refere-se apenas a método portal, não fazendo menção a qualquer uma das versões. Os resultados são apresentados de forma resumida em tabelas. Posteriormente procede-se a uma comparação com os resultados obtidos pelo software Robot, e software SAP2000, de forma a retirar algumas conclusões. Para o modelo utilizado no software comercial utilizaram-se barras com secções e rigidez constantes, de forma a obter valores comparáveis. As acções horizontais utilizadas na estrutura foram obtidas a partir do EC1, para uma acção horizontal do tipo vento (Anexo A).

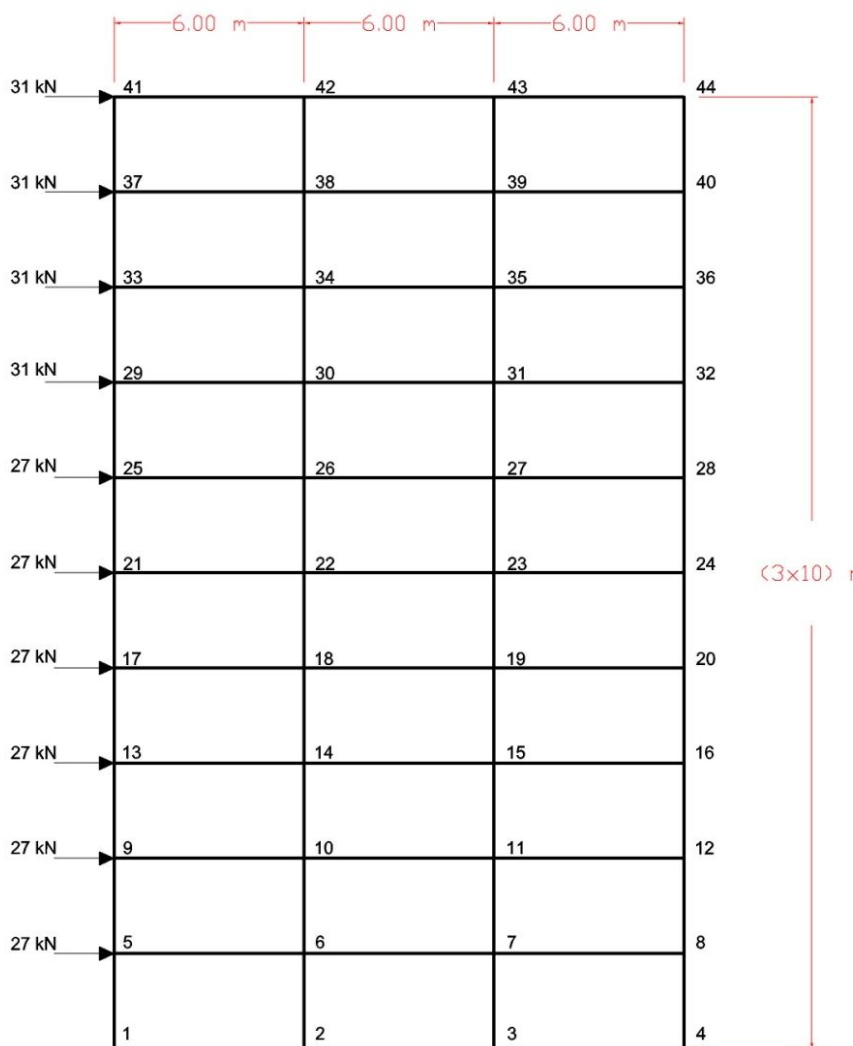


Fig 5.9 – Pórtico de 10 andares

5.3.1. MÉTODO PORTAL – ESFORÇOS

Os resultados obtidos a partir de folhas de cálculo desenvolvidas estão resumidos nas seguintes tabelas. Opta-se por separar os esforços internos obtidos em diversas tabelas, de forma a facilitar a sua consulta. Trata-se de uma estrutura simétrica, pelo que só se apresentam tabelados parte dos esforços.

Quadro 5.3 – Esforço axial nos pilares

N (kN)		
41	37	2,58
37	33	10,33
33	29	23,25
29	25	41,33
25	21	64,25
21	17	91,67
17	13	123,58
13	9	160,00
9	5	200,92
5	1	246,33

Quadro 5.4 – Esforço transversal nos pilares

V (kN)			V (kN)		
41	37	5,17	42	38	10,33
37	33	10,33	38	34	20,67
33	29	15,50	34	30	31,00
29	25	20,67	30	26	41,33
25	21	25,17	26	22	50,33
21	17	29,67	22	18	59,33
17	13	34,17	18	14	68,33
13	9	38,67	14	10	77,33
9	5	43,17	10	6	86,33
5	1	47,67	6	2	95,33

Quadro 5.5 – Momento flector nas extremidades dos pilares

M (kN.m)			M (kN.m)		
41	37	7,75	42	38	15,50
37	33	15,50	38	34	31,00
33	29	23,25	34	30	46,50
29	25	31,00	30	26	62,00
25	21	37,75	26	22	75,50
21	17	44,50	22	18	89,00
17	13	51,25	18	14	102,50
13	9	58,00	14	10	116,00
9	5	64,75	10	6	129,50
5	1	71,50	6	2	143,00

Quadro 5.6 – Esforço axial nas vigas

N (kN)			N (kN)			N (kN)		
41	42	25,83	42	43	15,50	43	44	5,17
37	38	25,83	38	39	15,50	39	40	5,17
33	34	25,83	34	35	15,50	35	36	5,17
29	30	25,83	30	31	15,50	31	32	5,17
25	26	22,50	26	27	13,50	27	28	4,50
21	22	22,50	22	23	13,50	23	24	4,50
17	18	22,50	18	19	13,50	19	20	4,50
13	14	22,50	14	15	13,50	15	16	4,50
9	10	22,50	10	11	13,50	11	12	4,50
5	6	22,50	6	7	13,50	7	8	4,50

Quadro 5.7 – Esforço transversal nas vigas

V (kN)		
41	42	2,58
37	38	7,75
33	34	12,92
29	30	18,08
25	26	22,92
21	22	27,42
17	18	31,92
13	14	36,42
9	10	40,92
5	6	45,42

Quadro 5.8 – Momento flector nas extremidades das vigas

M (kN.m)			M (kN.m)		
41	42	7,75	42	43	7,75
37	38	23,25	38	39	23,25
33	34	38,75	34	35	38,75
29	30	54,25	30	31	54,25
25	26	68,75	26	27	68,75
21	22	82,25	22	23	82,25
17	18	95,75	18	19	95,75
13	14	109,25	14	15	109,25
9	10	122,75	10	11	122,75
5	6	136,25	6	7	136,25

5.3.2. MÉTODO CANTILEVER - ESFORÇOS

Quadro 5.9 – Esforço axial nos pilares

N (kN)			N (kN)		
41	37	2,33	42	38	0,78
37	33	9,30	38	34	3,10
33	29	20,93	34	30	6,98
29	25	37,20	30	26	12,40
25	21	57,83	26	22	19,28
21	17	82,50	22	18	27,50
17	13	111,23	18	14	37,08
13	9	144,00	14	10	48,00
9	5	180,83	10	6	60,28
5	1	221,70	6	2	73,90

Quadro 5.10 – Esforço transversal nos pilares

V(kN)			V(kN)		
41	37	4,65	42	38	10,85
37	33	9,30	38	34	21,70
33	29	13,95	34	30	32,55
29	25	18,60	30	26	43,40
25	21	22,65	26	22	52,85
21	17	26,70	22	18	62,30
17	13	30,75	18	14	71,75
13	9	34,80	14	10	81,20
9	5	38,85	10	6	90,65
5	1	42,90	6	2	100,10

Quadro 5.11 – Momento flector nas extremidades dos pilares

M(kN.m)			M(kN.m)		
41	37	6,98	42	38	16,28
37	33	13,95	38	34	32,55
33	29	20,93	34	30	48,83
29	25	27,90	30	26	65,10
25	21	33,98	26	22	79,27
21	17	40,05	22	18	93,45
17	13	46,13	18	14	107,63
13	9	52,20	14	10	121,80
9	5	58,27	10	6	135,98
5	1	64,35	6	2	150,15

Quadro 5.12 – Esforço axial nas vigas

N(kN)			N(kN)			N(kN)		
41	42	26,35	42	43	15,50	43	44	4,65
37	38	26,35	38	39	15,50	39	40	4,65
33	34	26,35	34	35	15,50	35	36	4,65
29	30	26,35	30	31	15,50	31	32	4,65
25	26	22,95	26	27	13,50	27	28	4,05
21	22	22,95	22	23	13,50	23	24	4,05
17	18	22,95	18	19	13,50	19	20	4,05
13	14	22,95	14	15	13,50	15	16	4,05
9	10	22,95	10	11	13,50	11	12	4,05
5	6	22,95	6	7	13,50	7	8	4,05

Quadro 5.13 – Esforço transversal nas vigas

V(kN)			V(kN)		
41	42	2,33	42	43	3,10
37	38	6,98	38	39	9,30
33	34	11,63	34	35	15,50
29	30	16,28	30	31	21,70
25	26	20,63	26	27	27,50
21	22	24,68	22	23	32,90
17	18	28,73	18	19	38,30
13	14	32,78	14	15	43,70
9	10	36,83	10	11	49,10
5	6	40,88	6	7	54,50

Quadro 5.14 – Momento flector nas extremidades das vigas

M(kN.m)			M(kN.m)		
41	42	6,97	42	43	9,30
37	38	20,93	38	39	27,90
33	34	34,88	34	35	46,50
29	30	48,83	30	31	65,10
25	26	61,88	26	27	82,50
21	22	74,03	22	23	98,70
17	18	86,18	18	19	114,90
13	14	98,33	14	15	131,10
9	10	110,48	10	11	147,30
5	6	122,63	6	7	163,50

5.3.3. COMPARAÇÃO ENTRE MÉTODOS EXPEDITOS E SOFTWARE COMERCIAL

De forma a fazer uma análise comparativa entre os métodos optou-se por resumir em tabelas os esforços obtidos e colocá-los posteriormente em gráficos, utilizando zonas representativas da estrutura como a base, o meio e o topo do pórtico.

Quadro 5.15 – Esforço axial - pilares externos

N(kN)						
	Barra		Portal	Cantilever	Sap2000	Robot
Topo	41	37	2,58	2,33	2,85	2,77
Meio	25	21	64,25	57,83	62,76	62,34
Base	5	1	246,33	221,70	238,23	237,51

Quadro 5.16 – Esforço transversal - pilares externos

V(kN)						
	Barra		Portal	Cantilever	Sap2000	Robot
Topo	41	37	5,17	4,65	3,65	3,55
Meio	25	21	25,17	22,65	26,31	25,98
Base	5	1	47,67	42,90	63,17	62,61

Quadro 5.17 – Momento flector - pilares externos

M						
	Barra		Portal	Cantilever	Sap2000	Robot
Topo	41	37	7,75	6,98	9,90	9,47
Meio	25	21	37,75	33,98	34,12	34,02
Base	5	1	71,50	64,35	142,17	138,59

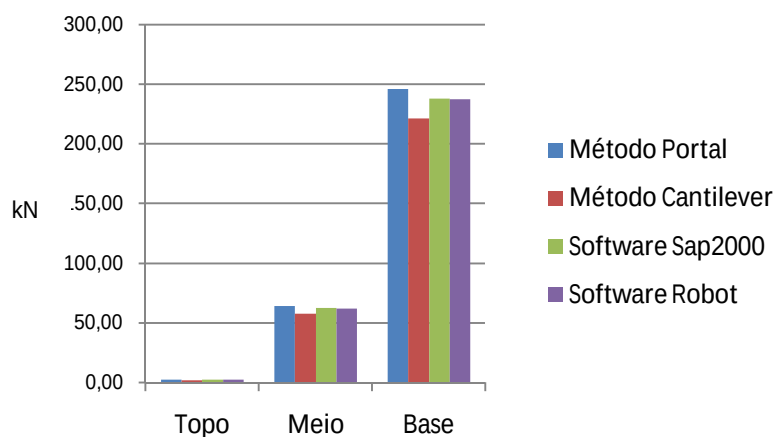


Fig.5.10 – Esforço axial – pilares extremos

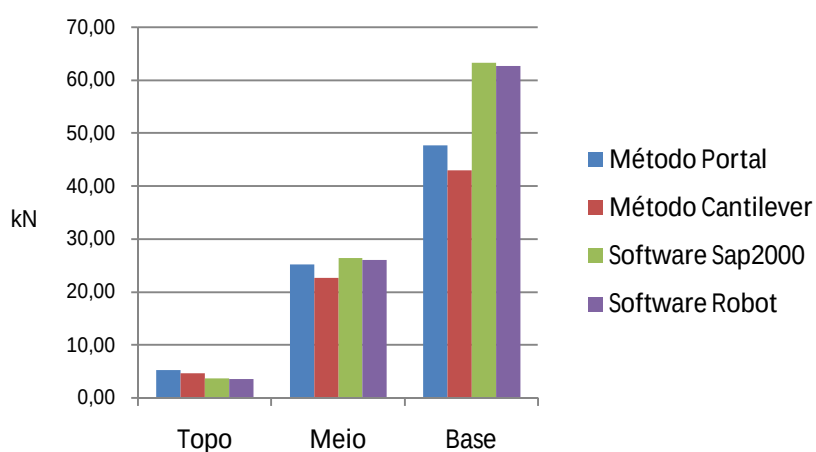


Fig. 5.11 – Esforço transversal – pilares extremos

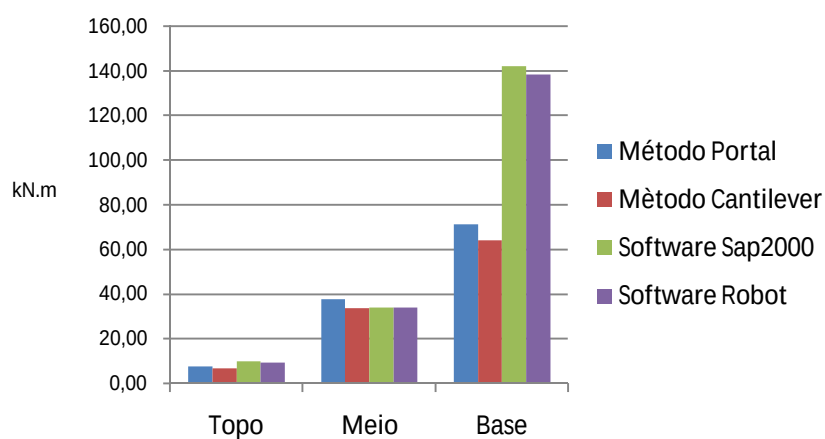


Fig. 5.12 – Momento flector – pilares extremos

Quadro 5.18 – Esforço axial - pilares interiores

			N(kN)			
			Portal	Cantilever	Sap2000	Robot
Topo	42	38	0,00	0,78	2,23	2,32
Meio	26	22	0,00	19,28	7,71	8,77
Base	6	2	0,00	73,90	3,18	0,36

Quadro 5.19 – Esforço transversal – pilares intermédios

			V(kN)			
			Portal	Cantilever	Sap2000	Robot
Topo	42	38	10,33	10,85	11,84	11,95
Meio	26	22	50,33	52,85	49,16	49,49
Base	6	2	95,33	100,10	80,89	81,62

