

# **Análise Sísmica de um Edifício Industrial com Elementos Pré-fabricados e Propostas de Reforço**

**LUÍS FILIPE DA COSTA PIRES**

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

---

Orientador: Professor Doutor João Paulo Sousa Costa de Miranda  
Guedes

---

Co orientador: Professor Doutor Carlo Pellegrino

SETEMBRO DE 2013

## **MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2012/2013**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ [miec@fe.up.pt](mailto:miec@fe.up.pt)

*Editado por*

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ [feup@fe.up.pt](mailto:feup@fe.up.pt)

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2012/2013 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2013.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos meus pais.

*“Do not follow where the path may lead.  
Go, instead, where there is no path and leave a trail.”*

*Ralph Waldo Emerson*



## **AGRADECIMENTOS**

Gostaria de deixar aqui presente o meu agradecimento ao Professor Doutor Carlo Pellegrino pelo seu acolhimento em Itália e pela sua disponibilidade para me orientar na realização deste trabalho durante o período em que permaneci nesse país.

Ao Professor Doutor João Paulo Sousa Costa de Miranda Guedes, gostaria de agradecer por todo o apoio prestado nos momentos em que me deparei com dificuldades bem como por toda a sabedoria que adquiri através dos seus ensinamentos.

A todos os Professores que ao longo do curso e através dos seus conhecimentos aumentaram o meu interesse pelo curso.

O maior agradecimento vai para os meus pais, que sempre me apoiaram incondicionalmente e incentivaram ao longo do meu percurso académico.

À Maria um especial agradecimento pelo seu enorme apoio, paciência e por estar sempre presente.

Aos meus amigos um enorme obrigado pelos bons momentos partilhados e companheirismo. Sem a vossa presença, este trajecto não teria tido tanto significado.

A todos os meus amigos, com quem partilhei a experiência de Erasmus, um grande obrigado pelos bons momentos que me proporcionaram e pela companhia prestada durante esta aventura.



## **RESUMO**

Esta dissertação tem como principal objectivo a análise sísmica de um edifício industrial, situado no Norte de Itália, construído com elementos pré-fabricados, e na proposta de acções de reforço visando a melhoria do seu comportamento a eventuais ocorrências sísmicas.

Recentes eventos sísmicos ocorridos nesta zona, criaram um enorme interesse e significativa atenção para a temática do melhoramento e reforço de estruturas existentes com deficiências de dimensionamento face ao exposto nas normas actuais. As estruturas industriais pré-fabricadas são as que apresentam um maior nível de carências nos seus detalhes construtivos, o que as torna as mais vulneráveis face a eventuais solicitações sísmicas.

Esta característica advém da evolução da classificação do mapa de risco sísmico em Itália que fornece novos aspectos a considerar aquando do dimensionamento de uma estrutura, que não foram exigidos no momento de concepção da maioria destes edifícios na zona Norte de Itália. Assim, é feita uma abordagem a toda esta situação numa fase inicial deste trabalho.

É apresentado no desenvolvimento deste trabalho o modo de reforço destas estruturas, auxiliado por vários documentos e normas criados imediatamente após os sismos de L'Aquila em 2009 e da Emilia-Romagna em 2012 no sentido da salvaguarda da vida humana, de forma a garantir a sua prestação dentro das exigências estabelecidas nas leis em vigor.

São mencionadas várias tipologias de intervenções relativamente às debilidades apresentadas nestes edifícios de modo a proceder à escolha da melhor solução para o caso de estudo. É ainda proposta a utilização de aparelhos anti-sísmicos no estudo do reforço para a estrutura em causa.

Posteriormente, é desenvolvido um modelo numérico do caso de estudo recorrendo a um programa de cálculo automático a fim de realizar uma análise modal e verificar os elementos que estejam fora do seu campo de resistência.

**PALAVRAS-CHAVE:** Pré-fabricação, Edifícios Industriais, Vulnerabilidade, Reforço, Acções Sísmicas.



## **ABSTRACT**

This dissertation had as main objective the seismic analysis of an industrial building built by precast elements and creating proposals for strengthening against their vulnerabilities, regarding possible seismic occurrences, located in Northern Italy.

Recent earthquakes occurred in this area have created a huge interest and significant attention to the theme of the retrofitting and strengthening of existing structures with flaws in its design to the exposed in the current rules. The precast industrial buildings in this region are the ones with the higher level of flaws in their constructive details, which makes them the most vulnerable against any seismic actions.

This fact comes from the evolution of the seismic hazard map classification in Italy that provides new aspects to consider when designing a new structure, which were not required in most of these buildings at the time when they were built, in Northern Italy.

It's presented in the development of this work the most practical way, defined by various documents and norms created immediately after the earthquakes of L'Aquila in 2009 and Emilia-Romagna in 2012 in order to protect the human life, to strengthening this kind of structures to ensure their security within the requirements established in the laws.

It is mentioned several types of interventions in various areas of flaws presented in these buildings in order to choose the best solution for the study case. For the purpose to attempt innovation has been proposed the use of anti-seismic devices in the reinforcement of the structure.

Subsequently a numerical model of the case study is presented by using software to perform a modal analysis and to verify if all elements are secure.

**KEYWORDS:** Precast, Industrial Buildings, Vulnerability, Reinforcement, Seismic Actions.



## ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS .....	i
RESUMO .....	iii
ABSTRACT .....	v
<b>1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
1.1. ASPECTOS GERAIS .....	1
1.2. OBJETIVOS.....	2
1.3. ESTRUTURA DO TRABALHO .....	2
<b>2. EVOLUÇÃO DAS NORMAS SÍSMICAS EM ITÁLIA .....</b>	<b>3</b>
2.1. INTRODUÇÃO.....	3
2.2. SISMOS .....	4
2.2.1. GENERALIDADES.....	4
2.2.2. SISMOS DESTRUTIVOS NA HISTÓRIA MUNDIAL .....	8
2.3. ITÁLIA .....	9
2.3.1. GEOLOGIA .....	9
2.3.2. EVOLUÇÃO DA NORMATIVA SÍSMICA ITALIANA .....	11
2.3.2.1. Até 1908 .....	12
2.3.2.2. 1908 – 1980 .....	13
2.3.2.3. 1980 – 2003 .....	17
2.3.2.4. 2003 – 2008 .....	18
2.3.2.5. Pós 2008 .....	23
2.3.2.6. Considerações finais.....	24
<b>3. PRÉ- FABRICAÇÃO EM EDIFÍCIOS INDUSTRIAIS.....</b>	<b>25</b>
3.1. GENERALIDADES .....	25
3.2. EVOLUÇÃO HISTÓRICA EM ITÁLIA.....	26
3.3. CARACTERÍSTICAS.....	27
3.3.1. PRINCIPAIS TIPOLOGIAS CONSTRUTIVAS .....	30
3.3.1.1. Vigas de dupla inclinação.....	30
3.3.1.2. Vigas planas .....	32

3.3.1.3. Cobertura reticulada.....	34
3.3.1.4. Cobertura com pisos múltiplos .....	34
<b>3.4. OS PROBLEMAS</b> .....	<b>35</b>
3.4.1. PERDA DE APOIO E DANOS NAS LIGAÇÕES ENTRE ELEMENTOS ESTRUTURAIS .....	37
3.4.2. DANOS NOS PILARES .....	37
3.4.3. COLAPSO DE PAINÉIS DE FACHADA .....	38
3.4.4. DANOS NA ESTRUTURA CAUSADOS POR ELEMENTOS INTERIORES.....	39
<b>3.5. INTERVENÇÕES DE MELHORAMENTO/REFORÇO</b> .....	<b>40</b>
3.5.1. ENQUADRAMENTO NORMATIVO .....	42
3.5.2. PRINCÍPIOS DE INTERVENÇÃO .....	44
3.5.2.1. Intervenções para prevenir a perda de apoio .....	44
3.5.2.2. Intervenções para prevenir o colapso de painéis de fachada .....	46
3.5.2.3. Intervenções em elementos estruturais verticais danificados ou com falhas .....	47
3.5.2.4. Intervenções em elementos interiores da estrutura .....	49
3.5.2.5. Deficiências provocadas por outros tipos de danos.....	50
<b>4. APARELHOS ANTI-SÍSMICOS</b> .....	<b>51</b>
<b>4.1. GENERALIDADES</b> .....	<b>51</b>
<b>4.2. PRINCIPAIS DISPOSITIVOS ANTI-SÍSMICOS</b> .....	<b>55</b>
4.2.1. DISPOSITIVOS DE RESTRIÇÃO DINÂMICA (STU) .....	55
4.2.2. ISOLAMENTO SÍSMICO.....	56
4.2.2.1. Bases teóricas de isolamento sísmico de base .....	57
4.2.2.2. Aparelhos isoladores.....	59
4.2.2.3. “Roof isolation” .....	65
4.2.3. DISSIPACÃO DE ENERGIA .....	66
4.2.3.1. Dissipadores histeréticos .....	68
4.2.3.2. Dissipadores viscosos.....	68
<b>5. Caso de estudo</b> .....	<b>70</b>
<b>5.1. INTRODUÇÃO</b> .....	<b>70</b>
<b>5.2. APRESENTAÇÃO</b> .....	<b>70</b>
5.2.1. ESTRUTURA ANTIGA .....	73
5.2.2. ESTRUTURA PRÉ-FABRICADA .....	74
<b>5.3. CÁLCULO DO ESPECTRO DE REFERÊNCIA</b> .....	<b>77</b>

<b>5.4. MODELAÇÃO DA ESTRUTURA</b> .....	79
<b>5.5. PROBLEMAS ENCONTRADOS</b> .....	82
5.5.1. PROBLEMAS E MELHORAMENTOS A NÍVEL LOCAL .....	83
5.5.1.1. Ligação entre elementos de cobertura/pavimento .....	85
5.5.1.2. Ligação entre elementos de cobertura/pavimento e vigas.....	87
5.5.1.3. Ligação entre vigas e pilares.....	89
5.5.1.4. Ligação entre elementos de fachada com vigas e pilares .....	92
<b>5.6. SOLUÇÕES GLOBAIS ALTERNATIVAS</b> .....	93
5.6.1. PRIMEIRA SOLUÇÃO ALTERNATIVA .....	94
5.6.1.1. Dimensionamento dos STU .....	95
5.6.1.2. Modelação do dispositivo .....	102
5.6.1.3. Introdução dos STU .....	103
5.6.1.4. Introdução das intervenções globais .....	115
5.6.2. SEGUNDA SOLUÇÃO ALTERNATIVA .....	122
<b>6. CONCLUSÕES</b> .....	124
6.1. CONCLUSÕES FINAIS .....	124
6.2. TRABALHOS FUTUROS .....	125
<b>BIBLIOGRAFIA</b> .....	127
<b>ANEXOS</b> .....	129





## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Mapa das placas tectónicas.....	4
Figura 2.2 – Comparação entre a escala de Richter e Mercalli .....	7
Figura 2.3 – Placas tectónicas em Itália .....	9
Figura 2.4 – Memórias do sismo de 1693 em Val di Noto .....	13
Figura 2.5 – Mapa de classificação de a) 1909 e b) 1915. ....	14
Figura 2.6 – Mapa de classificação de a) 1927 e b) 1935. ....	15
Figura 2.7 – Mapa de classificação de 1975.....	16
Figura 2.8 – Mapa de classificação de 1981.....	17
Figura 2.9 – Mapa de classificação de 2003.....	19
Figura 2.10 – Mapa de classificação de 2012 [2].....	23
Figura 3.1 – Foto histórica - Produção de viga pré-fabricada [9].....	26
Figura 3.2 – Estruturas em pórticos com ligações monolíticas .....	28
Figura 3.3 – Estruturas em pórticos com ligações articuladas .....	28
Figura 3.4 – Exemplo de estrutura em pórticos pré-fabricada [11].....	28
Figura 3.5 – Exemplo de sistema para estabilização horizontal [11].....	29
Figura 3.6 – Exemplo de estrutura pré-fabricada com contraventamento [11].....	30
Figura 3.7 – Exemplo de cobertura plana com viga de inclinação dupla [12]. ....	30
Figura 3.8 – Exemplo de cobertura plana com duas vigas de inclinação [12].....	31
Figura 3.9 – Exemplo de cobertura com viga de inclinação dupla (1) [12]. ....	31
Figura 3.10 – Exemplo de cobertura com viga de inclinação dupla (2) [12]. ....	31
Figura 3.11 – Exemplo de cobertura plana com viga plana em I [12].....	32
Figura 3.12 – Exemplo de cobertura plana com viga plana em R [12].....	32
Figura 3.13 – Exemplo de cobertura de elementos de casca apoiados em vigas I [12].. ....	33
Figura 3.14 – Exemplos de cobertura com vigas em Y apoiadas em vigas I [12]. ....	33
Figura 3.15 – Exemplo de cobertura de elementos de casca apoiadas em viga R [12].....	33
Figura 3.16 – Exemplo de cobertura reticulada [12] .....	34
Figura 3.17 – Exemplo de cobertura com pisos múltiplos [12] .....	34
Figura 3.18 – Exemplo de apoio simples entre viga e pilar .....	35
Figura 3.19 – Exemplos de a) perda de apoio e b) perda de apoio com ruptura do betão [1] .....	37
Figura 3.20 – Exemplo de a) perda de verticalidade do pilar e b) criação de rótula plástica [1]. ....	38
Figura 3.21 – Exemplo de ruptura de painel a) horizontal e b) vertical [1]. ....	39
Figura 3.22 – Exemplos de queda de elementos interiores [1].....	40
Figura 3.23 – Pontos críticos de estrutura com pilares isostáticos.....	41
Figura 3.24 – Exemplos de intervenção ligação entre viga e pilar [1] .....	44
Figura 3.25 – Exemplo de intervenção com perfis metálicos rotulados [1].....	45
Figura 3.26 – Exemplo de intervenção da ligação entre elemento de cobertura/pavimento e viga [1]. ....	45
Figura 3.27 – Exemplo de intervenção da ligação entre o pilar e o painel horizontal [1]. ....	46
Figura 3.28 – Exemplo de intervenção da ligação entre viga e o painel vertical [1].....	46
Figura 3.29 – Exemplos de intervenções da ligação entre o pilar e fundação [1] .....	47
Figura 3.30 – Exemplos de intervenções em pilares [1] .....	48
Figura 3.31 – Pontos principais de controlo de um elemento interior [1].....	49

Figura 4.1 – Efeitos do aumento do periodo fundamental da estrutura e de amortecimento [20] .....	53
Figura 4.2 – Esquema da classificação dos aparelhos anti-sismicos. ....	54
Figura 4.3 – Exemplo de um "shock transmitter unit" [20]. ....	55
Figura 4.4 – Gráfico força vs deslocamento dos STU [20].....	56
Figura 4.5 – Modelo de dois graus de liberdade de um sistema de isolamento [17]. ....	57
Figura 4.6 – Modos de vibração da estrutura com isolamento na base [17]. ....	58
Figura 4.7 – Exemplo de isolador na base. ....	59
Figura 4.8 – Exemplo de aparelho HDRB [21]. ....	60
Figura 4.9 – Gráficos de relação entre a) $G_{din}$ vs $y$ e b) $\xi$ vs $y$ [21]. ....	61
Figura 4.10 – Gráfico da acção horizontal vs deslocamento do aparelho HDRB [20].....	61
Figura 4.11 – Exemplo de um aparelho LRB [21]. ....	62
Figura 4.12 – Gráfico da acção horizontal vs deslocamento do aparelho LRB [20].....	62
Figura 4.13 – Exemplo de de um FPS. ....	63
Figura 4.14 – Exemplo de efeito pêndulo.....	64
Figura 4.15 – Comportamento típico de um FPS.....	64
Figura 4.16 – Exemplo de um sistema de “Roof Isolation”. ....	66
Figura 4.17 – Gráfico força vs deslocamento – dissipadores hysteréticos. ....	67
Figura 4.18 – Gráfico força vs deslocamento – dissipadores dependentes da velocidade. ....	67
Figura 4.19 – Área de dissipação.....	67
Figura 4.20 – Gráfico força vs deformação – dissipadores hysteréticos. ....	68
Figura 4.21 – Exemplos de dissipadores hysteréticos metálicos.....	68
Figura 4.22 – Exemplo de um dissipador viscoso [21].....	69
Figura 5.1 – Mapa das regiões Italianas. ....	71
Figura 5.2 – Planta das instalações industriais. ....	72
Figura 5.3 – Modelo do caso de estudo. ....	72
Figura 5.4 – Estrutura antiga .....	73
Figura 5.5 – Planta da estrutura pré-fabricada.....	74
Figura 5.6 – Secção A-A'.....	75
Figura 5.7 – Secção B-B' .....	76
Figura 5.8 – Secção C-C' .....	76
Figura 5.9 – Secção D-D'. ....	76
Figura 5.10 – Espectro de resposta elástico para ações horizontais.....	78
Figura 5.11 – Modelo de a) elementos de casca e b) viga em Y .....	79
Figura 5.12 – Modelos de cobertura em $\pi$ . ....	79
Figura 5.13 – Modelo da estrutura pré-fabricada com respectivas cargas [27]. ....	80
Figura 5.14 – Modelo de uma biela representando as alvenarias [27]. ....	81
Figura 5.15 – Modelo da estrutura antiga [27]. ....	82
Figura 5.16 – Substituição dos painéis.....	83
Figura 5.17 – Tipos de ligações [16] . ....	84
Figura 5.18 – Detalhe de elemento de cobertura/pavimento – armazém/serviço pessoal.....	85
Figura 5.19 – Detalhe de elemento de cobertura/pavimento – armazém/escritórios. ....	86
Figura 5.20 – Intervenção para a ligação entre elementos de cobertura/pavimento –Ordem 1 – Tipo 3 [16].....	86
Figura 5.21 – Intervenção para a ligação entre elementos de cobertura/pavimento e vigas – Ordem 2 Tipo 1 [16] .....	87
Figura 5.22 – Intervenção para a ligação entre elementos de cobertura/pavimento e vigas – Ordem 2 –Tipo 6 [16].....	88

Figura 5.23 – Detalhe de intervenção da ligação entre elementos de cobertura/pavimento TT e viga no presente caso de estudo. ....	88
Figura 5.24 – Intervenção para a ligação entre elementos de casca e viga – Ordem 2 – Tipo 14 [16]. ....	89
Figura 5.25 – Ligação entre pilar e viga. ....	90
Figura 5.26 – Intervenções para a ligação entre viga e pilar [1]. ....	90
Figura 5.27 – Detalhe da intervenção para a ligação entre viga e pilar no presente caso de estudo. ....	91
Figura 5.28 – Intervenção para a ligação entre viga e pilar. ....	91
Figura 5.29 – Exemplo de painel em poliuretano. ....	92
Figura 5.30 – Exemplo de fixação pelo exterior dos painéis de canto. ....	93
Figura 5.31 – Soluções efectuadas por [27] na estrutura antiga. ....	95
Figura 5.32 – Modelo sem união entre as estruturas. ....	96
Figura 5.33 – 1º Modo de vibração – período de 1.352 s. ....	97
Figura 5.34 – 2º Modo de vibração – período de 1.282 s. ....	98
Figura 5.35 – 4º Modo de vibração – período de 1.128 s. ....	98
Figura 5.36 – Solicitação na direcção X – Estrutura sem intervenção. ....	99
Figura 5.37 – Solicitação na direcção Z – Estrutura sem intervenção. ....	100
Figura 5.38 – Modelo numérico de um dispositivo viscoso. ....	102
Figura 5.39 – Modelo de cálculo – intervenção com os STU. ....	103
Figura 5.40 – Solicitação na direcção X – Intervenção com os STU. ....	104
Figura 5.41 – Solicitação na direcção Z – Intervenção com os STU. ....	104
Figura 5.42 – Campo de resistência – Pilar 60x60 cm <sup>2</sup> . ....	105
Figura 5.43 – Campo de resistência – Pilar 60x50 cm <sup>2</sup> . ....	105
Figura 5.44 – Campo de resistência – Pilar 50x50 cm <sup>2</sup> . ....	106
Figura 5.45 – Caso de estudo – possíveis reforços pelo exterior. ....	106
Figura 5.46 – Intervenções realizadas. ....	107
Figura 5.47 – Intervenção com encamisamento de betão armado nos pilares dos grupos 2 e 3. ....	108
Figura 5.48 – Secção transversal de um pilar dos grupos 2 e 3. ....	108
Figura 5.49 – Exemplo de encamisamento de betão armado numa face. ....	110
Figura 5.50 – Exemplo de intervenção na ligação dos pilares dos grupos 1, 4 e 5. ....	111
Figura 5.51 – Combinação mais gravosa na direcção X para os esforços transversos nas ligações. ....	111
Figura 5.52 – Combinação mais gravosa na direcção Z para os esforços transversos nas ligações. ....	112
Figura 5.53 – Localização dos pilares com esforços transversos mais gravosos. ....	112
Figura 5.54 – 2º Modo de vibração – período de 0.752 s. ....	116
Figura 5.55 – 3º Modo de vibração – período de 0.684 s. ....	117
Figura 5.56 – 7º Modo de vibração – período de 0.506 s. ....	117
Figura 5.57 – 14º Modo de vibração – período de 0.398 s. ....	118
Figura 5.58 – Solicitação na direcção X a 60%. ....	118
Figura 5.59 – Solicitação na direcção Z a 60%. ....	119
Figura 5.60 – Combinação a 60% mais solicitante. ....	120
Figura 5.61 – Campo de resistência – Pilar 50x50 cm <sup>2</sup> . ....	120
Figura 5.62 – Campo de resistência – Pilar 50x60 cm <sup>2</sup> . ....	121
Figura 5.63 – Campo de resistência – Pilar 60x60 cm <sup>2</sup> . ....	121
Figura 5.64 – Comportamento com “Roof Isolation”. ....	122



## ÍNDICE DE QUADROS (OU TABELAS)

Quadro 2.1 – Escala Modificada de intensidade de Mercalli.....	5
Quadro 2.2 – Sismos mais destrutivos da história.....	8
Quadro 2.3 – Zonas da classificação sísmica de OPCM 3519/06.....	22
Quadro 3.1 – Controlo para os pontos principais para um elemento interior [1].....	49
Quadro 4.1 – Características das borrachas constituintes do aparelho HDRB [21].....	60
Quadro 5.1 – Parâmetros de definição de espectro de resposta para a zona de Pádua.....	78
Quadro 5.2 – Modos de vibração – sem intervenções.....	96
Quadro 5.3 – Combinações das solicitações dinâmicas.....	101
Quadro 5.4 – Cálculo das forças horizontais – pilares críticos.....	101
Quadro 5.5 – Modos de vibração – após as intervenções.....	115





# 1

## INTRODUÇÃO

### 1.1. ASPECTOS GERAIS

Os efeitos sísmicos registados a partir do dia 20 de Maio em Emília-Romagna, Veneto e Lombardia criaram um forte impacto sobre Itália. Estas regiões são caracterizadas por uma perigosidade sísmica média-baixa, ou seja, uma aceleração em solo rígido entre os valores de 0.10 e 0.15g para um período de retorno de 475 anos, com base no mapa de perigosidade sísmica actualmente em vigor [1].

Este reconhecimento formal de tal perigosidade foi alcançado recentemente no contexto da revisão da normativa técnica para a construção e classificação sísmica originada pela OPCM 3274 (*Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri*) a partir de 2003. Com esta actualização foi detectada a presença sobre todo o território de numerosas construções projectadas e realizadas, também num tempo relativamente recente, sem a adopção de critérios anti-sísmicos que não estariam previstos na normativa técnica anteriormente vigente e que correspondia a áreas não classificadas como sísmicas [1].

Com base em estudos realizados sobre estas construções com a parceria do Departamento de protecção civil Italiano, foram levantados os problemas mais graves manifestados, maioritariamente orientadas para instalações industriais, construídas através de elementos pré-fabricados que se situavam no território que sofreu os abalos dos sismos de Maio.

A elevada vulnerabilidade da estrutura pré-fabricada com apenas um piso e de grandes vãos projectada apenas para acções não sísmicas, e em geral, das estruturas sem continuidade entre os elementos estruturais, é evidenciada através de vários colapsos registados aquando destes acontecimentos sísmicos [1].

Este tema é muito importante, tanto em termos da segurança e salvaguarda da vida humana, como a nível social e económico. No caso de edifícios industriais está essencialmente relacionado com a salvaguarda do valor material – equipamentos acabados, semi-acabados ou armazenados – e acima de tudo a continuidade das operações da empresa [1].

Após o exposto, é estudada esta temática no sentido de fornecer informação generalizada no que toca ao melhoramento de edifícios industriais construídos com elementos pré-fabricados sem o cumprimento de legislação anti-sísmica na fase de dimensionamento, sendo analisado concretamente um caso de estudo em que é necessário realizar intervenções de melhoramento/reforço, de forma a garantir os níveis de segurança exigidos nas normas actualmente vigentes.

## 1.2. OBJECTIVOS

Os principais objectivos a serem concretizados com o estudo do presente tema são: dar a conhecer a situação sísmica em Itália e respectiva evolução normativa no que respeita à classificação do território Italiano e do mapa de perigosidade sísmica; identificar os problemas observados aquando da ocorrência dos sismos de Maio de 2012 em Emilia-Romagna, e apresentar as fases de intervenção com a finalidade de melhorar/reforçar as estruturas existentes constituídas por elementos pré-fabricados, incidindo maioritariamente em instalações industriais; propor novas soluções de reforço sísmico a introduzir numa fábrica que se situa numa zona que entrou recentemente no novo mapa de risco sísmico Italiano, nomeadamente com a utilização de aparelhos anti-sísmicos.

## 1.3. ESTRUTURA DO TRABALHO

Para além do presente capítulo de introdução e enquadramento do trabalho, o documento abaixo exposto contemplará os seguintes capítulos:

Capítulo 2 – Evolução das normas sísmicas Italianas – Far-se-á uma breve introdução sobre sismos em termos globais, particularizando posteriormente para Itália, abordando a evolução das principais normas relativas ao dimensionamento de estruturas em zonas consideradas sísmicas e o respectivo mapa de classificação sísmica do território.

Capítulo 3 – Pré-Fabricação em edifícios industriais – Apresentar-se-á a utilização deste tipo de construção em Itália e a descrição das suas características. Far-se-á o levantamento dos problemas observados depois dos vários eventos sísmicos e apresentar-se-ão sugestões de normativas e técnicas de melhoramento/reforço que se encontram actualmente em estudo.

Capítulo 4 – Dispositivos anti-sísmicos – este capítulo incide na utilização dos aparelhos anti-sísmicos, descrevendo-os de forma sucinta, a fim de dar a conhecer alguns dos aparelhos utilizados nas soluções propostas do caso de estudo analisado neste trabalho.

Capítulo 5 – Caso de estudo – este capítulo refere-se a um caso prático de uma fábrica situada numa zona sísmica de baixo risco, não dimensionada para tal situação. Serão descritos os potenciais problemas observados, melhoramentos a nível local e um reforço global de modo a garantir os níveis de segurança estipulados nas normas actualmente vigente.

Capítulo 6 – Conclusões – Será feita uma pequena conclusão das respectivas soluções aplicadas.

# 2

## EVOLUÇÃO DAS NORMAS SÍSMICAS EM ITÁLIA

### 2.1. INTRODUÇÃO

Numa época em que o fenómeno natural sismo é conhecido pelos seus feitos destrutivos, e sabendo que o seu aparecimento é imprevisível, muitas organizações e equipas continuam os seus estudos e pesquisas com o objectivo de prevenir, de modo eficaz, quaisquer danos materiais e vítimas mortais. Geólogos constroem novos métodos de averiguação e conhecimento relativamente ao aparecimento dos próximos movimentos terrestres, nomeadamente ao seu local e tempo. O papel dos engenheiros é, fundamentalmente, dimensionar e reforçar as estruturas a fim de poderem estar preparadas para um eventual acontecimento deste tipo.

Sendo Itália um país relativamente avançado no acontecimento deste fenómeno natural, é indispensável mencionar que é importante um maior desenvolvimento a favor da prevenção, contra o desastre e a destruição. Levando em conta este argumento, existe assim um grande trabalho no estudo dos novos aspectos a ter em conta na construção das futuras obras face aos sismos. No último século, as normas neste país têm vindo a ser sucessivamente actualizadas como será apresentado no decorrer deste capítulo.

## 2.2. SISMOS

### 2.2.1. GENERALIDADES

A Terra é um sistema em constante evolução dinâmica, composto internamente por rochas de diferentes densidades e características sujeitos a diferentes pressões e temperaturas. Esta grande falta de homogeneidade interna, faz com que as forças a desenvolver nas camadas mais próximas da superfície, que tendem a reequilibrar o sistema, empurrem as rochas umas contra as outras, deformando-as. Os terremotos são uma expressão e consequência dessa evolução contínua, que ocorre ao longo de centenas de milhares e até milhões de anos [2], geralmente nas fronteiras das placas tectônicas (Fig.2.1) ou em falhas entre dois blocos rochosos que podem variar entre alguns centímetros até milhares de quilômetros.

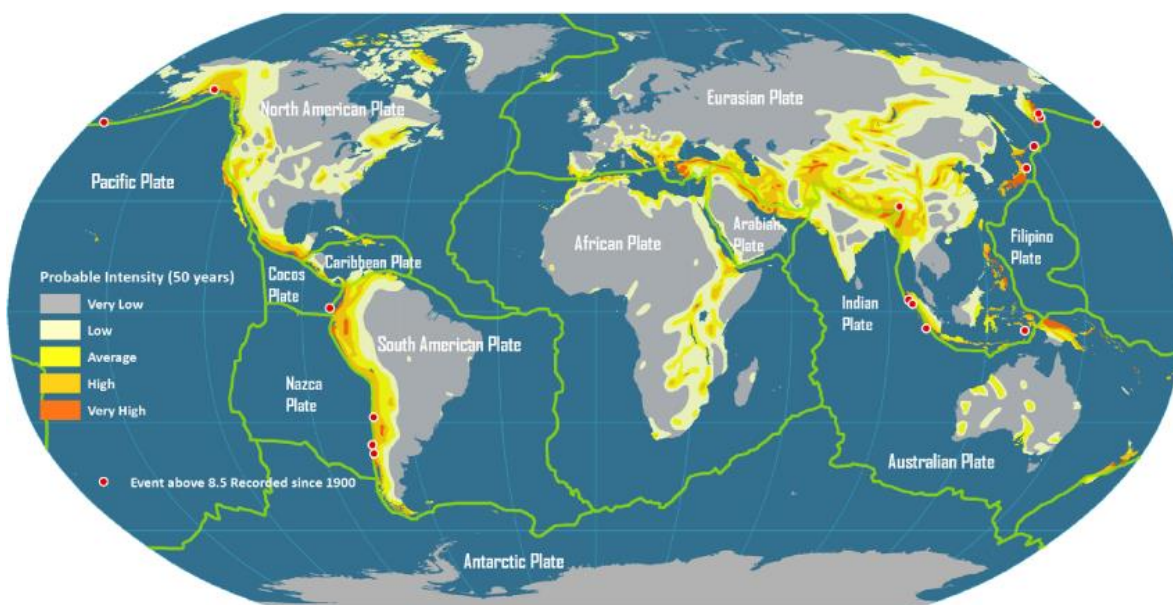


Fig.2.1- Mapa das placas tectônicas<sup>1</sup>

A energia e movimentos sentidos na superfície podem ser gerados através de um deslocamento súbito da crosta, de uma erupção vulcânica ou até de explosões realizadas pelo homem. No entanto, a origem mais destrutiva entre elas é normalmente a primeira. Numa fase inicial a crosta pode curvar, mas quando a força exercida excede a resistência das rochas existe uma quebra e a crosta tende a colocar-se numa nova posição. No processo de ruptura, obtém-se vibrações com o nome de “ondas sísmicas”. Estas ondas passam ao longo da superfície e através da Terra, a diversas velocidades dependendo do material que estão a atravessar [3].

<sup>1</sup> [http://people.hofstra.edu/geotrans/eng/ch9en/conc9en/plate\\_tectonics.html](http://people.hofstra.edu/geotrans/eng/ch9en/conc9en/plate_tectonics.html)

Terremotos, erupções vulcânicas e eventos climáticos extremos promoveram a transformação da superfície da Terra ao longo de milhões de anos, num paciente trabalho de construção, modelagem e destruição que só no período recente, na longa história do planeta, "colidiu" com o desenvolvimento da civilização humana. A presença do homem, de facto, transformou as manifestações da vitalidade do planeta em "desastres naturais".

A severidade de um sismo pode ser expressa em dois termos: intensidade e magnitude. No entanto, estes termos são diferentes, mas frequentemente confundidos.

Intensidade é baseada nos efeitos observados pelas populações, e pelas construções. Varia de local para local dentro da região afectada, dependendo da localização do observador em relação ao epicentro do sismo.

Magnitude está relacionada com a quantidade de energia sísmica libertada no hipocentro do terremoto. É baseada na amplitude das ondas sísmicas, gravadas em aparelhos. A magnitude de um terremoto é, portanto, representada por um único valor, instrumentalmente determinado [4].

Os danos provocados por um sismo estão ligados à presença do homem e os seus edifícios. A observação dos efeitos, foi o primeiro método utilizado para classificar a força de um terramoto [2].

A escala que mede intensidade sísmica foi desenvolvida pelo sismologista Giuseppe Mercalli no ano de 1884, dividindo assim todos os efeitos em 10 classes de importância.

A escala habitualmente utilizada é denominada escala de intensidade de Mercalli modificada (MMI), após ter sido alterada pelos sismologistas americanos Harry Wood e Frank Neumann em 1931. No ano de 1992, a escala foi expandida para 12 classes (Quadro 2.1) pela autoria de Adolfo Cancani, sendo a primeira aquela em que o abalo é levemente sentido, e a décima segunda em que a destruição é total. Não contém qualquer relação com fórmulas matemáticas, baseia-se essencialmente nos efeitos observados resultantes do sismo [4].

Quadro 2.1 – Escala Modificada de intensidade de Mercalli

Classes	Descrição
I	Não foi sentido, excepto por algumas pessoas em condições favoráveis.
II	Sentido apenas por poucas pessoas em repouso, especialmente nos pisos superiores de edifícios.
III	Sentido principalmente por pessoas dentro de casa, nos pisos superiores. Muitas pessoas não reconheceram como terremoto. Alguns carros sentem a vibração.
IV	Sentido dentro de casa por muitos, ao ar livre por alguns. Existência de vibração em pratos, janelas, portas. Paredes fizeram sons a estalar. Sensação idêntica a um camião chocar contra um edifício.
V	Sentido por quase toda a gente. Pratos e janelas partidas. Objectos instáveis caíram. Relógios de pêndulo parados.

VI	Sentido por todos, assustados. Alguns móveis pesados fora do sítio. Alguns tectos de gesso caíram. Danos leves.
VII	Danos insignificantes em estruturas bem dimensionadas. Danos ligeiros a moderados em estruturas comuns. Danos razoáveis em estruturas mal construídas ou mal projectadas.
VIII	Danos leves em estruturas bem dimensionadas. Danos consideráveis em edifícios comuns. Grandes danos em estruturas mal dimensionadas. Queda de chaminés, muros, monumentos.
IX	Danos consideráveis em estruturas bem concebidas. Grandes danos em quase todos os edifícios, com colapsos parciais. Colapso em fundações de alguns edifícios.
X	Algumas estruturas de madeira bem dimensionadas destruídas. A maioria das estruturas reticuladas e com alvenaria destruídas. Rails dobrados.
XI	Quase todas as estruturais caíram. Pontes caíram. Rails dobrados.
XII	Dano total. Objectos a voar. Campo de visão e de nível distorcidos.

Relativamente à medição da magnitude de um sismo, no ano de 1935, o sismólogo Americano Charles Richter, introduziu um método objectivo de medição de um terramoto. Baseando-se no método utilizado para definir o tamanho das estrelas, relacionado com a observação do seu brilho, conseguiu definir a magnitude de um sismo como um valor que pode ser calculado a partir dos registos captados em aparelhos sísmicos e relacionado com a energia associada ao acontecimento. Esse valor refere-se ao hipocentro, independentemente do método de propagação e características do território envolvido, o que não está directamente relacionado com o que é sentido ou observado durante os abalos [2].

As ondas sísmicas são as vibrações dos terremotos que se propagam através da Terra e são registadas em aparelhos designados por sismógrafos [4].

A magnitude é calculada através de um modelo que relaciona a amplitude do sismograma com a distância a partir do epicentro. É uma grandeza logarítmica, ou seja, a variação de uma unidade corresponde a um movimento 10 vezes maior do que o aparelho e, por conseguinte, do solo, sendo equivalente a um sismo 30 vezes mais intenso. A energia de um sismo de magnitude de 7.0, semelhante ao que ocorreu em Reggio Calabria e Messina em 1908, é mil vezes maior do que um sismo de magnitude 5.0 [2].

A escala de Richter é dividida em nove níveis, sendo o primeiro o menos gravoso. Nos últimos anos tem existido um elevado estudo e sucessivos avanços para melhorar a eficácia desta escala, como por exemplo a escala da magnitude do momento (MMS), que não será abordada neste trabalho.

Apesar destas duas escalas serem completamente independentes, com a informação absorvida ao longo dos largos anos em que foi sentido este fenómeno natural, foi possível criar uma pequena comparação (Fig.2.2), a fim de dar a entender o que se poderia observar no local sabendo a magnitude do abalo.