Quadro 5.20 – Momento flector – pilares intermédios

			M (kN.m)			
			Portal	Cantilever	Sap2000	Robot
Topo	42	38	15,50	16,28	22,45	22,42
Meio	26	22	75,50	79,27	69,50	70,19
Base	6	2	143,00	150,15	157,42	152,20

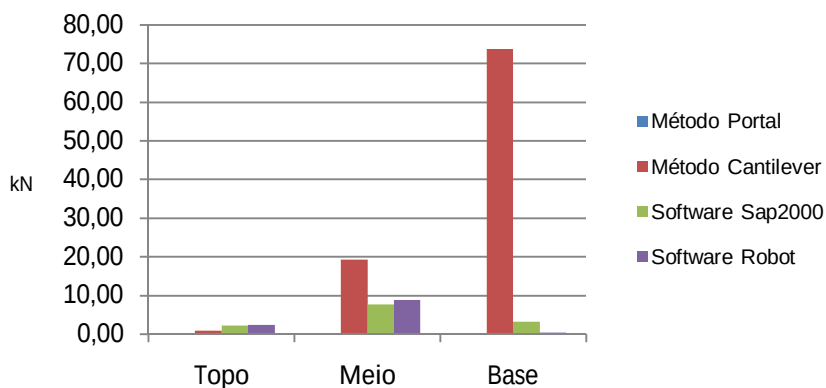


Fig 5.13 – Esforço axial - pilares interiores

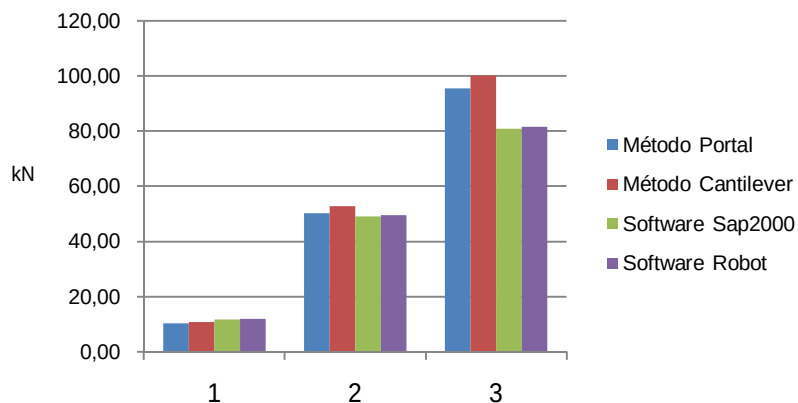


Fig 5.14 – Esforço transversal - pilares interiores

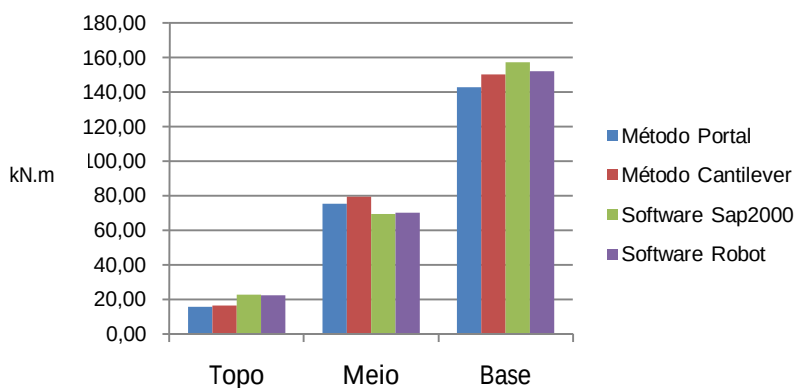


Fig 5.15 – Momento flector - pilares interiores

Quadro 5.21 – Esforço axial – vigas interiores

			N(kN)			
			Portal	Cantilever	Sap2000	Robot
Topo	42	43	15,50	15,50	15,50	15,50
Meio	26	27	13,50	13,50	13,64	13,47
Base	6	7	13,50	13,50	12,22	12,00

Quadro 5.22 – Esforço transversal – vigas interiores

			V			
			Portal	Cantilever	Sap2000	Robot
Topo	42	43	2,58	3,10	5,09	5,09
Meio	26	27	22,92	27,50	23,09	27,46
Base	6	7	45,42	54,50	34,09	34,72

Quadro 5.23 – Momento flector – vigas interiores

			M			
			Portal	Cantilever	Sap2000	Robot
Topo	42	43	7,75	9,30	15,26	15,28
Meio	26	27	68,75	82,50	69,29	82,38
Base	6	7	136,25	163,50	102,30	104,22

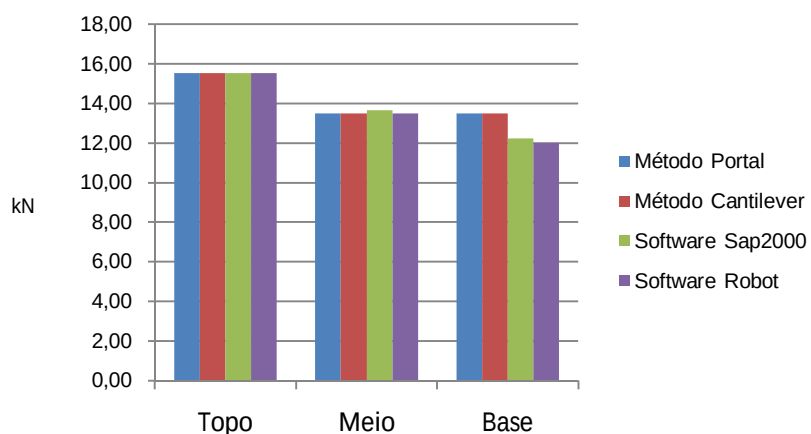


Fig 5.16 – Esforço axial – vigas interiores

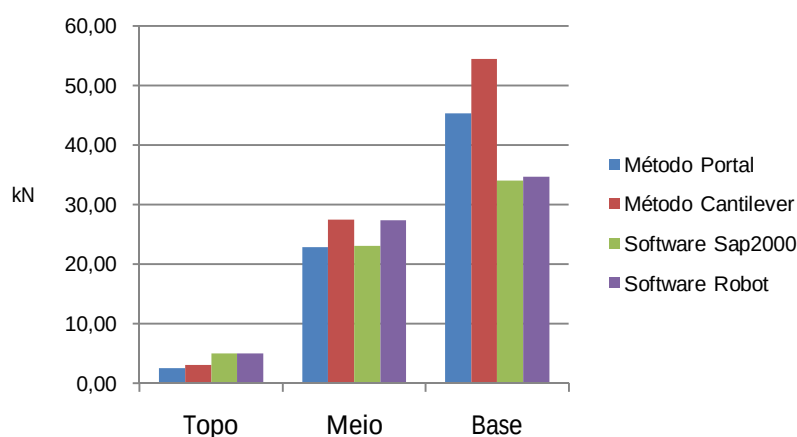


Fig 5.17 – Esforço transverso – vigas interiores

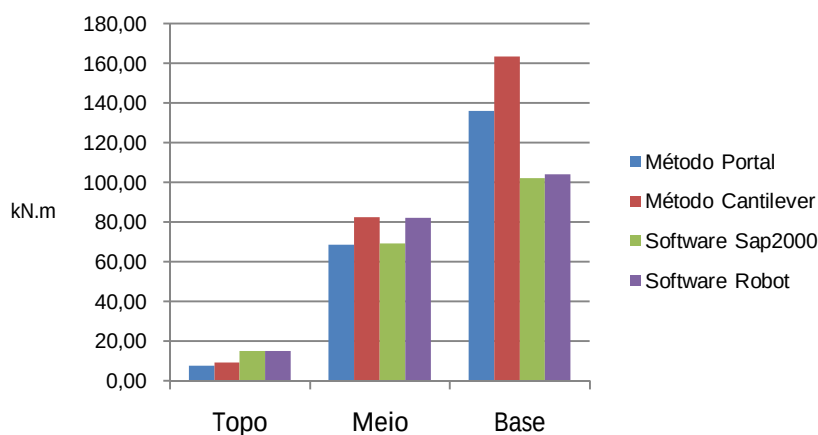


Fig 5.18 – Momento flector – vigas interiores

5.3.4. CONCLUSÕES

A partir da análise dos diversos resultados podem tirar-se diversas conclusões. Os resultados obtidos através de software comercial apresentam resultados muito aproximados, para todos os tipos de esforços internos. Interessa comparar os resultados obtidos pelo método portal e cantilever com os resultados obtidos pelo software.

Começando pelos pilares extremos, o valor obtido para os esforços axiais é da mesma ordem de grandeza dos obtidos pelo software comercial. Entre os dois métodos expeditos não há grandes diferenças. Relativamente ao esforço transverso acontece o mesmo, com excepção dos esforços no primeiro piso, junto aos apoios, onde o esforço transverso é maior nos resultados obtidos pelo software. O mesmo se pode dizer relativamente ao momento flector. Esta diferença tem a sua explicação no facto de nos métodos expeditos termos considerado o ponto de inflexão a meia-altura dos pilares para todos os pisos. O que acontece na realidade é que os apoios rígidos fazem subir o ponto de inflexão na base do edifício, e é por isso que os valores do esforço transverso e momento flector apresentam valores de outra ordem de grandeza para a base do edifício. A correcção do ponto de inflexão nos modelos testados pelos métodos expeditos levaria com certeza a resultados mais próximos.

Passando agora a analisar as colunas interiores, como seria de esperar para o método portal não se obtém valores para o esforço axial. Como o método encara a estrutura porticada como a soma de vários pórticos simples, os esforços axiais nas colunas interiores vêm a soma dos seus resultados ser nula. Tal já não acontece relativamente ao método cantilever, que apresenta valores para o esforço axial nos pilares interiores, uma vez que estes esforços são distribuídos proporcionalmente à distância do pilar em questão ao centróide dos pilares do pórtico. Na figura 5.12 é possível observar que os resultados obtidos para os pilares interiores pelo método portal e pelo software comercial apresentam valores muito próximos de zero. Os resultados obtidos pelo método cantilever, sem serem elevados destacam-se dos demais. Esse facto prova que este método é mais apropriado para edifícios com um maior número de andares. Tal é aceitável, uma vez que o efeito de consola sofrido por um edifício aumenta com a sua altura. Para edifícios até 25 andares o método portal é então o mais indicado, o que fica comprovado com os resultados obtidos por software comercial.

Por fim resta analisar os esforços internos obtidos para as vigas, e utilizou-se como referência as vigas do vão interior. Ambos os métodos expeditos apresentam valores próximos dos resultados obtidos por software, com diferenças apenas ao nível da base, já explicadas anteriormente.

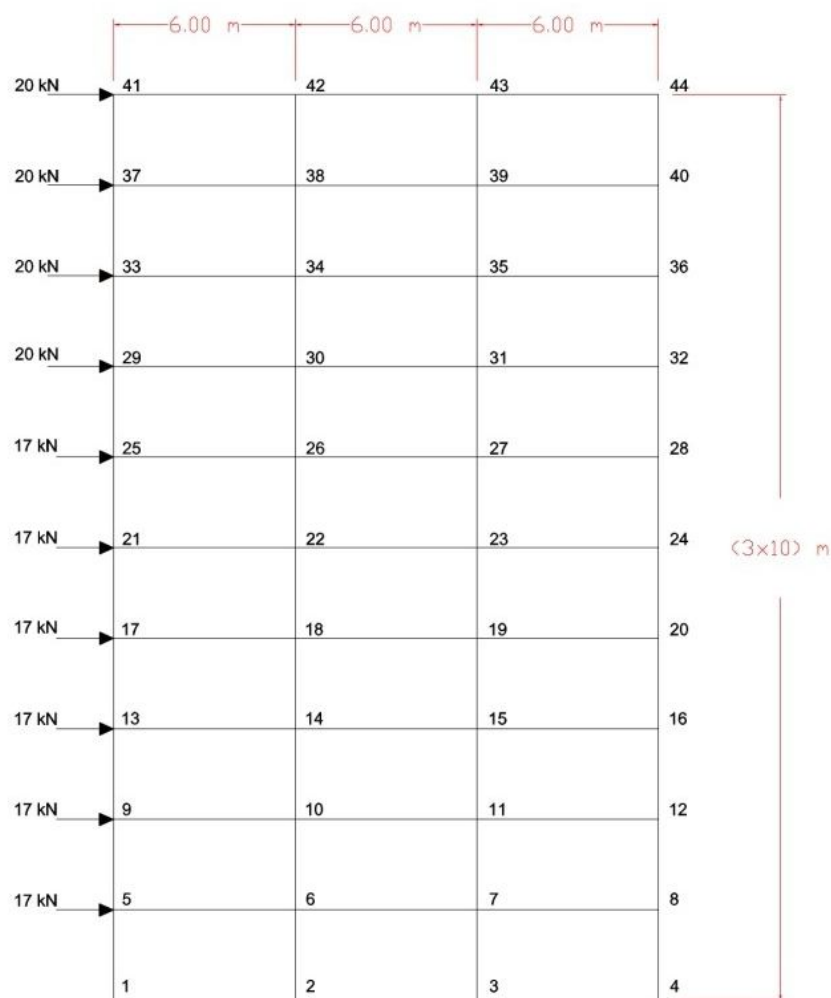
A grande conclusão que se pode retirar desta análise comparativa é de que estes métodos expeditos para avaliação de esforços internos causados por acções horizontais em pórticos rígidos são uma boa ferramenta para se utilizar numa fase de pré-dimensionamento, já que são facilmente aplicáveis, partem de pressupostos simples de compreender e é com relativa facilidade que se constrói uma folha de cálculo para a aplicação dos métodos.

5.4. DESLOCAMENTOS LATERAIS DE UM PÓRTICO RÍGIDO DE 10 ANDARES ATRAVÉS DE MÉTODOS APROXIMADOS E EXPEDITOS

Considere-se a figura 5.19. O pórtico apresentado é constituído por três vãos de 6 metros e 10 pisos de três metros cada um numa altura total de 30 metros. Para as secções transversais das barras que constituem o pórtico adoptaram-se perfis IPE400 para as vigas e HE 400 A para todos os pilares dos primeiros cinco pisos e HE240 A para todos os pilares dos restantes pisos. Os perfis adoptados foram escolhidos a partir do cálculo do Anexo B, para um pórtico simples de 10 pisos, embora se tenha optado por algumas simplificações, como considerar apenas duas secções diferentes ao longo do desenvolvimento em altura do pórtico. As ligações entre os diversos elementos foram consideradas rígidas de forma a poderem ser aplicados os métodos aproximados para esse tipo de estrutura. As acções horizontais consideradas estão descritas na figura 5.18. O material utilizado foi o aço estrutural com as características que constam do Eurocódigo 3. Como o método expedito para o cálculo dos deslocamentos laterais se baseia na soma de diversos efeitos sofridos pela estrutura, apresentam-se em forma de tabelas os resultados obtidos. Posteriormente são comparados com os resultados obtidos de uma análise efectuada por software, nomeadamente Robot e SAP2000. Apresentam-se ainda gráficos de forma a completar e a facilitar a análise dos resultados obtidos.