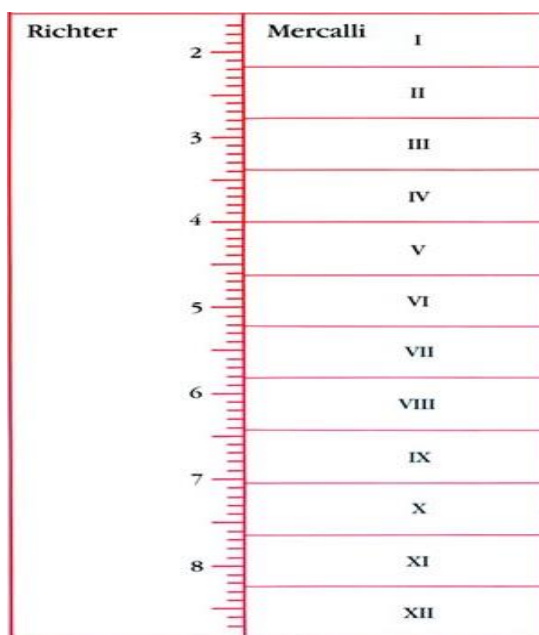


Fig. 2.2 – Comparação entre a escala de Richter e Mercalli<sup>2</sup>

<sup>2</sup> <http://ehsgeowiki.wikispaces.com/Mercalli+Scale>

## 2.2.2. SISMOS DESTRUTIVOS NA HISTÓRIA MUNDIAL

Ao longo da história do nosso planeta existiram e continuarão a existir imensos terremotos, alguns mais fortes que outros. Neste pequeno quadro (Quadro 2.2), retirado de [4], são apresentados os sismos mais destrutivos que até agora foram observados:

Quadro 2.2 – Sismos mais destrutivos da história

Datas	Localização actual	Magnitude – Richter
22 de Maio, 1960	Valdivia, Chile	9.5
26 de Dezembro, 2004	Sumatra, Indonesia	9.1-9.3
28 de Março, 1964	Prince William Sound, Alaska, Usa	9.2
4 de Novembro, 1952	Kamchatka, Russia	9.0
11 de Março, 2011	Sendai, Japão	9.0
16 de Setembro, 1615	Arica, Chile	8.8
25 de Novembro, 1833	Equador e Colombia	8.8
27 de Fevereiro, 2010	Bio-bio, Chile	8.8
26 de Janeiro, 1700	Pacific Ocean, USA	8.7 - 9.2

Todos os sismos referidos no quadro 2.2 tiveram consequências desastrosas a todos os níveis. Como por exemplo, poderá referir-se o sismo que ocorreu em 22 de Maio de 1960, em Valdivia, Chile com a magnitude de 9.5, causando 1655 vítimas mortais, 3000 feridos e 2 milhões desalojados. Além dos danos provocados pelo terremoto, o abalo, ainda deu origem a uma ruptura com mais de 1000 Km de distância, criou um enorme tsunami que destruiu imensas zonas. Também o vulcão Puyehue, situado perto daquela zona, entrou em erupção dois dias após a data deste evento.

Outro exemplo retirado do mesmo quadro é o conhecido sismo do Japão que aconteceu em 2011. Este teve consequências semelhantes ao anterior, pois os fortes abalos e sucessivas réplicas provocados pelo terremoto criaram também um forte tsunami. Além do impacto em termos de mortalidade, é de referir também o económico, dados muitos reactores nucleares e industrias terem sido obrigados ao encerramento das respectivas actividades e terem de ser desactivados [4].

## 2.3. ITÁLIA

Itália é um país com uma antiga e longa memória escrita. O conhecimento da sismicidade é possível, devido à numerosa documentação e informação existente sobre os efeitos de sismos que no passado afectaram diferentes áreas geográficas da península. Para cada área, sabe-se a quantidade e a intensidade dos terremotos que tiveram lugar na história. Este é o primeiro passo no sentido da definição de “risco sísmico”, ou seja a definição de um dos elementos necessários para avaliar o risco sísmico de um território [2].

### 2.3.1. GEOLOGIA

No que respeita à situação geodinâmica, a Itália é considerado o país na Europa mais frequentemente sujeito a terremotos. Pode assim referir-se que, dos 1300 terremotos que ocorreram no segundo milénio no Mediterrâneo central, mais de 500 afectaram a Itália. Após estudo feito aos movimentos entre superfícies em contacto, pode concluir-se que são essencialmente distribuídos ao longo das zonas afectadas pelas tectónicas dos Alpes e Apeninos [5]

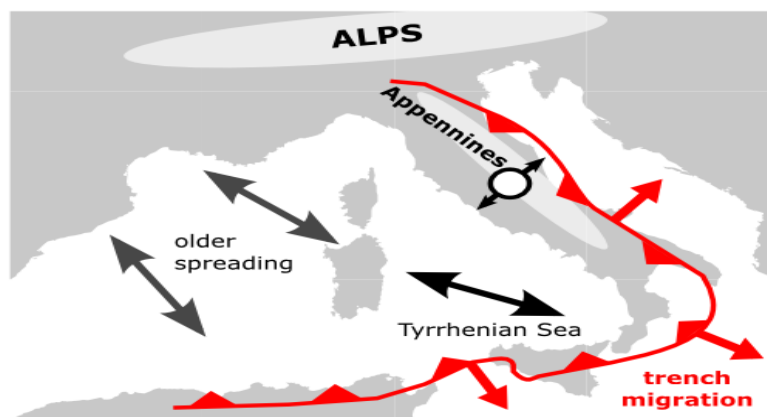


Fig.2.3 – Placas tectónicas em Itália<sup>3</sup>

A geologia da Itália é muito complexa. A ocorrência de diversos eventos geodinâmicos sucessivos advém da interacção entre duas placas litosféricas: a Africana e a Europeia, estando a sua fronteira identificada a vermelho na Fig.2.3

Identifica-se também zonas como os Alpes e os Apeninos como sendo consequências desta interacção das duas placas litosféricas em questão, criando ao longo de todo o país vários pontos de possível ocorrência de sismos, como mencionado anteriormente sobre as fronteiras deste tipo de placas, como

<sup>3</sup> <http://all-geo.org/highlyallochthonous/wp-content/uploads/2010/07/medtect.png>

os terremotos de 1349 e 1703 ocorridos nos Apeninos centrais que causaram danos numa extensa área, abrangendo a cidade de Roma. A expansão do mar Tirreno (Fig.2.3) também provoca um ambiente propício para o acontecimento deste desastre natural, não deixando de parte também a área da Sardenha embora não tenha sido tão afectado como o resto do país [5].

Outro aspecto que faz com que Itália seja conhecido como um país de um grande risco de sismicidade é a existência de vários vulcões, sendo os mais conhecidos o Etna, o Vesúvio e o Stromboli.

### 2.3.2. EVOLUÇÃO DA NORMATIVA SÍSMICA ITALIANA

As primeiras considerações, muitas vezes imaginárias, sobre a origem dos terremotos e das características sísmicas da Itália, tiveram origem em meados do século XV. Com o desenvolvimento das ciências sísmológicas, foi apenas no século XIX que a investigação das causas e distribuição geográfica de terremotos começou a ser publicado. Uma utilização mais vasta de instrumentos sísmicos a partir do final do século XIX e de redes de monitorização no século XX, contribuíram para os estudos, de caracterização sísmica na Itália [2].

Com o objectivo de reduzir os efeitos dos sismos, o Estado Italiano tem-se centrado essencialmente na classificação sísmica de todo o país, baseado na intensidade e frequência dos terremotos no passado e na aplicação de regras especiais para edifícios que se encontrem nesses locais.

A legislação sísmica Italiana, tendo em conta padrões modernos a nível internacional, prescreve normas técnicas que determinam que um edifício deve suportar as cargas de um terremoto mais fraco sem produzir estragos consideráveis, e não ruir na ocorrência de terremotos com intensidades mais elevadas, salvaguardando em primeiro lugar a vida humana.

A constante actualização da legislação Italiana está essencialmente direccionada para um eventual risco sísmico que uma dada zona possa sofrer. O risco sísmico é a possibilidade do fenómeno, causar prejuízos para a população ou infra-estruturas num determinado local, num certo período de tempo.

O conceito de risco está associado à capacidade de calcular a intensidade e a frequência de um certo evento, bem como à definição dos estragos provocados pelo mesmo. Desta forma conclui-se que a definição risco e perigo (hazard) não são exactamente iguais: perigo baseia-se apenas no fenómeno natural que afecta uma certa zona (a causa), risco identifica as consequências que se podem esperar depois do acontecimento (o efeito) [2].

Assim, define-se o conceito de risco como sendo o conjunto de três variáveis: perigo, vulnerabilidade e exposição.

A sismicidade indica a frequência e a força de um terremoto e representa a característica física de uma área. A obtenção de frequência e a energia de um dado sismo, que caracteriza um certo local, e atribuindo-se um valor à probabilidade de ocorrência de um abalo de uma determinada magnitude num certo intervalo de tempo, permite calcular o respectivo perigo. Quanto maior for o perigo sísmico, maior é a probabilidade de ocorrer um sismo nesse local [2].

Vulnerabilidade avalia-se pela dimensão dos estragos causados nos edifícios, aquando do acontecimento de um evento sísmico, ou seja está relacionada com a resistência que as estruturas possuem perante a ocorrência de um sismo. Quanto mais vulnerável um edifício é maiores serão as consequências [2].

A exposição, define-se simplesmente pelo número de recursos expostos a eventuais danos no momento em que o sismo ocorre, como a possibilidade de perda de vidas humanas e danos a nível económico e cultural.

Tendo em conta estas três variáveis é conhecido que a Itália é constituída por zonas de média a elevada perigosidade sísmica (devido a frequência e intensidade deste fenómeno natural), vulnerabilidade muito elevada (edifícios, infra-estruturas, instalações industriais frágeis) e exposição considerável (densidade populacional elevada e é um país com grande património histórico e artístico). Identificando as três variáveis, facilmente se caracteriza Itália como um país com um grande risco sísmico, em relação, nomeadamente, a vítimas, danos nas construções e custos prováveis, posteriores a um acontecimento sísmico [2].

Actualmente, com as sucessivas actualizações do mapa de perigo sísmico, praticamente todo o território é classificado como sendo sísmico dividindo-se em 4 zonas, sendo a primeira a que tem maior perigosidade e a quarta a que tem menor. As últimas actualizações foram desenvolvidas há relativamente pouco tempo; isso originou a existência de um número elevado de zonas onde as construções que aí existem não estejam dimensionadas e preparadas para as cargas que as novas normas exigem. Actualmente, é notório o elevado número de construções “desprotegidas”. Esta razão torna a área da reabilitação e protecção de estruturas existentes tão importante como a de dimensionamento e construção de novos edifícios.

Em seguida será feita uma apresentação da evolução da normativa e legislação dirigidas para a prevenção dos efeitos dos sismos em Itália, e da respectiva evolução do mapa de perigo sísmico - evolução da classificação sísmica. A informação foi retirada, maioritariamente, de [2] e [6].

#### 2.3.2.1. Até 1908

Desde cedo que Itália teve a preocupação de se prevenir contra o fenómeno sísmico. Sismos como os de Val di Noto em 1693 (XI na escala Mercalli) e o sismo de 1783 em Calábria (XI na escala Mercalli), deixaram marcas enormes no território, bem como sinais reconhecíveis de restauração e reconstrução. Particularmente, o terramoto de 11 de Janeiro de 1693 (Fig.2.4), que provocou um número aproximado de 60.000 vítimas mortais e a destruição da Catania, levou à construção das “novas cidades” – como Grammichele e Avola – para as quais foram adoptados critérios urbanos, caracterizados por grandes ruas ortogonais e espaços abertos.



Fig.2.4 – Memórias do sismo de 1693 em Val di Noto<sup>4</sup>

Em 1785, procedeu-se à promulgação das regras de Bourbon, tendo em conta os terremotos ocorridos na maior parte do território da Calábria em 1783 que originaram um elevado número de vítimas. Estas normas foram reconhecidas como as primeiras tentativas de prevenção dos sismos, que propunham os procedimentos para a reconstrução de edifícios individuais e do uso adequado da terra. Também se observou a reconstrução de imensas cidades, incluindo Reggio, Palmi e Bagnara.

Na Calábria e Sicília, as consequências devido ao sismo de 28 de Dezembro de 1908 - um dos mais fortes abalos sísmicos (magnitude 7.2 na escala de Richter) registado em Itália - são de importância histórica, dado que após a sua ocorrência existiram alterações a todos os níveis: social, económico e cultural.

#### 2.3.2.2. 1908 – 1980

O sismo mais catastrófico de sempre na história deste país, o de Calábria e Messina ocorreu em 28 de Dezembro de 1908 e provocou cerca de 80.000 vítimas mortais. Provocou uma forte pressão sobre o Estado no sentido de desenvolver medidas de prevenção, a fim de evitar danos na construção causados por eventuais terremotos no futuro. Assim, foram criadas leis com base na experiência e na tecnologia de construção obtidas com terremotos antigos. A primeira “Decreto Real n.º 193, 18 Abril 1909”, destacou algumas centenas de cidades localizadas na Sicília e na Calábria (Fig.2.5) e obrigava a cumprir as normas técnicas descritas neste documento, quer em relação à construção de novos edifícios, quer à reparação das estruturas danificadas [7].

1909 - “Decreto Real n.º 193, 18 Abril 1909”

Nesta norma é excluída a possibilidade de construção em locais inadequados como zonas húmidas, sujeitas a deslizamento de terras, ou muito íngremes; permitia a construção de novos edifícios apenas com tecnologias utilizadas na época; obrigava ao respeito das regras de construção. Também limitava

<sup>4</sup> [http://it.wikipedia.org/wiki/File:1693\\_Sicily\\_earthquake.jpg](http://it.wikipedia.org/wiki/File:1693_Sicily_earthquake.jpg)

a altura dos edifícios e o número de pisos e considerava as forças horizontais estáticas e verticais proporcionais aos pesos na consideração de acção sísmica [2].

Após este Decreto, a classificação foi inaugurada e teve início a produção de normas sísmicas que seriam mais tarde incorporadas nas actualizações de novas técnicas de construção e no desenvolvimento do “estado de arte” na ciência e na engenharia estrutural [7].

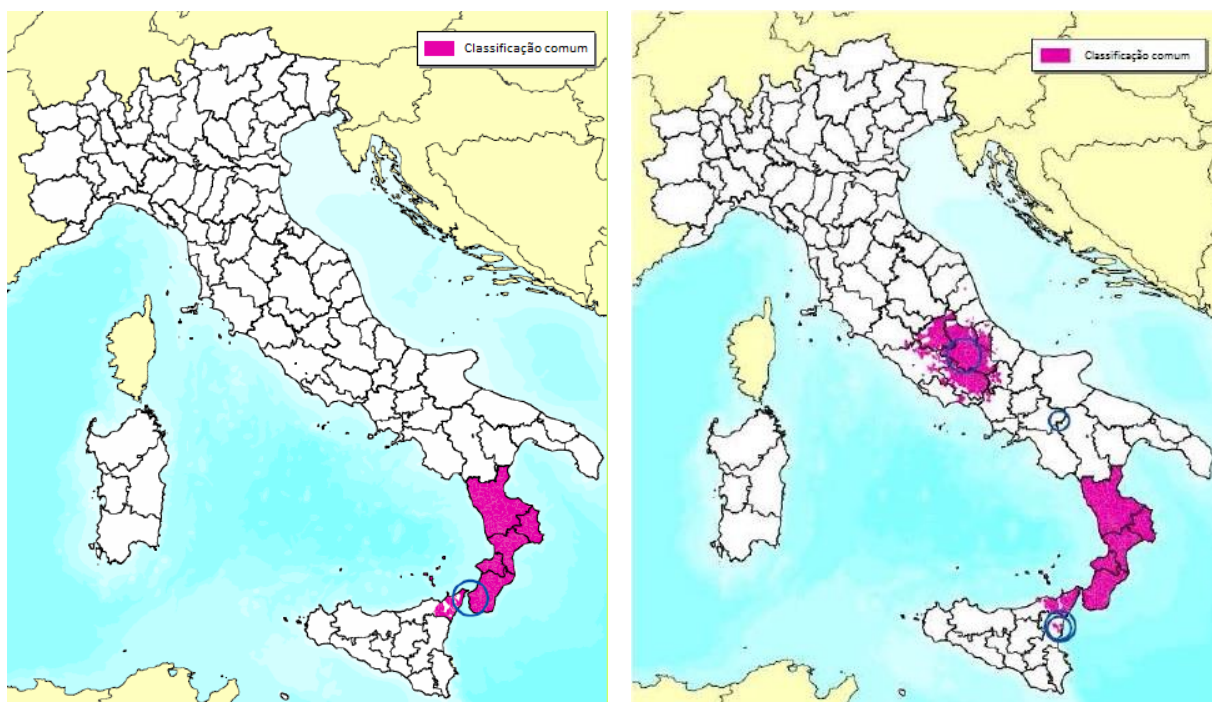


Fig.2.5 - Mapa de classificação de a) 1909 e b) 1915

1916 – “Decreto-lei n.º 1526 de 5 Novembro de 1916”

Neste ano deram entrada novas zonas que também tiveram a experiência de sentir algumas das consequências dos sismos. Foi introduzida uma alteração na quantificação das forças sísmicas, sendo colocadas algumas regras na sua distribuição ao longo da altura do edifício.

1927 – “Decreto Real n.º 431 de 13 Março de 1927”

Este decreto procedeu à divisão dos locais afectados em duas categorias (I ° e II °), tendo em conta o nível de actividade sísmica e a constituição geológica. Cada categoria agora era considerada por diferentes tipos de acções sísmicas. Portanto, o mapa de risco sísmico na Itália (Fig.2.6) não era nada mais do que um mapa das áreas afectadas por fortes terremotos que ocorreram após 1908, enquanto todos os territórios que sentiram sismos antes dessa data não foram classificados como sendo zonas sísmicas e por isso sem a obrigação de cumprimento das normas na construção de novos edifícios [6].

1935 – “Decreto Real n.º 640 de 25 Março de 1935”

Este decreto representou um grande passo em frente devido à promulgação de normas técnicas específicas e exigências para que os municípios desenvolvessem os seus próprios regulamentos de construção. Uma parte destas novas regras limitavam a altura dos edifícios em função da largura das estradas e aumentavam a altura máxima admissível para um edifício em função da tecnologia de construção utilizada [7].

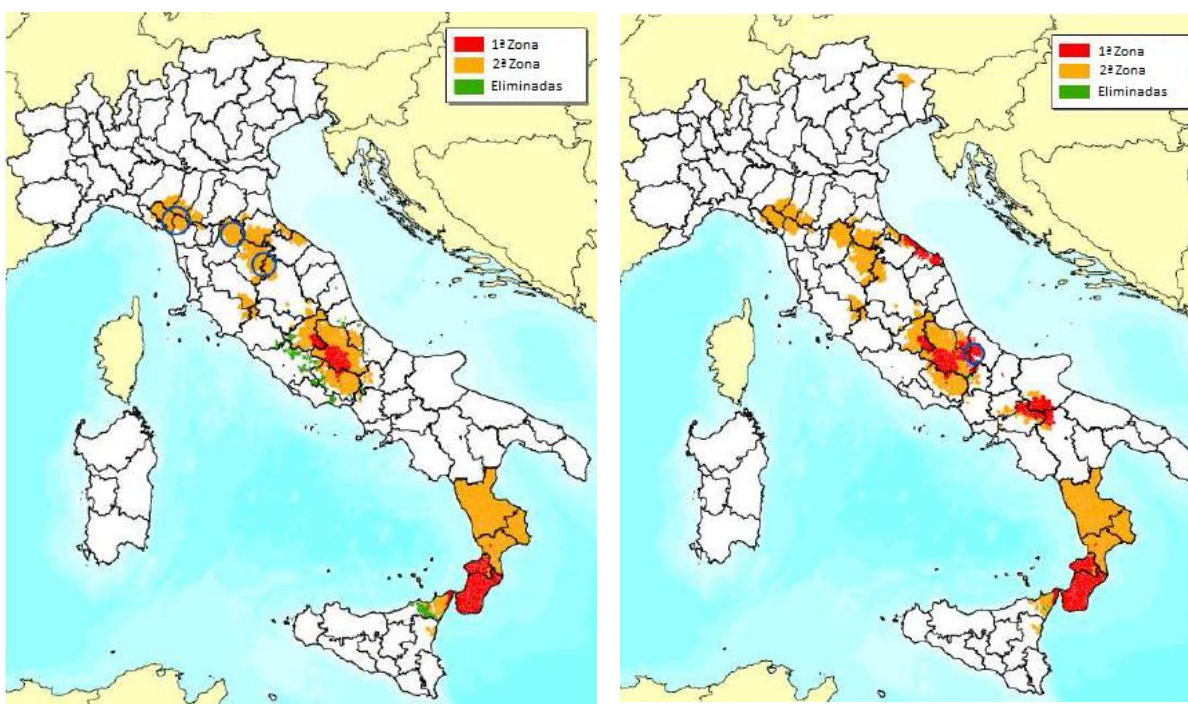


Fig.2.6 – Mapa de classificação de a) 1927 e b) 1935

1962 – “Lei n.º 1684 de 25 de Novembro de 1962”

Embora parcialmente, a presente lei continha regras que se encontram em vigor nas normas actuais. Aqui as normas sísmicas já não são apenas aplicadas aos municípios que antes tinham sido afectados por sismos, mas também àqueles que, pelas suas características geológicas, têm probabilidade média e elevada de ser afectados por um sismo. Também introduziu a capacidade de diminuir as acções sísmicas se a morfologia e geologia de uma dada zona fossem favoráveis. Foram revistos os limites da altura dos edifícios em relação à sua concepção e largura das ruas [7].

1974 – “Lei n.º 64 de 2 Fevereiro de 1974” – “Medidas para edifícios com requisitos especiais para zonas sísmicas”

Esta lei foi um marco na trajetória da legislação actualmente em vigor. Na verdade, estabelece alguns princípios gerais, também de carácter técnico, mas baseia-se principalmente nos decretos municipais para regular, em termos de segurança, os diferentes sectores da construção civil e garantir uma progressiva actualização das normas mais suave. Assim, nos anos seguintes foram criadas normas técnicas para edifícios, pontes, barragens e investigação de solos de fundação, melhorando o sistema de controlo e repressão das violações de regras particularmente na área sísmica. No entanto, existia a possibilidade de utilizar leis anteriores para a simplificação do controlo que mais tarde se verificou não ser o método mais correcto [7].

Relativamente à classificação sísmica do território nacional de Itália, esta lei teve um papel preponderante.

Autorizou o Ministro das Obras Públicas [6]:

- a adoptar normas técnicas para a construção de obras, quer privadas quer públicas, a serem desenvolvidas por decreto ministerial, com o apoio do Ministro Interno, e aceites pelo Conselho Superior das Obras Públicas, em colaboração com o Conselho Nacional de Pesquisa (CNR);
- a actualizar a classificação sísmica através de decretos ministeriais especiais.

Só no final da década de setenta se sentiu a necessidade de racionalizar o zoneamento sísmico do território Italiano, sendo o mesmo apenas desenvolvido por agregações sucessivas de municípios afectados por novos eventos sísmicos que continha falhas absolutamente injustificáveis.

Na seguinte figura (Fig.2.7) vê-se como se encontrava a classificação do mapa de risco sísmico no ano de 1975:

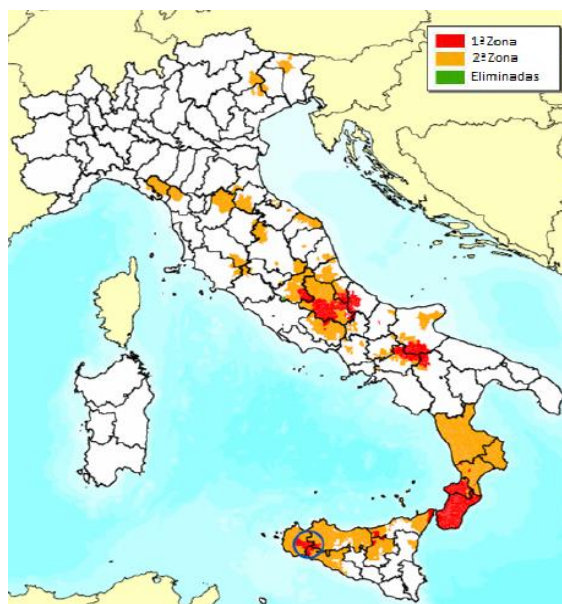


Fig.2.7 – Mapa de classificação de 1975

### 2.3.2.3. 1980 – 2003

Devido aos terremotos de 1976 e 1980, com origem em Friuli Venezia Giulia e Irpina, respectivamente, foram desenvolvidos estudos de carácter sísmológico pelo Concelho Nacional de Pesquisa designados por “Projectos Finalizados Geodinâmicos (PFG)” que levaram a um aumento significativo do conhecimento sobre a sismicidade do território nacional. Assim, foi permitido a criação de uma proposta de classificação sísmica do território nacional de Itália apresentada ao Governo, constituída por uma série de decretos realizados pelo Ministério das Obras Públicas Italianas, aprovada entre 1980 e 1984. Esta proposta seria então a principal classificação sísmica Italiana até a adopção da “Portaria n.º 3274 de 20 Março 2003”.

Esta proposta do CNR era baseada em estudos probabilísticos da sismicidade das regiões e actualizou os níveis de classificação sísmica. Pela primeira vez em Itália, o mapa de classificação era definido por três categorias (Fig.2.8), das quais a terceira (introduzida com o “Decreto Ministerial n.º 515 de 3 de Junho de 1981,”) seria a menos perigosa e constituída apenas por alguns municípios como Campânia, Apúlia e Basilicata, que teriam sido afectados pelo terremoto em Irpinia e Basilicata em 1980, com um nível elevado de perigo [6].

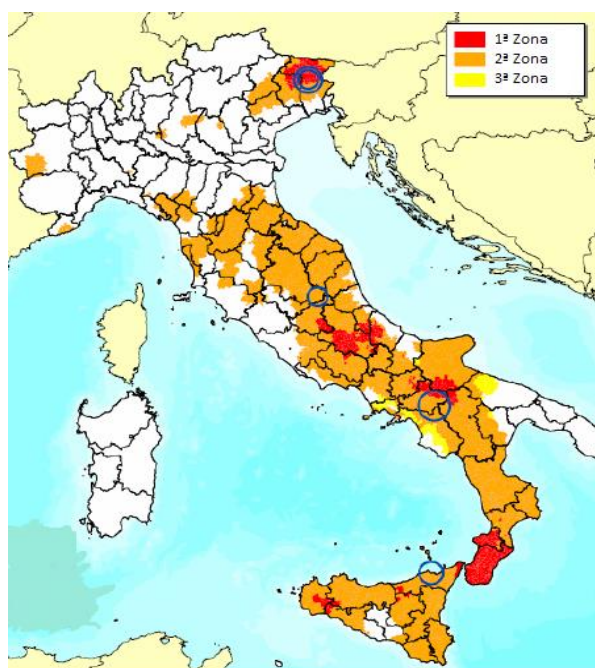


Fig.2.8 – Mapa de classificação de 1981

Relativamente às normas técnicas, as primeiras disposições foram promulgadas com o “DM de 3 Março de 1975” tendo sido complementadas mais tarde por uma série de decretos, entre os quais o “DM, de 3 de Dezembro de 1987” que emitiu algumas das primeiras normas para construção com pré-fabricação, definindo regras para o seu dimensionamento, concepção e ensaios.

Foi durante estas duas décadas que existiu uma mudança na distribuição de poderes entre o Estado, com as chamadas “Leis Bassanini” de 15 de Março de 1997 e com o “Decreto-lei n.º 112 de 1998”:

- Art. 94º “*Funções atribuídas às regiões e autarquias locais*” Parágrafo 2; ponto a) “*A responsabilidade pela identificação sísmica, a formação e as actualizações das mesmas áreas*”
- Art. 93º. “*Funções que permanecem com o Estado*” Parágrafo 1; ponto g) “*funções relativas aos critérios gerais para a identificação de zonas sísmicas e das normas técnicas para a construção nas mesmas áreas*”

Assim, as funções relativamente à classificação sísmica do território nacional Italiano já não pertenciam ao Ministro das Obras Públicas, tendo sido transferidas para as Regiões e autarquias locais em conjunto com o Estado. É de notar que a transferência de poder só esteve completamente concluída depois da aprovação do “Decreto-lei n.º 300 de 1999” dando o poder à nova organização da Agência da Protecção Civil, e novamente distribuída em 2001 para o Departamento de Protecção Civil. Nesse mesmo ano, a Agência da Protecção Civil deixa de existir, nunca tendo entrado em pleno funcionamento [6].

Além disso, como resultado da reorganização da legislação da sua construção, as disposições sísmicas previstas na lei 64 de 1974, foram incluídas, com algumas alterações, no Decreto Presidencial n.º 380 de 06 de Junho de 2001. O Texto Único (T.U.) das leis e regulamentos sobre construção, incluído no Capítulo IV, “Provisões para edifícios com requisitos especiais para áreas sísmicas”, apresenta disposições específicas relativas aos padrões de edifícios em zonas sísmicas, à sua supervisão, bem como aos métodos de repressão de infracções.

O Decreto Presidencial n.º 380, alterado e complementado pelo Decreto Legislativo n. 301 de 27 de Dezembro de 2002, determinou que todos os edifícios com importância para a segurança pública, caso sejam construídos em áreas sísmicas, devem respeitar não só as disposições técnicas aplicáveis a cada tipo de edifício construído em todo o país, mas também as normas técnicas específicas e a emanção que é confiada ao Ministro das Obras Públicas, em consulta com o Ministro do Interior e ouvido o Conselho Superior de Obras Públicas, o Conselho Nacional de Pesquisa e da Conferência Conjunta (artigo 83º). Em artigos posteriores foram, então, ditados os critérios gerais a serem alcançados nas normas técnicas de construção em áreas sísmicas [6].

#### 2.3.2.4. 2003 – 2008

Segundo o [2], até 2003, Itália foi classificada em três categorias com severidade sísmica diferente. Os decretos ministeriais emitidos pelo Ministério das Obras Públicas entre 1981 e 1984 tinham classificado um total de 2.965 municípios Italianos, de um total de 8.102, o que corresponde a 45% do território nacional, no qual reside 40% da população.

Neste ano foram emitidos critérios da nova classificação sísmica, com base no estudo e elaboração mais recente relativamente à perigosidade sísmica de toda a área do país, ou seja, uma análise de 50

anos sobre a probabilidade do território estar sujeito, num determinado período de tempo, a um evento que ultrapassa um certo limite de intensidade ou magnitude.

2003 -“Portaria n.º 3274, do Presidente do Conselho de Ministros, de 20 Março de 2003”

Para o efeito, e também devido à ocorrência do terramoto de 31 de Outubro de 2002 em Molise e Apúlia, foi publicado a portaria n.º 3274, do Presidente do Conselho de Ministros, de 20 Março de 2003. A medida estabelece os princípios gerais em que as regiões, às quais o Estado delegou a adopção da classificação sísmica do território (Decreto-lei n.º 112 de 1998 e Decreto n.º 380 do, Presidente da Republica, de 2001 " T.U. das normas para a construção”), reúnam a lista dos municípios com a atribuição a uma das quatro zonas.

Por conseguinte, é da responsabilidade da região a preparação da lista de municípios classificados, respectivamente, em zonas: 1, 2, 3 e 4. Ao proceder a tal identificação, as regiões podem elaborar por vontade própria um mapa regional de perigosidade sísmica, ou utilizar aquele que é fornecido pelo Estado a todo o território nacional, associadas a critérios para a identificação de zonas sísmicas, sob a forma de uma lista de todos os municípios Italianos com a sua classificação sísmica [2].

Foi assim que todo o país foi classificado como sísmico, eliminando o território “não classificado” que se passaria a chamar zona 4. A seguinte figura (Fig.2.9) mostra o mapa de classificação sísmica aquando da promulgação desta ordem.

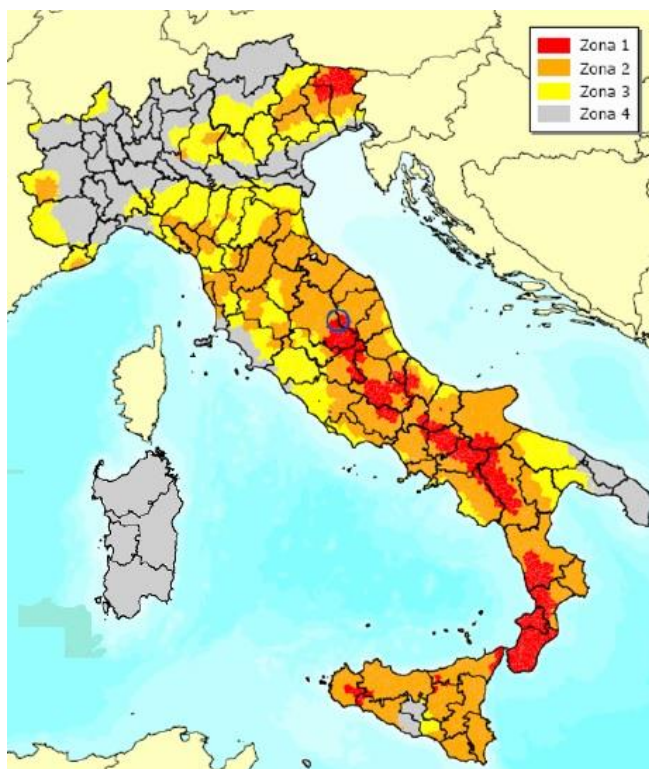


Fig.2.9 – Mapa de classificação em 2003

Estas diferentes áreas são identificadas por quatro classes de aceleração do solo (PGA) com uma probabilidade de ocorrência de 10% em 50 anos. As três primeiras zonas da nova classificação, do ponto de vista do previsto na “Lei n.º 64 de 1974”, correspondem às áreas de elevada, média e baixa sismicidade, enquanto para a quarta zona, recém-introduzida, é opcional a exigência de projecto sísmico. Nesta actualização, relacionando a classificação e a formação de normas técnicas, foram afectados quase todos os tipos de construções como edifícios, pontes e trabalhos de fundação [6].

O art. 2.º, parágrafo 2, da portaria n.º 3274 dá opção de aplicação das regras técnicas anteriormente em vigor para as seguintes obras:

- obras cujo trabalho já começou;
- obras públicas já contratadas, ou cujos projectos já foram aprovados à data desta ordem;
- conclusão de obras de reconstrução em andamento.

Espera-se também, em todos os outros casos, a capacidade de continuar a aplicar as normas técnicas anteriormente em vigor por um período não superior a 18 meses e diversas vezes prorrogada por uma série de pedidos subsequentes, o último dos quais o n.º 3467 de 2005 que adiou a aplicação a 23 de Outubro de 2005, data de entrada em vigor das novas regras anti-sísmicas, introduzidas pelo DM 14 Setembro 2005 [6].

O parágrafo 3 da mesma ordem prevê a verificação obrigatória dentro de 5 anos a ser realizada pelos respectivos proprietários, de acordo com as normas técnicas constantes dos anexos da norma. É de interesse estratégico dos edifícios e obras de infra-estrutura que a sua função durante os terremotos assumam importância para efeitos de protecção civil. Prevê-se igualmente que estas verificações sejam direccionadas para edifícios prioritários e estruturas localizadas em áreas de elevada e média sismicidade [6].

Com a implementação da ordem n.º 3274, existiu uma redução significativa da distância entre o conhecimento científico consolidado e a sua conversão em instrumentos de regulamentação que originou novos projectos e construções mais seguras e abertas ao uso de tecnologias inovadoras. Esta inovação foi totalmente aperfeiçoada e implementada, graças aos estudos realizados pelos centros de competência (INGV, Reluis, Eucentre) [2].

Deve ressaltar-se ainda a forte sintonia da regra contida na norma com o sistema de regulamentos já definidos a nível europeu, Eurocódigo 8 (EC8), que foi adoptado pela União Europeia. Recorde-se que a diferença substancial entre as regras da nova geração, como o EC8, e o tradicional (deixando de estar em vigor actualmente) consiste no abandono do carácter convencional e a abordagem puramente prescritiva a favor do desempenho, em que os objectivos do projecto e da prestação a ser alcançados são declarados, e os métodos utilizados para esta finalidade (procedimentos para análise estrutural e dimensionamento dos elementos) são justificados individualmente [6].

Relembra-se, portanto, que numa recente nota de 29 de Março de 2004, do Departamento de Protecção Civil Italiano, elementos de informação da portaria n.º 3274 afirmam que "*A ordem veio da necessidade de dar uma resposta rápida e íntegra às necessidades colocadas pelo risco sísmico, uma resposta que deveria ser imediata, visto a repetição de catástrofes sísmicas e que também afectou áreas não classificadas sísmicas*", mas sobretudo que "*a exigência inevitável descrita acima, levou à escolha de uma disciplina de carácter transitório em matéria de classificação sísmica e normas técnicas para edifícios em zona sísmica com uma ordem de protecção civil, nos termos do artigo 5.º, parágrafo 2 da Lei n.º 225/1992. Enquanto se aguarda a promulgação de uma medida que regula o regime em questão e para o efeito, o Ministro das Infra-estruturas e Transportes, pelo Decreto n.º 113 /AG/30/15 de 28 de Janeiro de 2004, estabeleceu uma Comissão à qual tem sido confiada a tarefa de elaborar um anteprojecto da Lei consolidada sobre regulamentos técnicos, a serem emitidos nos termos da Lei n.º 64 de 1974 e Decreto Presidencial n.º. 380 de 2001.*" [6]

Por Decreto do Chefe do Departamento de Protecção Civil n.º 123, de 22 de Janeiro de 2004 também foi nomeado um grupo de trabalho para o estudo de todas as questões relacionadas com a portaria n.º 3274 [6].