Quadro 5.24 – Perfis adoptados

Pilares			Vigas		
Perfis	A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	Perfis	A (cm ²)	I _y (cm ⁴)
HE240A	76,8	7763	IPE400	84,5	23130
HE 400A	159,0	45070			



VIGAS: IPE400, PILARES: (0 a 5) - HE 400A ; (5 a 10) - HE 240A

Fig.5.19 – Pórtico plano de 10 andares com indicação de nós e cargas aplicadas.

Quadro 5.25 – Deslocamentos laterais devido à flexão de vigas e pilares

PISO	H (m)	V (kN)	ΣV (kN)	ΣK_V	ΣK_C	E (Kpa)	$\delta_{i(v+c)}$ (m)	$\Delta_{(v+c)}$
10	30	20	20	1,16E-04	1,04E-04	2,10E+08	1,31E-03	0,0411
9	27	20	40	1,16E-04	1,04E-04	2,10E+08	2,62E-03	0,0398
8	24	20	60	1,16E-04	1,04E-04	2,10E+08	3,92E-03	0,0372
7	21	20	80	1,16E-04	1,04E-04	2,10E+08	5,23E-03	0,0333
6	18	17	97	1,16E-04	1,04E-04	2,10E+08	6,34E-03	0,0280
5	15	17	114	1,16E-04	6,01E-04	2,10E+08	4,20E-03	0,0217
4	12	17	131	1,16E-04	6,01E-04	2,10E+08	4,82E-03	0,0175
3	9	17	148	1,16E-04	6,01E-04	2,10E+08	5,45E-03	0,0127
2	6	17	165	1,16E-04	6,01E-04	2,10E+08	6,08E-03	0,0072
1	3	17	182	1,16E-04	6,01E-04	2,10E+08	1,15E-03	0,0012

Quadro 5.26 – Deslocamentos laterais devido à flexão global do pórtico

PISO	H (m)	V (kN)	M _i (kN.m)	I(m ⁴)	EI	A	$\bar{X}_i$ (m)	Δ_f (m)	Chord drift δ_{if}
10	3	20	0	1,3824	2,90E+08	3,10E-07	1,0000	0,00183	0,00095
9	3	20	60	1,3824	2,90E+08	1,24E-06	1,2500	0,00161	0,00089
8	3	20	180	1,3824	2,90E+08	2,79E-06	1,3333	0,00136	0,00072
7	3	20	360	1,3824	2,90E+08	4,96E-06	1,3750	0,00109	0,00064
6	3	17	600	1,3824	2,90E+08	7,70E-06	1,4024	0,00080	0,00045
5	3	17	891	2,8620	6,01E+08	5,30E-06	1,4195	0,00058	0,00035
4	3	17	1233	2,8620	6,01E+08	7,14E-06	1,4313	0,00038	0,00023
3	3	17	1626	2,8620	6,01E+08	9,22E-06	1,4399	0,00021	0,00015
2	3	17	2070	2,8620	6,01E+08	1,16E-05	1,4466	0,00008	0,00006
1	3	17	2565	2,8620	6,01E+08	1,42E-05	1,4519	0,00002	0,00002

Quadro 5.27 – Deslocamentos laterais devido ao Shear Leak

PISO	H (m)	ΣV (kN)	$\Sigma A'_{vi} L_{vi}$	$\Sigma A'_{ci} h_i$	δ_{shi}	Δ_{shi} (m)
10	3	20	0,0512	0,0148	0,0002	0,0066
9	3	40	0,0512	0,0148	0,0004	0,0064
8	3	60	0,0512	0,0148	0,0006	0,0060
7	3	80	0,0512	0,0148	0,0008	0,0054
6	3	97	0,0512	0,0148	0,0009	0,0046
5	3	114	0,0512	0,0393	0,0006	0,0037
4	3	131	0,0512	0,0393	0,0007	0,0031
3	3	148	0,0512	0,0393	0,0007	0,0025
2	3	165	0,0512	0,0393	0,0008	0,0017
1	3	182	0,0512	0,0393	0,0009	0,0009

Quadro 5.28 – Deslocamentos laterais de 1ª ordem obtidos pelos métodos expeditos e software comercial

PISO	H (m)	$\Delta_{(V+C)}$	Δ_f (m)	Δ_{shi} (m)	$\Delta(1)$	ROBOT	SAP2000
10	30	0,0411	0,0018	0,0066	0,0495	0,0450	0,0521
9	27	0,0398	0,0016	0,0064	0,0478	0,0430	0,0502
8	24	0,0372	0,0014	0,0060	0,0446	0,0400	0,0468
7	21	0,0333	0,0011	0,0054	0,0398	0,0360	0,0418
6	18	0,0280	0,0008	0,0046	0,0335	0,0300	0,0352
5	15	0,0217	0,0006	0,0037	0,0260	0,0230	0,0274
4	12	0,0175	0,0004	0,0031	0,0210	0,0190	0,0221
3	9	0,0127	0,0002	0,0025	0,0154	0,0140	0,0163
2	6	0,0072	0,0001	0,0017	0,0090	0,0080	0,0100
1	3	0,0012	0,0000	0,0009	0,0021	0,0030	0,0038

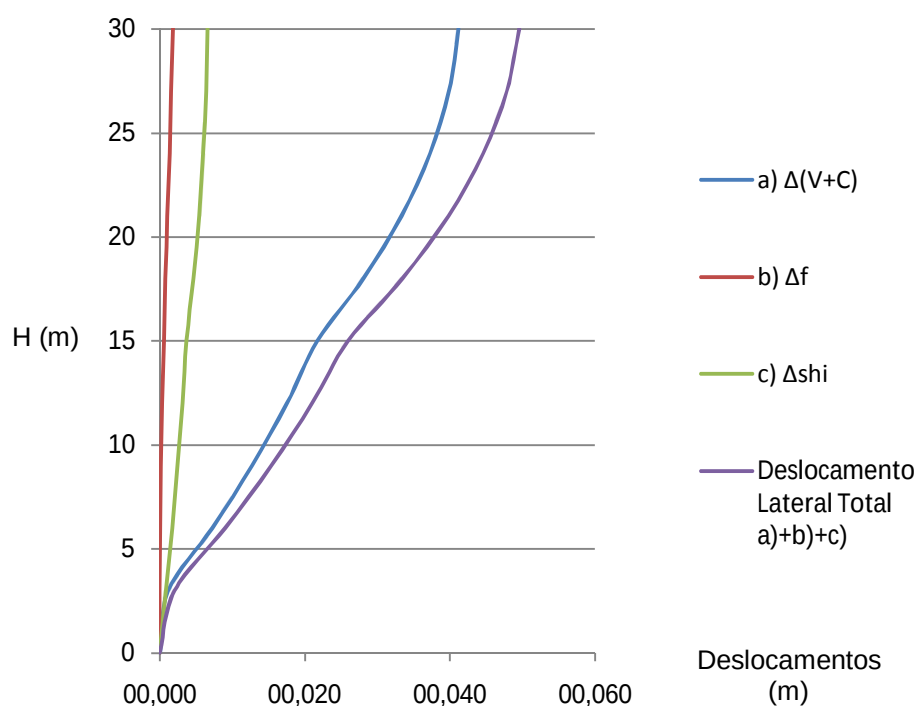


Fig. 5.20 – Contribuição das diversas acções para os deslocamentos totais

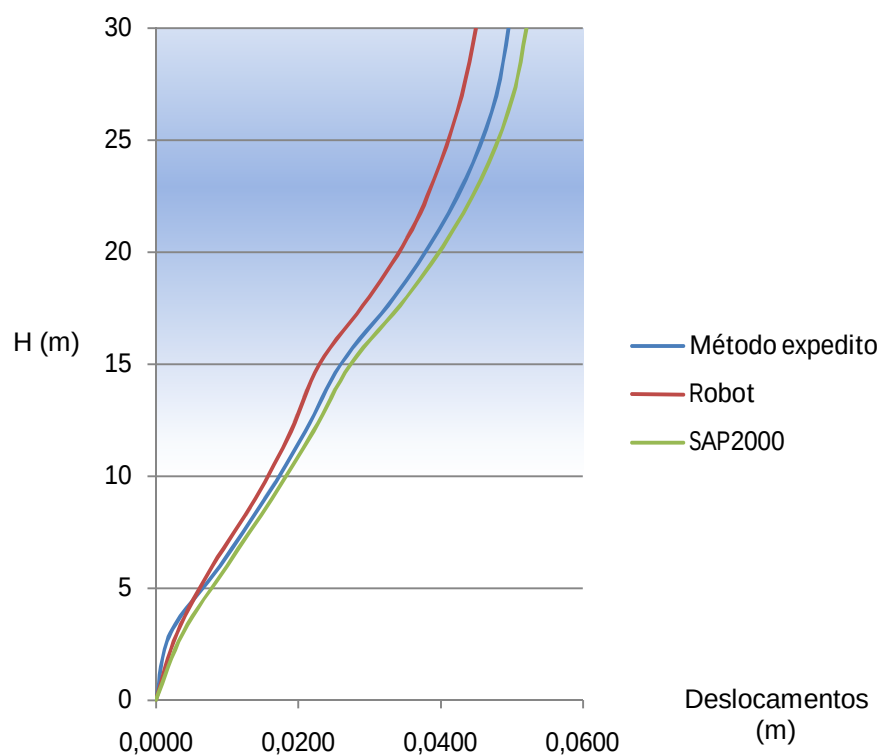


Fig. 5.21 – Deslocamentos laterais de 1ª ordem

5.4.1. CONCLUSÕES

A partir de uma folha de cálculo desenvolvida para o efeito, calculou-se o deslocamento horizontal devido ao efeito da flexão das vigas e colunas, o deslocamento lateral devido à flexão global da estrutura que provoca tracção nos pilares de sotavento e compressões nos pilares de barlavento, e os deslocamentos devido ao *shear leak*. Na figura 5.20 representa-se graficamente os resultados obtidos para esses três efeitos, assim como a sua soma. A conclusão principal a retirar é que a parcela responsável por grande parte dos deslocamentos horizontais é efectivamente a flexão das colunas e vigas, o que não é de estranhar já que são estes elementos que dão rigidez lateral à estrutura. É de esperar para além disso, que à medida que um edifício cresce em altura que a rigidez axial das colunas assuma um papel mais importante na rigidez lateral.

Na figura 5.21 estão representados graficamente os deslocamentos horizontais obtidos pelos métodos expeditos, pelo software Robot e pelo software SAP2000. Os valores obtidos são muito próximos, o que vem confirmar o método expedito como uma boa ferramenta para utilizar numa situação de pré-dimensionamento. Para além disso todas as curvas apresentam um aspecto semelhante, o que por sua vez comprova que os métodos expeditos são capazes de retratar fielmente os deslocamentos laterais sofridos por uma estrutura deste tipo. Existem dois pontos que merecem especial atenção. Um é na base do edifício em que é possível visualizar uma curvatura diferente devida à condição de apoio considerada (foram considerados apoios rígidos). Existe depois um ponto de inflexão e o restante gráfico desenvolve-se com uma curvatura semelhante a $\Delta_{(V+C)}$. O outro ponto que merece reparo está aproximadamente a meia altura do pórtico plano considerado, exactamente onde se considerou a mudança de secção das colunas e consequentemente uma mudança de rigidez.

5.5. DESLOCAMENTOS LATERAIS DE UM PÓRTICO RÍGIDO DE 20 ANDARES ATRAVÉS DE MÉTODOS APROXIMADOS E EXPEDITOS. COMPARAÇÃO COM RESULTADOS OBTIDOS POR SOFTWARE COMERCIAL

Considere-se a figura 5.22. O pórtico da figura é constituído por 20 pisos, com um pé-direito de 3.5 metros em cada e está sujeito ao carregamento descrito na figura. As secções dos pilares são as consideradas na figura. As acções horizontais aplicadas no pórtico estão indicadas na figura. Procurou-se utilizar acções horizontais de maior valor e um pórtico de maior altura para comprovar a fiabilidade do método quando comparado com os resultados obtidos pelo software. Na tabela seguinte resumem-se as características dos diversos perfis utilizados neste exemplo.

Quadro 5.29 – Secções adoptadas nos pilares

Pilares 1			Pilares 2			Pilares 3			Pilares 4		
Perfis	A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	Perfis	A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	Perfis	A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	Perfis	A (cm ²)	I _y (cm ⁴)
HE 280B	131,4	19270	HE280B	131,4	19270	HE300B	149,1	25170	HE300B	149,1	25170
HE450B	218,0	79890	HE450B	218,0	79890	HE500B	238,6	107200	HE500B	238,6	107200
HE500B	238,6	107200	HE550B	254,1	136700	HE600B	270,0	171000	HE600B	270,0	171000

Quadro 5.30 – Secções adoptadas nas vigas

VIGAS			
Perfis	A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	L (m)
IPE360	72,7	16270	6,0
IPE240	39,1	3892	4,0
IPE450	98,8	33740	8,0