Estas normas definem os critérios gerais para o projecto técnico-construtivo, para a concepção, construção e teste de edifícios de alvenaria e para a sua consolidação, as cargas e sobrecargas, e respectivas combinações, bem como os critérios gerais para a verificação da segurança de construção, a investigação da natureza dos solos e rochas, estabilidade de taludes e escarpas naturais, os critérios gerais e técnicas de esclarecimentos para a concepção, construção e teste de retenção de terra e bases de trabalho, os critérios gerais e esclarecimentos técnicos para a concepção de construção e teste de obras especiais, como pontes, barragens, reservatórios, aquedutos, torres, construções pré-fabricadas em geral, aquedutos, esgotos e, finalmente, a protecção dos edifícios do fogo.

Nos termos do art. 5º do Decreto-lei n. 136, de 2004, foi publicado o Decreto Ministerial de 14 de Setembro de 2005, que foram aprovadas as normas técnicas para edifícios, para englobar num único texto a disciplina técnica relativa à concepção e execução de construção, enquanto se procede à realização da homogeneização e racionalização [6].

O texto é composto por uma introdução e doze capítulos, e representa uma configuração completa de legislação complexa em edifícios no projecto estrutural de edifícios e as principais obras de engenharia civil, juntamente com as características dos materiais e produtos utilizados, e também está numa ampla actualização do quadro legislativo nacional no domínio estrutural, com base nas leis fundamentais n.º 1086, 1971 e n.º 64, 1974 [6].

O decreto entrou em vigor em 23 de Outubro de 2005, ou seja, 30 dias após a publicação no Diário Oficial [6].

Posteriormente, com o art. 14º do Decreto-Lei n.º 115 de 30 de Junho de 2005, (Que acrescentou o parágrafo 2 – bis do art. 5º do Decreto Lei n.º 136 de 2004), foi um período de transição de 18 meses até 23 de Abril de 2007, entrada em vigor, o propósito declarado de permitir o lançamento de uma fase experimental de novas normas técnicas para a construção, durante o qual pode ser aplicado como uma alternativa para a mesma, a legislação anterior que trata a Lei n.º. 1086, 1971 e Lei n.º 64, de 1974, e sem prejuízo, no entanto, o que se espera do Decreto Presidencial n.º 246 de 21 de Abril de 1993, "Regulamento de aplicação da Directiva 89/106/CEE relativa aos produtos de construção."

Esta possibilidade é confirmada pelo Decreto Ministerial de 14 de Setembro de 2005, em instalações nas quais seja expressamente previsto que as disposições contidas nos anexos 2 e 3 da Portaria n.º 3274 de 2003 podem continuar a ter validade, "a qual documenta a aplicação detalhada das normas técnicas", com o mesmo aprovado. Além disso, no ponto 5.7.1.1, parágrafo 2, dispõe expressamente que "o cliente e o projectista do acordo, em conformidade com as normas de segurança aplicadas neste padrão, pode consultar as instruções específicas contidas nos códigos estabelecidos na literatura técnica, nos Anexos 2 e 3 para o *Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri* de 20 de Março de 2003, n.º 3274" [6].

Finalmente, deve mencionar-se que a entrada em vigor em 23 de Outubro de 2005, o Decreto Ministerial de 14 de Setembro de 2005 resultou no pleno funcionamento da nova classificação sísmica, levando à necessidade de aplicação do artigo. 104º *T.U.* na construção, n.º 380 de 2001, relativa a "*Construções em curso em áreas sísmicas da nova classificação.*" De acordo com este artigo, aqueles que numa zona sísmica da nova classificação que iniciaram uma construção antes da entrada em vigor da medida de classificação, são obrigados a comunicar no prazo de 15 dias após a entrada em vigor da medida, ao departamento técnico competente da região [6].

Como acima mencionado, a classificação sísmica só se considerou completa e seguindo com a introdução dos intervalos de aceleração (g), com uma probabilidade de excedência de 10% em 50 anos com a actualização do OPCM 3274/03 para *Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri* n.º 3519 de 28 Abril 2006. No quadro 2.3 são identificados os seguintes intervalos de aceleração dependendo da zona respectiva [2].

Quadro 2.3 – Zonas da classificação sísmica de OPCM 3519/06

Zona	Descrição	Aceleração com probabilidade de excedência de 10% em 50 anos (ag)
1	Zona mais perigosa, onde podem ocorrer fortes sismos	ag >0.25
2	Zonas onde podem ocorrer alguns sismos fortes	0.15 <ag ≤ 0.25
3	Zonas onde podem ocorrer sismos razoáveis	0.05 <ag ≤ 0.15
4	Zonas menos perigosas	ag ≤ 0.05

### 2.3.2.5. Pós 2008

Relativamente à classificação sísmica, não se verificaram alterações significativas no estipulado no *OPCM 3274/2003* e *DCR 3* Dezembro 2003, *n.º 67*, as normas técnicas aprovadas pela *DM 14* Setembro 2005 foram substituídas por novos padrões técnicos aprovados pelo *DM 14* Janeiro 2008, entrando em vigor a 5 de Março de 2008.

As actuais normas técnicas para a construção, mudaram o papel que tinha a classificação sísmica para efeitos de concepção: para cada zona, e respectivo município, era fornecido um valor de aceleração máxima, e depois um espectro de resposta elástico para ser usado para o cálculo das acções sísmicas.

A partir de 1 de Julho de 2009, com a entrada em vigor das Normas Técnicas para a Construção 2008 (NTC08) [8], todos os edifícios devem ser enquadrados a um espectro de referência “próprio” que depende apenas das suas coordenadas geográficas onde a área do projecto é implementado e também da vida nominal da construção. Um valor de perigosidade de base é, portanto, definido para cada ponto do território nacional estando este dividido numa malha quadrada de 5 Km de cada lado, independentemente das fronteiras entre municípios [2].

Mostra-se na Fig.2.10 o mapa de risco sísmico mais actual.

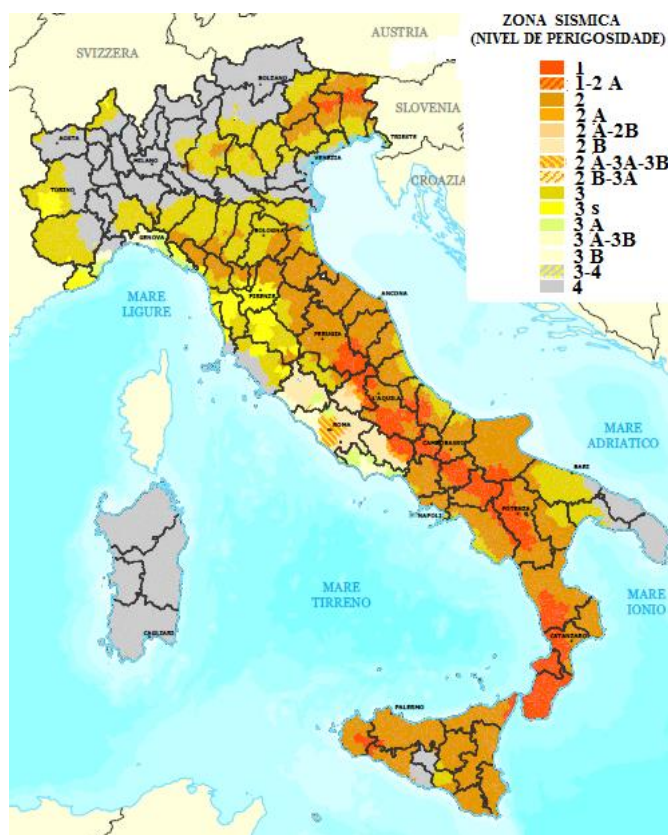


Fig.2.10 – Mapa de classificação sísmica em 2012 [2]

### 2.3.2.6. Considerações finais

Na evolução da normativa Italiana é possível identificar os pontos fundamentais para o aparecimento dos problemas discutidos neste trabalho, relativamente ao comportamento de edifícios industriais com elementos pré-fabricados na ocorrência de sismos. Assim, são apresentados em seguida os principais aspectos a retirar deste capítulo:

- Após a ocorrência do sismo mais catastrófico em Itália, o de Calábria e Messina ocorreu em 28 de Dezembro de 1908, levou a que o país tomasse medidas de prevenção criando assim as primeiras tentativas com o Decreto Real n.º 193, 18 de Abril 1909. Foi neste decreto que existiu a preocupação de criar um mapa de perigosidade sísmica que classificasse as regiões relativamente ao número de ocorrências sísmicas nessa zona em apenas uma categoria. Ao longo do tempo foram sendo introduzidas vários locais no mapa.

- Em 1927 com o Decreto Real n.º431 procedeu-se à divisão dos locais afectados em duas categorias (I ° e II °), tendo em conta o nível de actividade sísmica e a sua constituição geológica. Cada categoria agora era considerada por diferentes tipos de acções sísmicas.

- Com o Decreto Ministerial n.º515 em 1981 e baseado em estudos probabilísticos da sismicidade das regiões o mapa de perigosidade sísmica passa a ser constituído por três categorias. Relativamente às normas técnicas, as primeiras disposições foram promulgadas com o “DM de 3 Março de 1975” tendo sido complementadas mais tarde por uma série de decretos, entre os quais o “DM, de 3 de Dezembro de 1987” que emitiu algumas das primeiras normas para construção com pré-fabricação, definindo regras para o seu dimensionamento, concepção e ensaios.

- Em 1997 foram criadas as Leis Bassanini que atribuíram responsabilidades às regiões e as autarquias locais pela identificação sísmica e actualizações das mesmas. Com esta mudança de poderes foi observada a existência de vários locais e pequenas “ilhas” no interior de cada região às quais não eram atribuídas quaisquer categorias no mapa de perigosidade sísmica, ou seja não existia obrigação de utilizar qualquer norma relativa aos sismos no dimensionamento de novas estruturas.

- Em 2003 é criada a portaria n.º 3274 do Presidente do Conselho de Ministros que estabelece os princípios gerais em que as regiões, às quais o Estado delegou a adopção da classificação sísmica do território, reúnam a lista dos municípios com a atribuição a uma das quatro zonas. Assim foram criadas quatro zonas de perigosidade sísmica que englobavam todo o território Italiano e resolviam o problema identificado em 1997.

- Com a transição para a portaria n.º3274 todas as regiões classificadas como zona 4 tinham a possibilidade de utilizar normas técnicas anteriormente em vigor em novas construções, num período de 18 meses. Assim, não eram obrigados a utilizar os devidos espectros de resposta relativos às acções sísmicas e também existiria a ausência de alguns detalhes construtivos, no caso de estruturas pré-fabricadas.

- Em 2009 entraram em vigor as Normas Técnicas para a Construção (NTC08), em que todos os edifícios devem ser enquadrados a um espectro de referência “próprio” que depende apenas das suas coordenadas geográficas onde a área do projecto é implementada e também da vida nominal da construção. Estudos efectuados verificaram que muitas construções em território da zona 4 não estavam dimensionados para garantir segurança perante os seus espectros de referência.

# 3

## PRÉ FABRICAÇÃO EM EDIFÍCIOS INDUSTRIAIS

### 3.1. GENERALIDADES

As razões que levaram à utilização e criação de estruturas construídas com elementos pré-fabricados estão intimamente ligados ao cenário social e económico que ocorreu durante os anos de recuperação após a Segunda Guerra Mundial. Era assim importante construir rapidamente e de forma económica, devido à escassez de material de construção e de mão-de-obra.

A utilização de estruturas com elementos pré-fabricados tornou-se uma das principais soluções, sobretudo em peças que apresentem um carácter repetitivo em projecto, como pilares, vigas ou painéis de fachada. A produção deste tipo de elementos em fábrica, para além de reduzir a actividade em estaleiro permite que seja desenvolvido um planeamento de produção que estabelece a repetição de determinadas operações e que por conseguinte conduz à optimização dos moldes, à simplificação das ligações e a um óptimo rendimento dos equipamentos. Era uma solução mais económica comparativamente com outros processos construtivos e a melhor para esta época crítica.

Um dos pontos fracos nestas estruturas tem sido a sua performance, relativamente às acções sísmicas. Actualmente, representa um grande problema não só devido à peculiaridade e complexidade de algumas soluções estruturais, mas também porque muitas estruturas construídas com elementos pré-fabricados encontram-se situados em zonas “urbanizadas”. Em Itália, como foi visto no Capítulo 2, a maioria destas instalações foram construídas nos anos 80 e 90, uma época em que não era exigido alguns detalhes sísmicos em zonas classificadas de média e baixa perigosidade sísmica. Analisando essas fábricas com os novos espectros de resposta, definidos pelos novos mapas de classificação sísmica criados em 2012, a maior parte encontra-se em condições deficientes, sendo necessário actuar o mais rapidamente possível de modo a prevenir danos e perdas humanas. Assim, foram criadas algumas condições e regras para o melhoramento sísmico deste tipo de estruturas, tendo sido este tema mais importante e crítico depois dos sismos de l’Aquila em 2009 e de Emilia-Romagna em 2012, onde este tipo de estruturas foram as mais danificadas.

Neste capítulo serão descritas as principais tipologias estruturais dos edifícios industriais com elementos pré-fabricados, devido ao facto de serem as estruturas que mais sofreram face aos sismos e também por serem do mesmo tipo de construção tratado neste trabalho. Os potenciais problemas que podem surgir durante a ocorrência de sismos e possíveis etapas de reforço, também serão discutidas, assim como algumas das normas e regulamentos desenvolvidos.

### 3.2. EVOLUÇÃO HISTÓRICA EM ITÁLIA

A segunda Grande Guerra teve efeitos destruidores em Itália a diversos níveis, pelo que nessa época era importante a criatividade e tentativa de evolução, no sentido de obter de forma rápida e eficaz, a recuperação da economia do país. Face ao problema, várias empresas Italianas tomaram a iniciativa de estudar e produzir os primeiros elementos pré-fabricados de betão armado, nos anos 30 e 40 [9]

Numa fase inicial, a evolução foi focada unicamente em elementos constituintes dos pavimentos de fácil colocação, excluindo dessa forma a necessidade de recorrer a equipamentos de grande dimensão. Proporcionavam a colaboração de pequenas empresas que tinham a facilidade de manusear as vigas, ou painéis, evitando gastos na construção dos respectivos moldes. Nessa altura o desenvolvimento de estruturas pré-fabricadas em betão venceu quase todo o mercado de construção industrial [9]



Fig.3.1 – Foto histórica – Produção de viga pré-fabricada [9]

Perante esta situação de emergência causada pela segunda Grande Guerra, a pré-fabricação modificou a situação de necessidade para a inovação de um processo construtivo novo e autónomo, que obteve um grande impulso tecnológico a partir da segunda metade do século XX, tanto na utilização de novos materiais de construção como da introdução de propriedades mecânicas superiores, como é o caso das técnicas de pré-esforço [10].

A evolução deste tipo de processo construtivo foi muito importante para o melhoramento do país devido às suas enormes vantagens e à produção em série dos vários elementos estruturais [10] dos quais se destacam:

- redução do tempo de construção;
- otimização dos desperdícios e produção de peças leves (tanto no caso de prefabricação pesada ou leve, os produtos prefabricados são mais leves do que os executados *in situ* - principalmente no caso do betão, devido ao controlo rigoroso dos materiais efectuado em fabrica) com formas modulares permite uma maior facilidade de transporte.
- menor volume de mão-de-obra, uma vez que os elementos pré-fabricados são realizados na oficina e posteriormente levados para a obra ou criados mecanicamente no estaleiro;
- aumento de qualidade oferecida pela produção industrial com controlo contínuo e de condições propícias na oficina ao desenvolvimento dos elementos estruturais;
- independência significativa das condições atmosféricas: a produção dos elementos estruturais pode ser realizada em ambientes fechados e climatizados, a montagem pode ser efectuada mesmo no Inverno.

Tudo isto resulta numa redução dos custos e uma melhoria das condições de trabalho. Também deve ser mencionado que a pré-fabricação é utilizada em habitações e escritórios, mas a área em que encontrou uma maior expansão foi na construção industrial devido à necessidade de construir elementos de grandes dimensões e que se repetem em grande número, com plantas regulares e acabamentos menos exigentes [10].

### 3.3. CARACTERÍSTICAS

No ponto 7.4.3.2 de NTC 08 [8] são definidas as diferentes tipologias para construções em betão armado:

- estruturas em pórticos;
- estruturas em parede;
- estruturas mistas pórticos-parede.

Relativamente aos sistemas construtivos típicos de edifícios pré-fabricados também acrescenta [8]:

- estruturas em pórticos com ligações monolíticas (Fig.3.2);
- estruturas em pórticos com ligações articuladas (Fig.3.3);
- estruturas com colunas isostáticas.

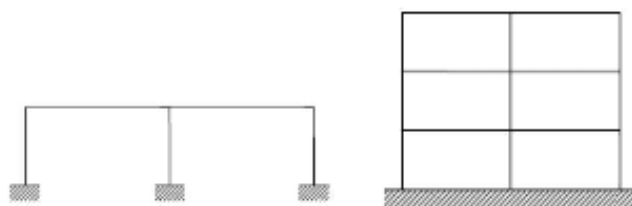


Fig.3.2 – Estruturas em pórticos com ligações monolíticas

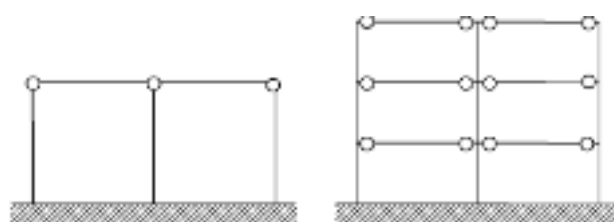


Fig.3.3 – Estruturas em pórticos com ligações articuladas

Em edifícios de uso industrial o sistema construtivo mais utilizado é o de estruturas em pórticos (Fig.3.4) constituídos por elementos lineares – vigas, pilares, de diferentes formatos e tamanhos combinados para formar o esqueleto da estrutura. Estes sistemas são apropriados para construções que precisam de alta flexibilidade na arquitectura. Isto ocorre pela possibilidade do uso de grandes vãos e para alcançar espaços abertos sem a interferência de paredes. Isto é muito importante não só para construções industriais mas também para centros comerciais, parques de estacionamento, pavilhões desportivos e para escritórios de grandes dimensões [11].

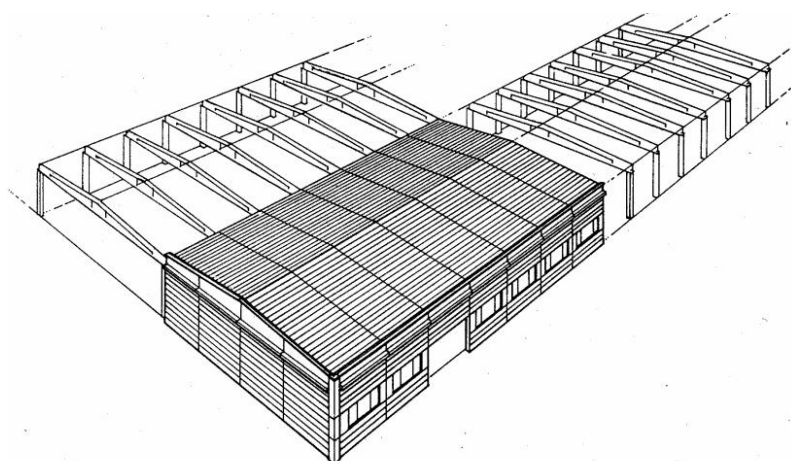


Fig.3.4 – Exemplo de estrutura em pórticos pré-fabricada [11]

O sistema mais utilizado consiste em pilares com ligação encastrada na base e ligação de topo rotulada, sobre os quais apoiam vigas de secção variável para vãos até 45 metros.

A Fig.3.4 ilustra um sistema construtivo cuja cobertura pode ser em betão, betão celular ou materiais leves como telhas de cimento com fibras ou metálicas. A escolha para o tipo de cobertura depende basicamente das condições climáticas. Em regiões frias, predominam os painéis nervurados de betão, principalmente devido à sobrecarga de neve, mas também por requisitos de durabilidade. Por outro lado, em países quentes a cobertura de betão é mais interessante do que a metálica devido à sua capacidade térmica [11].

Nas estruturas pré-fabricadas, os elementos estruturais estão combinados e ligados para formar um sistema de estabilização global. Os arranjos do sistema de estabilização variam em função do tipo de edifício e do sistema estrutural. Os pilares encastrados na base podem ser utilizados para estabilizar edifícios de baixa altura com sistema em pórticos com cerca de três pavimentos. Os pilares são normalmente contínuos para a altura completa da estrutura. As forças horizontais paralelas às vigas podem ser distribuídas pelas vigas de modo que os pilares no mesmo plano da estrutura interajam na flexão. As forças horizontais na direcção transversal são resistidas principalmente pelos pilares extremos, mas por razões económicas, é aconselhável fazer com que os pilares internos também participem. Isso pode ser feito de duas maneiras, através do efeito do diafragma na cobertura ou dos pisos intermédios, ou com a ajuda de diagonais de contraventamento (Fig.3.6) [11]. Na Fig.3.5 é possível ver um sistema para estabilização horizontal.

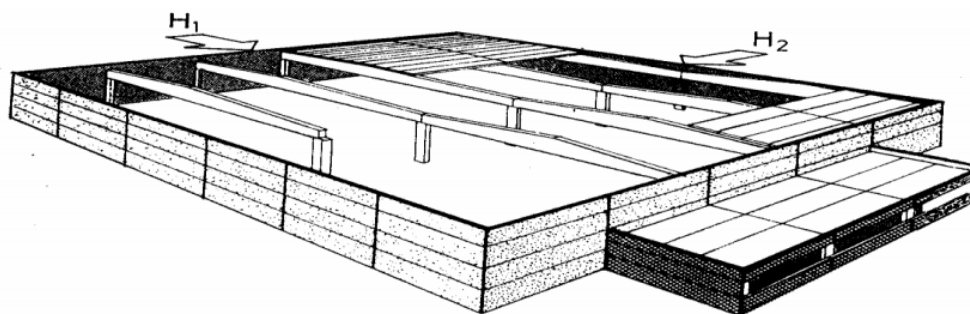


Fig.3.5 – Exemplo de sistema para estabilização horizontal [11]

Para as estruturas leves de cobertura onde o efeito de diafragma não pode ser conseguido pela própria estrutura da cobertura, a distribuição das forças horizontais nas arestas das paredes, acima dos pilares externos e internos, pode ser assegurada por diagonais de contraventamento entre as vigas das aberturas externas, com ajuda das barras e cantoneiras metálicas (Fig.3.6).

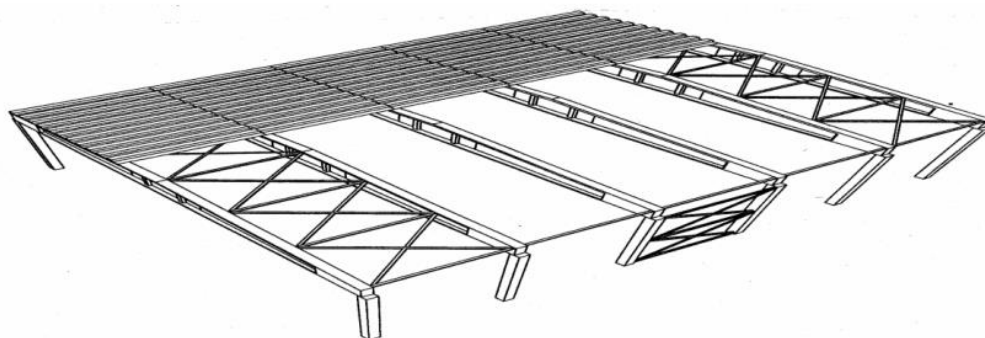


Fig.3.6 – Exemplo de estrutura pré-fabricada com contraventamento [11]

### 3.3.1. PRINCIPAIS TIPOLOGIAS CONSTRUTIVAS

Em seguida, faz-se uma apresentação das tipologias construtivas mais usadas em edifícios industriais em Itália baseada num estudo [12] levado a cabo pela organização Reluis, sendo este um grupo de trabalho que se dedica às questões relativas à engenharia sísmica. As tipologias em seguida apresentadas garantem grandes vãos e espaços vazios perfeitos para a armazenagem de material ou operações de grandes dimensões.

#### 3.3.1.1. Vigas de dupla inclinação

Os pórticos pré-fabricados construídos com vigas de dupla inclinação são muito comuns para edifícios de uso industrial e utilizados em todo o território Italiano. Estes são utilizados, geralmente, para vãos de aproximadamente 10 m a 40 m [12].

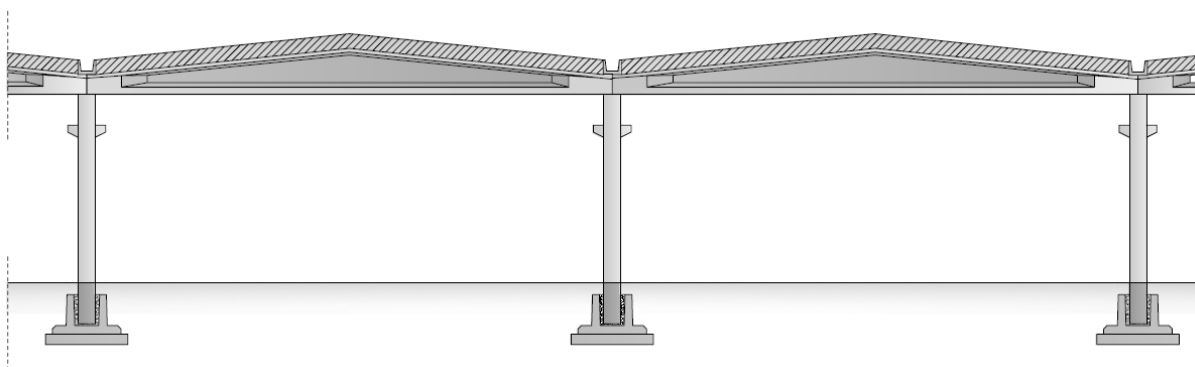


Fig.3.7 – Exemplo de cobertura plana com viga de inclinação dupla [12]

Quando o comprimento que se requer para a viga é muito elevado, existe outro género de tipologia com o mesmo funcionamento estrutural definido por duas vigas simétricas, em vez de uma só, no topo (Fig.3.7).

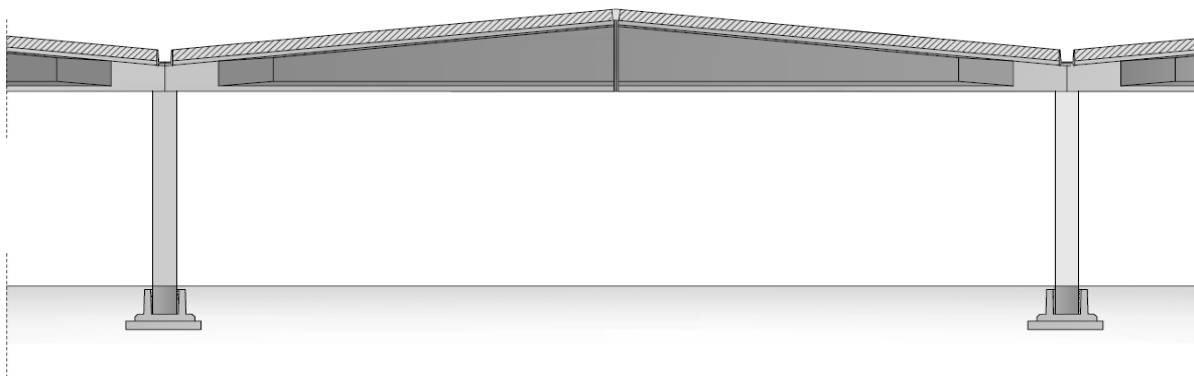


Fig.3.8 – Exemplo de cobertura plana com duas vigas de inclinação [12]

Estas vigas servem de apoio aos elementos de cobertura que podem ser realizados com diferentes formas conforme demonstrado nas imagens Fig.3.9 e Fig.3.10.

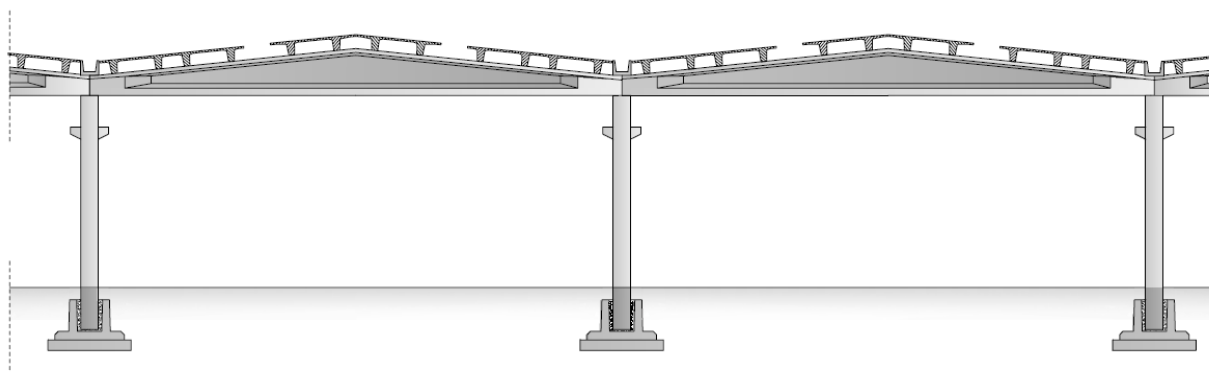


Fig.3.9 – Exemplo de cobertura com viga de inclinação dupla (1) [12]

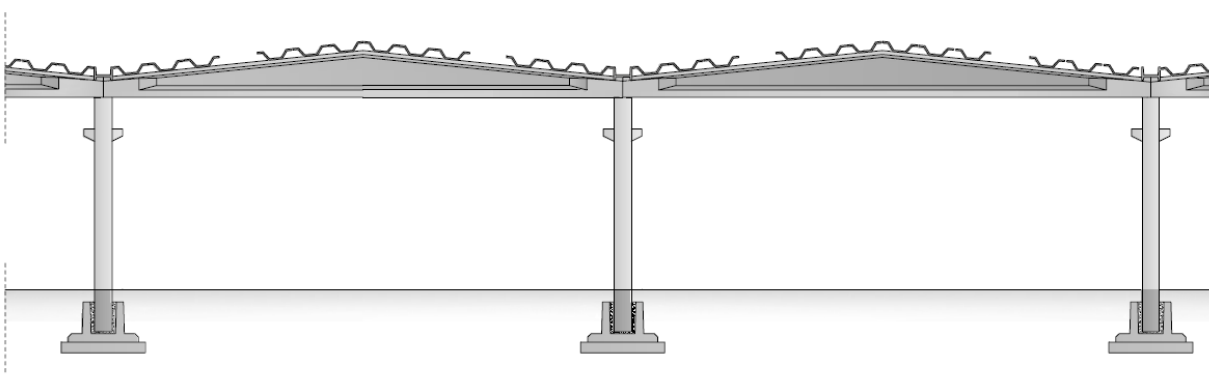


Fig.3.10 – Exemplo de cobertura com viga de inclinação dupla (2) [12]

### 3.3.1.2. Vigas planas

Como a anterior, os pórticos construídos com vigas planas também são muito utilizadas para armazéns e edifícios industriais com capacidade para atingir vãos de cerca de 10 m a 30 m. A principal diferença entre estes e os de dupla inclinação é relativa ao seu desempenho para drenagem de águas pluviais [12].

A secção transversal destas vigas podem ser tipo I (Fig.3.11), tipo R (Fig.3.12) ou tipo L.

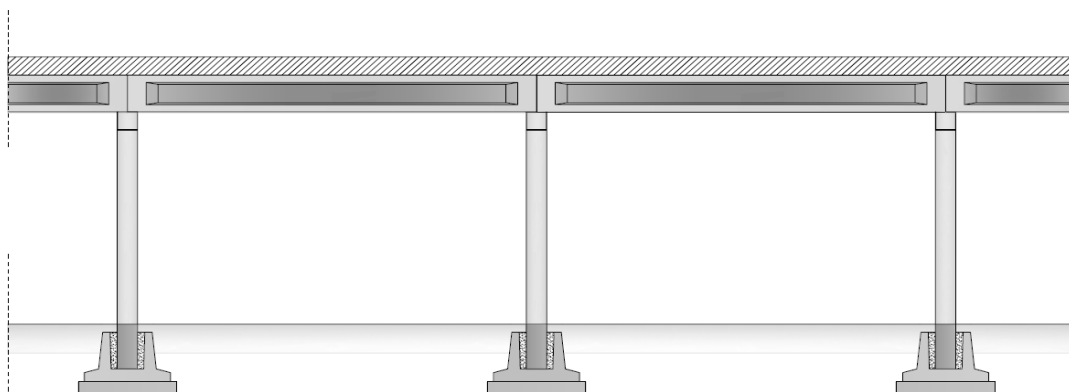


Fig.3.11 - Exemplo de cobertura plana com viga plana em I [12]

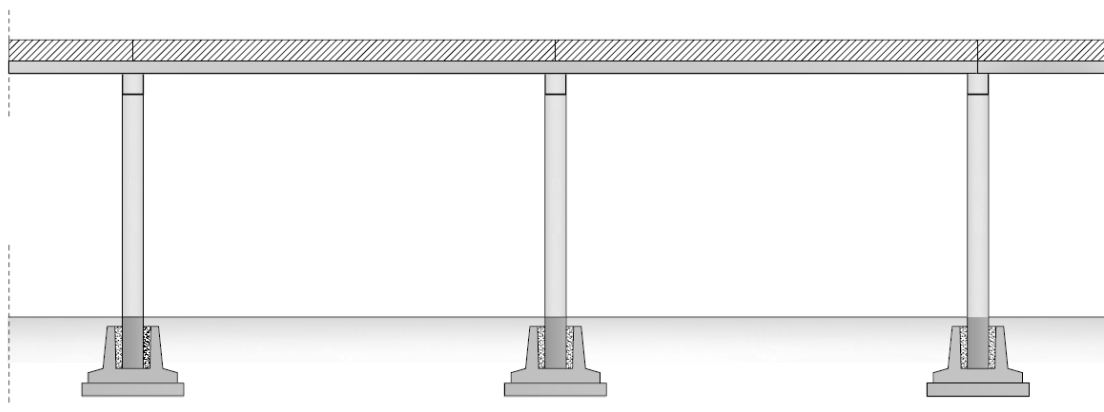


Fig.3.12 - Exemplo de cobertura plana com viga plana em R [12]

Caracterizam-se pela utilização de diferentes coberturas, alguns exemplos são representados nas figuras Fig.3.13, Fig.3.14 e Fig.3.15.

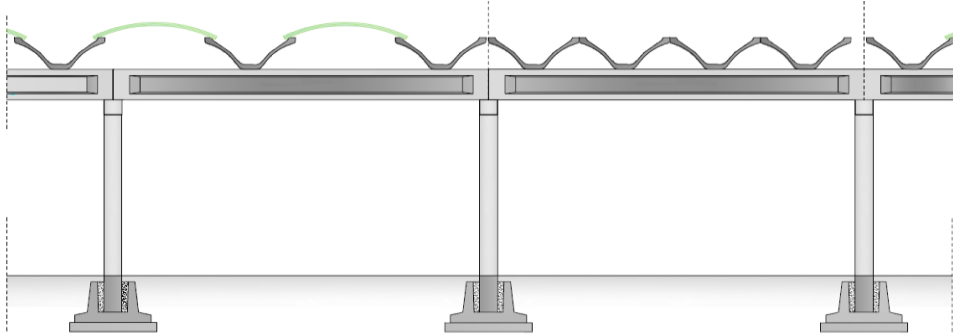


Fig.3.13 – Exemplo de cobertura de elementos de casca apoiadas em vigas I [12]

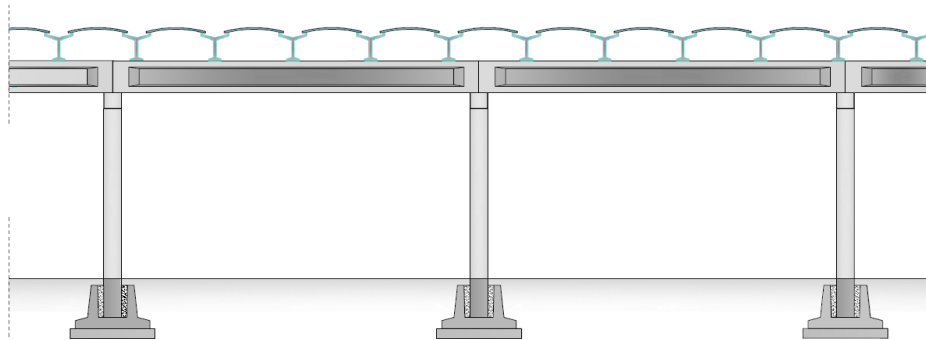


Fig.3.14 – Exemplo de cobertura com vigas em Y apoiadas em vigas I [12]

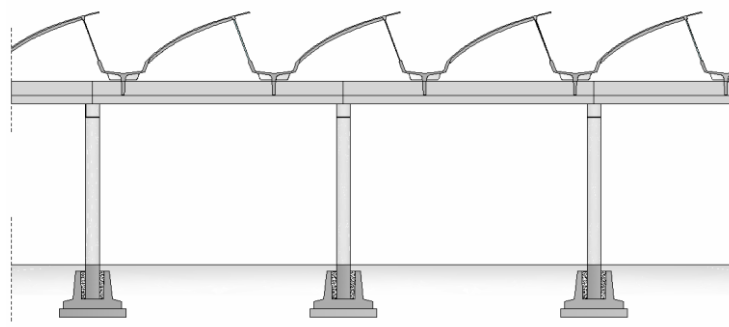


Fig.3.15 – Exemplo de cobertura de elementos de casca apoiadas em vigas R [12]

### 3.3.1.3. Cobertura reticulada

A tipologia definida pela cobertura reticulada é usada em todas as regiões de Itália a partir dos anos 60. A viga reticulada, talvez a solução mais antiga de sistemas pré-fabricados, tem uma utilização muito limitada devido ao facto de não ser adequada para o betão [12]. Um esquema pode ser visualizado na Fig.3.16.

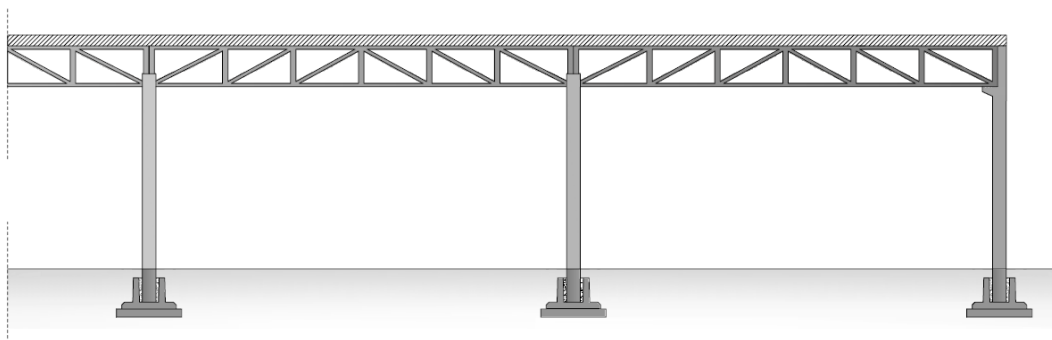


Fig.3.16 – Exemplo de cobertura reticulada [12]

### 3.3.1.4. Cobertura com pisos múltiplos

Os sistemas de construção de pisos múltiplos (Fig.3.17) são adequados para a construção de edifícios com destinos diversos, como comerciais, armazéns, oficinas, escritórios, entre outros.

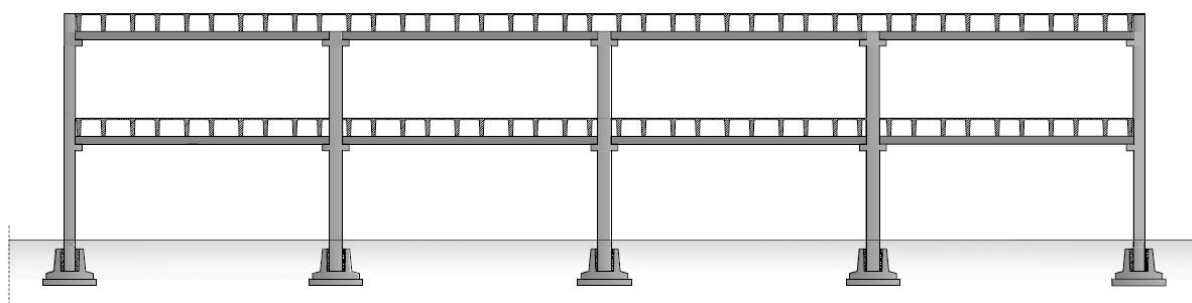


Fig.3.17 – Exemplo de cobertura com pisos múltiplos [12]

### 3.4. OS PROBLEMAS

O principal problema existente no tipo de estruturas pré-fabricadas discutidas neste trabalho é a ligação entre os diversos elementos estruturais que NTC 08 define:

*“A pré-fabricação de partes de uma estrutura projectada para atender às exigências de uma construção de betão armado tem que demonstrar que as ligações entre os elementos desta dão garantias do nível esperado de natureza monolítica relativamente à resistência, rigidez e ductilidade”* [8].

Este problema apenas teve um maior nível de interesse após os eventos sísmicos de 20 a 29 de Maio de 2012, que apresentou vários erros e problemas neste tipo de construções, criando graves danos em muitas estruturas e o desabamento de outras. Estes eventos tiveram especiais consequências nas regiões de Emilia-Romagna, Veneto e Lombardia, logo é possível prever que muitos deste edifício não teriam sido projectados, tendo em conta a nova classificação da área sísmica em Itália, como foi discutido no Capítulo 2.

Assim, não tendo a obrigação de utilizar as normas relativas à nova classificação da ordem n.º3519, este tipo de estruturas foram dimensionadas apenas tendo em conta as cargas verticais e do vento. Portanto, todas as ligações entre colunas, vigas, coberturas, etc. foram desenvolvidas com apoios simples entre si, de modo a fornecer uma construção mais económica.

Este tipo de ligações baseia-se, essencialmente, nas forças de atrito para o equilíbrio das acções horizontais que intervêm nesse detalhe; assim verifica-se uma certa instabilidade quando recebe acções mais gravosas. É possível verificar um exemplo típico de um apoio simples entre uma viga e um pilar na Fig. 3.18.

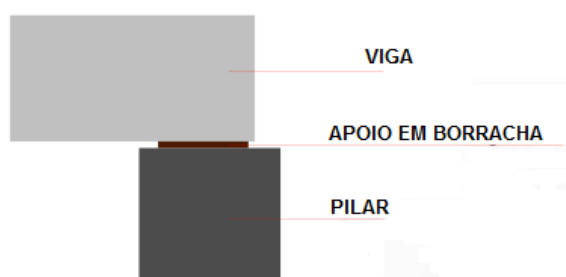


Fig.3.18 – Exemplo de apoio simples entre viga e pilar

O tema é muito importante, designadamente, em termos de segurança e protecção de vida humana e para o desenvolvimento social e económico. Por outras palavras, em edifícios industriais este

problema refere-se à protecção de equipamentos, produtos acabados, semi-acabados e armazenados em fábrica e, sobretudo, à continuidade das operações das empresas [1].

Este estudo é de grande interesse para o território Italiano, que através da prevenção, deve abordar de modo sistemático, a tardia classificação sísmica que tornou vulnerável este tipo de estruturas, incluindo um conjunto de diversas soluções que podem contornar esta situação, fortalecendo-as [1].

Com esse propósito, foram criados rapidamente vários documentos por várias organizações como a Reluis, o Assobeton e a INGV (Istituto Nacional de Geofísica e Vulcanologia Italiana) que estudam vários temas no âmbito de engenharia sísmica, com o objectivo de apresentar os principais erros das estruturas com elementos pré-fabricados e elaborar propostas de reforço para o respectivo melhoramento. Desenvolveram-se algumas normas e documentos técnicos, no sentido de definirem os melhores métodos de melhoria, podendo referir-se em particular:

- D.L 74 de 6/6/2012, convertido em lei com mudanças em 1/8/12 com L.122 [13];
- Orientações para a acções locais e globais em edifícios industriais térreos, não projetados com critérios sísmicos - Projecto de 19.6.2012 - Grupo de Trabalho de viabilidade sísmico de edifícios industriais [1].
- Directrizes de avaliação de Vulnerabilidade e intervenções para os edifícios de uso produtivo numa zona sísmica - Editado pelo Conselho de Obras Públicas [14].
- Levantamento de informações detalhadas de vários edifícios industriais realizado pelo grupo de trabalho Reluis [12].
- Normas Técnicas para Construção - DM-14.01.2008 (NTC08); não tendo sido exclusivamente criado para este efeito, contém importantes regras para esta temática [8].

Este trabalho, teve por base estes documentos para encontrar soluções e melhorias perante as respectivas deficiências que foram observadas no decorrer dos vários sismos.

Com a experiência nacional e internacional relativamente à temática do sismo, foi permitido a identificação e a quantificação das deficiências e propondo soluções e indicações precisas para o seu reforço. [1]

Em seguida, serão apresentadas as principais vulnerabilidades sísmicas registadas neste tipo de edifícios e os danos mais frequentemente observados, depois dos eventos sísmicos de Maio de 2012.

### 3.4.1. PERDA DE APOIO E DANOS NAS LIGAÇÕES ENTRE ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Uma das principais causas de colapsos de estruturas industriais com elementos pré-fabricados, geralmente constituídas por um único piso, é a perda de apoio entre os elementos estruturais horizontais (vigas e elementos de cobertura) e os elementos estruturais de suporte (pilares e vigas, respectivamente).

Este fenómeno deve-se, na maioria dos casos, à existência de apoios que funcionam unicamente com forças de atrito, conforme mencionado anteriormente, isto é à ausência de restrições mecânicas perante solicitações horizontais elevadas [1]

Também é de referir que em diversos casos esta perda de apoio, relativamente à ligação viga-pilar, deve-se à ruptura do betão devido ao deslocamento da viga para uma posição mais desfavorável no topo do pilar como é observado na Fig.3.19.



Fig.3.19 - Exemplos de a) perda de apoio e b) perda de apoio com ruptura do betão [1]

### 3.4.2. DANOS NOS PILARES

Nas estruturas de apenas um piso constituídas com elementos pré-fabricados, os elementos estruturais verticais, ou seja, os pilares, são geralmente colocados sobre fundações também pré-fabricadas, criando assim um encastramento na base. No entanto, no topo os pilares são ligados às vigas através de restrições articuladas ou de roletes. Portanto, o funcionamento estrutural deste tipo de pilares é o de uma consola encastrada na base.

Na presença de tensões fortes, tais como as provocadas por um sismo, os pilares poderão perder a sua verticalidade devido a uma rotação rígida na base (Fig.3.20). Isto poderá estar associado à rotação do elemento de fundação, ou à ruptura do betão armado constituinte da fundação. É facilmente

identificado o tipo de ruptura com uma inspeção visual do terreno, mas geralmente é necessário uma análise mais cuidadosa do solo com investigações invasivas.

A forma mais evidente de danos nos pilares neste tipo de estruturas está na formação de uma rótula plástica na sua base destes, onde se verificam em alguns casos fissuras do betão, ou a expulsão da camada de recobrimento com instabilidade das barras devido à insuficiente quantidade de armadura transversal. Muitos dos pilares observados foram danificados também devido ao impacto dos elementos horizontais (vigas e elementos de cobertura) quando eram sujeitos a perda de apoio [1].



Fig.3.20 – Exemplos de a) perda de verticalidade do pilar e b) criação de rótula plástica [1]

### 3.4.3. COLAPSO DE PAINÉIS DE FACHADA

Os sistemas de revestimento e cobertura das construções pré-fabricadas são realizados, na maioria dos casos, por painéis pré-fabricados de betão armado dispostos horizontalmente ou verticalmente. Ambos os painéis, horizontais e verticais, podem ser ancorados às colunas, ou vigas por diferentes tipologias de ligações. Segundo estudos [1], nas estruturas danificadas pelos sismos foram encontradas muitas ligações painéis-pilar e painéis-viga danificadas, criando assim o colapso dos pesados painéis de betão. Em alguns casos, o colapso dos painéis estaria associado ao choque entre os vários elementos de cobertura, entre pilares e painéis ou até entre painéis ortogonais entre si.

Nos casos em que os painéis horizontais encontram-se ligados entre um pilar que suporta a cobertura e outro pilar com diferente função: o deslocamento relativo dos pilares pode representar outra causa de colapso do painel.

Também é de referir que as estruturas que contêm elementos de enchimento de tijolos apresentaram vários danos como falhas ao longo do seu plano e queda dos painéis para fora do plano [1].



Fig.3.21. – Exemplo de ruptura de painel a) horizontal e b) vertical [1]

#### 3.4.4. DANOS NA ESTRUTURA CAUSADOS POR ELEMENTOS INTERIORES

Muitas destas instalações industriais têm o objectivo de armazenar materiais e produtos que podem ou não ser relativamente pesados. Como o título indica, a queda deste tipo de materiais, ou mesmo das estantes que os suportam, podem provocar choques entre estes e os elementos estruturais verticais, criando impulsos prejudiciais ao comportamento global da estrutura. Estes elementos internos, se devidamente contraventados, não aparentam possíveis problemas perante os sismos [1].



Fig.3.22 – Exemplos de queda de elementos interiores [1]

### 3.5. INTERVENÇÕES DE MELHORAMENTO/REFORÇO

Relativamente à segurança deste tipo de estruturas destaca-se o capítulo 8 do NTC08 que trata das matérias sobre as construções existentes. No ponto 8.3 descreve as situações em que há necessidade de proceder a uma avaliação de segurança, que são [8]:

- *“Redução evidente na capacidade de resistência e/ou de deformação da estrutura ou parte dela, devido a acções ambientais (sismo, vento, neve e temperatura). A deterioração significativa das propriedades mecânicas dos materiais; acções excepcionais (choque, incêndio, explosão); situações de funcionamento e uso anormal; deformações significativas devido ao assentamento das fundações”;*
- *“Falhas graves verificadas de projecto ou de construção”;*
- *“Alteração da utilização da construção ou de parte da mesma, com variações relevantes de cargas variáveis e/ou da classe de uso da estrutura”;*
- *“Presença de intervenções não estruturais, onde interagem, mesmo que parcialmente, com os elementos que têm uma função estrutural e, que de modo consistente, reduzem a sua capacidade e rigidez”*

Na frase sublinhada encontra-se o ponto a realçar para este tipo de edifícios com elementos pré-fabricados, que na época da sua construção não era obrigatório a adopção de regras anti-sísmicas que actualmente estão em vigor, conforme o apresentado no capítulo 2.

No ponto 8.4 são identificadas as diferentes categorias de intervenção [8]:

- “Intervenções de adequamento são necessárias para atingir os níveis de segurança exigidos pela presente norma”;
- “Intervenções de melhoramento são necessárias para aumentar a segurança estrutural existente, sem necessariamente atingir os níveis exigidos pela presente norma”;
- “Reparações ou intervenções locais envolvendo elementos isolados, e em qualquer caso que conduza a uma melhoria da segurança existente.”

Assim, tendo em conta estas categorias de intervenção é possível identificar as medidas a tomar a fim de aumentar a resistências do tipo de estruturas que estão a ser analisadas neste trabalho. Pode-se identificar as seguintes:

- Intervenção de adequamento – devem ser projectados novamente todos os pontos críticos da estrutura, particularmente, os nós estruturais, com o objectivo de superar as exigências descritas no capítulo 7 do NTC08 [8] – *Projecto em zona sísmica*. Esta hipótese resulta numa solução bastante problemática e dispendiosa. A grande massa representada pelos elementos de cobertura, cria zonas críticas na base dos pilares que não têm resistência suficiente para suportar tensões tão elevadas. Então, será necessário realizar medidas de reforço nestes pontos críticos (Fig.3.23) ou criar novos elementos estruturais ligados á estrutura existente com o objectivo de contribuir para a resistência à solicitação. Assim, este tipo de intervenção está relacionado essencialmente com o problema estrutural e de segurança mas em casos particulares a perspectiva económico-produtiva também deve ser considerada [1].

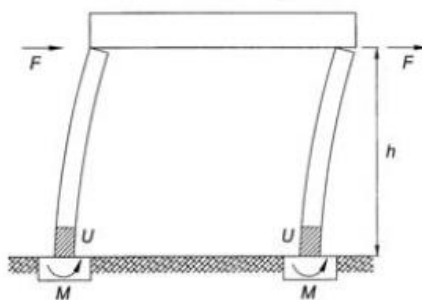


Fig.3.23 – Pontos críticos de estruturas com pilares isostáticos

- Intervenção de melhoramento: segundo o ponto 8.4.2 do NTC08 [8]: ” *Intervenções de melhoramento que visam o aumento da resistência da estrutura existente para as solicitações consideradas*”. Tendo conta esta estratégia operacional, o melhoramento será apenas relativo aos detalhes das ligações entre os vários elementos estruturais para assim, em caso de um sismo, evitarem as situações que anteriormente foram discutidos como a perda de apoio ou a queda de elementos de fachada. O nível de segurança sísmica deve ser avaliado, caso a caso, em função da aceleração sísmica a que corresponde a zona onde se situa a estrutura, a idade do edifício e, em geral, a técnica com a qual foi construída [1].

### 3.5.1. ENQUADRAMENTO NORMATIVO

Tendo em conta o impacto significativo que os terremotos tiveram nas zonas utilizadas nos sectores económicos produtivos de importância nacional, num curto espaço de tempo foram desenvolvidas leis e directrizes para coordenar a resposta de emergência nas áreas afectadas pelo terremoto. Em seguida faz-se uma breve descrição destas e a identificação das duas fases de intervenção necessárias a realizar [15]:

- *Decreto-Lei 6 Junho 2012, n. 74 (D.L. 74/12) [13]: “intervenções urgentes a favor da população afectada pelos terremotos que afectaram o território da província de Bolonha, Modena, Ferrara, Mantua, Reggio, Emilia e Rovigo, 20 e 29 Maio de 2012”*

A medida entrou em vigor a partir de 08/06/2012, portanto, tem carácter vinculativo e não permite qualquer excepção nas normas que nele estão expressas.

Do ponto de vista técnico, o cenário traçado por este Decreto-lei para atingir os objectivos de superar a emergência e de melhoramento da segurança pela salvaguarda da vida humana exige um processo coordenado que se define em duas fases:

- a primeira é aquela em que garante a eliminação de todas as falhas estruturais mais relevantes, listados no DL, com o objectivo de se poder emitir, de modo provisório, um certificado de viabilidade sísmica;
  - na segunda fase intervém-se de maneira extensa e sistemática a fim de alcançar a prestação exigida no ponto 10 do artigo 3 do DL 74/2012 – que limita a segurança a 60% da exigida a uma nova construção de acordo com os parâmetros sísmicos - abrangendo um contexto mais amplo e correctivo no local do que durante a primeira fase.
- No ponto 8.4 do NTC08 [8] também é possível identificar as duas fases de intervenção nas várias categorias de intervenção atrás mencionadas:
    - “*Reparações ou intervenções locais envolvendo elementos isolados e, em qualquer caso, que conduzam a uma melhoria da segurança existente.*”- Fase 1;

- *“Intervenções de melhoramento (global) são necessárias para aumentar a segurança estrutural existente, sem necessariamente atingir os níveis exigidos pela presente norma”* – Fase 2;

- *“Directrizes para a avaliação da vulnerabilidade e de intervenção para edifícios de uso produtivo em áreas sísmicas”* [14], que foram emitidas pelo Conselho de Obras Públicas, com o parecer favorável da Assembleia Geral em 22 de Junho de 2012.

Estas não têm o mesmo valor que uma norma, mas fornecem informações úteis para a avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios de uso produtivo e equipamentos relacionados, e emitem, de modo provisório, um certificado de viabilidade sísmica (Fase 1).

Quanto aos critérios para a verificação da segurança sísmica e indicações para as possíveis melhorias sísmicas, finalizam com a emissão, de modo definitivo, de um certificado de viabilidade sísmica que por sua vez é verificado com a norma técnica vigente (Fase 2).

- *“Orientações para intervenções locais e globais em edifícios industriais de um único piso não projectados com critérios anti-sísmicos”* [1], publicado pelo Grupo de Trabalho de Viabilidade Sísmica de Estruturas Industriais de Assobeton, em colaboração com Protecção Civil Italiana, *CNI e Reluis*. Este documento apresenta uma análise sobre este tipo de edifícios pré-fabricados, identificando os seus problemas; não têm poder legislativos, apenas valor consultivo.

O D.L. 74/2012 [13] artigo 3, parágrafo 8, refere-se às falhas estruturais que devem ser corrigidas imediatamente para que o técnico possa emitir, de modo provisório, o certificado de viabilidade sísmica. Estas carências são:

- Ausência de ligações entre os elementos estruturais verticais e horizontais e entre si;
- Presença de elementos de fachada pré-fabricados não adequadamente ligados à estrutura principal;
- Presença de estantes não contraventadas que suportam material pesado e que possam, na sua ruptura, danificar a estrutura principal provocando o seu colapso.

É de realçar que o técnico responsável deve ainda analisar todas as possíveis falhas, susceptíveis de causar danos às pessoas, bens ou à estrutura, tais como aqueles induzidos por máquinas, gruas ou equipamento aéreos.

### 3.5.2. PRINCÍPIOS DE INTERVENÇÃO

Neste ponto serão abordadas algumas categorias de intervenção para os respectivos problemas observados neste tipo de estruturas [1], [14], [16].

Mais exemplos serão abordados no capítulo 5 onde serão analisados as melhores soluções para o caso de estudo à frente apresentado.

#### 3.5.2.1. Intervenções para prevenir a perda de apoio

Relativamente à tentativa de melhoramento da ligação entre a viga e o pilar podem-se identificar as seguintes medidas [1]:

- Aumento da base de apoio da viga sobre o pilar. Pode-se realizar esta intervenção deixando os apoios deslizantes a fim de não alterar o esquema inicial. Para esta solução é necessário estimar os deslocamentos horizontais, tendo em atenção a componente vertical do sismo que, no entanto, deve ser limitado por restrições correctamente dimensionadas;
- A ligação entre a viga e o pilar pode ser reforçada através da introdução de uma ligação mecânica entre os dois elementos (Fig.3.24). Esta conexão pode ser realizada através de várias soluções, como placas aparafusadas aos dois elementos e cabos de ligação. Também é possível utilizar dispositivos dissipadores de energia entre eles com a vantagem de, no caso da ocorrência de um sismo, o aparelho ser o único elemento a dever eventualmente ser substituído. A desvantagem deste último encontra-se nos elevados cuidados a ter em conta com a capacidade de rotação e na sua interferência com as armaduras de pré-esforço na fase de colocação;

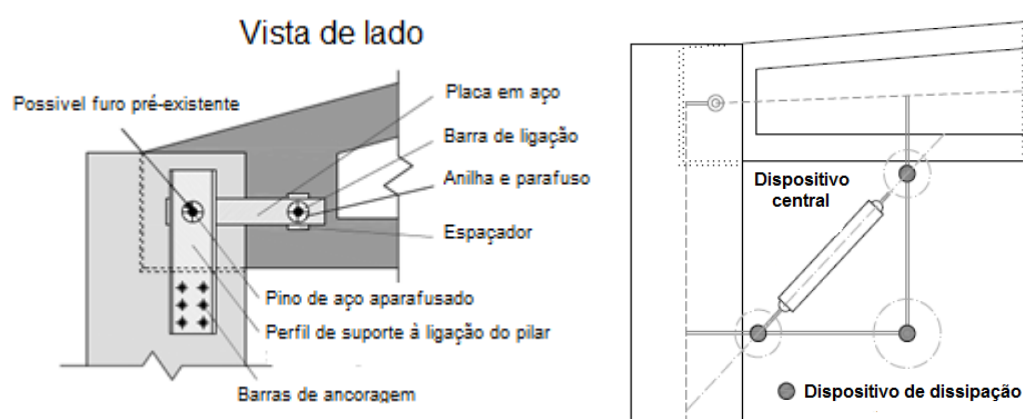


Fig.3.24 – Exemplos de intervenção da ligação entre viga e pilar [1]

- Outra solução pode ser a introdução de perfis metálicos rotulados entre pilares (Fig.3.25) a fim de impedir o movimento relativo no topo dos mesmos (por um perfil IPE ou dois perfis UNP).

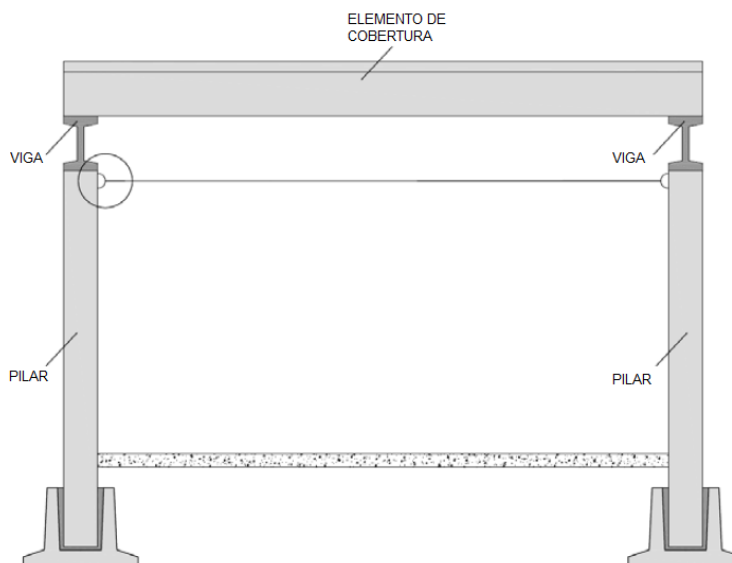


Fig.3.25 – Exemplo de intervenção com perfis metálicos rotulados [1]

No que concerne à situação de perda de apoio entre a viga e os elementos de cobertura/pavimentos, evidenciam-se os seguintes [1]:

- Aplicação de novos dispositivos mecânicos de ligação entre os dois elementos (Fig.3.26) Estes dispositivos são, geralmente, metálicos, aparafusados aos elementos de cobertura/pavimento e à viga. Em alguns casos, os dispositivos podem ser equipados com dissipadores de energia;

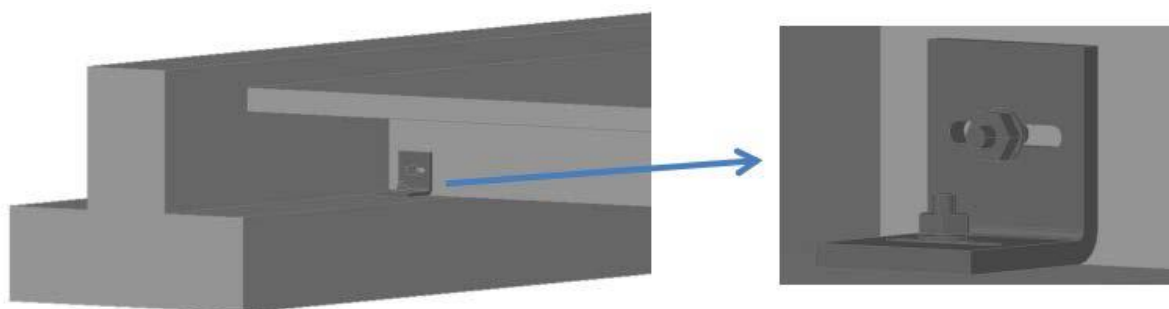


Fig.3.26 – Exemplo de intervenção da ligação entre elementos de cobertura/pavimento e viga [1]

- Intervenção para limitar os deslocamentos relativos a valores compatíveis com o comprimento de apoio de pavimento, semelhante à medida representada na Fig.3.25.

### 3.5.2.2. Intervenções para prevenir o colapso de painéis de fachada

Em relação a este tipo de problema, identificam-se as seguintes soluções [1]:

- No caso de painéis horizontais, a sua queda pode ser evitada através da utilização de cantoneiras de aço aparafusadas aos pilares e ao painel nos dois cantos inferiores, como se pode ver na Fig.3.27, com chapas metálicas fixadas nos dois cantos superiores e quatro cabos anti-queda introduzidos nestes quatro cantos;

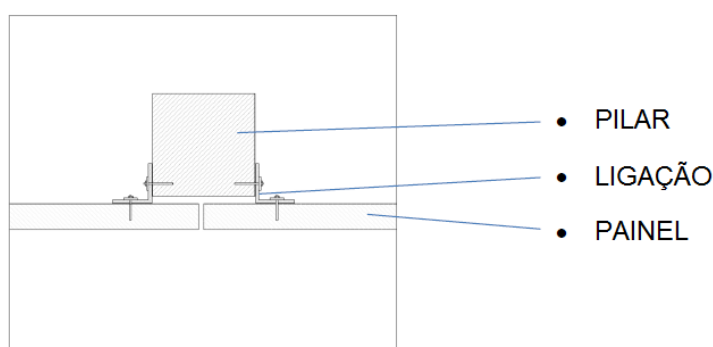


Fig.3.27 – Exemplo de intervenção da ligação entre pilar e painel horizontal [1]

- Da mesma forma que os anteriores, a queda dos painéis verticais pode ser evitada com a colocação de duas cantoneiras metálicas fixadas à viga e ao painel com a inserção de parafusos na viga e no painel (Fig.3.28);

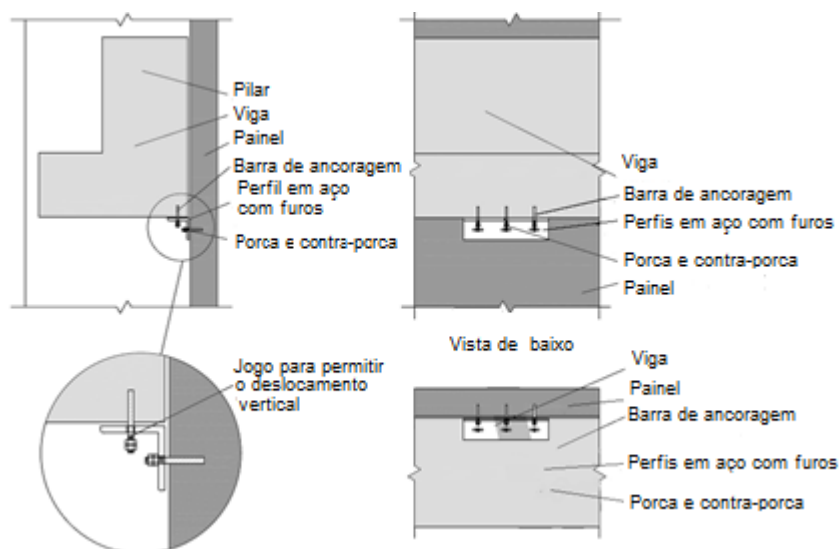


Fig.3.28 – Exemplo de intervenção da ligação entre viga e o painel vertical [1]

- Aumentar a capacidade de flexão com dispositivos externos e elementos complementares, tanto no caso de painéis em betão armado como nos painéis de alvenaria;

- No caso das disposições das aberturas não serem adequadas (janelas), já que reduzem o comprimento de corte dos pilares, deve-se limitar os efeitos de interacção entre o edifício principal e o painel através da eliminação das janelas.

### 3.5.2.3. Intervenções em elementos estruturais verticais danificados ou com falhas

Neste ponto são apresentadas algumas intervenções para fundações e pilares. Em relação às fundações, destacam-se as seguintes [1]:

- Procede-se à ligação das fundações com o pavimento industrial (Fig.3.29) com o objectivo de aumentar a rigidez. Nestes edifícios industriais encontra-se um pavimento térreo de 15 a 20 cm que geralmente não apresenta um sistema de ligação a fim de realizar um efeito de diafragma contínuo que liga todas as fundações limitando assim os deslocamentos relativos nas bases dos pilares. Além disso, uma correcta ligação entre estes dois permite obter uma restrição mais eficaz nas bases dos pilares. Este tipo de solução é contestável, pois se necessário a demolição parcial da fundação ou outras operações que podem ser dispendiosas e de difícil execução.

- Outro tipo de solução seria a consolidação do terreno em contacto com a fundação (Fig.3.29), introduzindo misturas de cimento a baixa pressão com o objectivo de corrigir o comprimento de rotação típico deste tipo de fundações pré-fabricadas, e de melhorar a resistência ao corte do pilar que se encontra por baixo do pavimento. Esta intervenção, geralmente, cria um endurecimento na ligação pilar-fundação diminuindo as possibilidades de criação de uma rótula plástica.

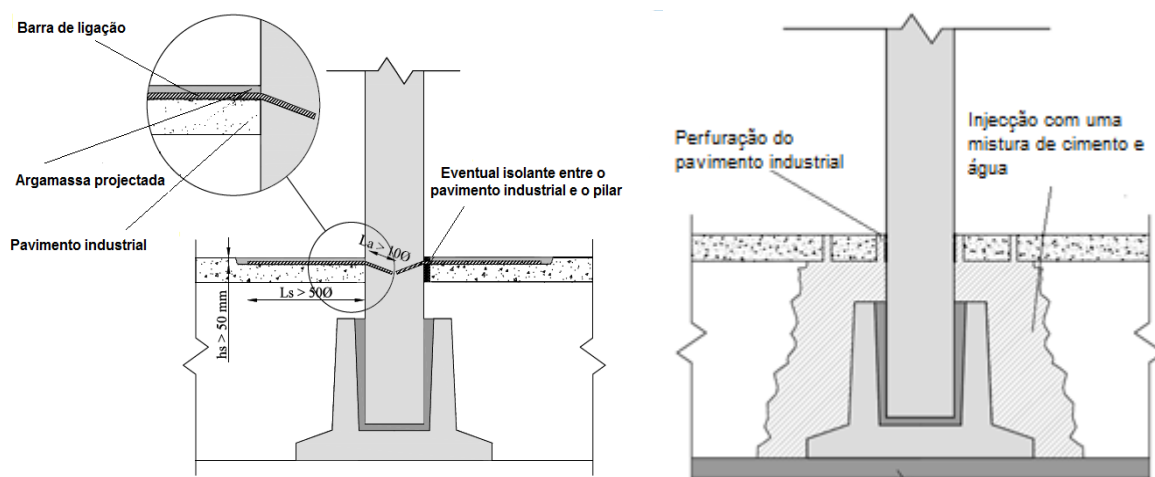


Fig.3.29 – Exemplos de intervenções na ligação entre o pilar e fundação [1]

Em seguida são enumerados possíveis soluções para o reforço de pilares (Fig.3.30) neste tipo de estruturas, que devem também conter um reforço ao nível das fundações como os exemplos anteriormente falados (Fig.3.29) ou todo o reforço de pilar deve ser aplicado até ao nível da fundação para evitar a existência de pontos críticos entre o pilar acima do pavimento e a fundação [1]:

- Poderá ser realizado um aumento da secção transversal do pilar com a utilização de betão armado. Esta intervenção permite o aumento de resistência ao corte e à flexão, com a colocação de novas

armaduras transversais e longitudinais, e um aumento da rigidez, com o aumento da secção do pilar. Com uma introdução e adequada colocação da armadura transversal também poderá ser obtida uma maior ductilidade;

- Outra possibilidade de reforço é o revestimento do betão com fibras de alta eficiência, FRP. É um material com elevada resistência à compressão e que não necessita da adição de armaduras. Este material também é caracterizado pela vantagem de utilizar espessuras pequenas que não afectam muito a geometria do pilar e aumentam a sua resistência aos esforços de flexão;

- Encamisamento com perfis metálicos também seria uma hipótese a considerar. Este é realizado através de quatro cantoneiras colocadas nos quatro cantos do pilar (no caso de ser um pilar quadrado ou rectangular) ligados por conectores de suporte aparafusados ao pilar e devidamente ligados à fundação ou à viga, dependendo dos casos. Esta intervenção aumenta a resistência ao esforço de corte e à flexão bem como a ductilidade da coluna reforçada.

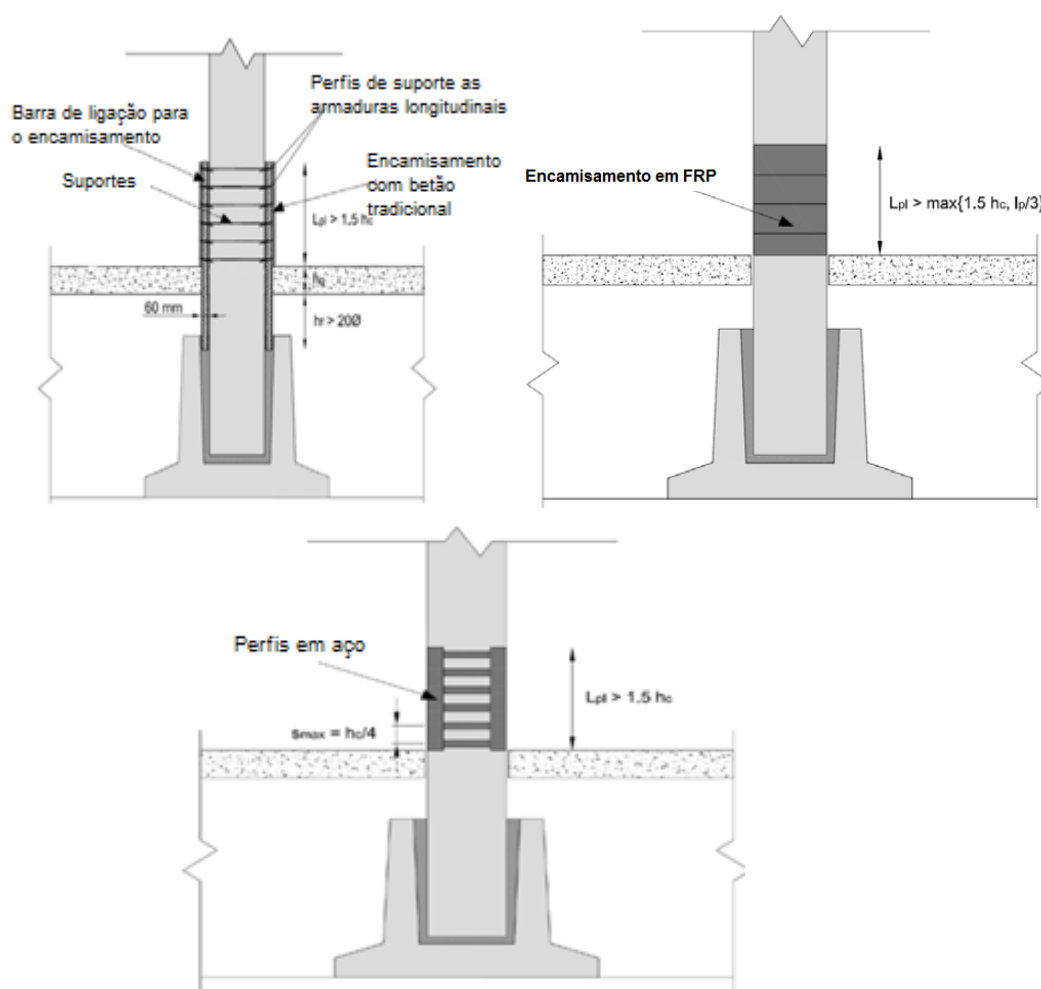


Fig.3.30 – Exemplos de intervenções em pilares [1]

### 3.5.2.4. Intervenções em elementos interiores da estrutura

Nas intervenções em elementos interiores da estrutura que suportam materiais pesados não é necessário recorrer a intervenções de dificuldade elevada, portanto é mais importante apresentar medidas de controlo para o bom funcionamento deste tipo de elementos. Assim é apresentado um quadro 3.1 com os principais pontos de controlo necessários para a verificação do seu comportamento face a ocorrência de um sismo. Na Fig.3.31 são representados a localização destes pontos.