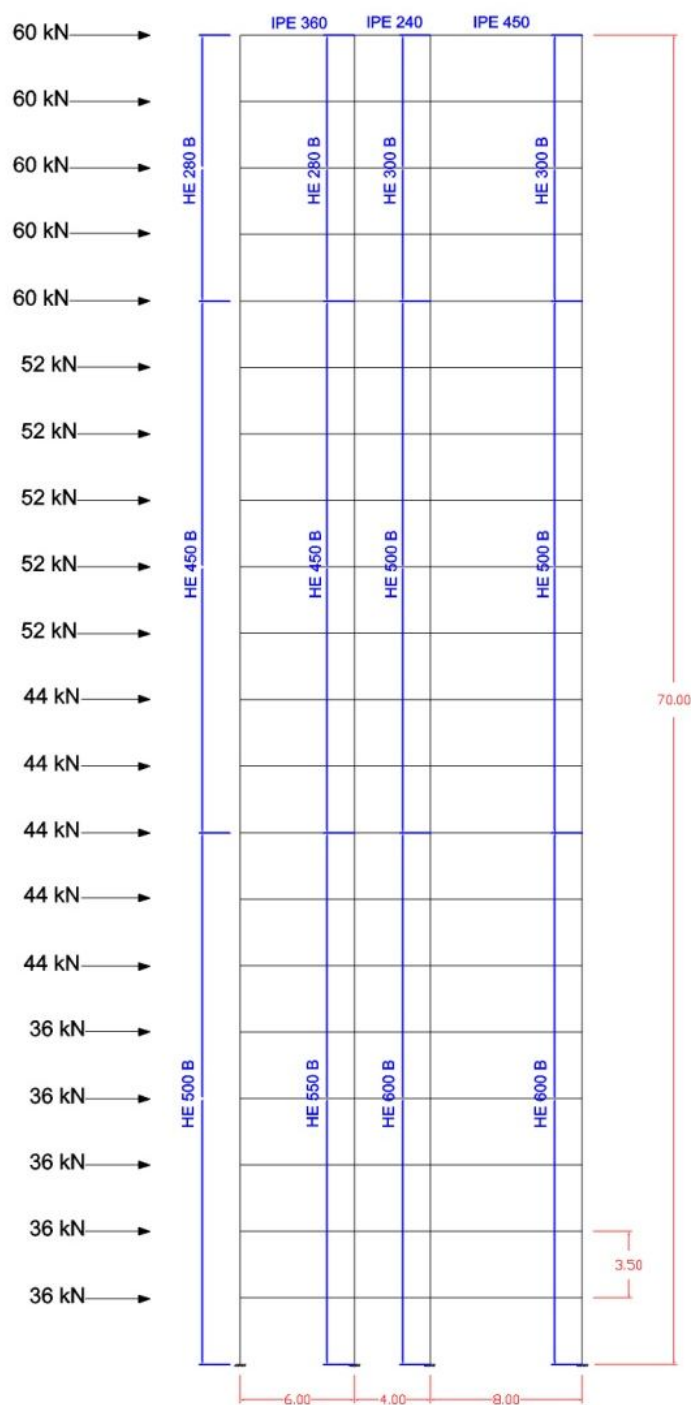


Fig. 5.22 – Pórtico rígido de 20 andares

Quadro 5.31 – Deslocamentos laterais devido à flexão de vigas e pilares

PISO	H (m)	V (kN)	ΣV (kN)	ΣK_v	ΣK_c	E (Kpa)	$\delta_{i(V+G)}$ (m)	$\Delta(1)$
20	3,50	60	60	7,90E-05	2,54E-04	2,10E+08	0,0048	0,6950
19	3,50	60	120	7,90E-05	2,54E-04	2,10E+08	0,0097	0,6902
18	3,50	60	180	7,90E-05	2,54E-04	2,10E+08	0,0145	0,6805
17	3,50	60	240	7,90E-05	2,54E-04	2,10E+08	0,0194	0,6660
16	3,50	60	300	7,90E-05	1,07E-03	2,10E+08	0,0198	0,6466
15	3,50	52	352	7,90E-05	1,07E-03	2,10E+08	0,0233	0,6268
14	3,50	52	404	7,90E-05	1,07E-03	2,10E+08	0,0267	0,6036
13	3,50	52	456	7,90E-05	1,07E-03	2,10E+08	0,0301	0,5769
12	3,50	52	508	7,90E-05	1,07E-03	2,10E+08	0,0336	0,5468
11	3,50	52	560	7,90E-05	1,07E-03	2,10E+08	0,0370	0,5132
10	3,50	44	604	7,90E-05	1,07E-03	2,10E+08	0,0399	0,4762
9	3,50	44	648	7,90E-05	1,07E-03	2,10E+08	0,0428	0,4363
8	3,50	44	692	7,90E-05	1,67E-03	2,10E+08	0,0446	0,3935
7	3,50	44	736	7,90E-05	1,67E-03	2,10E+08	0,0474	0,3489
6	3,50	44	780	7,90E-05	1,67E-03	2,10E+08	0,0502	0,3015
5	3,50	36	816	7,90E-05	1,67E-03	2,10E+08	0,0526	0,2513
4	3,50	36	852	7,90E-05	1,67E-03	2,10E+08	0,0549	0,1987
3	3,50	36	888	7,90E-05	1,67E-03	2,10E+08	0,0572	0,1438
2	3,50	36	924	7,90E-05	1,67E-03	2,10E+08	0,0595	0,0866
1	3,50	36	960	7,90E-05	2,51E-03	2,10E+08	0,0271	0,0271

Quadro 5.32 – Deslocamentos laterais devido à flexão global do pórtico

PISO	H (m)	V (kN)	Mi (kN.m)	I(m4)	EI	A	$\bar{x}_i$ (m)	$\Delta(2)$ (m)	Chord drift
20	3,5	60	210	2,4052	5,05E+08	7,28E-07	1,1667	0,0749	0,0384
19	3,5	60	630	2,4052	5,05E+08	2,91E-06	1,4583	0,0709	0,0364
18	3,5	60	1260	2,4052	5,05E+08	6,55E-06	1,5556	0,0667	0,0344
17	3,5	60	2100	2,4052	5,05E+08	1,16E-05	1,6042	0,0622	0,0322
16	3,5	60	3150	3,9185	8,23E+08	1,12E-05	1,6333	0,0578	0,0300
15	3,5	52	4382	3,9185	8,23E+08	1,60E-05	1,6546	0,0533	0,0279
14	3,5	52	5796	3,9185	8,23E+08	2,16E-05	1,6690	0,0486	0,0254
13	3,5	52	7392	3,9185	8,23E+08	2,80E-05	1,6794	0,0438	0,0232
12	3,5	52	9170	3,9185	8,23E+08	3,52E-05	1,6874	0,0389	0,0206
11	3,5	52	11130	3,9185	8,23E+08	4,32E-05	1,6937	0,0340	0,0183
10	3,5	44	13244	3,9185	8,23E+08	5,18E-05	1,6994	0,0290	0,0157
9	3,5	44	15512	3,9185	8,23E+08	6,12E-05	1,7040	0,0242	0,0133
8	3,5	44	17934	4,3754	9,19E+08	6,37E-05	1,7078	0,0197	0,0108
7	3,5	44	20510	4,3754	9,19E+08	7,32E-05	1,7109	0,0155	0,0089
6	3,5	44	23240	4,3754	9,19E+08	8,33E-05	1,7136	0,0115	0,0066
5	3,5	36	26096	4,3754	9,19E+08	9,40E-05	1,7162	0,0080	0,0049
4	3,5	36	29078	4,3754	9,19E+08	1,05E-04	1,7185	0,0050	0,0031
3	3,5	36	32186	4,3754	9,19E+08	1,17E-04	1,7204	0,0027	0,0019
2	3,5	36	35420	4,3754	9,19E+08	1,29E-04	1,7221	0,0011	0,0007
1	3,5	36	38780	4,3754	9,19E+08	1,41E-04	1,1667	0,0003	0,0003

Quadro 5.33 – Deslocamentos laterais devido ao Shear Leak

PISO	H (m)	ΣV (kN)	$\Sigma A'_{vi}L_{vi}$	$\Sigma A'_{ci}h_i$	δ_{shi}	$\Delta(3)$	PISO
20	3,50	60	60	0,0475	0,0304	0,0005	0,0568
19	3,50	60	120	0,0475	0,0304	0,0010	0,0563
18	3,50	60	180	0,0475	0,0304	0,0015	0,0554
17	3,50	60	240	0,0475	0,0304	0,0020	0,0539
16	3,50	60	300	0,0475	0,0733	0,0016	0,0519
15	3,50	52	352	0,0475	0,0733	0,0019	0,0503
14	3,50	52	404	0,0475	0,0733	0,0021	0,0485
13	3,50	52	456	0,0475	0,0733	0,0024	0,0464
12	3,50	52	508	0,0475	0,0733	0,0027	0,0440
11	3,50	52	560	0,0475	0,0733	0,0029	0,0413
10	3,50	44	604	0,0475	0,0733	0,0032	0,0383
9	3,50	44	648	0,0475	0,0733	0,0034	0,0352
8	3,50	44	692	0,0475	0,0955	0,0033	0,0318
7	3,50	44	736	0,0475	0,0955	0,0035	0,0285
6	3,50	44	780	0,0475	0,0955	0,0037	0,0249
5	3,50	36	816	0,0475	0,0955	0,0039	0,0212
4	3,50	36	852	0,0475	0,0955	0,0041	0,0173
3	3,50	36	888	0,0475	0,0955	0,0042	0,0132
2	3,50	36	924	0,0475	0,0955	0,0044	0,0090
1	3,50	36	960	0,0475	0,0955	0,0046	0,0046

Quadro 5.34 – Deslocamentos laterais de 1ª ordem obtidos pelos métodos expeditos e software comercial

H(m)	$\Delta(1)$	$\Delta(2)$	$\Delta(3)$	$\Delta(1+2+3)$	ROBOT	SAP2000
70,0	0,6950	0,0749	0,0568	0,8268	0,7260	0,8071
66,5	0,6902	0,0709	0,0563	0,8174	0,7150	0,7953
63,0	0,6805	0,0667	0,0554	0,8025	0,7000	0,7785
59,5	0,6660	0,0622	0,0539	0,7821	0,6800	0,7561
56,0	0,6466	0,0578	0,0519	0,7564	0,6540	0,7275
52,5	0,6268	0,0533	0,0503	0,7305	0,6280	0,6987
49,0	0,6036	0,0486	0,0485	0,7007	0,6000	0,6668
45,5	0,5769	0,0438	0,0464	0,6671	0,5680	0,6313
42,0	0,5468	0,0389	0,0440	0,6296	0,5330	0,5922
38,5	0,5132	0,0340	0,0413	0,5885	0,4940	0,5496
35,0	0,4762	0,0290	0,0383	0,5436	0,4530	0,5035
31,5	0,4363	0,0242	0,0352	0,4957	0,4080	0,4541
28,0	0,3935	0,0197	0,0318	0,4450	0,3610	0,4016
24,5	0,3489	0,0155	0,0285	0,3928	0,3130	0,3477
21,0	0,3015	0,0115	0,0249	0,3380	0,2620	0,2918
17,5	0,2513	0,0080	0,0212	0,2805	0,2100	0,2341
14,0	0,1987	0,0050	0,0173	0,2210	0,1580	0,1756
10,5	0,1438	0,0027	0,0132	0,1597	0,1060	0,1178
7,0	0,0866	0,0011	0,0090	0,0967	0,0570	0,0640
3,5	0,0271	0,0003	0,0046	0,0320	0,0180	0,0204

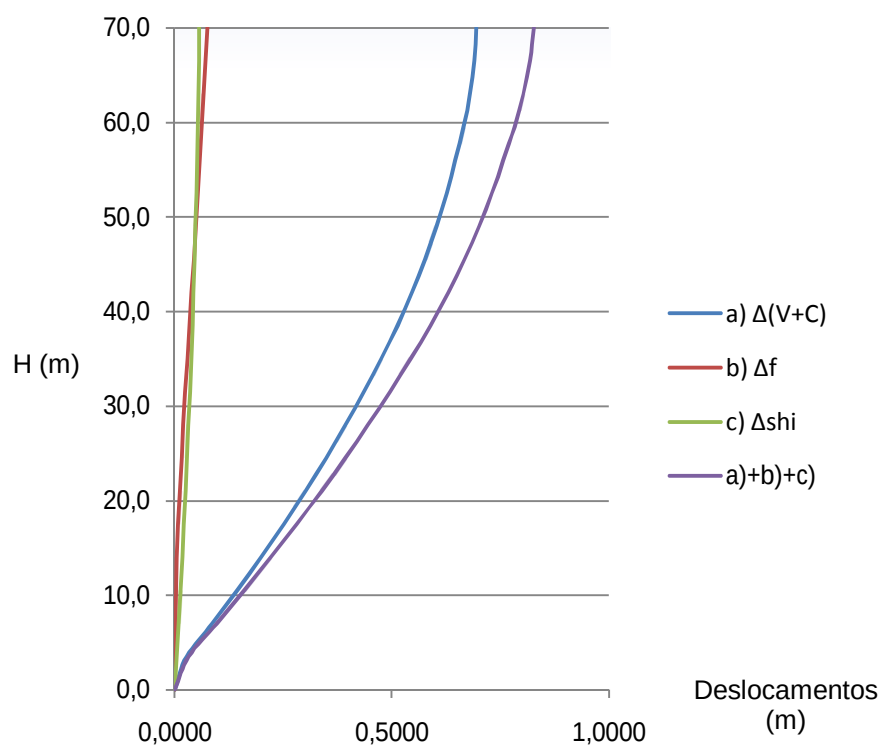


Fig. 5.23 – Contribuição das diversas acções para os deslocamentos totais

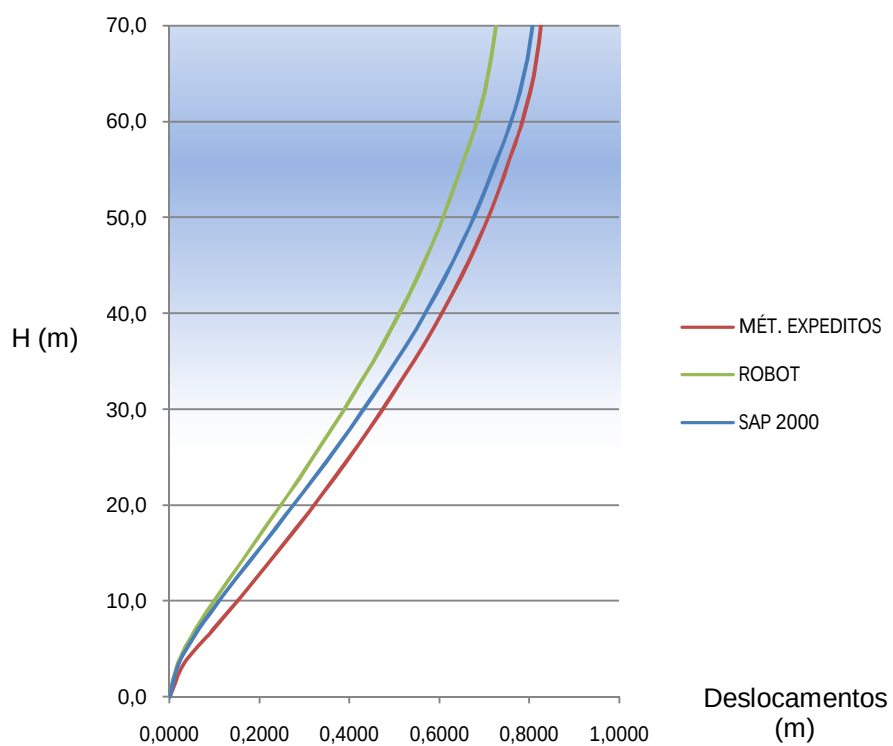


Fig. 5.24 – Deslocamentos laterais de 1ª ordem

5.5.1. CONCLUSÕES

A figura 5.23 apresenta os resultados obtidos pelo método aproximado de obtenção dos deslocamentos laterais e, mais uma vez podemos concluir que a flexão das vigas e pilares é o que mais contribui para os deslocamentos laterais. Consequentemente se os deslocamentos forem demasiado elevados e tiverem que ser reduzidos, tal pretensão conseguir-se-ia por exemplo através do aumento de rigidez nas vigas da estrutura.

Na fig.5.24 o gráfico dos deslocamentos para o método aproximado assim como para os resultados obtidos pelo software confirma mais uma vez a fiabilidade do método, e conclui-se que o facto de termos uma estrutura com mais pisos e maior altura não retira fiabilidade ao método, continuando este a apresentar resultados suficientemente rigorosos para um pré-dimensionamento.

5.6. DESLOCAMENTOS LATERAIS DE UM PÓRTICO SIMPLES CONTRAVENTADO DE 10 ANDARES ATRAVÉS DE MÉTODOS APROXIMADOS. COMPARAÇÃO COM RESULTADOS OBTIDOS POR SOFTWARE COMERCIAL.

Considere-se a figura 5.25. O pórtico apresentado é um pórtico simples, que foi alvo de um pré-dimensionamento relativamente às cargas gravíticas de forma a obter perfis metálicos de secções comerciais tanto para os pilares como para as vigas. A secção ao longo dos pilares varia de dois em dois pisos. O pórtico é constituído por 10 pisos e por três vãos de seis metros cada. A acção horizontal aplicada foi obtida a partir do eurocódigo 1, relativa ao vento (Anexo A).

Pretende-se mais uma vez utilizar os métodos aproximados para este tipo de sistema estrutural e compará-los com resultados obtidos em software comercial. Os resultados obtidos através de uma folha de cálculo desenvolvida para o efeito estão resumidos nas tabelas seguintes. Representam-se ainda graficamente os resultados de forma a facilitar a sua comparação.