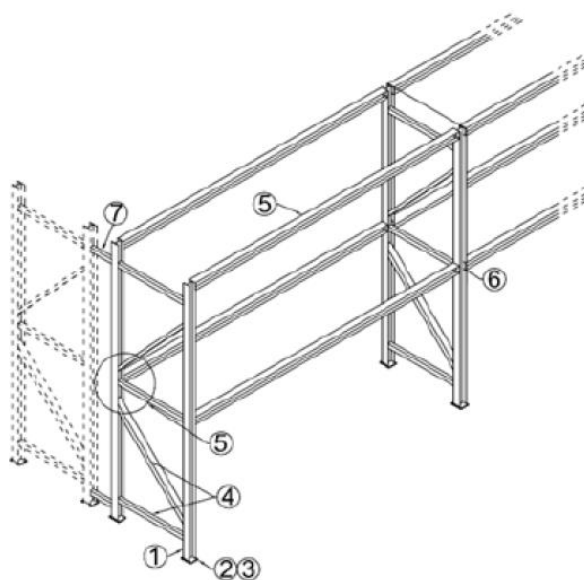


Fig.3.31 – Pontos principais de controlo de um elemento interior [1]

Quadro 3.1 – Controlos para os pontos principais num elemento interior [1]

Ponto	Elemento	Controlo
1	Verticais	Os elementos verticais devem ser livres de mossas graves, com uma profundidade superior a cerca de 4 vezes a espessura do perfil, ou mossas nas esquinas. Estes elementos devem ser lineares, mesmo inclinados; desvios de linearidade em relação ao seu eixo não devem ser superiores a 1% do comprimento.
2	Placa de base	A placa de base deve estar completamente em contacto com o pavimento, sem sinais de insuficiência de soldas e conexões aparafusadas. A pavimentação na vizinhança deve estar intacta. Verificar a conexão da placa de base para os elementos verticais. Verificar a ausência de fendas em soldas e parafusos.  Verificar a ausência de torção placa de base (para o seu levantamento).
3	Buchas	Verificar a presença e a integridade das buchas. As porcas devem ser apertadas, de modo a evitar o levantamento dos

		elementos verticais. O controlo do aperto dos blocos deve ser realizado numa base estatística. Para âncoras mecânicos que não estão muito apertados, tentar voltar a apertar.
4	Contraventamentos	Verificar o estado de degradação dos elementos de contraventamento, deficiências nas soldaduras e parafusos. Verificar a instabilidade dos elementos de contraventamento. Devem estar livres de mossas com a profundidade superior de cerca de 4 vezes a sua espessura, ou mossas nas esquinas. As diagonais têm que ser lineares, com o desvio de linearidade não superior a $L/120$ em relação ao seu próprio eixo.
5	Viga	Verificar a existência de mossas sobre a superfície superior, nas superfícies laterais as mossas não devem ser superiores a 5 mm de profundidade. As vigas devem ser lineares, no plano horizontal, com um desvio de linearidade inferior a $L/200$ .
6	Conectores entre os elementos	Devem aparecer intactos e sem torções ou distorções óbvias; soldas devem estar intactas e sem fendas, especialmente na parte superior. Os grampos de conexão devem estar em boas condições. Verificar insuficiência de corte e deformações que fazem perder a eficácia da ancoragem dos ganchos. Os parafusos de segurança devem estar presentes e eficazes.
7	Espaçadores entre elementos interiores	Os espaçadores entre elementos interiores devem estar intactos, sem mossas com profundidades superior a cerca de 4 vezes a espessura do perfil, e eficazmente ligada aos elementos interiores.

### 3.5.2.5. Deficiências provocadas por outros tipos de danos

Deve notar-se que é ainda necessária a análise de todas as possíveis falhas que possam causar danos às pessoas, a bens ou à estrutura, tal como as induzidas por máquinas, gruas ou equipamento aéreos. Para questões relacionadas com a prevenção de incêndios, referem-se as determinações específicas emitidas pelos órgãos competentes do Corpo de Bombeiros, com base em condições de segurança que permitam a viabilidade e as condições reais dos danos após o sismo [1].

# 4

## DISPOSITIVOS ANTI-SÍSMICOS

### 4.1. GENERALIDADES

Segundo [17], Engenharia Sísmica define-se como o ramo da engenharia que engloba todos os esforços, técnicos ou não técnicos, com o objectivo de reduzir o risco sísmico em zonas urbanas e rurais, para níveis socioeconómicos aceitáveis para a comunidade dessas regiões. Também é apontado que esse objectivo está longe de ser inteiramente conseguido. Os sismos são inevitáveis, mas as catástrofes do terramoto podem ser controladas; a falha tectónica onde tem origem este fenómeno natural, não está directamente ligada à morte da vida humana, ou mesmo às perdas a nível económico. A causa principal destas catástrofes está relacionada com a interacção dos movimentos da terra originados pelo sismo com as construções. Assim, é possível dizer que o papel principal da Engenharia Sísmica está, essencialmente, na redução do risco e controle da construção.

Actualmente, muita informação relativa aos sismos é conhecida, mas o que de facto é importante para a maioria dos profissionais que lidam com a Engenharia Sísmica é, sem dúvida, a interpretação destes fenómenos naturais em termos de forças e deformações produzidas nas estruturas. A solução para uma protecção adequada passará pela necessidade de melhorar o comportamento das estruturas face a essas acções.

Para que a protecção de estruturas seja eficaz, é fundamental ter em conta a relação [17] [18]:

$$\text{Exigência} \leq \text{Capacidade}$$

Onde as exigências estão relacionadas com efeitos das acções do sismo e a capacidade se refere às características de rigidez, resistência e flexibilidade da estrutura.

A mesma relação foi analisada como uma equação de energia, através de estudos feitos por Uang e Bertero [19]:

$$E_I \leq E_K + E_S + E_{H\xi} + E_{H\mu} \quad (4.1)$$

Em que:

$E_I$ - Energia “absoluta” de entrada

$E_K$ - Energia “absoluta” cinética

$E_S$ - Energia de deformação elástica

$E_{H\xi}$ - Energia dissipada hysterética devido a amortecimento viscoso

$E_{H\mu}$ - Energia dissipada hysterética devido à cedência, à fricção ou a ambos

$E_I$  é definido como energia “absoluta” de entrada (input), dado depender do valor absoluto da aceleração do movimento do solo. Fisicamente, representa a força de inércia aplicada à estrutura. Esta força, que é igual à força restauradora mais a força de amortecimento, é a força total aplicada às fundações da estrutura. Portanto,  $E_I$  representa o trabalho produzido pelo esforço basal na fundação, relativamente ao deslocamento da mesma [17].

Com o intuito de aumentar a distância entre a exigência e a capacidade, foram efectuados inúmeros estudos no âmbito de Engenharia Sísmica, cujos resultados permitiram chegar a inovações dentro do tema. Esta evolução foi distinguida com o aparecimento de dispositivos anti-sísmicos, definidos por elementos que contribuem para a alteração da resposta sísmica de uma estrutura, através dos seguintes meios:

- alteração da forma dos modos fundamentais de vibração;
- aumento do período fundamental da estrutura (Fig.4.1);
- aumento da capacidade de dissipação de energia (Fig.4.1);
- limitação da força transmitida para a estrutura, através de introdução de restrições, permanentes ou temporárias, no sentido de melhorar a resposta sísmica.

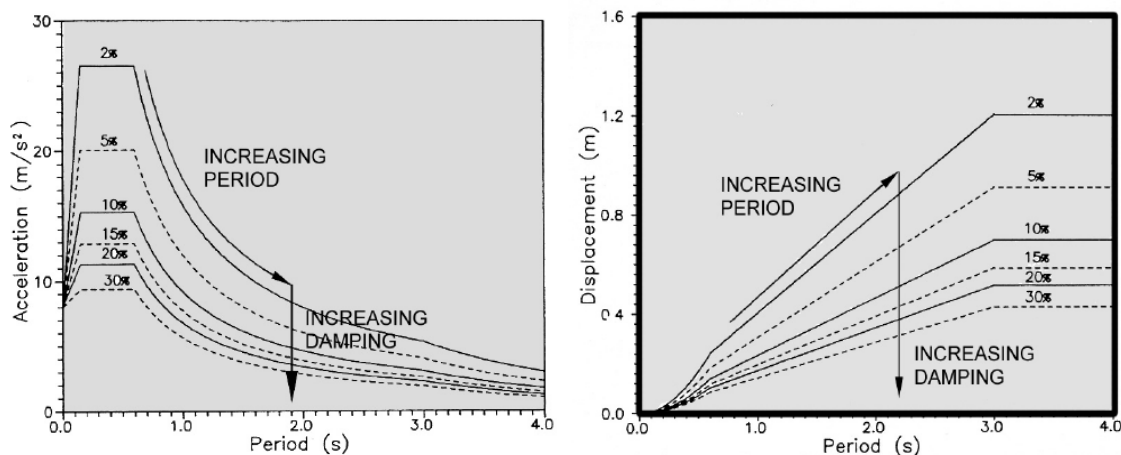


Fig. 4.1 – Efeitos do aumento do período fundamental da estrutura e de amortecimento [20]

No entanto, na equação (4.1) é de realçar que  $E_I$  representa as exigências e o resultado da equação indica as capacidades. A mesma equação poderá ser transformada em:

$$E_I = E_E + E_D \quad (4.2)$$

Onde  $E_E = E_K + E_S$  e  $E_D = E_{H\xi} + E_{H\mu}$ . De forma a melhorar a resposta sísmica, é imprescindível equilibrar, convenientemente, a equação. No caso de não ser possível esse balanço no dimensionamento da estrutura, devido a problemas técnicos e/ou económicos, o projectista, poderá controlar (diminuir) o factor  $E_I$  da estrutura. Este processo será efectuado através dos dispositivos anti-sísmicos, com a possibilidade de diminuir o valor de  $E_I$ , utilizando técnicas de isolamento de base, e aumentar o valor de  $E_D$ , usando dispositivos de dissipação de energia. São soluções criativas e modernas, não só para o dimensionamento de novos edifícios, mas também para construções já existentes em zonas de perigosidade sísmica [17].

Existem ainda aparelhos que aumentam o valor de  $E_S$ , como é o caso dos “Shock Transmission Units”.

Na seguinte figura é possível identificar os vários grupos dos aparelhos discutidos neste capítulo:

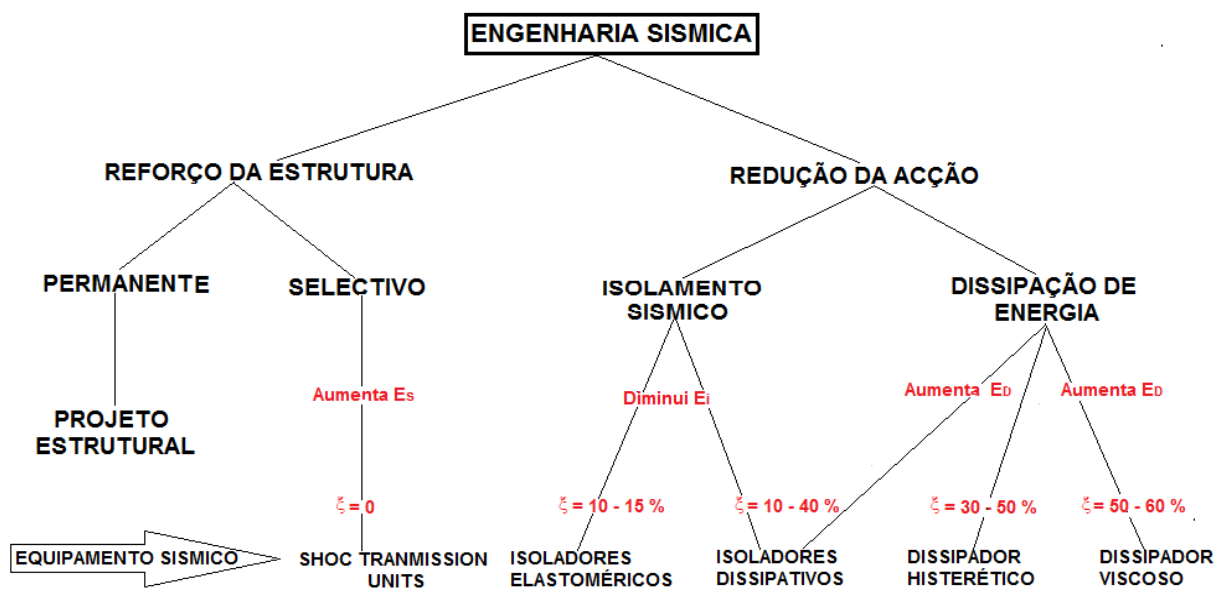


Fig.4.2 – Esquema da classificação dos aparelhos anti-sísmicos

Os sistemas de controlo sísmico são dispositivos que melhoram o comportamento sísmico das estruturas sem o recurso à capacidade de deformação das estruturas. Podem actuar alterando as características dinâmicas da estrutura, ou aumentando a sua capacidade de dissipar energia. Classificam-se em três categorias: activos, semi-activos e passivos.

Os activos são projectados para monitorizar o estado da estrutura ao longo do tempo, e necessitam de energia para controlar o movimento da estrutura. Com as informações adquiridas em tempo real, é possível desenvolver e aplicar forças internas, no sentido de melhorar o estado dinâmico da estrutura.

Os semi-activos distinguem-se dos activos através da exigência de uma alimentação externa de pequenas dimensões, sem envolver um sistema de monitorização global. Necessitam de energia para modificar as características dos dispositivos.

Os passivos não necessitam de energia, computadores nem operadores para a sua funcionalidade.

É necessário referir que no desenvolvimento deste trabalho são discutidos, exclusivamente, os dispositivos anti-sísmicos de controlo sísmico passivo.

## 4.2. Principais dispositivos anti-sísmicos

Em seguida, serão apresentados os principais aparelhos utilizados na melhoria do comportamento das estruturas sob acções sísmicas de carácter passivo.

### 4.2.1. DISPOSITIVOS DE RESTRIÇÃO DINÂMICA (SHOCK TRANSMISSION UNITS)

Estes aparelhos, também conhecidos por acopladores hidráulicos, têm a característica de permitirem os movimentos lentos da estrutura (devido à variação da temperatura, fluência e retracção) e reagir de forma rígida a acções dinâmicas (devido a eventos sísmicos, ventos, frenagem no caso de pontes). Assim, os mesmos são utilizados na obtenção de estratégias que visem o reforço selectivo, ou seja que funcionem em momentos específicos como em caso de sismos. São constituídos por um cilindro cujo interior, na sua totalidade, contém um fluido de silicone e um pistão criando assim dois compartimentos. Também de elevada importância está a colocação das duas zonas de ancoragem, que têm a particularidade de poderem estar a 90° da linha de acção do dispositivo, como se pode ver na Fig. 4.3.

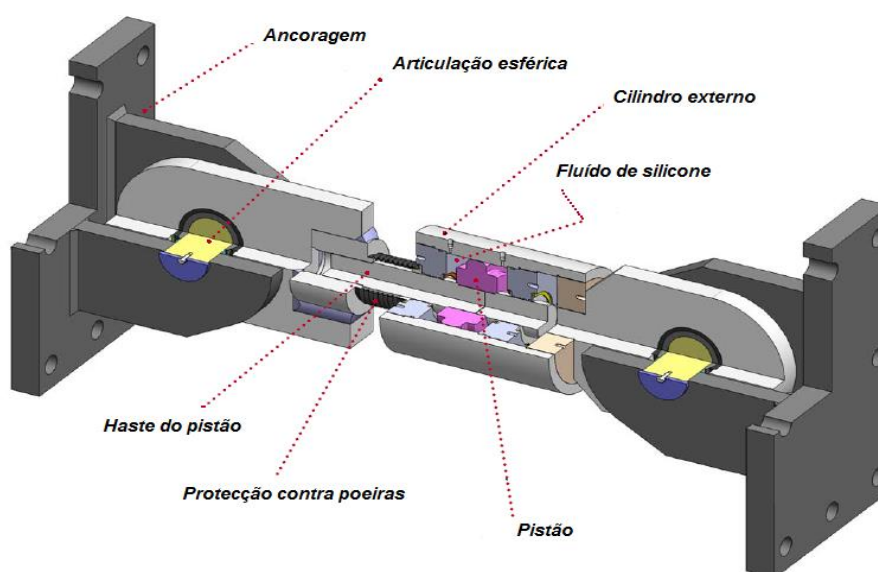


Fig.4.3 – Exemplo de um “shock transmitter unit” [20]

Devido às suas características, este dispositivo tem a capacidade de criar uma restrição ao longo do seu eixo principal, essencialmente durante as acções dinâmicas, tendo por esse facto a possibilidade de conseguir um regime desligado da estrutura, que difere do regime que obterá em condições de eventos sísmicos. Assim, as forças produzidas pelo sismo podem ser transferidas para os pontos adequadamente dimensionados. Uma aplicação muito comum é a sua colocação em série com um

amortecedor sísmico, quando sob a acção dinâmica o aparelho consegue fazer com que a força seja transmitida para os amortecedores dissipando assim a energia.

A aplicação mais corrente é em pontes, mas também podem eventualmente ser utilizados em edifícios. Em prédios adjacentes, as expansões térmicas são desejadas, enquanto durante um terramoto os dispositivos agem como barras de ligação entre os dois edifícios, criando assim uma conexão rígida, que evite o problema do choque entre eles. Geralmente, são utilizados em edifícios pré-fabricados, nomeadamente em edifícios de grande extensão [22].

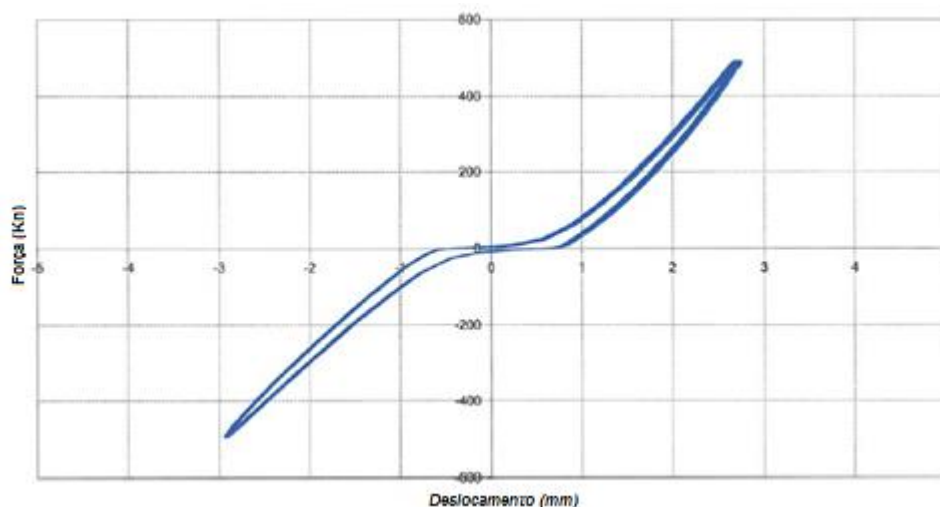


Fig.4.4 – Gráfico força vs deslocamento dos STU [20]

É possível ver pela Fig.4.4 o pequeno deslocamento sem a criação de força, e o aumento da força com o deslocamento relativamente linear.

#### 4.2.2. ISOLAMENTO SÍSMICO

Várias tecnologias e projectos, relativamente aos sismos, têm sido desenvolvidos ao longo dos anos na tentativa de minimizar os efeitos dos terremotos em edifícios, pontes e estruturas potencialmente vulneráveis. Isolamento sísmico é uma técnica relativamente recente e em crescente evolução.

Em [22], o isolamento sísmico é definido essencialmente pela instalação de mecanismos que separam a estrutura de potenciais estragos induzidos pelo movimento do solo criados por eventos sísmicos. Esta separação é conseguida com o aumento da flexibilidade do sistema, juntamente com a inserção de amortecedores apropriados. Em diversos casos, este tipo de isolamento é montado sob a estrutura e refere-se a “isolamento de base”.

Assim, segundo [17] o conceito de isolamento de base é simples. O sistema de isolamento reduz os efeitos da componente horizontal da aceleração do solo com a separação atrás descrita entre a estrutura e as fundações. Isto fornece à estrutura uma frequência fundamental que é muito inferior à frequência da estrutura fixa na base e às frequências predominantes do movimento do solo. O primeiro modo

dinâmico da estrutura isolada é relacionado com a deformação apenas do sistema de isolamento, ficando a estrutura superior rígida. Os modos de ordem superiores que produzem deformação na estrutura são ortogonais ao primeiro modo e, por conseguinte, ao movimento do solo. Estes modos superiores não participam no movimento. Assim, se existir energia elevada no movimento do solo nestas elevadas frequências, esta energia não é transmitida para a estrutura.

O isolamento sísmico não absorve a energia do sismo, mas transmite-a através do comportamento do sistema. Embora um certo nível de amortecimento seja vantajoso para suprimir qualquer possibilidade de ressonância da frequência de isolamento, o conceito de isolamento não depende do amortecimento. De facto, excessivo amortecimento pode reduzir a eficácia do próprio sistema de isolamento, agindo como um condutor de energia para os modos superiores da estrutura [17].

#### 4.2.2.1. Bases teóricas de isolamento sísmico de base

Fundamentado em [23] e [17], o comportamento de um edifício isolado por meio de um modelo de dois graus de liberdade, em que a massa  $m_s$  representa a superestrutura do edifício que é carregado por um sistema estrutural linear na base com massa  $m_b$  que, por sua vez, é suportado por um sistema de isolamento (Fig.4.5). Todos os elementos estruturais são assumidos como linearmente elásticos, compostos por um amortecimento viscoso linear. A maioria dos sistemas de isolamento são realmente não lineares; aqui será feita uma breve análise a estes sistemas. A rigidez e amortecimentos efectivos são estimados por um processo de linearização equivalente.

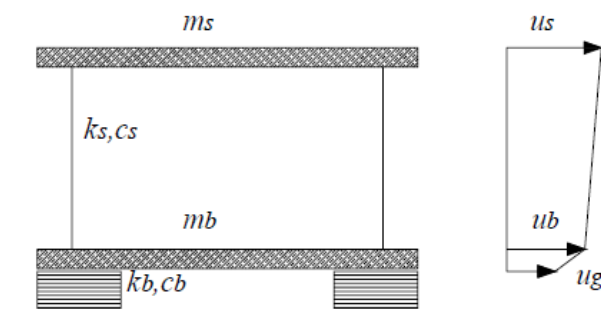


Fig.4.5 – Modelo de dois graus de liberdade de um sistema de isolamento [17]

Mencionando o documento [24] os resultados são expressos por deslocamento relativos,  $v_s$  e  $v_b$  calculados através dos deslocamentos absolutos,  $u_s$ ,  $u_b$  e  $u_g$ .

$$v_s = u_s - u_b \quad (4.3)$$

$$v_b = u_b - u_g \quad (4.4)$$

Assim, é possível retirar a frequência própria da estrutura fixa na base,  $\omega_s$ , e a frequência própria de isolamento (a frequência como se a estrutura fosse rígida),  $\omega_b$ :

$$\omega_s = \sqrt{\frac{k_s}{m_s}} \quad (4.5)$$

$$\omega_b = \sqrt{\frac{k_b}{(m_s+m_b)}} \quad (4.6)$$

O problema pode ser analisado retirando o valor de  $\varepsilon$  que define a relação entre as frequências próprias das duas estruturas e varia entre  $10^{-1}$  e  $10^{-2}$ :

$$\varepsilon = \frac{\omega_b^2}{\omega_s^2} \quad (4.7)$$

Também é necessário retirar a relação entre as massas,  $\gamma$ , que assume valores inferiores à unidade:

$$\gamma = \frac{m_s}{(m_s+m_b)} \quad (4.8)$$

Os factores de amortecimento da estrutura e do sistema de isolamento,  $\beta_s$  e  $\beta_b$ , respectivamente, têm o mesmo nível de  $\varepsilon$  e definem-se por:

$$\beta_s = \frac{c_s}{(2*m_s*w_s)} \quad (4.9)$$

$$\beta_b = \frac{c_b}{(2*w_b*(m_s+m_b))} \quad (4.10)$$

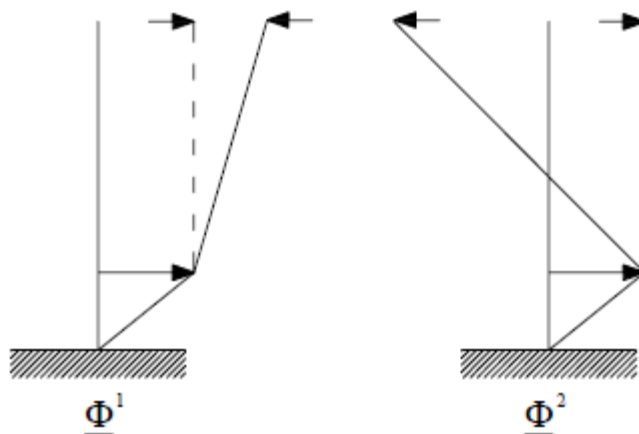


Fig.4.6 – Modos de vibração da estrutura com isolamento na base [17]

É possível ver na Fig.4.6 que no primeiro modo de vibração a estrutura é aproximadamente rígida, enquanto no segundo modo é apreciável a deformação que se desenvolve na estrutura e no sistema de isolamento, em direcções contrárias.

A frequência do primeiro modo pode ser considerada como a modificação (devido a flexibilidade da superestrutura) da frequência do sistema de isolamento quando a estrutura é rígida, e porque a estrutura tem características mais rígidas que o sistema, a modificação é pequena.

O segundo modo assemelha-se à situação do movimento onde as duas massas,  $m_b$  e  $m_s$ , estão a desenvolver vibrações contrárias no espaço, em torno do centro de massa do sistema combinado.

Conclui-se [17] que o significado prático desta análise é que as elevadas acelerações no segundo modo de vibração de uma estrutura isolada, não necessitam de ser acompanhadas por um elevado esforço de corte basal.

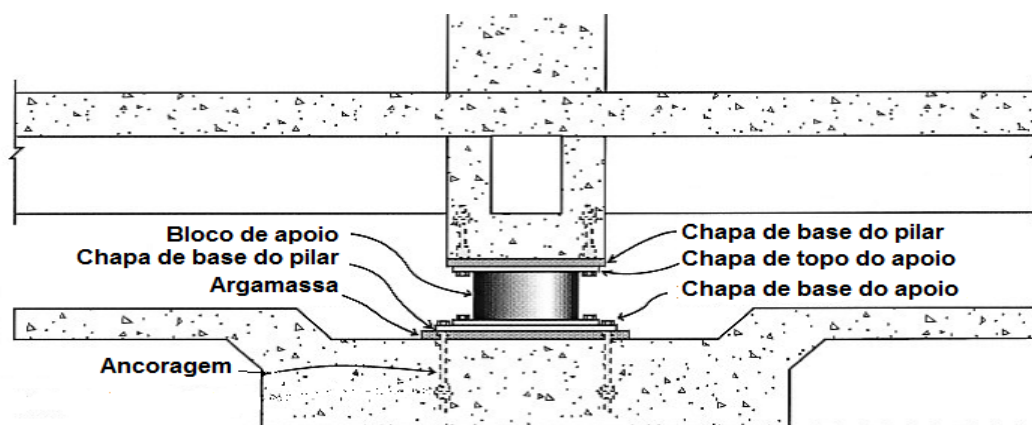


Fig.4.7 - Exemplo de isolador na base

São assim apresentados alguns dos aparelhos usados neste tipo de sistemas de protecção contra solicitações horizontais em edifícios.

#### 4.2.2.2. Aparelhos isoladores

##### Blocos de Borracha de Alto Amortecimento (HDRB)

Este tipo de aparelho isolador tem como componentes camadas de borracha vulcanizada e placas de reforço em aço, alternadamente (Fig.4.8). Estas últimas têm o objectivo de fortalecer o dispositivo na direcção vertical sem, contudo, reduzir a performance nos efeitos horizontais. Têm a capacidade de suportar elevadas cargas verticais, com ligeiras deformações (elevada rigidez vertical), e permitem deslocamentos horizontais com pequenos esforços (baixa rigidez horizontal). Estes aparelhos são de fácil fabricação, não têm constituintes móveis, não são afectados pelo tempo e resistem à degradação desenvolvida pelo meio ambiente. A principal propriedade da borracha é a sua capacidade de dissipar a energia (capacidade de amortecimento), e o seu objectivo está no aumento do período de vibração fundamental da estrutura [21].

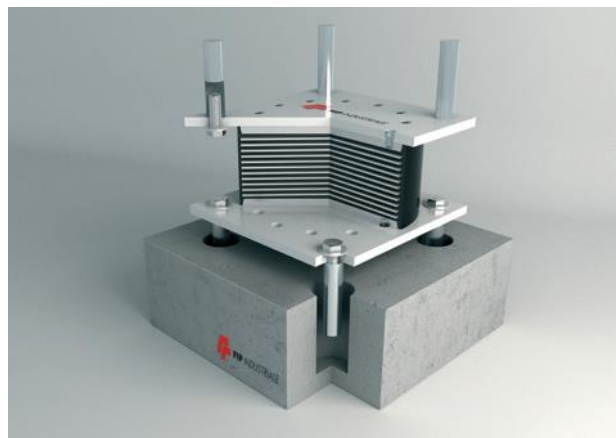


Fig.4.8 – Exemplo de um aparelho HDRB [21]

Conseguem chegar a coeficientes de amortecimento viscoso equivalente,  $\xi$ , no valor de 10 a 15% [20].

Grandes empresas, como o caso da FIB [21] e ALGA [20], têm vindo a estudar a evolução de vários tipos de borracha que poderão constituir o aparelho, de acordo com o desejo do projectista/desenhador. Assim, foram criados três grupos de borrachas diferentes, conforme se pode ver as respectivas características no quadro 4.1 retirado de [21]:

Quadro.4.1 – Características das borrachas constituintes do aparelho HDRB [21]

Características	Compostos		
	Suave (S)	Normal (N)	Duro (H)
Dureza (Shore A)	40	60	75
Módulo de elasticidade tangencial - $G_{din}$ (MPa) Com $\gamma=1$	0.4	0.8	1.4
Coefficiente de amortecimento viscoso - $\xi$ (%) Com $\gamma=1$	10/15	10/15	10/15

A natureza da dissipação de energia é em parte viscosa, e em parte histerética. Tanto o módulo de elasticidade tangencial,  $G_{din}$ , como o coeficiente de amortecimento viscoso,  $\xi$ , dependem de modo significativo, da deformação de corte,  $\gamma$ , aplicada. Inicialmente, quer os valores de  $G_{din}$  quer os de  $\xi$  são bastante elevados, com valores baixos de deformação, atingindo valores entre 5 a 10 vezes, maiores do que em condições sísmicas, como se verifica na Fig.4.9. Isto tem como objectivo evitar deslocamentos excessivos para agitações dinâmicas de baixa intensidade, como é o caso do vento.

Para valores iguais a 1 ou superiores da deformação de corte, que representam a ocorrência de eventos sísmicos, os valores dos respectivos parâmetros encontram-se no quadro 4.1.

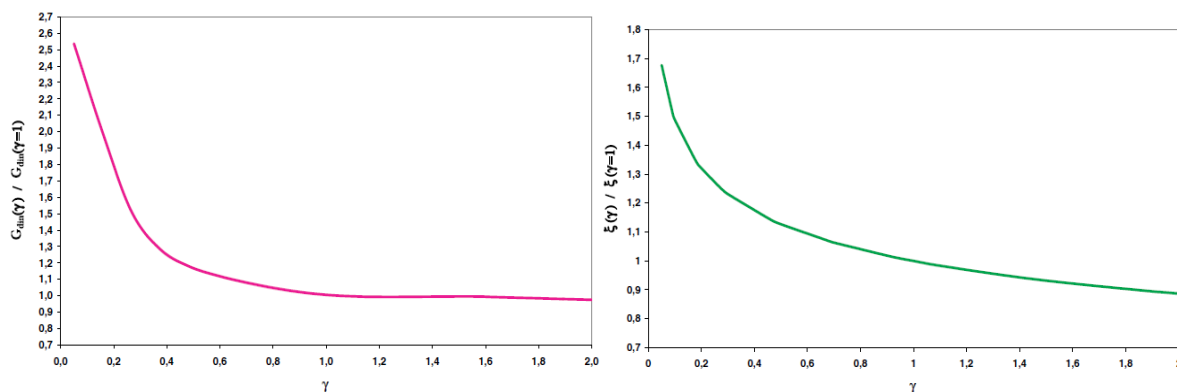


Fig.4.9 – Gráficos de relação entre a)  $G_{din}$  vs  $\gamma$  e b)  $\xi$  vs  $\gamma$  [21]

Em seguida é apresentado na Fig.4.10 o típico diagrama da força horizontal em função do deslocamento aplicado. Devido aos baixos valores de dissipação de energia que estes aparelhos possuem e estudos realizados pelas empresas FIP e ALGA a rigidez horizontal pode ser estimada por uma lei linear.  $K_r$  é uma aproximação da rigidez horizontal do aparelho descrita pela recta a vermelho:

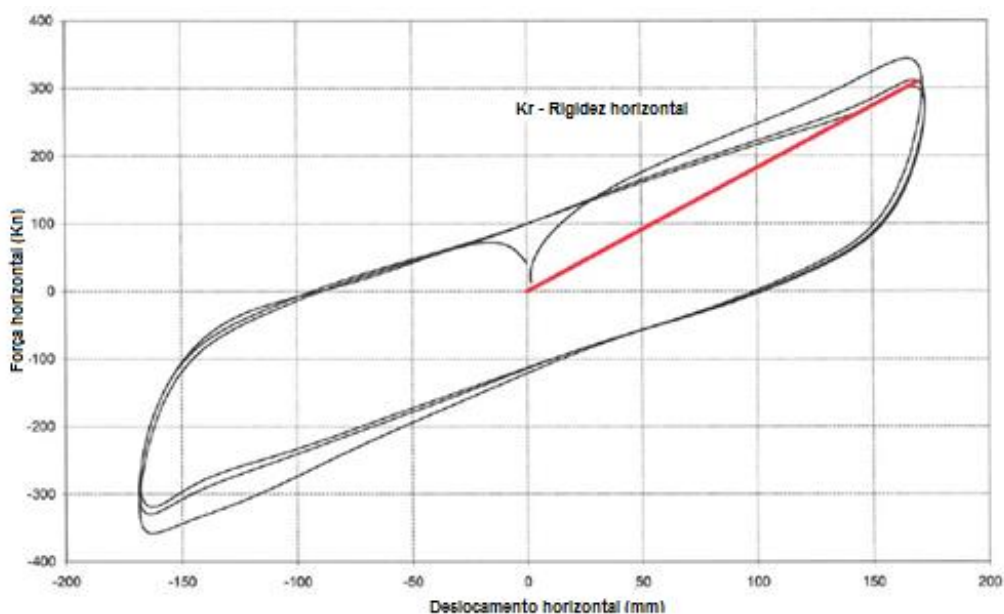


Fig.4.10 – Gráfico da acção horizontal vs deslocamento do aparelho HDRB [20]

### Isoladores com borracha armada com núcleo de chumbo (LRB)

Estes aparelhos diferem dos anteriores, devido à existência de um núcleo de chumbo central, identificado a azul na Fig.4.11. A sua principal função é a de dissipar energia pela cedência do chumbo central e contributo da borracha, que geralmente é do tipo de baixo amortecimento.



Fig.4.11 – Exemplo de um aparelho LRB [21]

São caracterizados por uma lei bilinear na relação entre a força horizontal e o deslocamento proporcionando uma dissipação de energia maior do que nos aparelhos apresentados anteriormente. O seu amortecimento viscoso equivalente pode chegar até 30% [20].

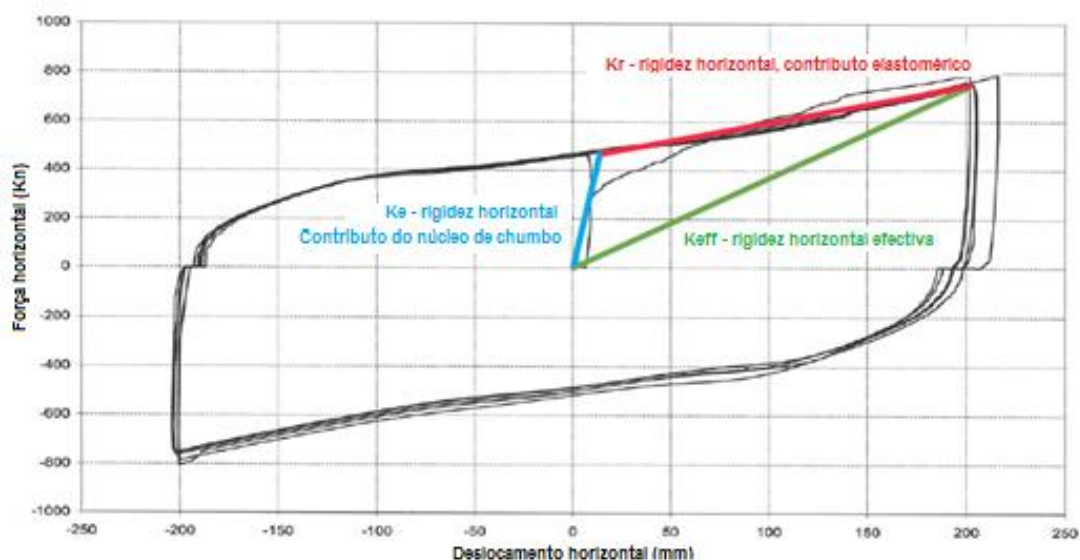


Fig.4.12 – Gráfico da acção horizontal vs deslocamentos do aparelho LRB [20]

É possível ver pela Fig.4.12 que a linha de cor azul representa a lei linear para o cálculo da rigidez do núcleo central de chumbo e a linha a vermelho a lei que representa a rigidez horizontal da contribuição da borracha. Tendo por base estudos desenvolvidos [21], é possível também analisar o comportamento deste tipo de aparelho como um modelo linear calculando a rigidez efectiva horizontal que está representada a verde. Esta é calculada tendo em conta o máximo deslocamento observado e a força horizontal que a ela corresponde.

Estes dispositivos, utilizados isoladamente ou em conjunto com outros tipos de isoladores e dissipadores, são apropriados para a implementação de sistemas de isolamento sísmico para qualquer tipo de estrutura. A sua capacidade de dissipação de energia média torna-os particularmente adequados para o isolamento de pontes de médio porte e edifícios [20].

#### Sistema Pendular com Atrito (FPS)

Este tipo de aparelho é constituído por dois elementos de aço sobrepostos, onde um deles tem a característica de ter uma das superfícies côncava (Fig.4.13). Sobre esta, desliza o outro elemento que tem uma ponta de aço com a extremidade articulada e revestida por um material compósito de baixo atrito.

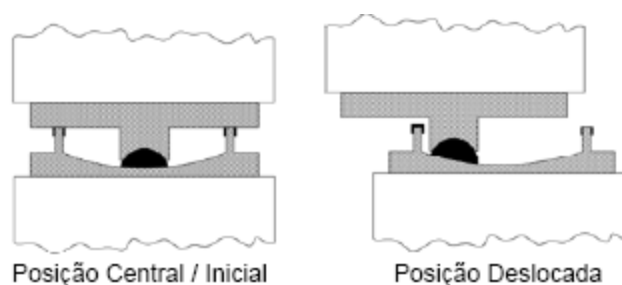


Fig.4.13 – Exemplo de um FPS

Este tipo de dispositivo dissipa energia por atrito durante o deslizamento, a recuperação da posição inicial da estrutura é conseguida através dum mecanismo de funcionamento inspirado no movimento do pêndulo, ilustrado na Fig.4.14. Os dispositivos diferem na forma e no material que constitui as superfícies colocadas em contacto.

O coeficiente de atrito entre a superfície esférica e a extremidade deslizante determina a dissipação, que resulta dos deslocamentos relativos entre a estrutura e o subsolo [25].

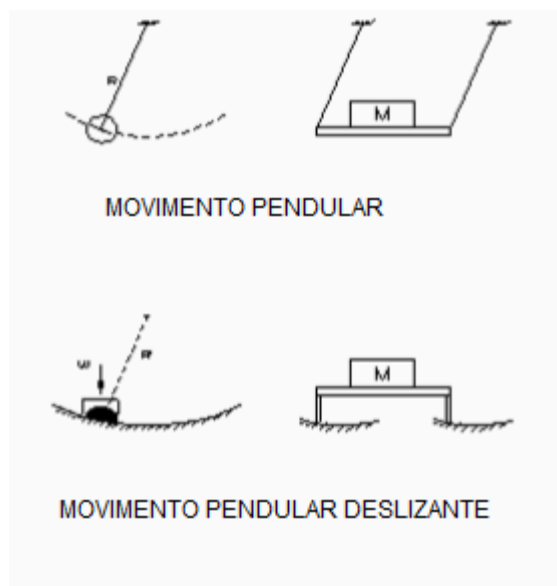


Fig.4.14 – Exemplo de efeito pêndulo

Dependendo das propriedades, os apoios pendulares com atrito podem obter valores de amortecimento da ordem dos 5 a 35%. Para alcançar maiores coeficientes de amortecimento, sem aumentar o coeficiente de atrito e sem pôr em causa a capacidade de isolamento, estes apoios podem ser combinados com dissipadores viscosos.

O comportamento característico dos apoios FPS (Fig.4.15) resulta num ciclo particular de histerese onde a “força de cedência” é dependente do coeficiente de atrito da superfície deslizante e da intensidade da carga vertical actuante nessa mesma superfície [25]

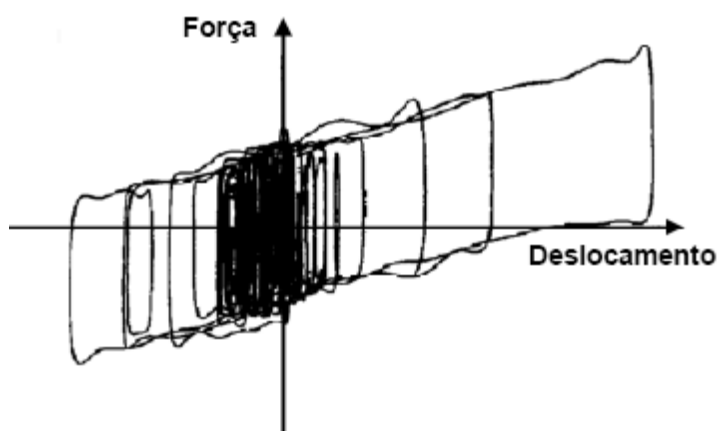


Fig.4.15 – Comportamento típico de um FPS

#### 4.2.2.3. “Roof isolation”

Entende-se por “Roof Isolation”, o isolamento sísmico da cobertura de edifícios que, geralmente, é aplicado através da utilização de aparelhos isoladores entre a cobertura e o pavimento do último piso, ou entre a cobertura e os pilares do último piso.

Na literatura e na prática quando é referido algum aspecto de isolamento sísmico é dirigido para o isolamento de base. Na última década a maioria de todos os projectos e construções em que este sistema foi aplicado foram colocados os aparelhos ao nível das fundações (excepto obviamente o isolamento das pontes) [26].

Geralmente, a opção de separar todo o edifício do movimento do solo é a melhor forma de explorar todo o potencial de isolamento sísmico.

Há, no entanto, uma série de requisitos de natureza económica e de execução, ou no melhoramento de estruturas existentes que obrigam a adoptar o isolamento sísmico não apenas na base dos edifícios, mas também em níveis mais elevados [26].

Esta temática pode encontrar vários significados ou aplicações, no entanto, todos estes têm a característica comum da introdução dos isoladores na cobertura, conforme mencionado anteriormente, mas com origem em diferentes filosofias.

Uma das filosofias de projecto é a consideração da colocação do isolamento na cobertura da mesma maneira que é realizado na base. A desunião provocada pelos isoladores move o período natural de oscilação da cobertura em zonas do espectro que reduzem a aceleração sísmica. Assim, reduz as forças horizontais transmitidas da superestrutura isolada para a inferior. Esta ideia de projecto pode ser encontrada na aplicação de casos em que a massa da cobertura é muito elevada [26].

Outra filosofia de projecto é considerar a massa que constitui a cobertura como uma massa oscilante “sintonizada” com o período do modo principal de oscilação da estrutura que a suporta, segundo o princípio de funcionamento dos amortecedores de vibração. Pode ser interessante para melhorar sísmicamente edifícios existentes sendo apenas necessário reconstruir a cobertura ou proceder à construção de um novo piso na parte superior do edifício existente [26].

É possível visualizar um exemplo de um sistema de “Roof Isolation” na Fig.4.16.

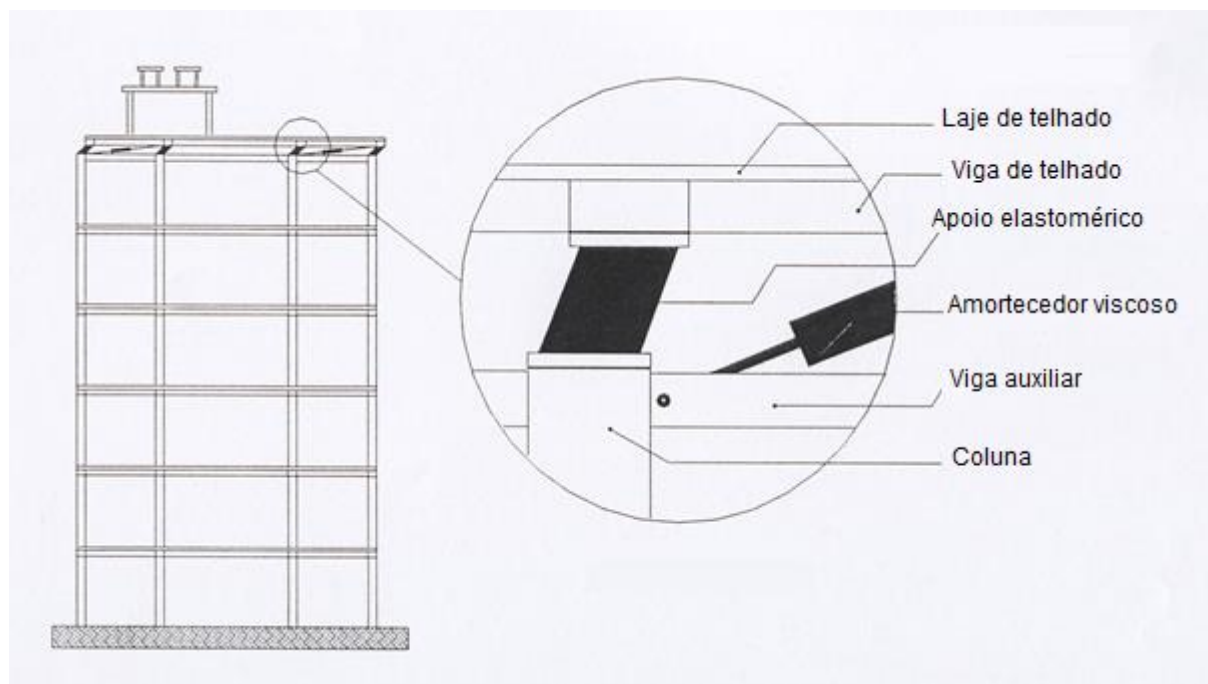


Fig.4.16 – Exemplo de um sistema de “Roof Isolation” [26]

#### 4.2.3. DISSIPACÃO DE ENERGIA

Segundo [23] o objectivo de adicionar dissipadores de energia (amortecedores) em construções novas e já existentes é dissipar o máximo possível da energia originada pelo sismo em elementos que não fazem parte do sistema estrutural de gravidade. A ideia principal para esta filosofia é limitar ou eliminar os danos ao sistema principal que resiste às cargas de gravidade.

Os dispositivos mais comuns nesta tipologia de protecção de edifícios são os dissipadores hysteréticos e os dissipadores dependentes da velocidade. Estes dois tipos de sistemas apresentam a vantagem de fácil aplicação no sistema estrutural e permite uma grande liberdade, por parte do projectista, na definição das suas características.

Os dissipadores de energia hysteréticos (dependentes do deslocamento) são caracterizados pelo uso de fricção e cedência do metal. Na Fig.4.17 apresenta-se o típico gráfico força vs deslocamento para este tipo de aparelhos [23].

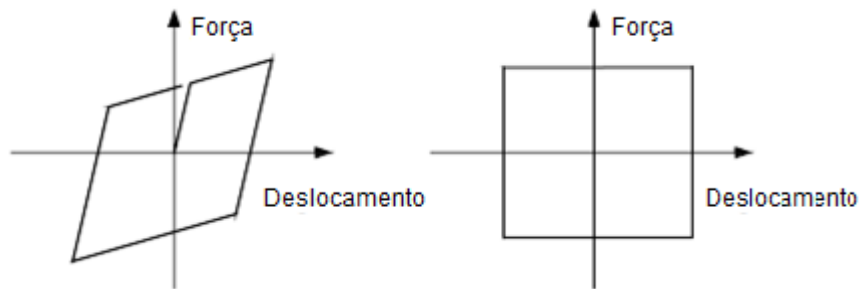


Fig.4.17 – Gráfico força vs deslocamento – dissipadores hysteréticos

Relativamente aos aparelhos dependentes da velocidade podem ser compostos por materiais sólidos viscoelásticos, podem funcionar através da deformação de fluidos viscoelásticos, ou através da transmissão forçada de um fluido por um orifício.

Na Fig.4.18 é possível ver o gráfico típico força vs deslocamento dos aparelhos dependentes da velocidade.

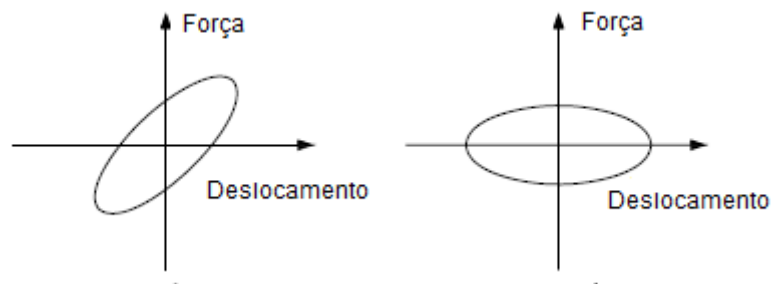


Fig.4.18 – Gráfico força vs deslocamento – dissipadores dependentes da velocidade

O amortecimento que um determinado dissipador introduz na estrutura é medido pela sua capacidade de dissipação de energia em cada ciclo. Essa dissipação pode ser por histerese (dissipadores hysteréticos) ou por comportamento viscoso (dissipadores viscosos) [25].

A energia dissipada em cada ciclo pode ser obtida através do cálculo da área interior do ciclo medida no gráfico que relaciona a força com o deslocamento, como apresentado na Fig.4.19.

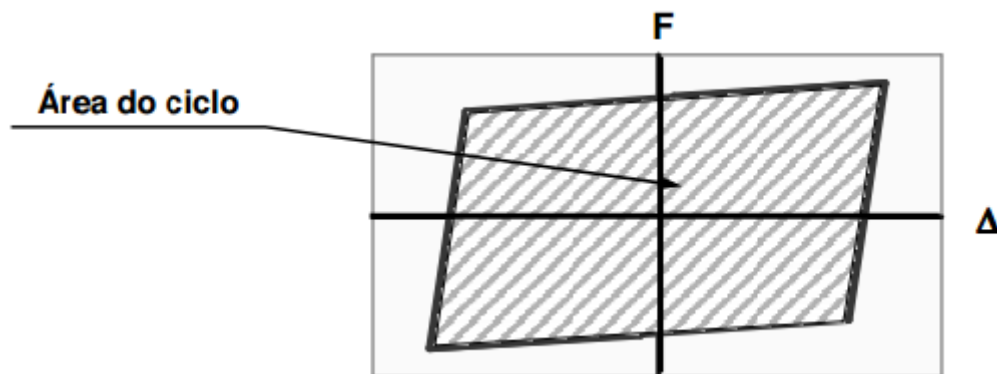


Fig.4.19 – Área de dissipação de energia

#### 4.2.3.1. Dissipadores hysteréticos

Os dissipadores hysteréticos são essencialmente compostos por elementos metálicos que apresentam formas variadas e cuja capacidade de plastificação determina as suas características. A forma dos elementos é projectada e executada com o propósito de garantir uma distribuição uniforme de tensões durante o regime plástico, proporcionando, ao mesmo tempo, uma capacidade de amortecimento máxima traduzida por uma “estabilidade” nos ciclos hysteréticos [21].

Nestes sistemas a força depende da deformação imposta ao dissipador e os parâmetros de controlo são a rigidez inicial  $K_1$ , a rigidez após-cedência  $K_2$  e o nível de cedência do material  $F_y$ , como é possível ver na fig.4.20 [25].

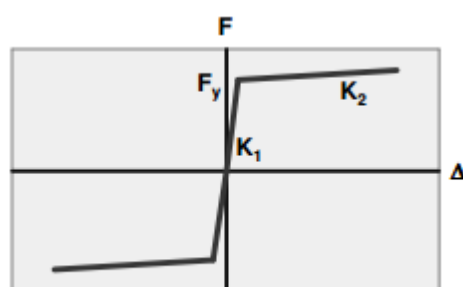


Fig.4.20 – Gráfico força vs deformação – dissipadores hysteréticos

Podem-se identificar alguns exemplos desta tipologia de aparelhos anti sísmicos, como representados na Fig.4.21.



Fig.4.21 – Exemplos de dissipadores hysteréticos metálicos [21]

#### 4.2.3.2. Dissipadores viscosos

Os dissipadores viscosos são compostos por um cilindro cheio de um líquido de alta viscosidade, e um pistão livre que se movimenta em ambos os sentidos, criando duas câmaras, tal como se esquematiza na Fig.4.22.

Um “circuito” hidráulico correctamente projectado controla a passagem do fluido de uma câmara para a outra, e consequentemente, a dissipação de energia originada pelo movimento relativo entre as duas extremidades do dissipador [21]

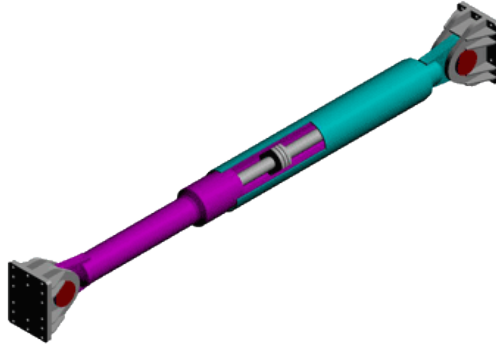


Fig.4.22 – Exemplo de um dissipador viscoso [21]

Estes sistemas de dissipação apresentam como principal característica responderem com uma força proporcional a uma potência da velocidade. Esta relação é expressa pela seguinte equação:

$$F = C * v^{\alpha} \quad (4.11)$$

com, F – força no elemento dissipador;

v – velocidade relativa entre as extremidades do dissipador;

C – constante característica do dissipador, função do seu diâmetro e da área de orifícios da passagem do líquido;

$\alpha$  – constante característica do dissipador, função da forma da cabeça do pistão e do fluído.

O aparelho transmite à estrutura uma força pouco significativa para situações em que a velocidade entre as extremidades do dissipador é pequena, como mencionado anteriormente nos STU, nos casos de variações térmicas, retracção e fluência. O seu funcionamento é idêntico aos STU: a diferença principal reside no circuito hidráulico no interior de cada aparelho, dando características de grande dissipação aos dissipadores viscosos e quase nula aos STU.

No entanto, em situações em que a velocidade é elevada (sismos) o líquido que se encontra no seu interior é forçado a entrar no outro cilindro e reage com a força para o qual é dimensionado.

# 5

## CASO DE ESTUDO

### 5.1. INTRODUÇÃO

No presente capítulo, será apresentado um exemplo prático de uma fábrica situada numa zona com baixo nível de sismicidade (zona 4 do novo mapa de risco sísmico em Itália). Com o acontecimento do sismo originado a 20 de Maio de 2012 na região de Emilia-Romagna, e consequentes réplicas, o facto de parte da fábrica não estar dimensionada de acordo com os novos regulamentos sísmicos tornou a análise do seu comportamento face aos sismos um aspecto de primordial importância. Posto este argumento, serão descritos os potenciais problemas observados no caso de estudo em análise [27], bem como as soluções de intervenção estudadas no trabalho realizado em [27].

Na parte final deste capítulo, serão apresentados os resultados da análise sísmica efectuada neste trabalho e possíveis soluções alternativas, utilizando alguns dos aparelhos anti-sísmicos mencionados no capítulo anterior.

### 5.2. APRESENTAÇÃO

As instalações industriais que servem de exemplo para o estudo desta temática, situam-se relativamente perto do centro da cidade de Pádua, no norte de Itália. Esta cidade pertence à região de Veneto (a amarelo na Fig.5.1) onde foram sentidos alguns dos abalos provocados pelos sismos de Maio de 2012 que ocorreram em Emilia-Romagna (a laranja na Fig.5.1). Veneto foi uma das regiões que só em 2003 teve todo o seu território inserido no mapa de risco sísmico. Maioritariamente com zonas classificadas nas categorias 3 e 4, sendo possível construir na zona 4 seguindo as normas anteriores devido ao processo de transição de regras de construção. Esta transição resultou, como apresentado no capítulo 2, num número elevado de obras dimensionadas e construídas sem os requisitos da normativa actual, tornando estas estruturas particularmente vulneráveis aos novos espectros de referência aplicados a cada zona. O mesmo acontece no presente caso de estudo.



Fig.5.1 – Mapa das regiões italianas<sup>5</sup>

A fábrica em estudo, localizada na região do Veneto, é constituída por duas estruturas, realizadas em épocas diferentes: uma mais antiga projectada e construída nos anos 90, e outra desenvolvida através de elementos pré-fabricados no ano de 2005, esta última dimensionada sem os requisitos necessários para a zona 4, tal como se identifica nas Fig.5.2 e Fig.5.3. De acordo com o novo mapa de risco sísmico, a probabilidade de acontecer um sismo na região do Veneto é muito baixa ( $PGA < 0.05g$ ) [2].

Algumas das características [27] mais notórias da estrutura global são:

- Planta irregular;
- Altura não constante em toda a sua área;
- Utilização de elementos pré-fabricados;
- Existência de painéis de fachada, verticais e horizontais, alguns suspensos;
- Existência de alvenarias de enchimento na estrutura mais antiga;
- Risco de ocorrência de choques entre a estrutura mais antiga e a mais recente, em caso de ocorrência de um sismo.

<sup>5</sup> [http://pt.wikipedia.org/wiki/Regi%C3%B5es\\_da\\_It%C3%A1lia](http://pt.wikipedia.org/wiki/Regi%C3%B5es_da_It%C3%A1lia)

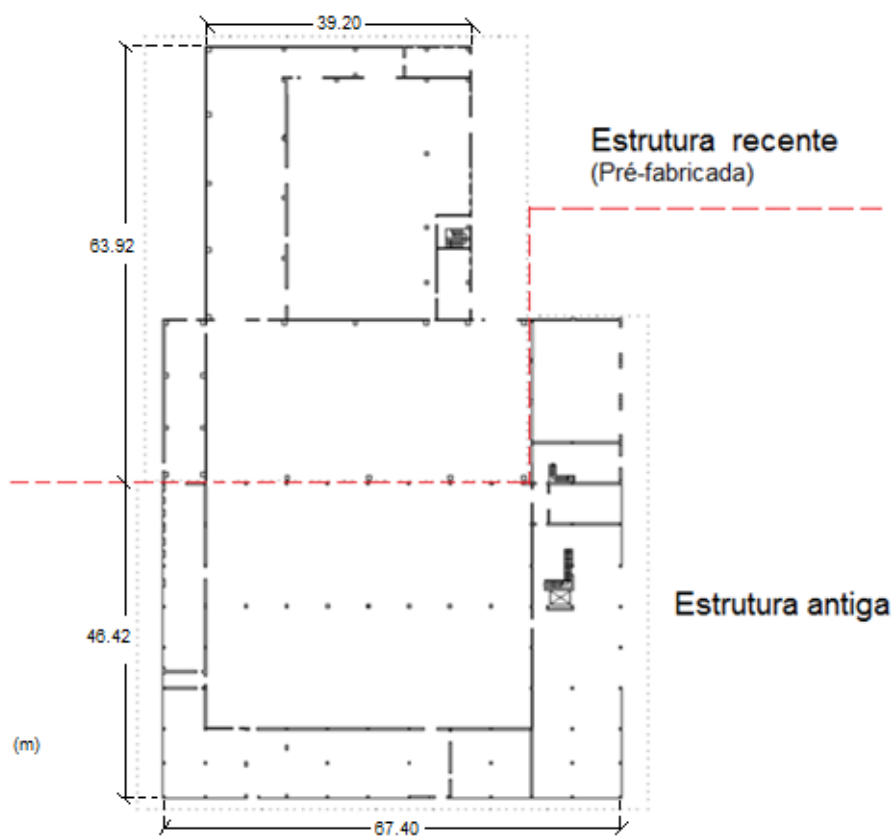


Fig.5.2- Planta das instalações industriais

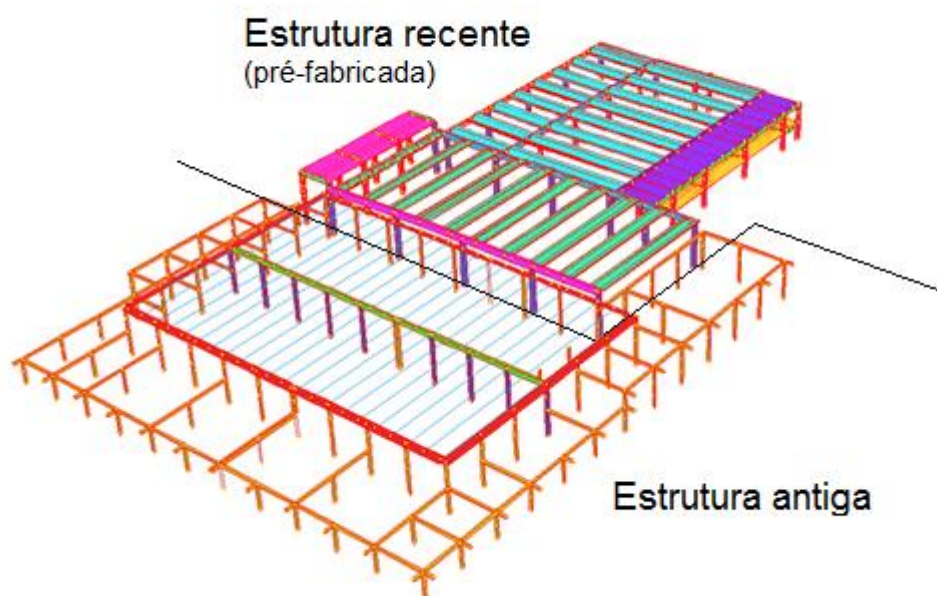


Fig. 5.3 – Modelo do caso de estudo

Em seguida são apresentadas as duas partes constituintes da estrutura global, ou seja a estrutura antiga e a estrutura mais recente constituída com elementos pré-fabricados.

### 5.2.1. ESTRUTURA ANTIGA

A estrutura antiga da fábrica, projectada e construída nos anos 90 e ilustrada na Fig.5.4, é constituída por um núcleo central com altura mais elevada que o resto da construção (cerca de 7.5 metros de altura). Este núcleo é definido por vigas em L no seu contorno que servem de apoio às vigas da cobertura pré-fabricadas e geometria em Y (a azul na Fig.5.4). No interior existe ainda uma viga rectangular que serve de apoio a estas vigas da cobertura.

Em função da análise efectuada neste trabalho, foi considerado o núcleo como uma espécie de “caixa” [27] onde as forças sísmicas são simplesmente redistribuídas para os elementos estruturais que o constituem; os pilares têm a particularidade de serem muito esbeltos, estando menos expostos à acção resultante da actividade sísmica do solo.

Existem ainda alvenarias de enchimento no interior e em todo o perímetro da fábrica.

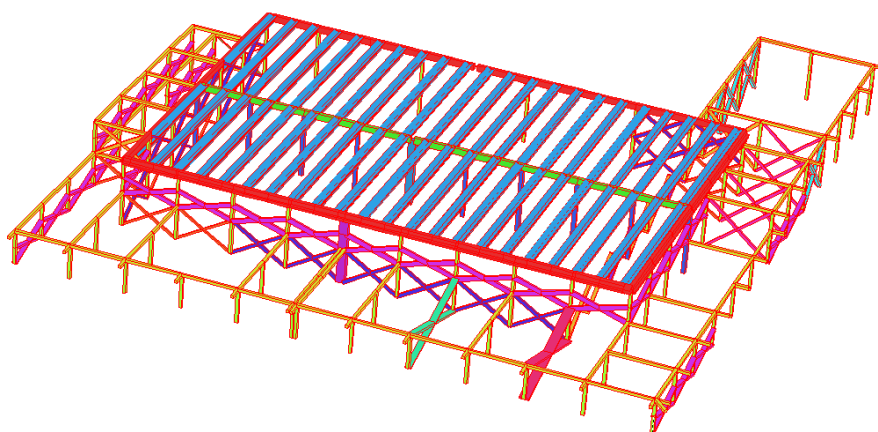


Fig.5.4 – Estrutura antiga

### 5.2.2. ESTRUTURA PRÉ-FABRICADA

A estrutura pré-fabricada foi projectada em 2005 com o objectivo de aumentar as dimensões da fábrica. Uma das características mais importantes desta nova estrutura é a diversidade de elementos pré-fabricados utilizados. Nomeadamente [27]:

- duas tipologias de coberturas com vigas em L ou em T, e um terceiro tipo de cobertura com a utilização de elementos casca, constituída também por claraboias pousadas em vigas rectangulares com pequenas aberturas de forma circular de modo a receber os elementos provenientes da estrutura;
- painéis de enchimento de betão leve, verticais e horizontais, ligados com encaixes de aço subdimensionados;
- três tipologias de pilares pré-fabricados colocados em fundações também pré-fabricadas, com as dimensões 50x50m<sup>2</sup>, 50x60m<sup>2</sup> e 60x60m<sup>2</sup>.

Note-se que não existe qualquer tipo de ligação mecânica entre os elementos estruturais vigas e pilares, e entre as vigas e elementos de cobertura/pavimentação.

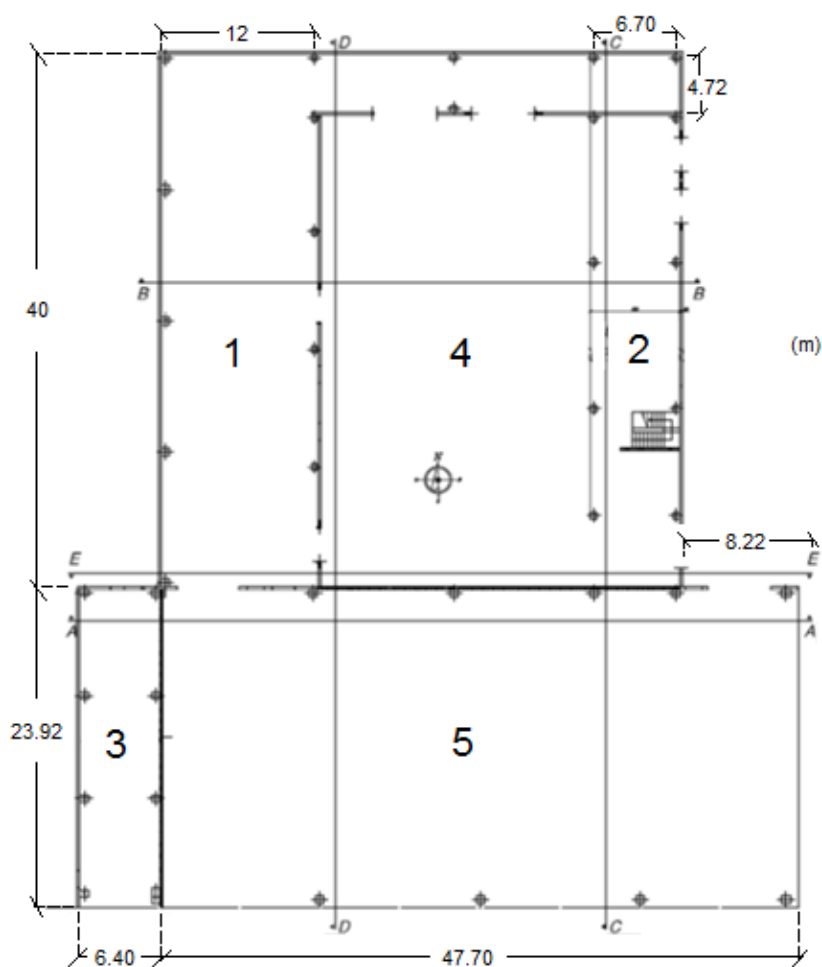


Fig.5.5 – Planta da estrutura pré-fabricada

Na Fig.5.5 encontram-se identificados as várias zonas da estrutura composta por elementos pré-fabricados, destinadas a diferentes usos:

- Zona 1: local destinado à circulação de veículos ligeiros/pesados. Neste local não se realizam quaisquer actividades laborais da fábrica com a excepção de cargas e descargas de mercadoria. É uma zona ampla e de fácil acesso onde intervenções de melhoramento não irão interferir com o funcionamento da fábrica. A sua cobertura é realizada com elementos casca.
- Zona 2: espaço composto por dois pisos de elementos contínuos de pavimento/cobertura em T. É uma zona com altura superior às zonas 4 e 1 e é destinada para o uso de armazém e escritórios.
- Zona 3: local mais elevado da fábrica com cerca de 7,60 metros, constituída por dois pisos e é destinado a uso de armazém e serviços pessoais.
- Zona 4: zona com a mesma altura da zona 1. É um dos locais onde decorrem actividades laborais da fábrica que não devem ser perturbadas. A sua cobertura é realizada com elementos de casca.
- Zona 5: zona com cerca de 7.40 metros de altura, ou seja mais elevada que as zonas 1, 2 e 4 mas inferior à zona 3. É o local onde decorrem as principais actividades que não devem ser perturbadas.

Nas seguintes figuras poderemos encontrar o corte de varias secções da fábrica e identificar as várias tipologias encontradas no capítulo 3, evidenciando as coberturas planas com elementos casca (Fig.5.6 e Fig.5.9) e em T (Fig.5.7 e Fig.5.8). Como anteriormente discutido, existem algumas precauções a realizar neste tipo de estruturas que serão apresentadas mais à frente, nomeadamente em relação às ligações dos vários elementos estruturais.

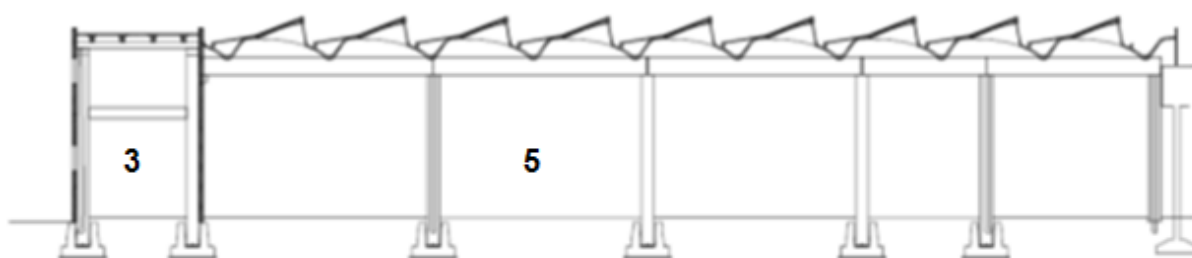


Fig. 5.6 – Secção A-A'

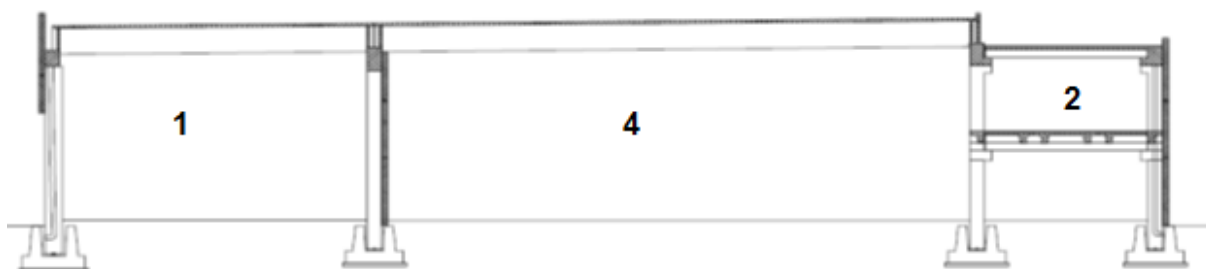


Fig. 5.7 – Secção B-B'

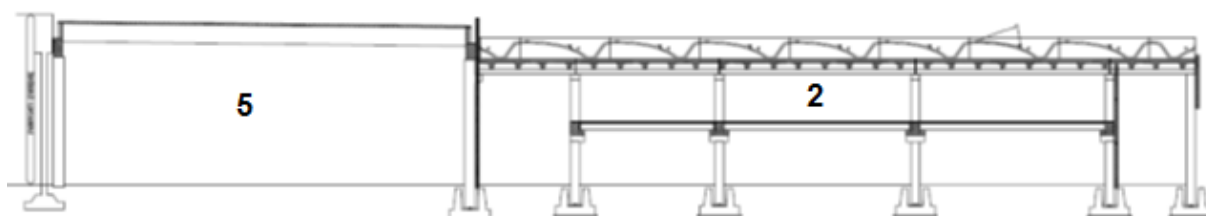


Fig.5.8 – Secção C-C'

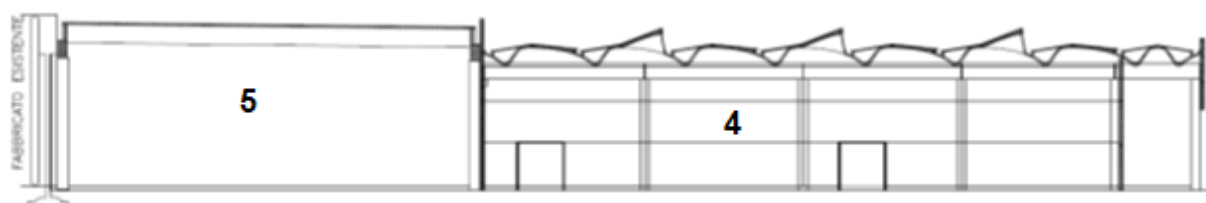


Fig. 5.9 – Secção D-D'

Tal como todas as outras estruturas pré-fabricadas realizadas antes da entrada em vigor da Norma Técnica de 2008 [8], estas também foram criadas apenas com ligações de atrito. Todos os elementos estruturais foram dimensionados apenas considerando as cargas verticais e as sobrecargas relativas ao vento. Logo, os pilares estão subdimensionados tendo em conta a acção sísmica prevista nas novas normas, fazendo com que estes elementos se tornem os pontos fracos. [27].