Quadro 5.35 – Secções adoptadas para os pilares

PILARES 1 E 4			PILARES 2 E 3		
Perfis	A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	Perfis	A (cm ²)	I _y (cm ⁴)
HE 100A	21,2	349,2	HE 140A	31,4	1033
HE 140A	31,4	1033	HE 220A	64,3	5410
HE 180A	45,3	2510	HE 280A	97,3	13670
HE 220A	64,3	5410	HE 320A	124,4	22930
HE240A	76,8	7763	HE 400A	159,0	45070

Quadro 5.36 – Secções adoptadas para as vigas

VIGAS			
Perfis	A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	L (m)
IPE400	84,5	23130	6,0

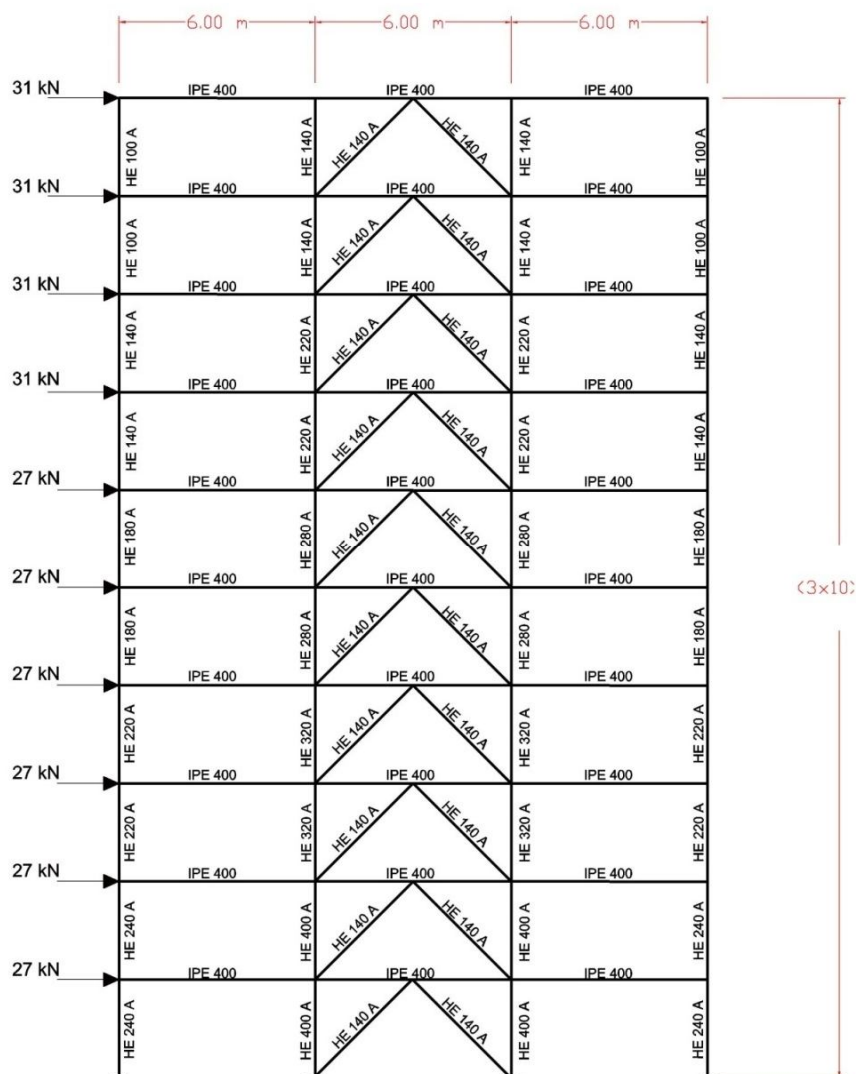


Fig. 5.25 – Pórtico simples contraventado de 10 andares

Quadro 5.37 - Deslocamentos laterais devido à flexão global do pórtico

Piso	H(m)	V (kn)	Mi (kn.m)	Io(m4)	EI	A	$\bar{x}_i$ (m)	Δ_f (m)	Chord drift δ_{if}
10	3,00	31,00	93	0,0565	1,19E+07	1,18E-05	1,0000	0,0328	0,0179
9	3,00	31,00	279	0,0565	1,19E+07	4,70E-05	1,2500	0,0282	0,0149
8	3,00	31,00	558	0,1157	2,43E+07	5,17E-05	1,3333	0,0237	0,0133
7	3,00	31,00	930	0,1157	2,43E+07	9,18E-05	1,3750	0,0189	0,0105
6	3,00	27,00	1383	0,1751	3,68E+07	9,43E-05	1,4021	0,0144	0,0084
5	3,00	27,00	1917	0,1751	3,68E+07	1,35E-04	1,4191	0,0101	0,0060
4	3,00	27,00	2532	0,2239	4,70E+07	1,42E-04	1,4309	0,0064	0,0040
3	3,00	27,00	3228	0,2239	4,70E+07	1,84E-04	1,4396	0,0033	0,0024
2	3,00	27,00	4005	0,2862	6,01E+07	1,81E-04	1,4463	0,0013	0,0009
1	3,00	27,00	4863	0,2862	6,01E+07	2,21E-04	1,4516	0,0003	0,0003

Quadro 5.38 – Deslocamentos laterais devido aos elementos de contraventamento.
Expressão do Quadro 4.1, $\Delta_{br}(1)$

Pisos	H	V	ΣV (kN)	L_{br} (m)	A_{br}	A_v	δ_{br}	Δ_{br} (m)
10	3,00	31,00	31,00	4,24	31,4	84,5	0,0002	0,0118
9	3,00	31,00	62,00	4,24	31,4	84,5	0,0005	0,0116
8	3,00	31,00	93,00	4,24	31,4	84,5	0,0007	0,0111
7	3,00	31,00	124,00	4,24	31,4	84,5	0,0009	0,0104
6	3,00	27,00	151,00	4,24	31,4	84,5	0,0011	0,0095
5	3,00	27,00	178,00	4,24	31,4	84,5	0,0013	0,0084
4	3,00	27,00	205,00	4,24	31,4	84,5	0,0015	0,0071
3	3,00	27,00	232,00	4,24	31,4	84,5	0,0017	0,0057
2	3,00	27,00	259,00	4,24	31,4	84,5	0,0019	0,0040
1	3,00	27,00	286,00	4,24	31,4	84,5	0,0021	0,0021

Quadro 5.39 – Deslocamentos laterais devido aos elementos de contraventamento.
Expressão 4.22, $\Delta_{br}(2)$

Piso	H (m)	V (kN)	ΣV (kN)	S_{br}	$\delta_{br}(m)$	$\Delta_{br}(2)$ (m)
10	3,00	31,00	31,00	155362	0,0002	0,0104
9	3,00	31,00	62,00	155362	0,0004	0,0102
8	3,00	31,00	93,00	155362	0,0006	0,0098
7	3,00	31,00	124,00	155362	0,0008	0,0092
6	3,00	27,00	151,00	155362	0,0010	0,0084
5	3,00	27,00	178,00	155362	0,0011	0,0075
4	3,00	27,00	205,00	155362	0,0013	0,0063
3	3,00	27,00	232,00	155362	0,0015	0,0050
2	3,00	27,00	259,00	155362	0,0017	0,0035
1	3,00	27,00	286,00	155362	0,0018	0,0018

Quadro 5.40 – Comparação dos deslocamentos provocados pelos elementos de contraventamento

Pisos	$\Delta_{br}(1)$	$\Delta_{br}(2)$	Sap2000
10	0,0118	0,0104	0,0119
9	0,0116	0,0102	0,0115
8	0,0111	0,0098	0,0110
7	0,0104	0,0092	0,0103
6	0,0095	0,0084	0,0094
5	0,0084	0,0075	0,0083
4	0,0071	0,0063	0,0070
3	0,0057	0,0050	0,0055
2	0,0040	0,0035	0,0039
1	0,0021	0,0018	0,0020

Quadro 5.41 – Deslocamentos laterais de 1ª ordem obtidos pelos métodos expeditos e software comercial

H(m)	$\Delta_{br}(2)$ (m)	Δ_f (m)	$\Delta(1)$ (m)	SAP2000
30,0	0,0104	0,0328	0,0432	0,0318
27,0	0,0102	0,0282	0,0384	0,0285
24,0	0,0098	0,0237	0,0336	0,0251
21,0	0,0092	0,0189	0,0281	0,0216
18,0	0,0084	0,0144	0,0229	0,0180
15,0	0,0075	0,0101	0,0175	0,0144
12,0	0,0063	0,0064	0,0127	0,0110
9,0	0,0050	0,0033	0,0083	0,0078
6,0	0,0035	0,0013	0,0048	0,0049
3,0	0,0018	0,0003	0,0022	0,0023
0,0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000

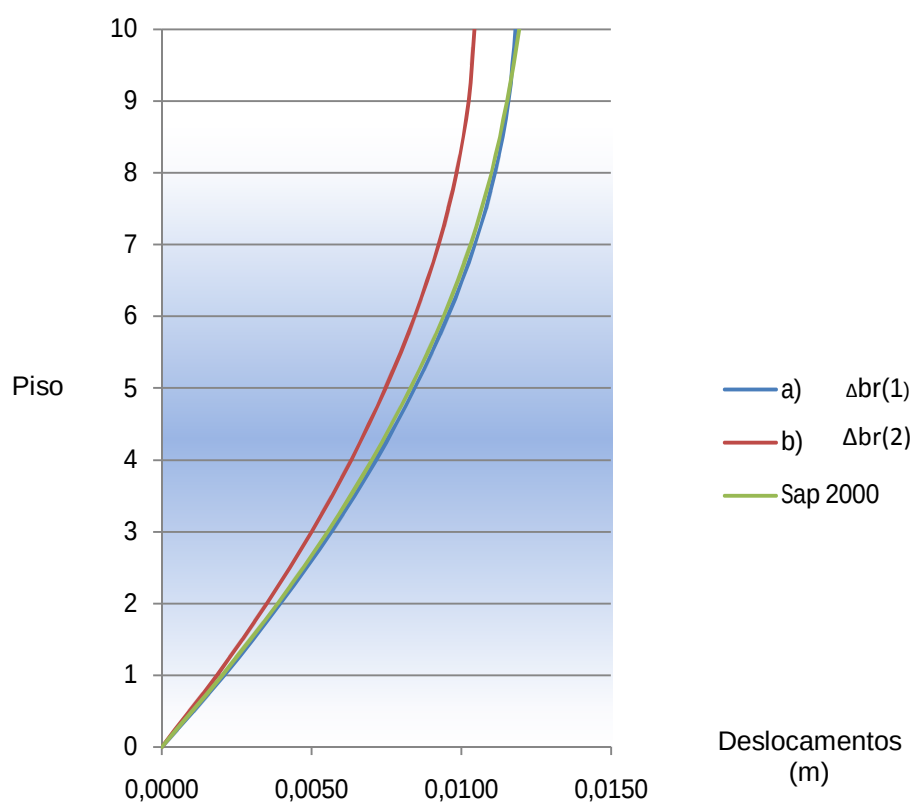


Fig. 5.26 – Comparação entre os deslocamentos laterais devidos aos elementos de contraventamento

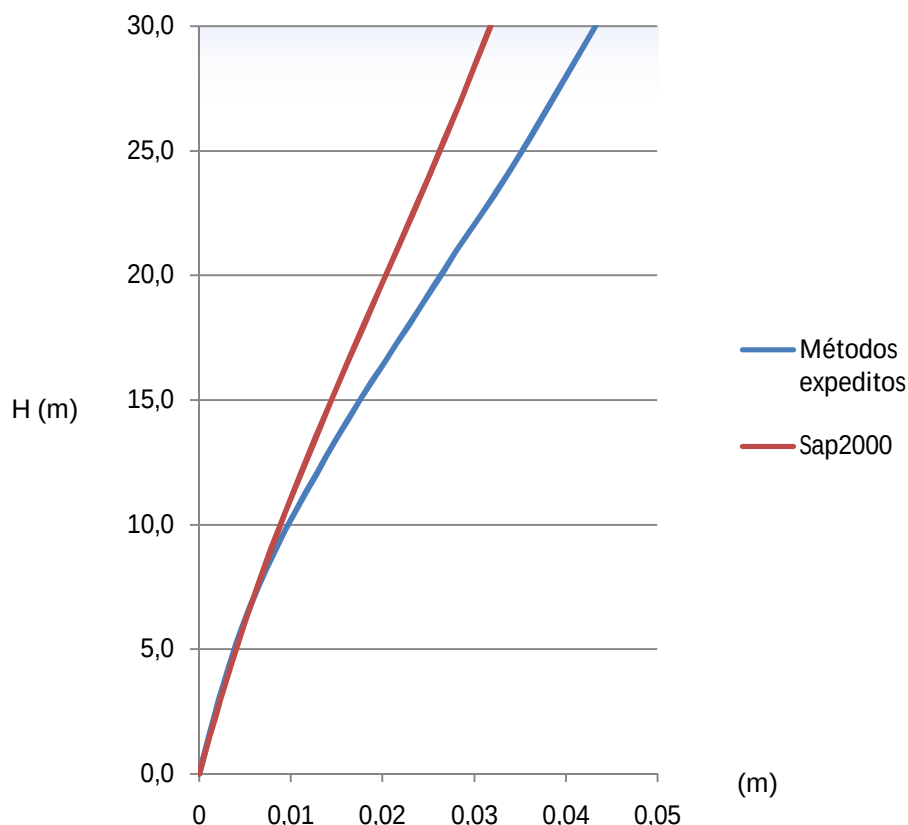


Fig. 5.27 – Comparação entre os resultados obtidos pelos métodos aproximados e software

5.6.1. Conclusões

A figura 5.26 compara apenas os resultados dos deslocamentos do pórtico devido à parcela que contabiliza o efeito dos elementos de contraventamento. No software consideraram-se os pilares como possuindo rigidez axial elevadíssima para que os deslocamentos obtidos apenas fossem devidos às diagonais de contraventamento. O resultado obtido é muito semelhante ao obtido pelo método expedito, utilizando a expressão do quadro 4.1. As diferenças obtidas na figura 5.27 são essencialmente devidas à rigidez axial dos pilares e ao efeito da flexão global da estrutura considerada.

Mais uma vez fica demonstrada a utilidade dos métodos expeditos, tanto para perceber como funcionam as estruturas e como deformam sob o efeito de acções horizontais, como para otimizar secções numa fase de anteprojecto. Numa situação em que os deslocamentos laterais se apresentassem demasiado elevados seria fácil, através deste método expedito, testar diversos tipos de contraventamento e escolher aquele que apresentasse um melhor desempenho e introduzisse maior rigidez lateral ao edifício.

5.7. CÁLCULO DE DESLOCAMENTOS LATERAIS DE 2ª ORDEM

Utilizando os valores obtidos para os deslocamentos laterais de primeira ordem para o pórtico do subcapítulo 5.4, calcularam-se os efeitos de 2ª ordem pelo método do factor de amplificação, pelo método iterativo e pelo método directo. Os diversos deslocamentos laterais de segunda ordem estão resumidos nas tabelas seguintes. Ilustra-se ainda através de um gráfico os resultados obtidos a partir dos diversos métodos.

Quadro 5.42 – Resumo dos resultados dos deslocamentos laterais obtidos na análise de 1ª ordem pelos métodos expeditos

PISO	H (m)	P (kN)	V (kN)	ΣV (kN)	Deslocamento Lateral $\Delta(1)$	Story drift $\delta_{(1)}$
10	3	1188	20	20	0,0495	0,0017
9	3	2376	20	40	0,0478	0,0033
8	3	3564	20	60	0,0446	0,0048
7	3	4752	20	80	0,0398	0,0063
6	3	5940	17	97	0,0335	0,0075
5	3	7128	17	114	0,0260	0,0050
4	3	8316	17	131	0,0210	0,0057
3	3	9504	17	148	0,0154	0,0063
2	3	10692	17	165	0,0090	0,0070
1	3	11880	17	182	0,0021	0,0021

Quadro 5.43 – Efeitos de 2ª ordem pelo Método Directo

Método Directo								
PISO	H (m)	P (kN)	V (kN)	ΣV (kN)	Story drift	u	$\delta_{(2)}$	$\Delta(2)$
10	3	1188	20	20	0,0017	1,0354	0,0018	0,0562
9	3	2376	20	40	0,0033	1,0689	0,0035	0,0545
8	3	3564	20	60	0,0048	1,1046	0,0053	0,0510
7	3	4752	20	80	0,0063	1,1425	0,0072	0,0457
6	3	5940	17	97	0,0075	1,1809	0,0089	0,0385
5	3	7128	17	114	0,0050	1,1155	0,0055	0,0296
4	3	8316	17	131	0,0057	1,1358	0,0064	0,0241
3	3	9504	17	148	0,0063	1,1564	0,0073	0,0177
2	3	10692	17	165	0,0070	1,1770	0,0082	0,0104
1	3	11880	17	182	0,0021	1,0475	0,0022	0,0022

Quadro 5.44 – Efeitos de 2ª ordem pelo método iterativo.
Iteração 1

PISO	$(\sum P) \Delta(1)/h$	$\sum V_1 + (\sum P) \Delta(1)/h$	V_2	$\Delta(2)$	$\delta_{(2)}$
10	0,68	20,68	20,68	0,0558	0,0018
9	2,58	42,58	21,89	0,0540	0,0035
8	5,68	65,68	23,10	0,0504	0,0053
7	9,98	89,98	24,30	0,0451	0,0071
6	14,86	111,86	21,88	0,0380	0,0087
5	11,80	125,80	13,95	0,0293	0,0055
4	15,67	146,67	20,86	0,0238	0,0064
3	20,01	168,01	21,35	0,0174	0,0072
2	24,82	189,82	21,80	0,0102	0,0080
1	8,25	190,25	0,43	0,0022	0,0022

Quadro 5.45 – Efeitos de 2ª ordem pelo método iterativo.
Iteração 2

PISO	$(\sum P) \Delta(2)/h$	$\sum V_2 + (\sum P) \Delta(2)/h$	V_3	$\Delta(3)$	$\delta_{(3)}$
10	0,71	20,71	20,71	0,0565	0,0018
9	2,81	42,81	22,09	0,0547	0,0036
8	6,27	66,27	23,46	0,0512	0,0053
7	11,29	91,29	25,02	0,0458	0,0072
6	17,21	114,21	22,92	0,0386	0,0089
5	13,14	127,14	12,93	0,0297	0,0056
4	17,66	148,66	21,52	0,0242	0,0065
3	22,83	170,83	22,17	0,0177	0,0073
2	28,61	193,61	22,78	0,0104	0,0082
1	8,66	190,66	-2,95	0,0022	0,0022

Quadro 5.46 – Efeitos de 2ª ordem pelo método do factor de amplificação

PISO	P (kN)	$\sum K_V$	$\sum K_C$	E	Pcr	F	$\delta_{(1)}$	$F \delta_{(1)}$	$\Delta(2)$
10	1188	1,16E-04	1,04E-04	2,10E+08	1,38E+05	1,0087	0,0017	0,0017	0,0513
9	2376	1,16E-04	1,04E-04	2,10E+08	1,38E+05	1,0176	0,0033	0,0033	0,0496
8	3564	1,16E-04	1,04E-04	2,10E+08	1,38E+05	1,0266	0,0048	0,0049	0,0463
7	4752	1,16E-04	1,04E-04	2,10E+08	1,38E+05	1,0358	0,0063	0,0065	0,0414
6	5940	1,16E-04	1,04E-04	2,10E+08	1,38E+05	1,0451	0,0075	0,0078	0,0349
5	7128	1,16E-04	6,01E-04	2,10E+08	2,44E+05	1,0300	0,0050	0,0051	0,0270
4	8316	1,16E-04	6,01E-04	2,10E+08	2,44E+05	1,0352	0,0057	0,0059	0,0219
3	9504	1,16E-04	6,01E-04	2,10E+08	2,44E+05	1,0405	0,0063	0,0066	0,0160
2	10692	1,16E-04	6,01E-04	2,10E+08	2,44E+05	1,0457	0,0070	0,0073	0,0095
1	11880	1,16E-04	6,01E-04	2,10E+08	2,44E+05	1,0511	0,0021	0,0022	0,0022

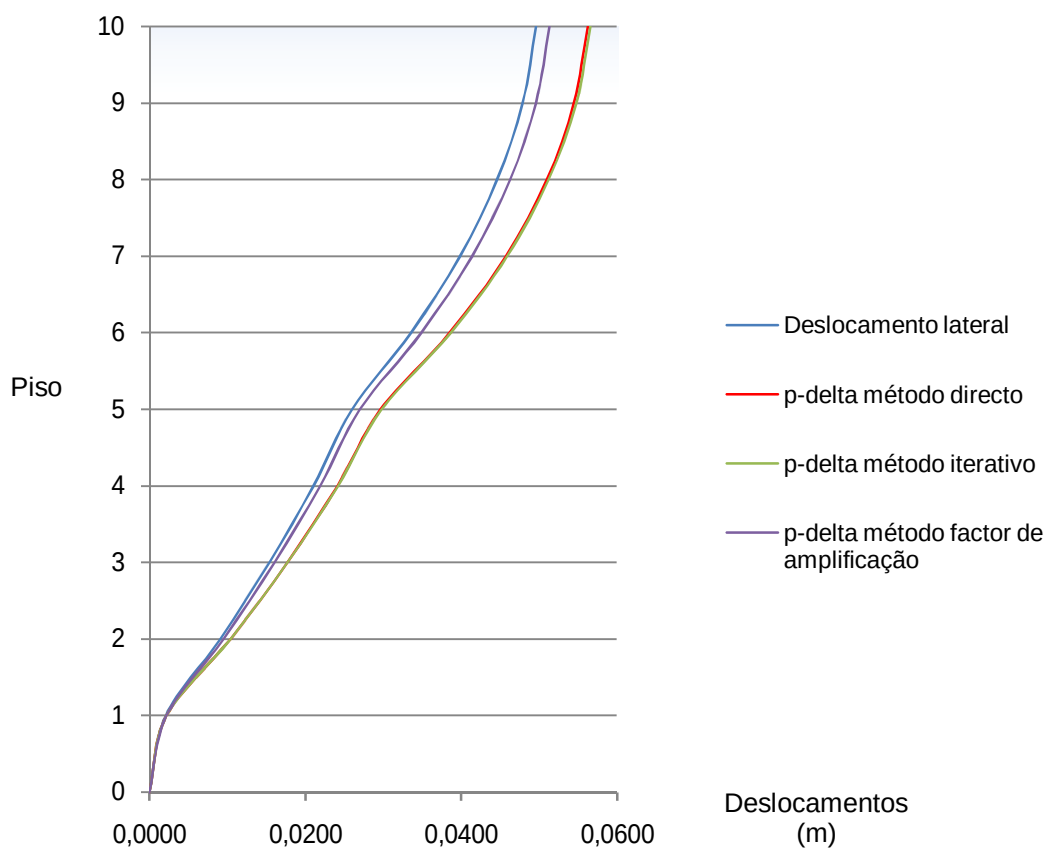


Fig. 5.28 – Comparação entres os resultados obtidos na análise de 2ª ordem

5.7.1. Conclusões

Pelo gráfico pode-se concluir que os diversos métodos apresentam resultados muito aproximados. O método directo e o método iterativo apresentam valores quase iguais pelo que no gráfico aparecem sobrepostos. Estes dois métodos são aqueles que apresentam maiores deslocamentos de segunda ordem.

6

CONSIDERAÇÕES FINAIS E DESENVOLVIMENTO FUTURO

6.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O trabalho desenvolvido no âmbito desta dissertação teve como principal objectivo a aquisição de conhecimentos na área de edifícios de grande altura, mais especificamente no seu comportamento relativamente a acções horizontais, relativamente a critérios de resistência, rigidez e estabilidade. Foi pretensão deste trabalho comprovar a fiabilidade de vários métodos aproximados e expeditos para avaliar os efeitos das acções horizontais. Para tal desenvolveram-se vários exemplos práticos utilizando os métodos expeditos, de forma a obter resultados comparáveis com resultados obtidos através de software comercial, nomeadamente Robot e SAP2000.

No capítulo 2 faz-se uma descrição de diversos sistemas estruturais utilizados em edifícios de grande altura. Cada tipo de sistema estrutural apresenta um comportamento específico quando sujeito às acções sísmicas, o que leva a concluir que a escolha do sistema estrutural não se prende apenas com a altura desejada, mas tem uma relação directa com a localização do edifício, uma vez que as acções horizontais, vento e sismo, variam geograficamente. De facto, do estudo dos diversos sistemas chega-se à conclusão de que uns são mais apropriados para resistir à acção sísmica, e outros à acção do vento. Outra conclusão prende-se com a arquitectura do edifício. Dos sistemas estruturais descritos, existem sistemas que, devido à localização dos seus elementos estruturais, condicionam a solução arquitectónica. Por outro lado, os elementos estruturais podem ser utilizados como elemento arquitectónico. Conclui-se ainda, que o evoluir dos sistemas estruturais acompanha a tendência de estes serem cada vez mais altos, algo que está directamente relacionado com o evoluir das técnicas construtivas.

O capítulo 3 é dedicado às acções horizontais que mais influenciam o dimensionamento dos edifícios de grande altura. Concluiu-se que o dimensionamento nem sempre é condicionado por questões que se prendem com a sua resistência última, mas com as condições de serviço. O grande exemplo disso é a acção do vento, que deve ser estudada de forma a garantir o conforto dos seus ocupantes. Para além disso os deslocamentos provocados pelo vento têm de ser controlados, uma vez que os elementos não estruturais podem ser danificados acarretando custos elevadíssimos de reparação. Aferiu-se ainda da importância que uma análise rigorosa do comportamento do vento tem

no seu dimensionamento e da importância em recorrer a análises através do túnel de vento. Relativamente ao sismo interessa referir a importância da ductilidade nas estruturas, já que são dimensionadas para que não colapsem em caso de sismo. Dimensioná-las de forma a não saírem danificadas é incomportável do ponto de vista económico. Conclui-se ainda que os regulamentos são peças fundamentais para uma correcta contabilização destas acções.

No capítulo 4 abordaram-se os diversos métodos aproximados e expeditos que se obtiveram da literatura consultada, do ponto de vista teórico. O estudo dos diversos métodos permite concluir que são uma boa ferramenta, que permite ao engenheiro ter uma noção real do comportamento estrutural. Essa noção permite ao engenheiro seleccionar o sistema estrutural mais vantajoso, assim como otimizar os seus elementos estruturais. São ainda métodos que facilmente se introduzem numa folha de cálculo.

No capítulo 5 desenvolveram-se exemplos práticos para aplicar os diversos métodos expeditos descritos no capítulo anterior. Os resultados obtidos através dos métodos aproximados e expeditos foram depois comparados com resultados obtidos através de software comercial.

O capítulo contém um primeiro exemplo (5.2) de um pórtico de pequena altura para exemplificação detalhada do método Portal e cantilever e uma comparação entre os resultados dos dois métodos. Esse exemplo permite concluir que o método Portal e o método cantilever são dois métodos que embora baseados em hipóteses diferentes, levam a resultados muito próximos.

No segundo exemplo (5.3) analisa-se um pórtico de dez andares pelo método portal e cantilever. Calcula-se ainda o pórtico rígido através de software comercial para servir de elemento comparativo. Pelos resultados obtidos a partir dos dois métodos expeditos e da sua comparação com os resultados obtidos pelo software comercial, comprova-se a fiabilidade dos resultados.

No terceiro e quarto exemplo (5.4,5.5), analisam-se dois pórticos rígidos do ponto de vista da sua rigidez lateral. Através da comparação dos deslocamentos horizontais obtidos pelos métodos aproximados com os deslocamentos horizontais obtidos pelo software, conclui-se que os métodos expeditos apresentam resultados fiáveis e passíveis de serem utilizados numa fase de pré-dimensionamento.

No quinto exemplo (5.6) comparam-se os deslocamentos horizontais obtidos através dos métodos aproximados e do software comercial. Também neste exemplo é possível concluir que os métodos aproximados permitem obter resultados de deslocamentos bastante próximos dos obtidos por software comercial.

6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Na presente tese fez-se um levantamento de alguns métodos aproximados e expeditos para a utilização em sistemas estruturais mais correntes, fazendo-se posteriormente uma comparação de resultados. Para desenvolvimentos futuros existem outros métodos que não foram abordados, e por isso podem ser alvo de estudo.

Dos métodos abordados no capítulo 4, nem todos foram alvo de desenvolvimento prático, nomeadamente os métodos relativos a *shear walls*, *wall frames*, e estruturas tubulares. A utilização

destes métodos na análise de estruturas e a sua posterior comparação com resultados obtidos a partir de software comercial constituem outro possível desenvolvimento.

A tese desenvolvida utilizou nos exemplos práticos desenvolvidos estruturas em aço, pelo que teria largo interesse alargar o âmbito de aplicação dos métodos aproximados e expeditos a sistemas estruturais constituídos por outros materiais.

Relativamente às estruturas tubulares, a comparação de resultados obtidos através da técnica do meio contínuo com resultados obtidos a partir de modelos tridimensionais desenvolvidos em software comercial constitui outro possível desenvolvimento.

As acções horizontais foram encaradas neste trabalho como um mero elemento para a comparação entre os resultados obtidos pelos métodos aproximados e os obtidos pelo software. As diversas formas de contabilizar as acções horizontais poderão ser alvo de futuras análises comparativas, uma vez que os softwares disponibilizados são cada vez mais potentes e cada vez exigem menos a introdução de dados da parte do projectista.

Relativamente a paredes resistentes ao corte acopladas (*coupled shear walls*), estas não foram abordadas no presente trabalho. Constitui um possível desenvolvimento uma análise dinâmica de edifícios tridimensionais que utilizem as *coupled shear walls*, através do método das ligações equivalentes, e posterior comparação com resultados obtidos a partir do método das ligações rígidas (*frame method*) modelado em software comercial. A comparação desses resultados com resultados obtidos a partir do método dos elementos finitos é outro possível desenvolvimento.