### 5.3. CÁLCULO DO ESPECTRO DE REFERÊNCIA

A análise e dimensionamento de um sistema estrutural implicam a determinação das deformações e forças induzidas, quer por acções directas, quer induzidas pelos movimentos do terreno. Em particular, uma análise estrutural é constituída pelas seguintes fases [17]:

- criação de um modelo numérico da estrutura representativo da estrutura real;
- caracterização das acções: cargas permanentes e sobrecargas, incluindo acção sísmica;
- aplicação de um algoritmo de resolução na determinação dos efeitos das acções no modelo numérico da estrutura;

Relativamente à acção sísmica, esta pode ser definida através de um acelerograma ou de um espectro de resposta que irá depender das características da zona onde se insere a construção; no caso particular da estrutura em estudo, a acção sísmica irá depender da sua localização no novo mapa de classificação sísmica Italiana que se encontra definido nas Normas Técnicas de Construção Italianas 2008 (NTC08). Utilizando os valores e procedimentos definidos em [27], a primeira etapa do cálculo consiste na definição da vida nominal da estrutura ( $V_n$ ) e que depende das suas características (artigo 2.4.1- NTC 2008 [8]):

$$V_n \geq 50 \text{ Anos}$$

A estrutura está dentro da segunda classe de uso: *”edifícios cuja utilização proporciona nível normal de população, sem conteúdos prejudiciais para o meio ambiente e sem funções públicas e sociais”*. Assim, retira-se o valor de coeficiente de uso ( $C_u$ ) (tabela 2.4.2 do NTC08), e calcula-se o valor da vida de referência ( $V_r$ ) da estrutura [8]:

$$V_r = V_n * C_u \quad (5.1)$$

Dado que  $C_u$  para a classe 2 tem o valor de 1,  $V_r$  terá o valor de 50 anos.

A análise sísmica da estrutura é realizada com referência ao estado limite de preservação da vida (SLV – Stato Limite di Vita). Para este estado limite, o ponto 3.2.1 do NTC08 associa uma probabilidade de excedência ( $P_{V_r}$ ) de 10%. Este valor é utilizado para calcular o período de retorno da acção sísmica, de acordo com a fórmula apresentada no Anexo A do NTC 08:

$$T_R = \frac{V_r}{\ln(q - P_{V_r})} \quad (5.2)$$

Utilizando esta fórmula, o estado limite de preservação da vida corresponde a um período de retorno ( $T_R$ ) de 475 anos [8].

Sabendo a localização da estrutura, é então possível retirar os parâmetros que fornecem o espectro de resposta:

Quadro.5.1 – Parâmetros de definição do espectro de referência da zona de Pádua

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	30	0,031	2,520	0,211
SLD	50	0,037	2,553	0,251
SLV	475	0,085	2,620	0,333
SLC	975	0,111	2,579	0,350

Assim, tem-se [27]:

$$SLV: T_R= 475 \text{ anos}; \quad a_g= 0,085 \text{ g}; \quad F_0= 2,620; \quad T_C^*= 0,333 \text{ seg.}$$

Para além disso, o tipo de solo onde se encontra a estrutura em análise é do tipo D e, por ultimo, o factor de comportamento,  $q$ , pode ser calculado pela expressão 7.3.1 - NTC. Este factor depende de diferentes factores como a ductilidade local e a capacidade de dissipação de energia das componentes estruturais, as irregularidades em planta e em altura, entre outros. No caso de edifícios existentes, a determinação do factor de comportamento torna-se um pouco complexo. Assim, foi usado o menor valor possível de 1.5 com o objectivo de se efectuar uma análise conservativa.

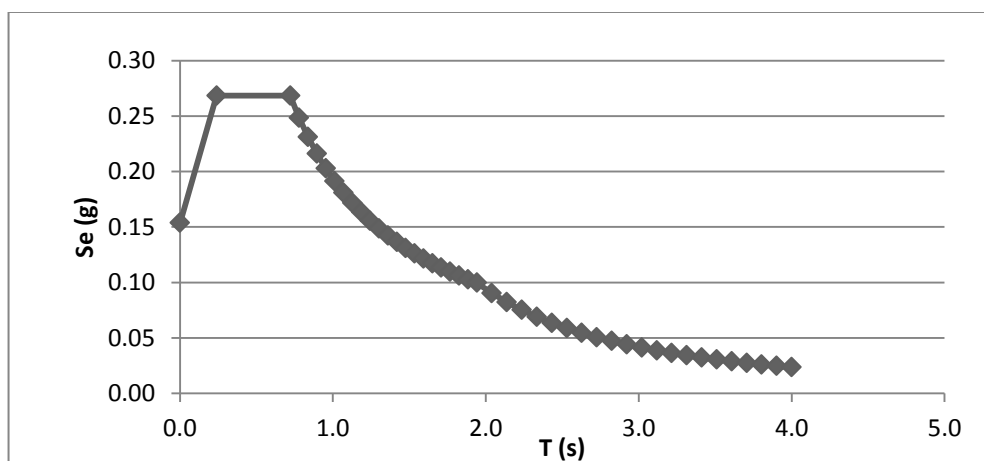


Fig.5.10 – Espectro de resposta elástico para acções horizontais

#### 5.4. MODELAÇÃO DA ESTRUTURA

Toda a construção do modelo de cálculo da estrutura a analisar foi desenvolvida no programa baseado no método de elementos finitos, Straus7 [28], muito utilizado em Itália na análise do comportamento de estruturas, e teve como suporte os modelos desenvolvidos em [27] sobre a mesma estrutura.

Tendo em conta o indicado em 7.2.6 – NTC 08 [8], o modelo da estrutura deve ser tridimensional e representar adequadamente a distribuição espacial da massa, rigidez e resistência.

Cada elemento estrutural, como colunas, vigas e elementos da cobertura, foi simulado como objectos unidimensionais (elementos de viga), posicionados no seu eixo de gravidade. Em cada um deles foram introduzidas as características do material e da secção; também foi reduzido para metade o valor do módulo de elasticidade, com o objectivo de criar uma situação mais próxima da real simulando a existência de fendilhação nos elementos de betão, tal como é referido no mesmo artigo do NTC 08 [8].

Em alguns elementos a secção transversal é irregular. Assim, foram desenvolvidos, também no programa Straus7, modelos das respectivas secções: elementos casca, vigas em Y (na estrutura mais antiga) e em  $\pi$  (Fig.5.11 e Fig.5.12).

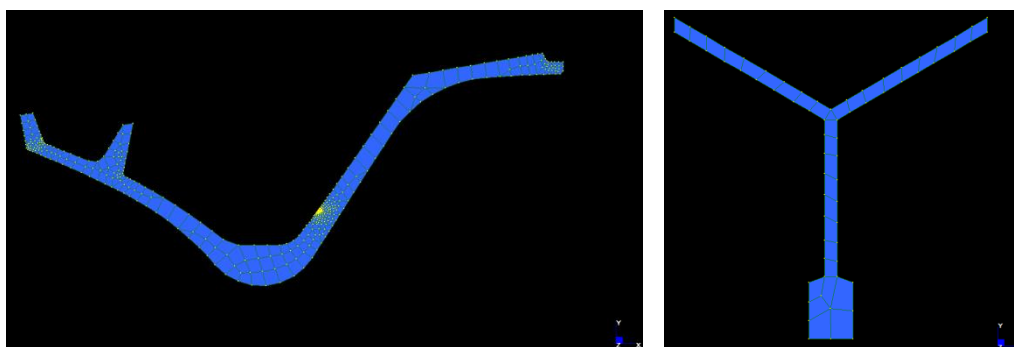


Fig. 5.11 – Modelo de a) elemento de casca e b) viga em Y

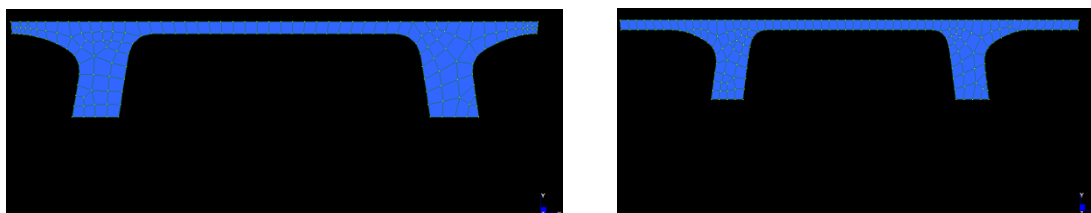


Fig.5.12 – Modelos de cobertura em  $\pi$

As ligações entre as vigas e os pilares e entre as vigas e a cobertura foram consideradas como rotuladas e na base dos pilares foram definidos encastramentos puros (translações e rotações fixas em qualquer direcção) [27].

São consideradas todas as cargas permanentes e pesos próprios. Para simplificar o processo de modelação, os painéis que constituem a cobertura foram definidos com uma massa de 326 kg/m<sup>2</sup> para

efeitos sísmicos, não tendo sido considerada a sua participação estrutural. A massa dos elementos de compartimentação interna foi dividida e distribuída pelos cantos superiores que lhe correspondem [27].

Os elementos das claraboias foram considerados como massa distribuída aplicada sobre os elementos de cobertura. Na figura 5.13 identificam-se a azul claro os elementos de casca. Estes elementos encontram-se apoiados nas vigas assinaladas com as letras A e B, no caso da zona 5, e no caso das zonas 1 e 4 nas vigas C, D e E.

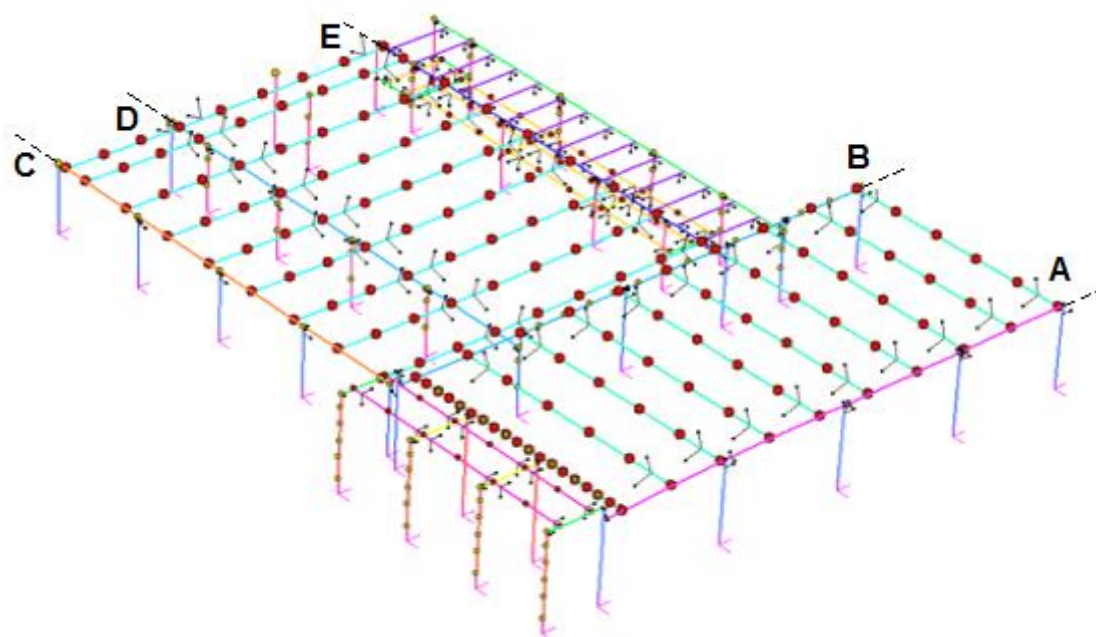


Fig.5.13 – Modelo da estrutura pré-fabricada com as respectivas cargas [27]

Relativamente à estrutura antiga, e tendo por base o que é dito em [27], as ligações entre as vigas e os pilares foram modelados como sendo rígidos; apenas a ligação dos apoios das vigas em Y foram definidas como articuladas. A estrutura dos pisos das zonas de menor altura foi modelada com elementos rígidos com a respectiva massa aplicada no centro da malha, de modo a simular um comportamento de um plano rígido, como é possível observar a amarelo na fig.5.15.

As alvenarias de enchimento, apesar de não terem uma função estrutural declarada, desempenham um papel decisivo na rigidez do edifício. Assim, estes elementos foram simulados por uma biela, usando uma abordagem [Dolsek, Fajfar, 2008] em que se propõe a seguinte relação para a sua rigidez elástica [27]:

$$K_{eq} = \frac{F_h}{\delta_h} = 0,5 \cdot \lambda_0 \frac{G_m L_w t_w}{H_w} \quad (5.3)$$

Onde:

- $K_{eq}$  é a rigidez da biela definida como a relação entre a força horizontal  $F_h$  e o deslocamento horizontal  $\delta_h$ ;
- $L_w$  é o comprimento da alvenaria;
- $H_w$  é a altura da alvenaria;
- $t_w$  é a espessura da alvenaria;
- $G_m$  é o módulo de elasticidade ao corte da alvenaria, assumido com o valor de 9 GPa;
- 0.5 é um valor que considera a presença de duas bielas, uma comprimida e outra tracionada;
- $\lambda_0$  é um parâmetro que tem em conta a redução de rigidez devido à existência de aberturas.

$$\lambda_0 = 1 - \frac{1,5 \cdot L_0}{L_w} \geq 0,10 \quad (5.4)$$

em que  $L_0$  representa o comprimento total das aberturas (portas ou janelas) de um painel em planta.

Na realidade o valor mínimo admissível para o valor de  $\lambda_0$  é zero, mas como é indicado em [27], o valor de 0.10 fornece uma melhor estimativa da rigidez dos painéis com muitas aberturas.

O valor da rigidez assim obtida é transformado no equivalente à rigidez axial da biela,  $(EA)_{eq}$ , e onde  $L_{bd}$  é o valor do seu comprimento:

$$(EA)_{eq} = \frac{K_{eq} L_{bd}^3}{L_w^2} \quad (5.5)$$

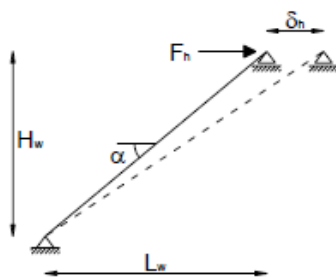


Fig. 5.14 – Modelo de uma biela representando as alvenarias [27]

Assim, assumindo que a biela é rectangular com uma espessura  $t_{eq}$  igual à da parede, e assumindo um módulo de elasticidade fictício,  $E_{eq}$ , de 200 GPa, é possível determinar a outra dimensão da secção transversal:

$$a_{eq} = \frac{(EA)_{eq}}{t_{eq} E_{eq}} \quad (5.6)$$

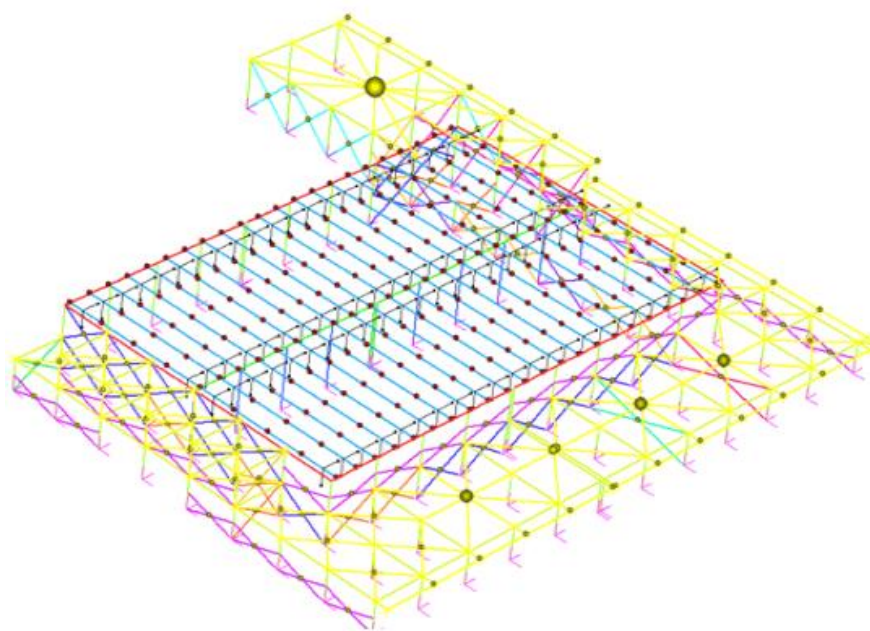


Fig.5.15 – Modelo da estrutura antiga [27]

## 5.5. PROBLEMAS ENCONTRADOS

Segundo o capítulo 8 do NTC 08, em particular no seu ponto 8.4, e já mencionado no capítulo 3 do presente trabalho, existem duas fases de intervenção para o melhoramento sísmico de uma estrutura [8]:

- reparações ou intervenções ao nível local, envolvendo elementos isolados e, deste modo, promovendo a melhoria das condições de segurança existente (Fase 1);
- melhoramento global com o objectivo de aumentar a segurança da estrutura (Fase 2).

Nos pontos seguintes são descritos os problemas encontrados por [27] na zona de construção mais recente do caso de estudo, ou seja a construída com elementos pré-fabricados, relativamente às ligações entre elementos estruturais. São também apresentadas algumas soluções de melhoramento sísmico propostas por diferentes autores para cada tipo de problema encontrado.

### 5.5.1. PROBLEMAS E MELHORAMENTOS A NÍVEL LOCAL

Tendo em conta o relatado no capítulo 3, serão descritas as principais falhas e possíveis soluções de melhoramentos e (ou) reforços ao nível local.

Tal como acontece com qualquer instalação industrial, qualquer intervenção deve garantir que, dentro do possível, a actividade e a produção industrial não sejam interrompidas. Assim, também neste caso de estudo, procura-se estabelecer algumas soluções com base neste aspecto [27].

A primeira etapa da intervenção é a substituição de painéis suspensos de fachada da cobertura da zona mais a norte do edifício, por painéis de parede pré-fabricados, em fibra mineral com ligações de aço (Fig.5.16). Com esta mudança consegue-se uma diminuição da massa, de cerca de 350 Kg/m<sup>2</sup> para 15 a 30Kg/m<sup>2</sup> (dependendo da espessura e da força de corte que será aplicada e que certamente será inferior à força de corte que é aplicada às ligações dos painéis de cobertura em betão) [27].

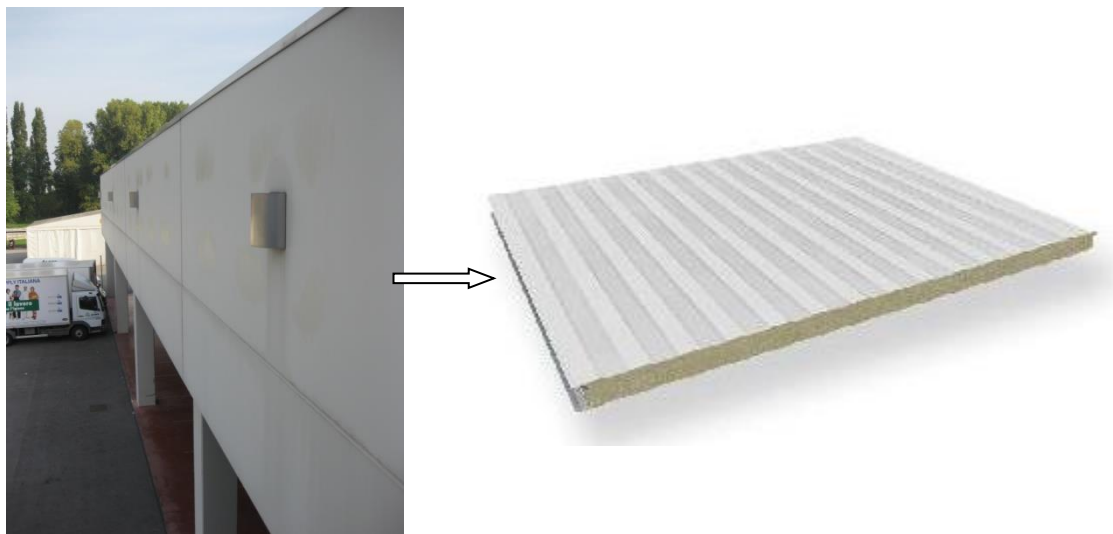


Fig. 5.16 – Substituição dos painéis

A segunda etapa fundamental para o melhoramento sísmico da estrutura mais recente, consiste na realização de todas as ligações mecânicas necessárias não presentes entre os vários elementos estruturais pré-fabricados, colmatando eventuais carências observadas. Tal como foi discutido no capítulo 3 relativamente aos vários problemas encontrados em estruturas com elementos pré-fabricados, as ligações mais importantes a ter em conta são aquelas entre pilares e vigas e entre elementos de cobertura e vigas.

As ligações a serem desenvolvidas terão que ser devidamente dimensionadas de modo a garantir as condições assumidas no cálculo na fase do projecto de intervenção. Em termos práticos e económicos, é mais oportuno a realização de todas as ligações com o mesmo tipo de material e o mesmo processo constructivo de forma a utilizar os mesmos métodos e equipamentos auxiliares. Para satisfazer as exigências de montagem, as ligações deverão garantir um nível de simplicidade e de rapidez de execução elevados, bem como permitir a tolerância necessária sem, evidentemente, afectar a integridade da construção [27].

É possível fazer uma classificação destas ligações com base em diversos critérios que, segundo [10], são: o processo de execução, o material, a acção estática transmitida, os órgãos da ligação e elementos estruturais a ligar. Este último é o critério mais simples e oportuno para identificar esta classificação.

Face ao acima exposto, é possível dividir as ligações nos seguintes tipos (Fig.5.17) [10]:

- Ligação entre elementos de pavimento/cobertura;
- Ligação entre pavimento/cobertura e vigas;
- Ligação entre vigas e pilares;
- Ligação entre os painéis e estrutura;
- Ligação entre os pilares e fundação.

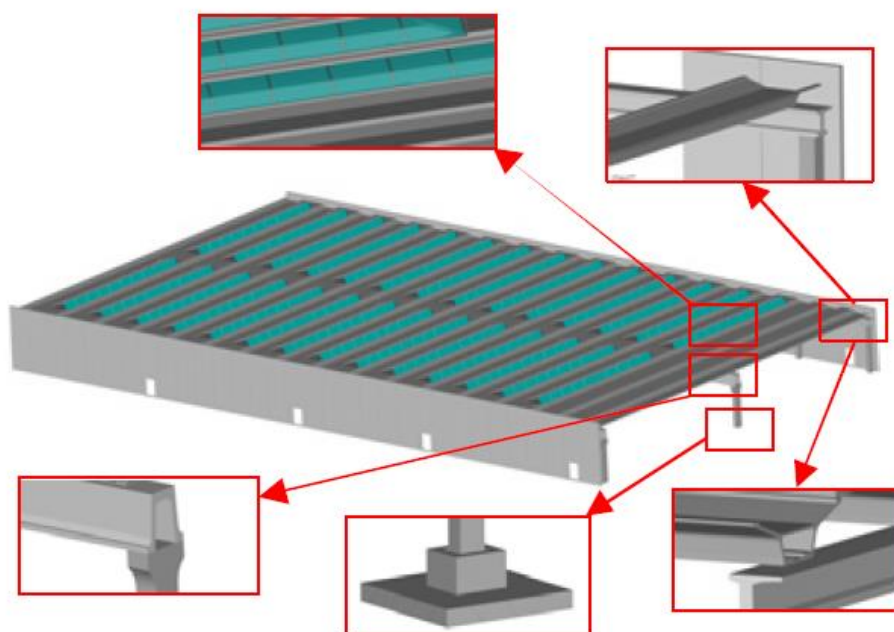


Fig.5.17 – Tipos de ligações [16]

Em seguida são apresentadas diversas soluções para as diferentes.

#### 5.5.1.1. Ligação entre os elementos de cobertura/pavimento

Esta primeira ligação refere-se aquela entre os vários elementos de pavimento/cobertura. Se bem ligadas entre si criam um efeito fundamental de diafragma que distribui de maneira equilibrada a forças de inércia pelos diferentes elementos estruturais verticais resistentes, assegurando uma resposta global sísmica uniforme e consistente, [10] e [1].

Nenhum problema foi encontrado na verificação da resistência nos elementos de cobertura sobre os elementos pré-fabricados, que são constituídos com ligações correctamente efectuadas entre eles e os elementos de fachada laterais da cobertura como se pode visualizar na Fig.5.18. Em particular, a área de cobertura do edifício de armazém/serviços pessoais (Fig.5.18) é realizado através de lajes pré-esforçadas do tipo TT, complementada com uma camada de 8 cm de betão que é devidamente armada com uma malha. Os painéis foram colocados in situ associados por uma condição de apoio simples e revestidos com um cobertura impermeável após a introdução da camada isolante [10], [1]. Na figura é possível ver o esquema:

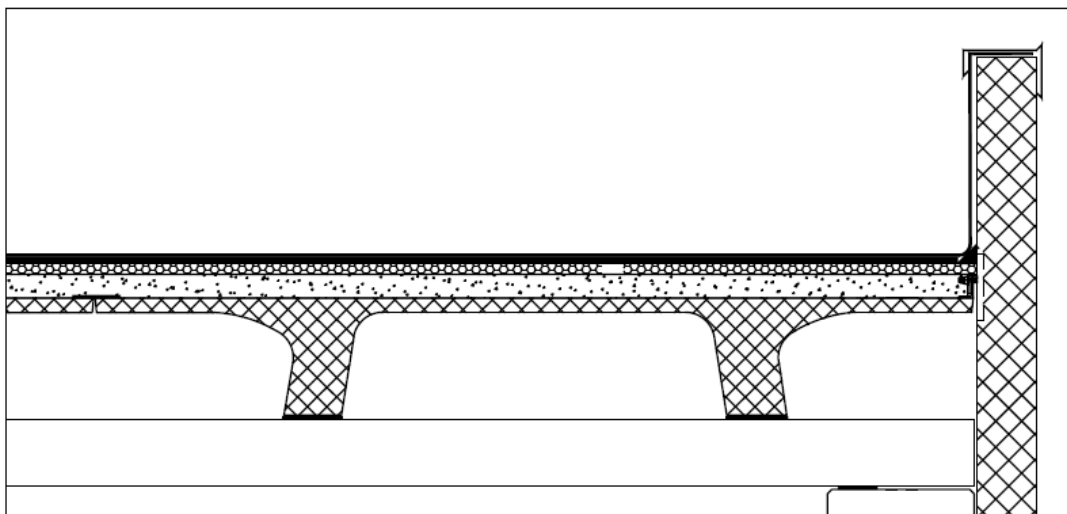


Fig.5.18 – Detalhe de elemento de cobertura/pavimento – Armazém/Serviço pessoal

Relativamente à cobertura da parte do armazém/escritórios (Fig.5.19) foi realizado através de uma solução diferente mas também sendo realizados através de ligações de apoio simples e com revestimento impermeável e camada isolante. Neste caso em concreto, existem duas lajes contínuas do tipo TT que não se apresentam os devidos acabamentos, sendo necessário realizar as ligações entre elas nas suas extremidades. Tendo em conta a secção transversal, através do arquivo de ligações Reluis é possível identificar esta ligação como sendo de Ordem 1 – Tipo 3 [10],[16] representado na Fig.5.20.

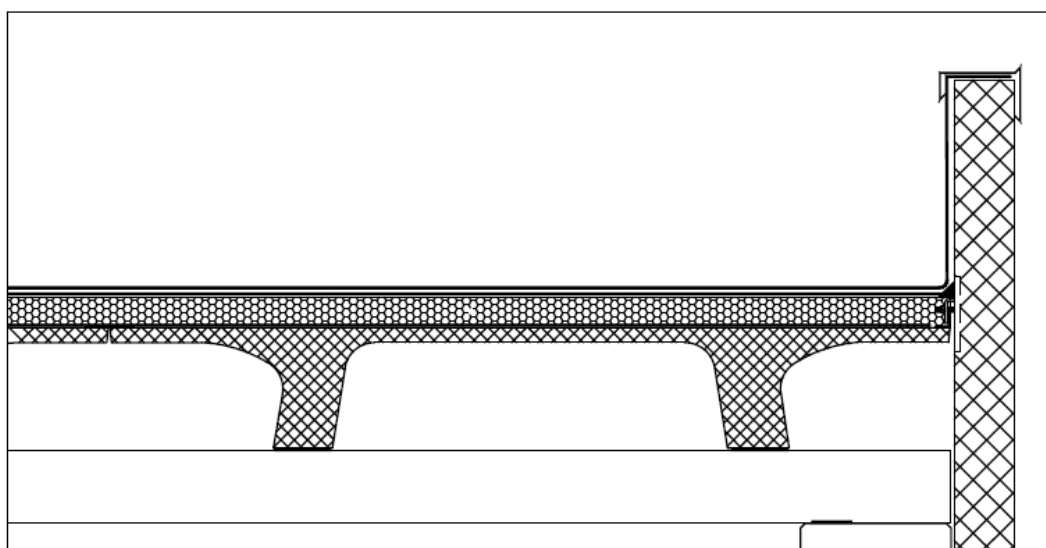


Fig.5.19 – Detalhe de elemento de cobertura/pavimento – Armazém/escritórios

A análise das forças transmitidas a partir das ligações de uma certa solução pode ser feita em modelos simplificados parciais. Estes representam o equilíbrio de um único elemento de cobertura sujeita à resultante das forças do diafragma e das acções transmitidas através das ligações pontuais aos elementos adjacentes e às vigas que o suportam [10], [16].

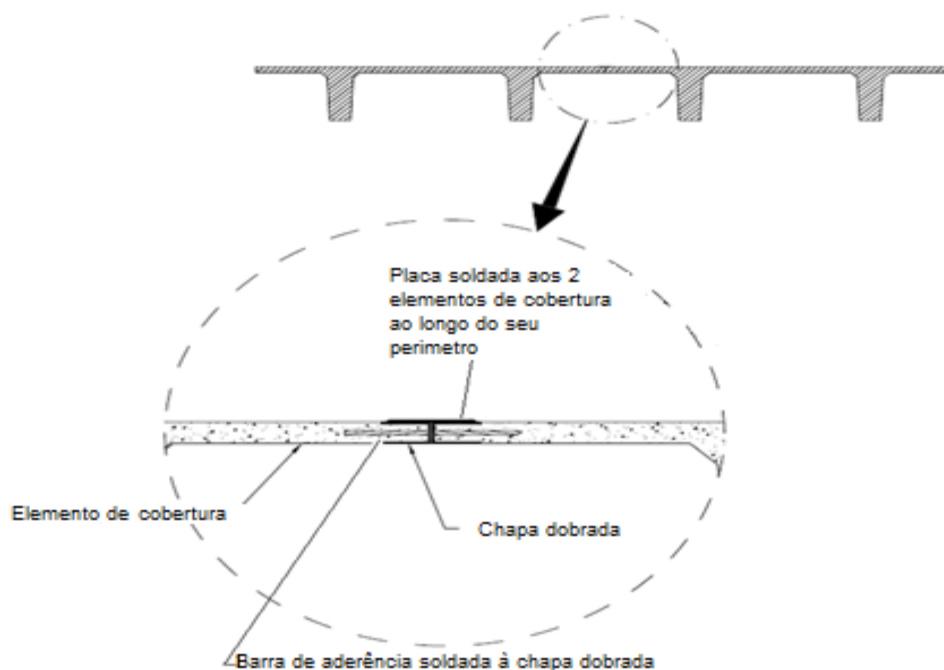


Fig.5.20 – Intervenção para a ligação entre elementos de cobertura/pavimento – Ordem 1 –Tipo 3 [16]

#### 5.5.1.2. Ligação entre os elementos de cobertura/pavimento e as vigas

Este tipo de ligação refere-se à união entre os elementos de cobertura/pavimento e as vigas, garantindo a contenção necessária da cobertura/pavimento perante uma solicitação sísmica. Geralmente, este tipo de ligação é realizado através de dispositivos metálicos ancorados de diversas maneiras nas zonas de contacto entre os dois tipos de elementos [10].

A ligação horizontal dos elementos de cobertura/pavimento é normalmente realizada através de parafusos que bloqueiam a base amarrando-a ao elemento estrutural viga. Esta ligação é desenvolvida para todas as bases em contacto com a viga e assegura o seu funcionamento monolítico, de modo similar a uma estrutura betonada *in situ*. Esta ligação assume diversas formas geométricas e de construção, pois depende do tipo de viga e do elemento secundário a ser ligado [10].

Para coberturas do tipo  $\pi$ , uma das ligações mais usual é introdução de um “forro” metálico constituído por um perfil de aço ligado à base da placa com dois parafusos à viga. Na Fig.5.21 é possível observar a ligação Ordem 2 - Tipo 1 [16].

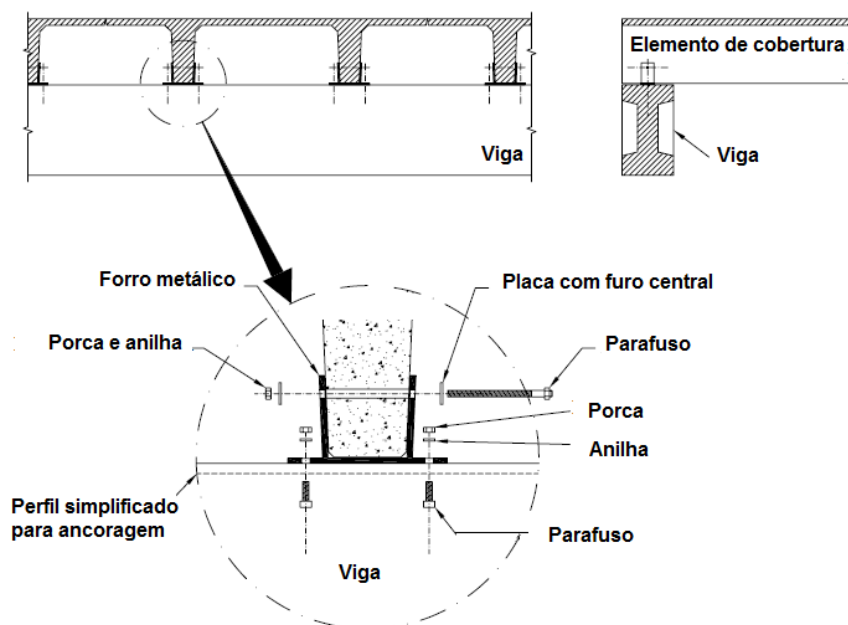


Fig.5.21 – Intervenção para a ligação entre elemento de cobertura/pavimento e vigas - Ordem 2 – Tipo 1 [16]

Muito semelhante à solução anterior é a ligação realizada com perfis metálicos em L; as cantoneiras são ligadas através de parafusos ao elemento de cobertura/pavimento providos de grampos e colocados na fase de fundição na viga. Os elementos de cobertura/pavimento é ainda apoiado sobre neoprene que torna possível a sua rotação, criando assim uma ligação articulada sobre a viga [16]. Na Fig.5.22 é possível ver um esquema deste exemplo:

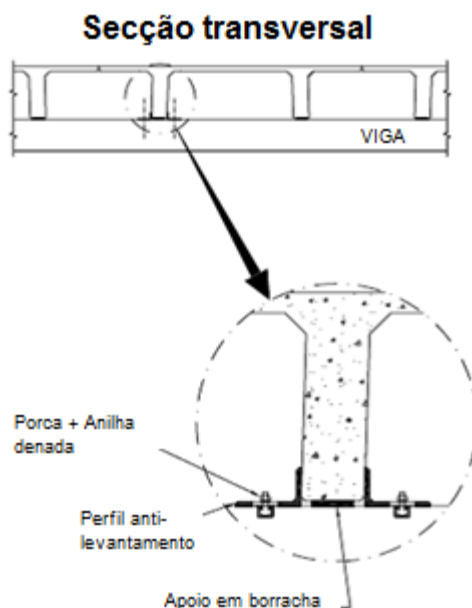


Fig.5.22 – Intervenção para a ligação entre elemento de cobertura/pavimento e vigas – Ordem 2 – Tipo 6 [16]

No presente caso de estudo não é possível a utilização deste tipo de ligações devido à ligeira inclinação da base dos elementos de cobertura/pavimento. Por este motivo, as ligações serão realizadas através de elementos metálicos aparafusados às respectivas bases do elemento de cobertura/pavimento e por sua vez soldados a uma placa ancorada na viga (Fig.5.23) [27].