A hipótese de apoios totalmente rígidos, para as condições de vinculação de edifícios altos é largamente utilizada pelos engenheiros de estruturas, devido à grande dificuldade em fazer uma análise manual de edifícios sobre apoios flexíveis. Hoje em dia, com as potentes ferramentas informáticas existentes à disposição, já é possível efectuar análises mais realistas, que levem em consideração a deformabilidade do solo. A consideração da interacção solo-estrutura, tendo presente as diversas tipologias de fundações, e a adaptação dos métodos aproximados a essa realidade e a sua comparação com resultados obtidos a partir de software, constituem também um possível desenvolvimento.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Jayachandran, P., *Tall Buildings, Design and Behaviour, Proceedings of the Seventh International Conference on Computational Structures Technology*, Lisbon, Portugal, September 2004, B.H.V. Topping and C.A. Mota Soares (Editors), Civil-Comp Press, Stirling, Scotland.
- [2] Taranath, Bungale S., *Steel, Concrete, and Composite Design of Tall Buildings*, McGraw-Hill, 1998.
- [3] Taranath, Bungale S., *Wind and Earthquake Resistant Buildings, Structural Analysis and Design*, Marcel Dekker, New York, 2005.
- [4] Scalzy, John B., *The Staggered Truss System—Structural Considerations*, AISC National Engineering Conference, Cleveland, Ohio, May 6-7, 1971.
- [5] Ali, Mir M., Moon, Kyoung Sun, *Structural Developments in Tall Buildings: Current Trends and Future Prospects*, University of Sydney, 2007
- [6] Mendis, P., Ngo, T., Haritos, N., Hira A., Samali, B., Cheung, J., *Wind Loads On Tall Buildings*, Electronic Journal of Structural Engineering, 2007
- [7] "Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-4: General actions - Wind actions", (EN 1991-1-4:2005), Comité Européen de Normalisation, Brussels, Belgium, 2005.
- [8] Naeim, F., *The Seismic Design Handbook*, Kluwer Academic Publishers, Massachussets, 2001.
- [9] Delgado, R., Arêde, A., *Dinâmica de Estruturas*, F.E.U.P, D.E.C. – Estruturas, 2000
- [10] Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes, aprovado pelo Decreto-Lei nº235/83 de 31 de Maio, D.R., 1ª Série, 31 de Agosto de 1983.
- [11] "Eurocode 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos - Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios", (NP EN 1998-1:2010), Versão Portuguesa da EN 1998:1-2004 + AC:2009, Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), 2010.
- [12] Schueller, W., *High-Rise Building Structures*, John Wiley & Sons, Inc., 1977
- [13] Buick, D., Owens, Graham W., *Steel Designers' Manual*, 6th Edition, The Steel Construction Institute, 2003.
- [14] Smith, Bryan S., Coull, A., *Tall Building Structures, Analysis and Design*, John Wiley & Sons, Inc., 1991.
- [15] Roeder, C.W., Hawkins, N.M., *Connections Between Steel Frames and Concrete Walls*, Engineering Journal, American Institute of Steel Construction.
- [16] Fintel, M., *Handbook of Concrete Engineering*, Van Nostrand Reinhold Company, 1974
- [17] Fakury, R. H., *Comportamento das Estruturas Tubulares de Edifícios Altos sob Carregamento Lateral*, Escola de engenharia de São Carlos, Departamento de Estruturas, Universidade de São Paulo, Publicação 036/86, São Carlos, 1986.
- [18] Coull, A., and Subedi, N.K., *Framed Tube for High-Rise Buildings*, J. Structural Div., ASCE, Vol. 96, ST8, pp. 2097-2105, New York 1971.

- [19] Khan, F.R., and Amin, N.R., *Analysis and Design of Framed Tube Structures for Tall Concrete Buildings*, American Concrete Institute, Publication SP-36, Detroit, Michigan 1973.
- [20] Barros, R.C., *Investigação Multisectorial sobre Instabilidade Estrutural no C.E.D.E.C. da F.E.U.P.*, 1º Congresso Luso-Moçambicano de Engenharia, Artigo da Acta de conferência Internacional, Maputo, 1999
- [21] Salvadori, M.G., and Baron, M.L., *Numerical Methods in Engineering*, 2nd edition, Prentice-Hall Inc., Englewood Cliffs, New Jersey 1961.
- [22] Ast, P. F., Schwaighofer, J. – Economical Analysis of large framed-tube structures, Pergamon Press, 1974
- [23] Barros, R.C., *Programa FLXTOR-1.for : Análise de Edifícios de Estrutura Tubular, com Elementos Resistentes Periféricos, submetidos à flexo-torção*, Deptº Engª Civil, F.E.U.P., Porto, Portugal 1998.
- [24] Barros, R.C., *Programa FLXTOR-2.for : Análise de Edifícios de Estrutura Tubular, com Elementos Resistentes Periféricos e Núcleo Interno (Tubo dentro de Tubo), submetidos à Flexo-Torção*, Deptº Engª Civil, F.E.U.P., Porto, Portugal 1999-b
- [25] Hassler, Arthur E., *Erecting the Staggered-truss System: A View from the Field*, Engineering Journal – American Institute of Steel Construction, 1986.
- [26] Nooruddin, G.M. Jakirullah, *Drift and Dynamic Analysis on Tall Building Due to Wind Loads*, Rajshahi University of Engineering & Technology – Department of Civil Engineering, 2008
- [27] Beedle, Lynn S., *Advances in Tall Buildings*, Van Nostrand Reinhold Company, New York, 1986.
- [28] Barros, Rui C., *Métodos Aproximados e Expeditos de Análise de Pórticos Planos para Verificação dos Critérios Estáticos de Resistência Rigidez e Estabilidade*, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Departamento de Engenharia Civil, Porto, 2007.
- [29] The Institution of Structural Engineers, *Manual for the design of steelwork building structures to EC3*, The Institution of Structural Engineers, London, 2000.
- [30] McGraw-Hill, *Dictionary of Engineering*, McGraw-Hill Companies, Inc, 2003.
- [31] Astaneh, A., *Seismic Design of Bolted Steel Moment-Resisting Frames*, Abolhassan Astaneh-Asl, California, 1995.
- [32] BCSA, *Steel Buildings*, The British Constructional Steelwork Association Ltd., London, 2003.
- [33] Brockenbrough, Roger L., Merritt, Frederick S., *Structural Steel Designer's Handbook*, Third Edition, McGraw-Hill, Inc., 1999.
- [34] Owens, Graham W., Knowles, Peter R., - *Steel Designers' Manual*, 5th Edition, The Steel Construction Institute, 1994
- [35] Building Research Establishment, *Worked Examples For the Design of Steel Structures*, Building Research Establishment, 1994.
- [36] Barros, Rui C., *Synthesis of Concepts For the Exact and Aproximate Analysis of Torsion Bending in Unsymmetrical Thin Walled Structural Members*, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Departamento de Engenharia Civil, Porto, 1998

- [37] Lindeburg, Michael R., *Seismic Design of Building Structures, A professional Introduction to Earthquake Forces and Design Details*, Professional Publications, Belmont, 1994.
- [38] Silva, Victor D., *Mecânica e Resistência dos Materiais*, Ediliber Editora, Coimbra, 1995.
- [39] Romano, J., *Edifícios em Altura: Forma, Estrutura e Tecnologia*, Livros Horizonte, 2004.
- [40] *Dicionário Houaiss da Língua Portuguesa*, Instituto António Houaiss, 2001.
- [41] Marques, J. C. M. *Estruturas Tubulares de Edifícios Altos Submetidas à Torção*, Escola de engenharia de São Carlos, Departamento de Estruturas, Universidade de São Paulo, Publicação 055/84, São Carlos, 1983.
- [42] Kollar, L., *Structural Stability in Engineering Practice*, E & FN Spon, 1999.
- [43] Zalka, Karoly A., *Global Sctructural Analysis of Buildings*, E & FN Spon, 2000.
- [44] *Eurocode 3: Design of steel structures* (EN 1993-1-1:2003), Comité Europeen de Normalisation, Brussels, Belgium, 2003.
- [45] SAP2000, *Linear and Nonlinear Static and Dynamic Analysis and Design of Three-Dimensional Structures*, Computers and Structures, Inc., California, 2006.

ANEXO A – ACÇÃO DO VENTO

No presente anexo quantifica-se a acção do vento para um edifício-tipo, descrito na figura A1.1, através do eurocódigo 1. As acções quantificadas foram posteriormente utilizadas no desenvolvimento prático contido no sub-capítulo 5.6 do presente trabalho.

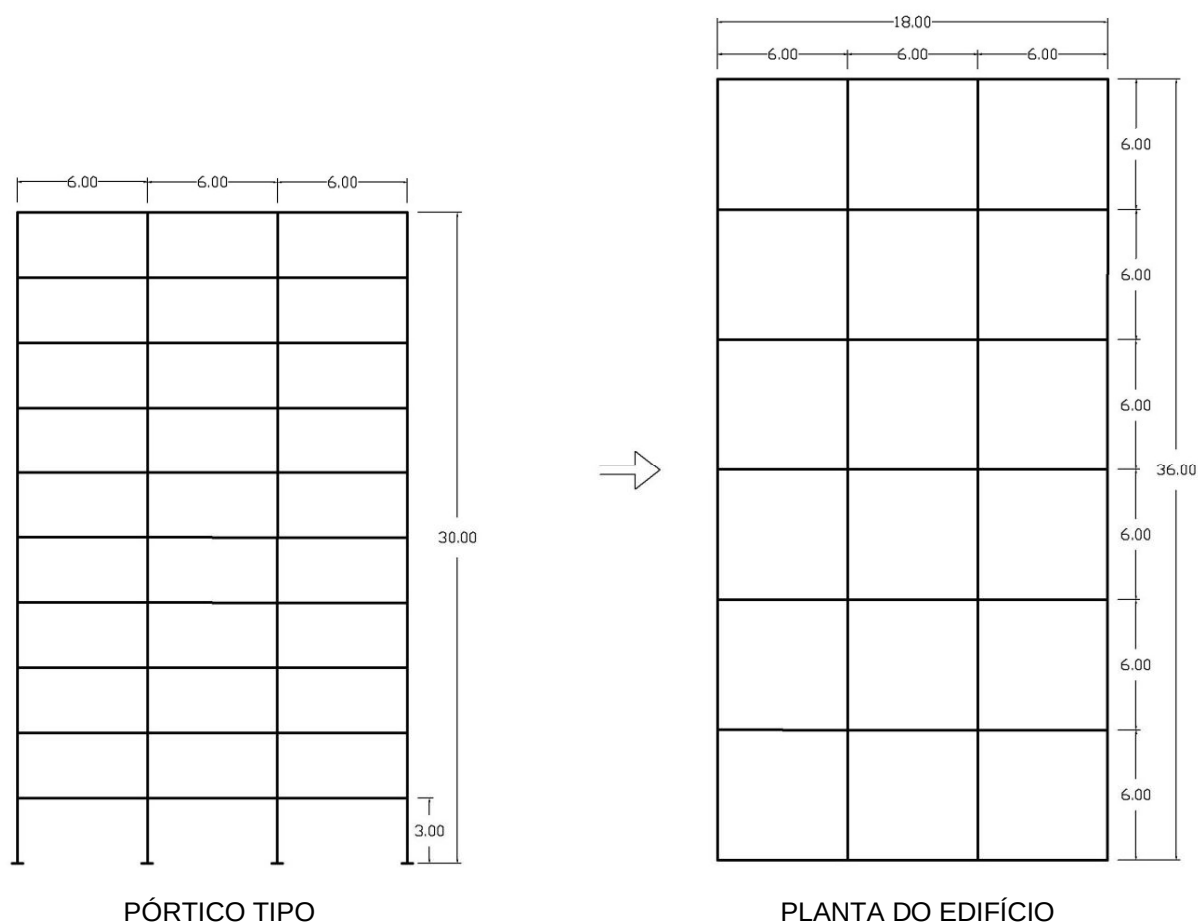
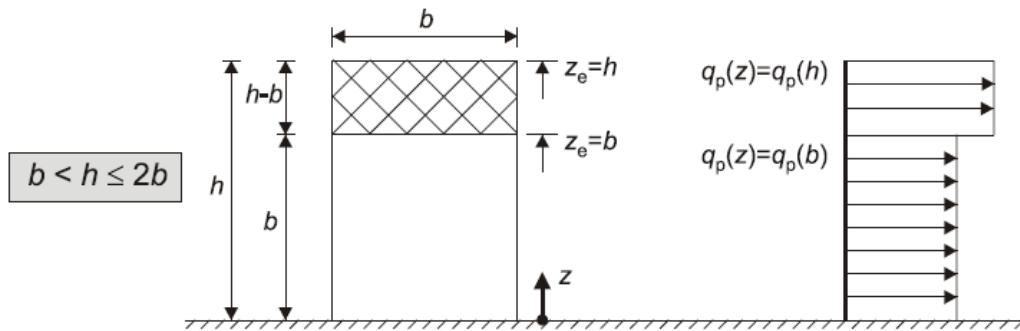


Fig.A1.1 – Planta e corte do edifício considerado

$$\frac{h}{b} = \frac{30}{18} = 1,67 \Rightarrow h = 1,67 b < 2b$$

O edifício deve ser considerado como tendo duas partes;

Fig.A1.2 – perfil de $q_p(z)$ segundo o EC1

b) Determinação de $C_r(z)$; $C_0(z)$; KI ; z_0

- Categoria do terreno: II

- $c_0(z) = 1,0$

- $KI = 1,0$;

- $z_0 = 0,05$; $z_{min} = 2$;

- $v_b = 26 \text{ m/s}$

$$V_m(z_1) = C_r(z_1) * C_0(z_1) * v_b = 1,118 * 26 = 29,068 \text{ m/s}$$

$$V_m(z_2) = C_r(z_2) * C_0(z_2) * v_b = 1,215 * 26 = 31,590 \text{ m/s}$$

c) determinação de I_v e q_p ;

$$I_v(z_1) = \frac{1}{1 * \ln\left(\frac{18}{0,05}\right)} = 0,16989$$

$$I_v(z_2) = \frac{1}{1 * \ln\left(\frac{30}{0,05}\right)} = 0,15632$$

$$q_p(z_1) = [1 + 7I_v(z_1)] * \frac{1}{2} * \rho * V_m(z_1)^2 = [1 + 7 * 0,16989] * \frac{1}{2} * 1,25 * 29,068^2 = 1,15 \text{ kN/m}^2$$

$$q_p(z_2) = [1 + 7 * 0,15632] * \frac{1}{2} * 1,25 * 31,590^2 = 1,31 \text{ kN/m}^2$$

d) coeficientes externos de pressão

$$W_e = q_p(z_c) * c_{pe}$$

$$\frac{h}{d} = \frac{10}{36} = 0,83, \text{ mas considera-se } 1.$$

$$C_{pe,10}(D) = +0,8$$

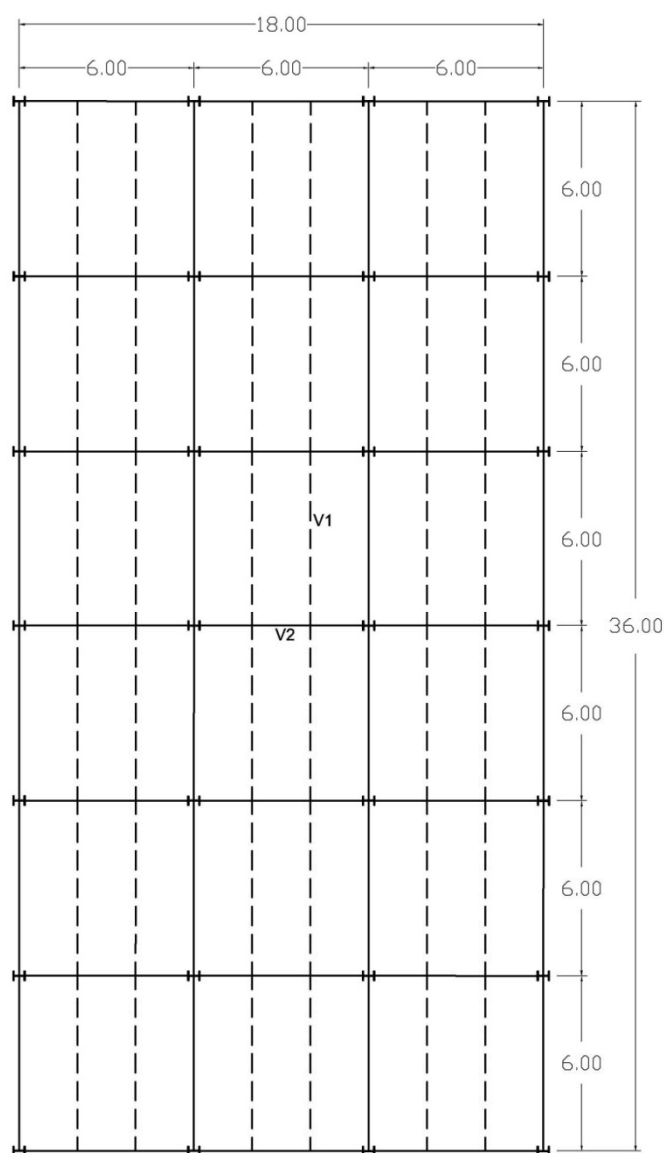
$$C_{pe,10}(E) = -0,5$$

Quadro A1.1 – Cargas horizontais devidas ao vento

Piso	H(m)	$q_p(z)$	$W_e(z)$	$C_{pe,10}(D + E)$	Fpiso (KN/m)	Fpórtico (kN)
1	3,00	1,15	1,50	1,30	162	27
2	6,00	1,15	1,50	1,30	162	27
3	9,00	1,15	1,50	1,30	162	27
4	12,00	1,15	1,50	1,30	162	27
5	15,00	1,15	1,50	1,30	162	27
6	18,00	1,15	1,50	1,30	162	27
7	21,00	1,31	1,70	1,30	183,6	31
8	24,00	1,31	1,70	1,30	183,6	31
9	27,00	1,31	1,70	1,30	183,6	31
10	30,00	1,31	1,70	1,30	183,6	31

ANEXO B – PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE UM PÓRTICO SIMPLES

No presente anexo descreve-se o pré-dimensionamento de um pórtico simples de 10 andares com três vãos de seis metros cada. O objectivo foi a obtenção de secções transversais de perfis comerciais metálicos, de forma a definir as barras do pórtico, para posteriormente serem utilizadas nas aplicações práticas desenvolvidas no capítulo 5. Os resultados obtidos foram utilizados para o exemplo do sub-capítulo 5.6, capítulo do qual consta um pórtico simples contraventado. Os mesmos resultados foram utilizados para o pórtico do sub-capítulo 5.4, embora este seja um pórtico de ligações rígidas. No entanto, e estando em causa uma análise comparativa, optou-se pela utilização dos mesmos perfis aqui obtidos.



Planta do Edifício

Fig. A2.1 – Planta do edifício – esquema estrutural

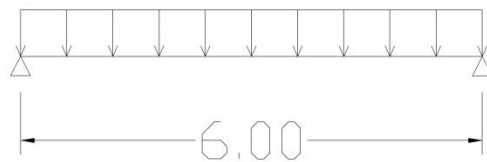
Ações permanentes

Pisos: $G_k = 3,70 \text{ kN/m}^2$

Ações Variáveis (RSA)

Pisos: $3,00 \text{ kN/m}^2$

a) Dimensionamento das Vigas V1



$$G_k = 3,70 * 2 = 7,40 \text{ kN/m}$$

$$Q_k = 4,00 * 2 = 8,00 \text{ kN/m}$$

$$F_d = 1,35 * 7,40 + 1,50 * 8,00 = 22 \text{ kN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{Fl^2}{8} = \frac{22 * 6^2}{8} = 99 \text{ kN.m}$$

$$V_{sd} = \frac{Fl}{2} = \frac{22 * 6}{2} = 66 \text{ kN}$$

Fe430 - $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Assume-se classe 1 ou 2;

$$M_{sd} < M_{c.Rd}$$

-classe 2-

$$M_{c.Rd} = M_{ply.Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{Mo}}$$

$$W_{pl}(\text{necessário}) = \frac{100 * 10^3 * 1,05}{275} = 381,82 \text{ cm}^3$$

Pelas tabelas Arcelor: IPE 0 240 - $W_{pl} = 410 \text{ cm}^3$

EC3 – 5.3.2.

Verificação dos Banzos:

$$\frac{c}{t_f} \leq 11 \varepsilon \text{ (secções laminadas)}$$

$$c = \frac{122}{2} mm$$

$$t_f = 10,8 mm$$

$$\varepsilon = \sqrt{\left(\frac{235}{f_y}\right)} = 0,924$$

$$\frac{c}{t_f} = 5,64 < 11 \varepsilon$$

Verificação da Alma:

$$\frac{d}{t_w} \leq 83\varepsilon$$

$$d = 190,40 mm$$

$$t_w = 7,0 mm$$

$$\frac{d}{t_w} = 27,20 < 76,70$$

A secção é pelo menos de classe 2.

Deformações

$$\delta = F_k * \frac{5}{384} * \frac{L^3}{EI_y}$$

$$I_y = 4369 cm^4$$

$$\delta = F_k * 0,31 (cm)$$

$$\delta_1(permanentes) = (7,40 * 6) * 0,31 = 13,76 cm$$

$$\delta_2(variáveis) = (8,00 * 6) * 0,31 = 14,88 cm$$

$$\delta_{max} = 28,65 cm$$

$$\frac{L}{250} = 24 cm - tentar outro perfil$$

IPE 270 - $W_{pl} = 484 cm^3$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{\left(\frac{135}{2}\right)}{10,20} = 6,62 < 11\varepsilon$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{219,6}{6,6} = 33,27 < 83\varepsilon$$

A secção é pelo menos de classe 2

Deformações

$$I_y = 5790 \text{ cm}^4$$

$$\delta = F_k * 0,231 \text{ (cm)}$$

$$\delta_1(\text{permanentes}) = (7,40 * 6) * 0,231 = 10,256 \text{ cm}$$

$$\delta_2(\text{variáveis}) = (8,00 * 6) * 0,231 = 11,088 \text{ cm}$$

$$\delta_{max} = 21,34 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{250} = 24 \text{ cm} - \text{ok!}$$

Esforço Transverso

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd}$$

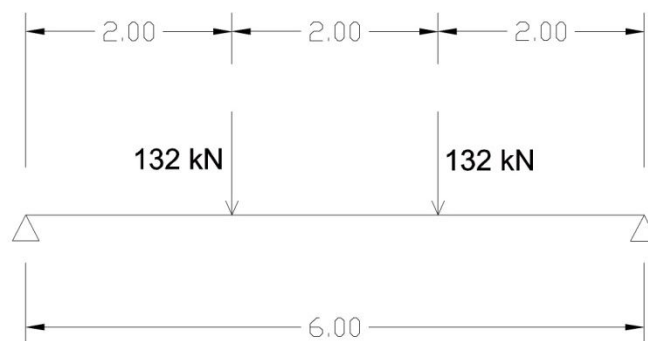
$$V_{pl.Rd} = A_v \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$$

$$A_v = 1,04 h t_w$$

$$V_{pl.Rd} = 280,24 > V_{sd}$$

b) Dimensionamento V2

c)



$$M_{sd} = 265 \text{ kN.m}$$

Secção Inicial

$$W_{pl} = 1104,17 \text{ cm}^3$$

Opta-se por IPE 400 A - $W_{pl} = 1144 \text{ cm}^3$

Peso próprio – 0,571 kN/m

$$1,35 * 0,571 = 0,77 \text{ kN/m}$$

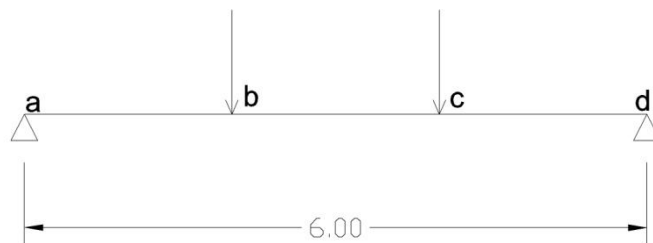
$$M_{sd} = 265 + 4,62 = 269,62 \text{ kN.m}$$

$$W_{pl} = 1123,42 \text{ cm}^3 < 1144 \text{ cm}^3$$

Verificação – encurvadura lateral

$$M_{b.Rd} = \frac{\chi_{LT} \beta_w W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M1}}$$

Verificação do segmento central b-c



Supõe-se restringido o movimento lateral e a rotação no eixo longitudinal;

-Pelo anexo F do EC3

$$K = K_w = 1,0 \text{ (vigas não encastradas nas extremidades)}$$

- Para seções com duplo eixo de simetria:

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_{LT}}{C_1^{0,5} \left[1 + \frac{\left(\frac{L}{a_{LT}}\right)^2}{25,66} \right]^{0,25}}$$

$$(b - c) = 2,00 \text{ m}$$

$$I_z = 1171 \text{ cm}^4$$

$$I_w = 432 * 10^6 \text{ mm}^6$$

$$W_{pl,y} = 1144 \text{ cm}^3$$

$$I_t = 34,8 \text{ cm}^4$$

$$C_1 = 1,0$$

C_1 – factor de correlação para os efeitos de variação de momento ao longo de L

$$a_{LT} = \left(\frac{I_w}{I_t}\right)^{0,5} = 111,42 \text{ cm}$$

$$i_{LT} = \left(\frac{I_z I_w}{W_{pl,y}} \right)^{0.25} = 4,43 \text{ cm}$$

$$\lambda_{LT} = 43,83$$

$$\lambda_1 = 93,9 \text{ e } 86,80$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) (\beta_w)^{0,5}$$

Para secções em I – curva a) $\chi_{LT} = 0.9243$

$$M_{b.Rd} = \frac{0,9243 * 1 * 1144 * 275}{1,05 * 10^3} = 277 \text{ kN.m} > M_{sd}$$

Esforço Transverso na alma

Esforço transverso no local de aplicação da carga

$$V_{sd} = (132 + 2,31) - 0,77 * 2 = 132,80 \text{ kN}$$

Para secções I:

$$V_{pl.Rd} = A_v \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = 437 \text{ kN}$$

$$V_{sd} < \frac{1}{2} V_{pl.Rd}$$

Flecha

$$\delta = \frac{F_k * a}{24 E I_y} (3L^2 - 4a^2)$$

$$\delta_{max} = 24,00 \text{ cm} - \text{satisfaz}$$

c) Pilares

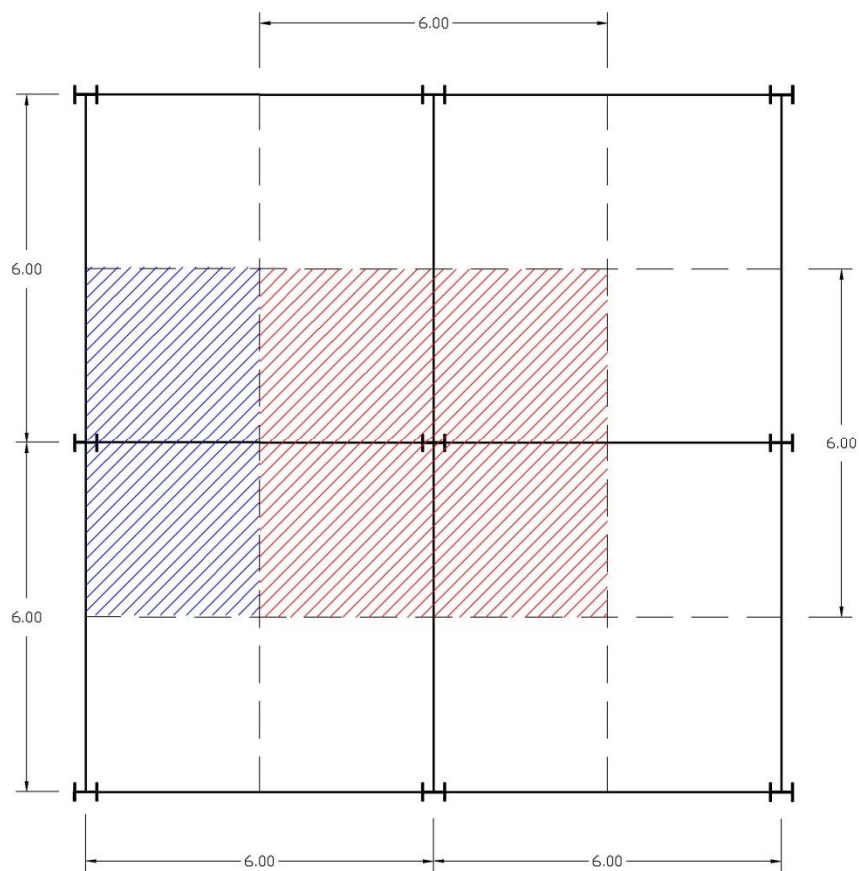


Fig. A2.1 – Pilares – áreas de influência

Carga por piso:

Permanente: $3,70 \cdot 6 \cdot 6 = 133,20 \text{ kN}$

Variável: $4,00 \cdot 6 \cdot 6 = 144,00 \text{ kN}$

$1,35 G + 1,50 Q = 395,82 \text{ kN}$

Pilares extremos: $197,91 \text{ kN/piso}$

Pilares Interiores: $395,82 \text{ kN/piso}$

Quadro A2.1 – Cargas nos pilares

Piso	P (kN)- Ext.	$A = \frac{N_{pLRd} * \gamma_{M0}}{f_y}$ (cm2)	P (kN)- Int.	A (cm2)
10	197.91		395.82	
9	395.82	15.11	791.64	30.22
8	593.73		1187.46	
7	791.64	30.22	1583.28	60.45
6	989.55		1979.10	
5	1187.46	45.34	2374.92	90.67
4	1385.37		2770.74	
3	1583.28	60.45	3166.56	120.89
2	1781.19		3562.38	
1	1979.10	75.57	3958.20	151.13

Quadro A2.2 – Secções Comerciais adoptadas no pré-dimensionamento

Piso	Perfil – exterior	Area (cm2)	Perfil – interior	A (cm2)
9,10	HE 100 A	21.2	HE 140 A	31.4
7,8	HE 140 A	31.4	HE 220 A	64.3
5,6	HE 180 A	45.3	HE 280 A	97.3
3,4	HE 220 A	64.3	HE 320 A	124.4
1,2	HE 240 A	76.8	HE 400 A	159.0