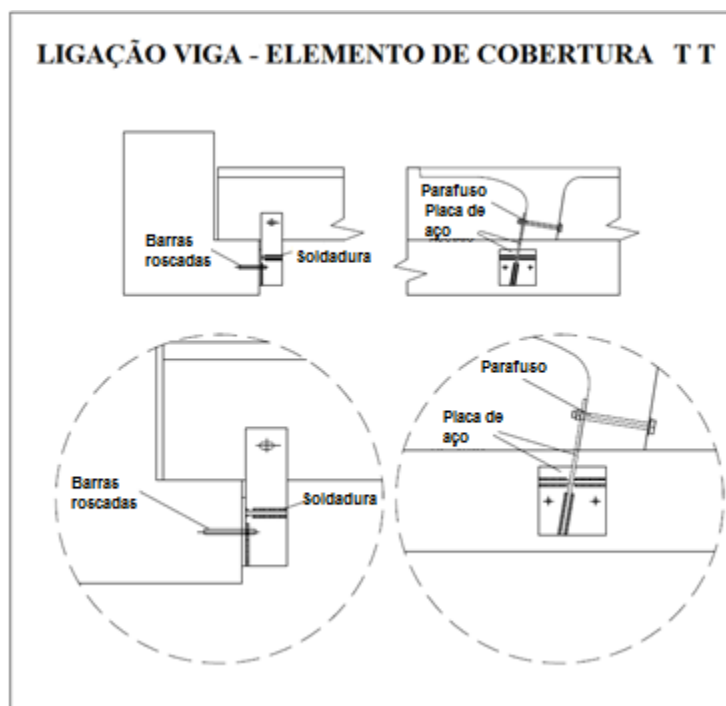


Fig.5.23 – Detalhe da intervenção da ligação entre elemento de cobertura TT e viga no presente caso de estudo

Relativamente à ligação entre os elementos de casca da cobertura e as vigas, esta é assegurada através da introdução de quatro barras roscadas no extradorso da viga. Para qualquer elemento que tenha duas ligações para cada uma das extremidades, terá um total de quatro pontos de ligação. Esta ligação está representada na Fig.5.24.

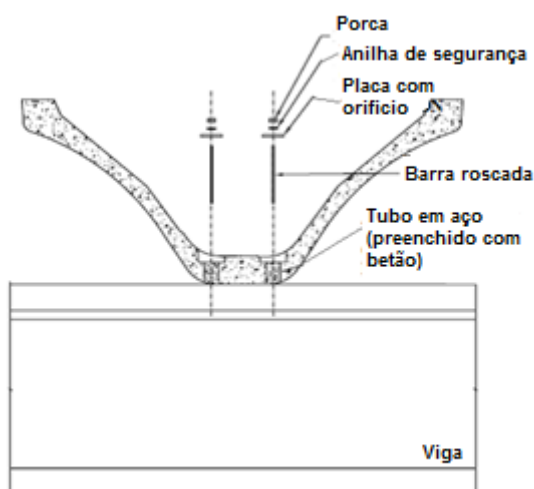


Fig.5.24 – Intervenção para a ligação entre elementos de casca e viga – Ordem 2 – Tipo 14 [16]

### 5.5.1.3. Ligação entre vigas e pilares

Este tipo de ligação é considerado dos mais importantes devido à união de dois elementos estruturais primários, fundamentais para o bom funcionamento do edifício perante as acções sísmicas.

Segundo [10], a realidade construtiva italiana apresenta, actualmente, diversas tipologias. No entanto, geralmente estas ligações são realizadas através de um apoio em borracha e por um parafuso de conexão em aço como se pode ver na Fig.5.25. Este último, sendo incorporado no pilar e solidarizado à viga na obra, tem como principal função resistir às forças horizontais, impedindo translações excessivas entre ambos os elementos de forma a evitar a perda de apoio da viga.

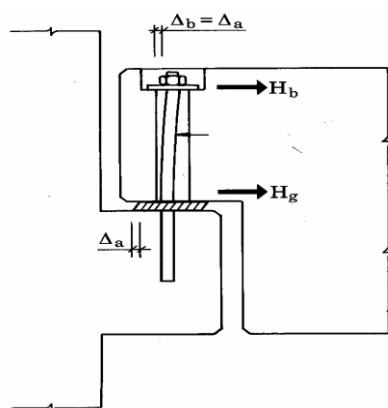


Fig.5.25 - Ligação entre viga e pilar

Os casos em que se devem introduzir reforços neste tipo de ligações são [1]:

- Quando a viga estiver simplesmente apoiada no topo do pilar, sem nenhum dispositivo mecânico que não impessa a sua queda
- Quando, embora existindo uma ligação, esta não consiga transferir de modo correcto as ações horizontais provocadas por um sismo.

Na seguinte Fig.5.26 estão representados exemplos de ligações entre viga e pilar.

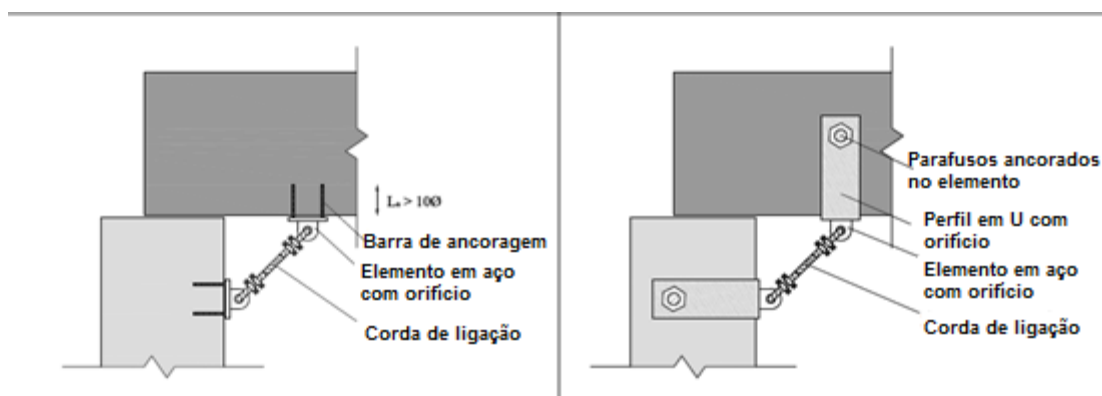


Fig. 5.26 – Exemplos de Intervenção para a ligação entre viga e pilar [1]

Este tipo de reforço tem as vantagens de uma instalação rápida e fácil, permitir manter o esquema estático original e pode ser utilizado como uma solução de emergência. Também apresenta algumas desvantagens como: pouca resistência à torção, baixa eficácia na contenção dos deslocamentos transversais da viga, entre outras [1].

No presente caso, tratando-se de elementos pré-fabricados já colocados em obra, é proposto por [27] a introdução de ligações do tipo L em aço inox com alta resistência e elevada ductilidade. Esta ligação é constituída por placas de dissipação que oferecem resistência plástica à tração e uma mínima resistência à compressão antes da instabilidade.

Para uma eficaz fixação e melhor performance destas ligações, os elementos que perfuram o pilar devem ser contínuos de uma superfície à oposta, conectando dois elementos de ligação conforme o apresentado na Fig.5.27 e Fig.5.28.

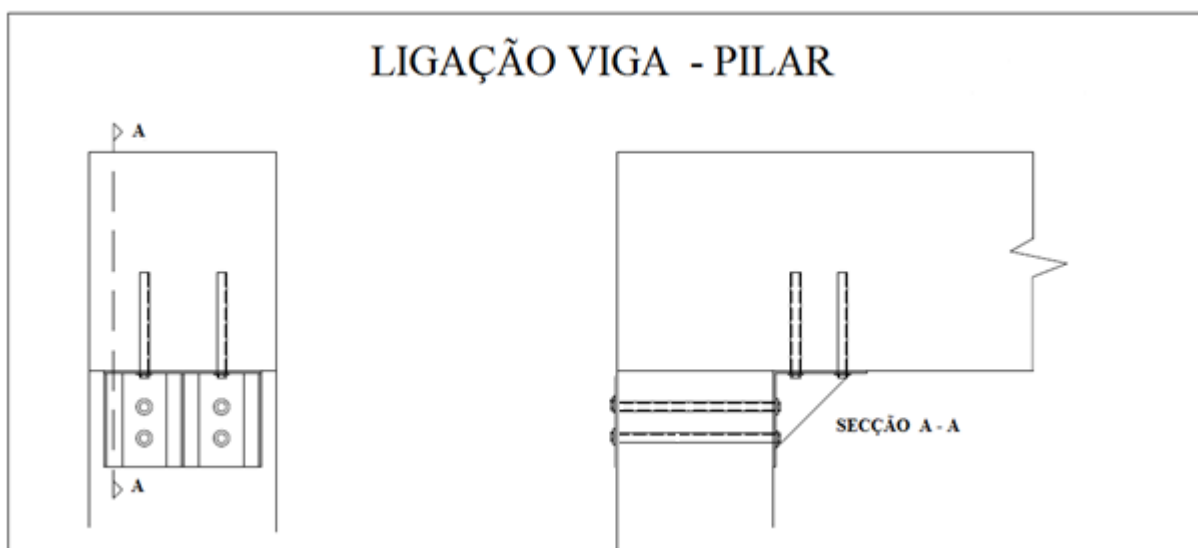


Fig 5.27 – Detalhe da intervenção para a ligação entre viga e pilar no presente caso de estudo

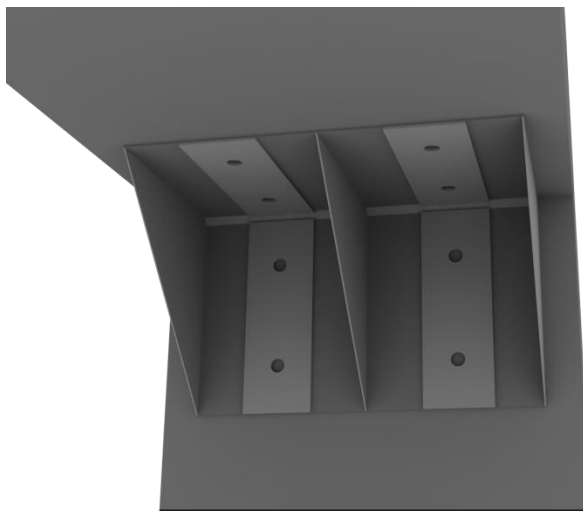


Fig 5.28 – Intervenção para a ligação entre viga e pilar

#### 5.5.1.4. Ligação entre elementos de fachada com vigas e pilares

Como referido no capítulo 3, este tipo de ligação apresenta alguns problemas devido à ruptura dos sistemas de ligação entre os painéis e os elementos estruturais, nomeadamente vigas e pilares, resultando num grave problema para a funcionalidade da estrutura, em elevadas perdas económicas e perigo acrescido relativamente à segurança da vida humana.

Como são vários os erros que podem ocorrer neste tipo de sistemas de ligação, é necessário um aumento dos níveis de segurança no seu dimensionamento. Assim, segundo [1], o seu processo de concepção passa a ter em conta não só os termos exigidos na resistência da ligação pelo estado limite de danos (SLD), mas também e sobretudo, os limites de deformação impostos pelo estado limite de vida (SLV) sem a ocorrência de colapso. De facto, a ruptura de apenas uma ligação poderá provocar a queda do painel, com um risco considerável de atingir pessoas.

No presente caso de estudo, não será adoptada qualquer alternativa das listadas em [1]. A solução consistirá na substituição dos painéis de fachada originais por painéis mais leves constituídos por outro material ( $12 \text{ Kg/m}^2$ ) [27].

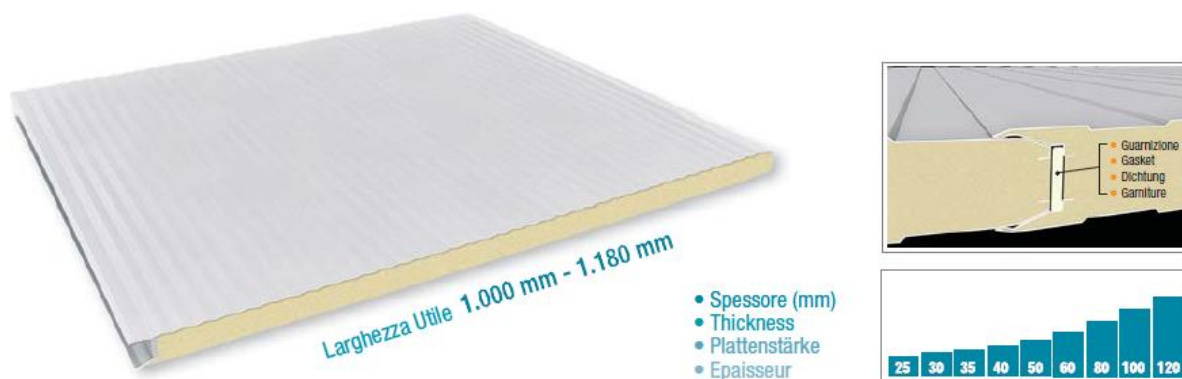


Fig.5.29 – Exemplo de painel em poliuretano

Ligações com cabos anti-queda podem ser adoptadas para os painéis de canto, dada a sua menor dimensão e massa reduzida. Este tipo de intervenção cria uma ligação de segurança no caso em que o número de ligações é menor, evitando-se a queda destes painéis. O painel é fixado nas partes laterais do pilar adjacente caso seja acessível pelo interior. Caso contrário, os painéis serão fixados através de cabos pelo exterior como é possível ver na Fig.5.30 [1].

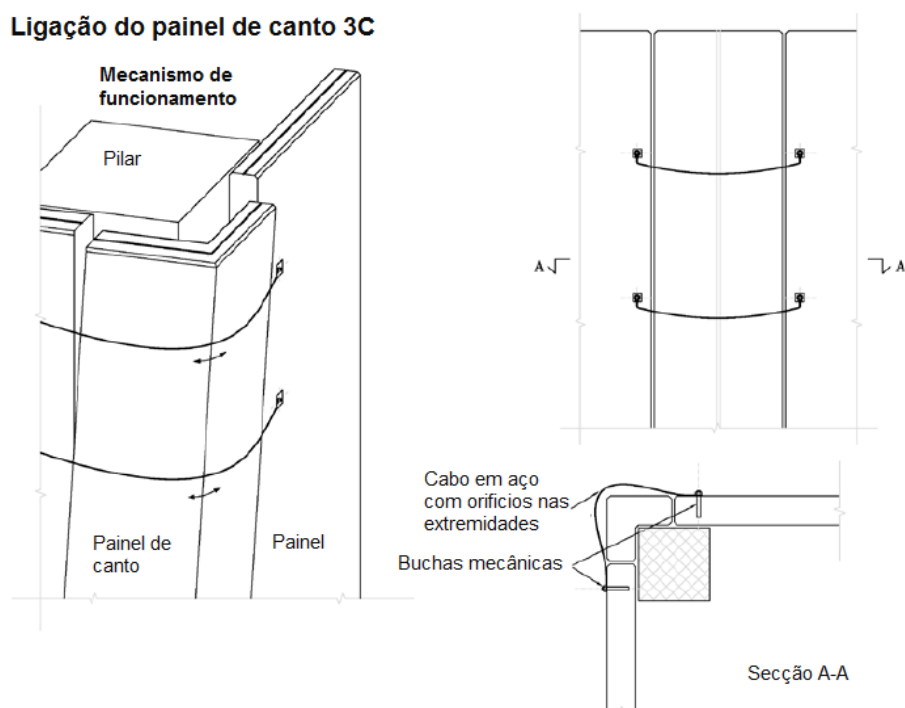


Fig.5.30 – Exemplo de fixação pelo exterior dos painéis de canto [1]

## 5.6. SOLUÇÕES GLOBAIS ALTERNATIVAS

Para o estudo das soluções globais na fábrica em seguida apresentadas, foi tido em conta o ponto 8.7.5 do NTC 08 que se refere ao projecto de intervenção para o melhoramento de uma estrutura. Este parágrafo define as seguintes fases de estudo [8]:

- verificação da estrutura antes das intervenções, com a identificação dos erros e o nível da acção sísmica para o qual é atingido o estado limite último;
- escolha do tipo de intervenção;
- escolha das técnicas e/ou materiais;
- dimensionamento preliminar dos reforços e quaisquer elementos estruturais adicionais;
- análise estrutural, considerando as características da estrutura pós-intervenção;
- análise da estrutura pós-intervenção com a identificação do nível da acção sísmica para o qual é atingido o estado limite último.

Para a última análise, relativamente às introduções de todas as intervenções, foi tido como base, novamente, o Decreto-Lei n. 74 de 6 Junho de 2012 [13], como apresentado no capítulo 3 que define a segunda fase de avaliação através do capítulo I, art. 3º, ponto 10, impondo que o nível de segurança da construção a ser alcançado pela estrutura existente seja 60% da segurança exigida para uma nova construção. Note-se que para uma estrutura antiga, não dimensionada de acordo com as indicações normativas sísmica actuais, possa obter um nível de segurança adequado para 100% da solicitação sísmica, na maioria dos casos resulta necessário um nível de intervenção elevado, desadequado em relação à estrutura. No caso em análise, os custos para a obtenção de tal objectivo seriam elevados pelo que a melhor solução poderia passar pela construção de uma nova fábrica.

Assim, toda a análise pós-intervenção foi realizada tendo em conta 60% da solicitação.

Um dos obstáculos à implementação de soluções de melhoramento sísmico está na exigência do proprietário de que todos os trabalhos de intervenção sejam realizados pelo exterior da fábrica. Esta exigência não permite qualquer modificação de pilares nem fundações no seu interior de modo a não interferir com as actividades laborais. Todas as intervenções da primeira fase, abordados anteriormente, já foram implementadas nesta fase de trabalho, nomeadamente aquelas que terão lugar no seu interior.

### 5.6.1. PRIMEIRA SOLUÇÃO ALTERNATIVA

A primeira solução alternativa tem como principal característica o uso do dispositivo anti-sísmico, de carácter temporário, “shock transmitter units” (STU), referido no capítulo 4. Estes aparelhos criam uma ligação rígida entre duas estruturas separadas quando sujeitas a acções dinâmicas, formando assim uma única estrutura. Esta solução foi pensada com a finalidade de evitar possíveis choques entre

as duas estruturas de idades diferentes, sendo uma alternativa à união dos pilares considerada no estudo em [27].

Numa primeira fase será necessário conhecer os valores dos deslocamentos desenvolvidos na direcção Z dos pilares principais, onde potencialmente se poderá verificar um problema de choques (Fig.5.31).

Para o estudo do comportamento sísmico, utilizando este dispositivo, foi efectuada uma análise linear dinâmica modal que permitiu avaliar de forma fácil, e ainda assim eficaz, a performance da estrutura.

#### 5.6.1.1. Dimensionamento dos “STU”

Para o dimensionamento dos STU, é utilizado um modelo onde as duas estruturas encontram-se completamente separadas. É necessário obter a resposta das estruturas em separado para conseguir obter os valores dos deslocamentos e forças máximas no topo dos pilares críticos identificados na Fig.5.31. É importante referir que a estrutura mais antiga foi modelada, tendo em conta algumas das soluções propostas em [27], tais como a união dos pilares interiores.

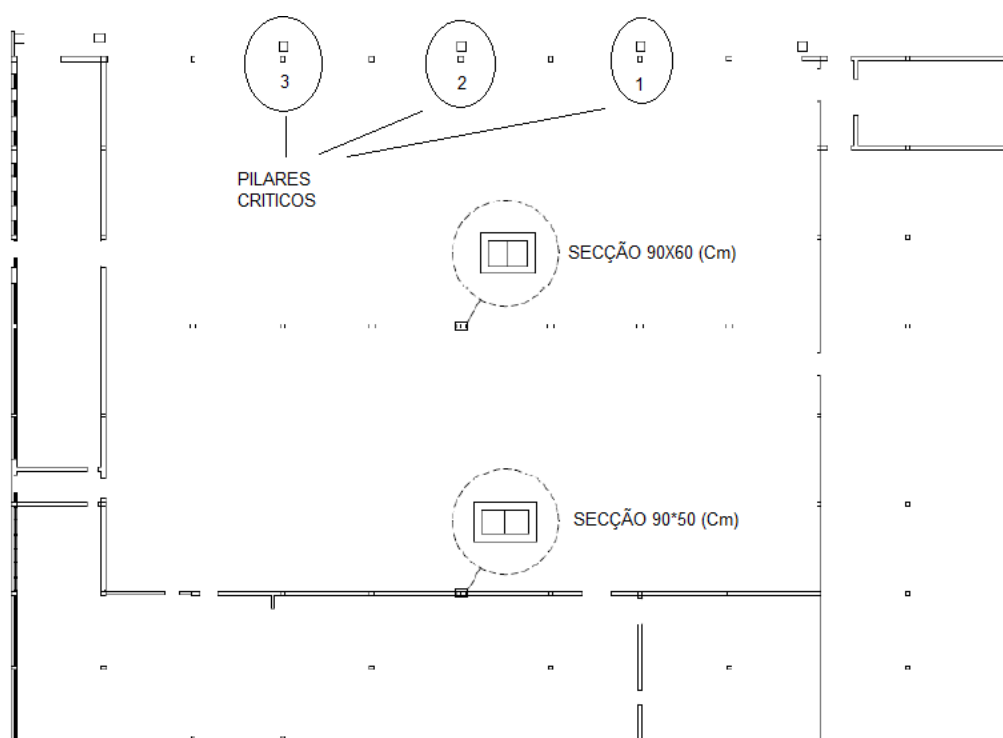


Fig. 5.31 – Soluções efectuadas em [27] na estrutura antiga

É possível identificar na Fig.5.31 a zona onde existe o eventual choque entre as duas estruturas caracterizados pelos três grupos de pilares críticos 1, 2 e 3, sendo os de maior secção transversal pré-fabricados e pertencentes à estrutura mais recente.

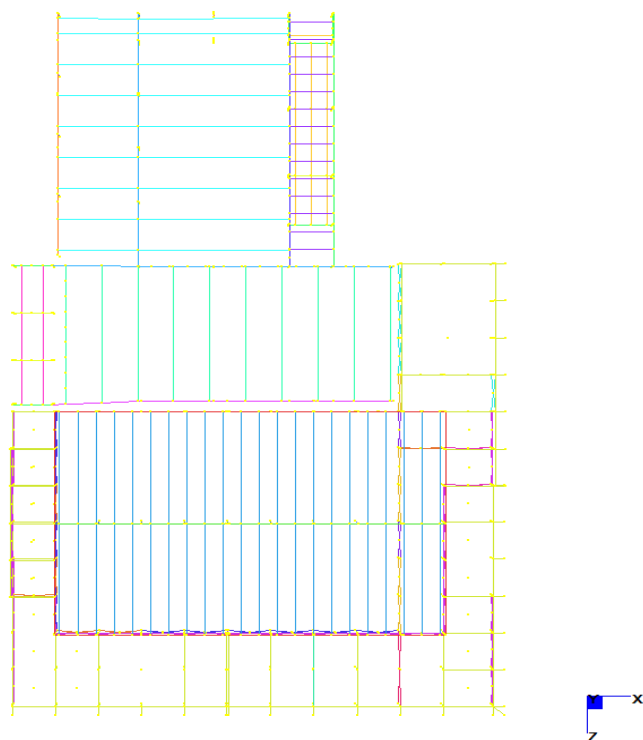


Fig.5.32 – Modelo sem união entre as estruturas

Foi desenvolvida a análise modal por espectros de resposta com o modelo apresentado na Fig.5.32. Segundo o ponto 7.3.3.1 do NTC08, esta análise consiste no seguinte [8]:

- determinação dos modos de vibração da estrutura (análise modal);
- cálculo dos efeitos da acção sísmica, representada pelo espectro de resposta de projecto, para todos os modos de vibração individualmente;
- combinação destes efeitos.

De acordo com o acima exposto, foram extraídos do programa Straus7 os seguintes modos de vibração da estrutura:

Quadro 5.2 – Modos de vibração – Sem intervenção

Modo	Período (s)	P. Massa X (%)	P. Massa Z (%)
1	1,352	0,309	39,595
2	1,282	32,231	0,495

3	1,203	0,590	3,312
4	1,127	18,782	0,282
5	1,103	0,147	5,068
6	1,028	0,045	2,588
7	0,991	0,239	1,351
8	0,961	0,491	0,020
9	0,921	0,000	0,063
10	0,896	0,280	0,064
11	0,879	1,716	0,000
12	0,852	0,199	0,269
13	0,852	0,269	0,199
14	0,806	0,002	8,830
15	0,806	0,008	0,000
	TOTAL	55,307	62,136

Assim, tendo em conta os resultados obtidos no quadro 5.2 pode concluir-se que as participações modais mais elevadas, em percentagem, são a dos modos 2 e 4 na direcção X e 1 e 14 na direcção Z. Nas Figs.5.33, 5.34 e 5.35 ilustram-se os modos de vibração 1, 2 e 4 do modelo estrutural:

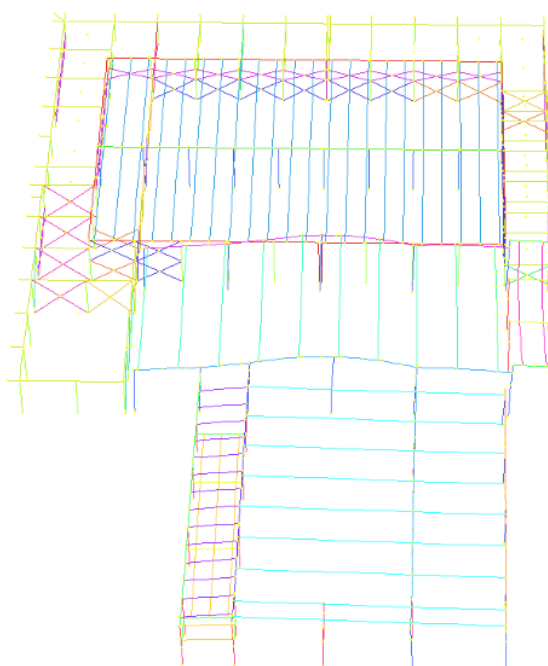


Fig.5.33 – 1º Modo de vibração – Período de 1,352 s.

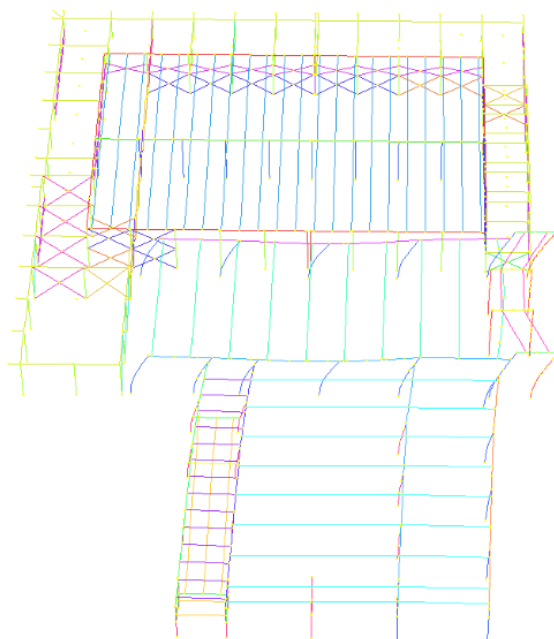


Fig.5.34 – 2º Modo de vibração – Período de 1,282 s.

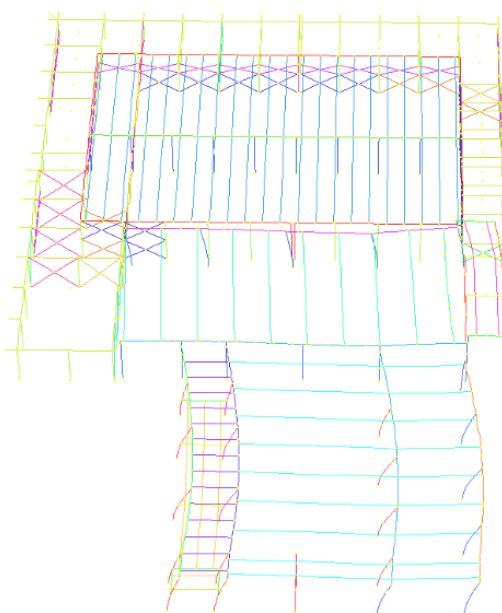


Fig.5.35 – 4º Modo de vibração – Período de 1,127 s.



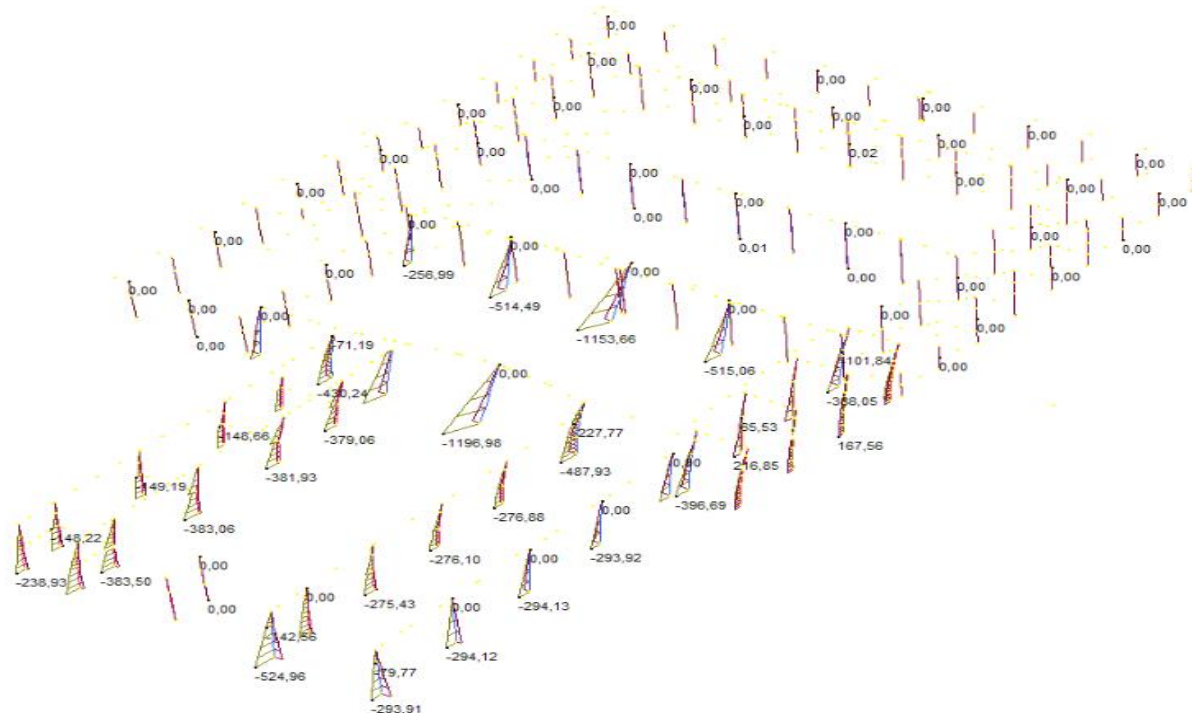


Fig.5.37 – Solicitação na direcção Z – Estrutura sem intervenção

É de notar que a estrutura antiga não absorve muitos esforços, como se pode ver nas figuras 5.36 e 5.37. Por essa razão podemos dar atenção exclusivamente à estrutura pré-fabricada.

Para obter os valores máximos dos deslocamentos dos pilares críticos, ou seja os mais próximos entre a estrutura antiga e a estrutura mais recente, deve-se ter em conta o ponto 7.3.5 do NTC 08: “se a resposta da estrutura tem por base uma análise dinâmica linear é possível adquirir os valores (tensões, deslocamentos, deformações, etc.), criando uma série de combinações entre as várias componentes da solicitação dinâmica (todas as direcções)” [8]:

$$A \cdot E_x + B \cdot E_y + C \cdot E_z$$

Os parâmetros A, B e C variam. Na análise deste caso de estudo a componente vertical foi tida em conta sempre com o valor A=1.00, como é referido em 7.3.5 do NTC 08. As combinações foram então definidas como apresentadas no quadro 5.3.

Quadro 5.3 – Combinações das solicitações dinâmicas

	Combinações							
	1	2	3	4	5	6	7	8
A (Ey)	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
B (Ex)	1,0	-1,0	1,0	-1,0	0,3	0,3	-0,3	-0,3
C (Ez)	0,3	0,3	-0,3	-0,3	1,0	-1,0	1,0	-1,0

Com as combinações definidas, calculou-se, através do programa Straus7, os deslocamentos máximos no topo dos pilares críticos. Em seguida, estimou-se um valor máximo para as forças máximas horizontais no topo dos pilares, tendo em consideração o facto de estarmos perante pilares encastrados na base e livres no topo.

Assim, para um a altura h de 7.4 m e uma secção transversal de 60x60m<sup>2</sup>:

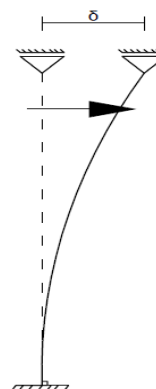
$$K = \frac{3 \cdot E \cdot I}{h^3} \quad (5.7)$$

$$I = 0,0108 \text{ m}^4$$

$$E = 16 \text{ GPa (referido em 5.4)}$$

Obtemos:

$$K = 1305,6 \text{ KN/m}$$



Quadro 5.4 – Cálculo das forças horizontais – pilares críticos

Pilar	δ - X (m)	δ - Z (m)	F - X (KN)	F - Z (KN)
1	0,0307	0,0554	40,1	72,3
2	0,0307	0,124	40,1	161,9
3	0,0307	0,0571	40,1	74,5

Como se observa no quadro 5.4, a força mais elevada encontra-se no pilar 2 com o valor de 161,9 KN. Utilizando os catálogos da empresa Alga [20], definiu-se o dispositivo. Apesar de as cargas serem diferentes para todos os pilares será utilizado o aparelho STU 200/50. Estes aparelhos apresentam o comprimento de cerca de 70 cm que é suficientemente inferior à distância entre os pilares críticos. Todo o processo de montagem e necessidade de criar outros tipos de intervenção nesses pilares não é estudado neste trabalho, sendo deixado ao critério das entidades que fabricam este tipo de aparelho a realização de tal estudo.

### 5.6.1.2. Modelação do dispositivo

Segundo [29], um dos aspectos mais importante sobre a utilização de dispositivos viscosos passa pela sua correcta modelação nos programas de cálculo.

O modelo mais apropriado para representar o comportamento deste tipo de dispositivos é a utilização da lei de Maxwell que caracteriza estes tipos de aparelhos através de uma mola linear em série com um elemento amortecedor não-linear que representam a elasticidade do aparelho e as suas propriedades de amortecimento, respectivamente.

Na figura 5.38, a elasticidade é representada pela rigidez,  $K$ , principalmente devida à compressibilidade do líquido no seu interior, e pelos parâmetros de amortecimento,  $C$  e  $\alpha$ , que dependem do circuito hidráulico usado e que diferem entre os STU e os dispositivos de amortecimento viscoso.

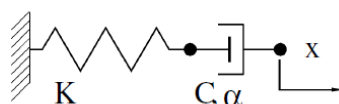


Fig.5.38 – Modelo numérico de um dispositivo viscoso

A força de reacção  $F$  relativa a um deslocamento  $x$  aplicado através de uma velocidade  $x'$  é dada pela expressão:

$$F = C * (x' - \frac{F}{K})^\alpha \quad (5.8)$$

A grande diferença entre um STU e um dispositivo de amortecimento viscoso é a importância que cada um dá aos componentes do comportamento total: a rigidez e o amortecimento. De facto, um STU precisa de garantir um grande nível de rigidez para reduzir ao máximo o movimento dinâmico entre as suas extremidades. Um dispositivo de amortecimento viscoso é desenvolvido com o objectivo de dissipar a energia e desse modo permite movimentos relativamente maiores que os dos STU entre os seus dois extremos [29].

Com base no que é dito atrás, é evidente que as características de amortecimento no modelo de Maxwell são importantes para os STU, porque têm a característica de “activar” a sua personalidade rígida para velocidades mais pequenas. Geralmente, estes dispositivos são modelados como molas muito rígidas. A rigidez  $K$  desta mola pode ser aproximada pela força nominal do aparelho dividida por 5% do “stroke” (deslocamento relacionado com as expansões térmicas que deverá ser garantido na estrutura) [29].

No presente caso de estudo, esta temática foi repensada e como a rigidez da mola é muito elevada em relação às cargas presentes nos pilares optou-se pela introdução de ligações rígidas na direcção do eixo longitudinal do aparelho. Estas ligações rígidas terão lugar entre os pilares críticos da estrutura nova e da estrutura mais antiga como se pode ver na Fig.5.39. Assim, na ocorrência de um sismo as

estruturas irão comportar-se como se tratasse de apenas uma estrutura, sendo nessa fase que se pretende retirar os esforços de todos os elementos estruturais.

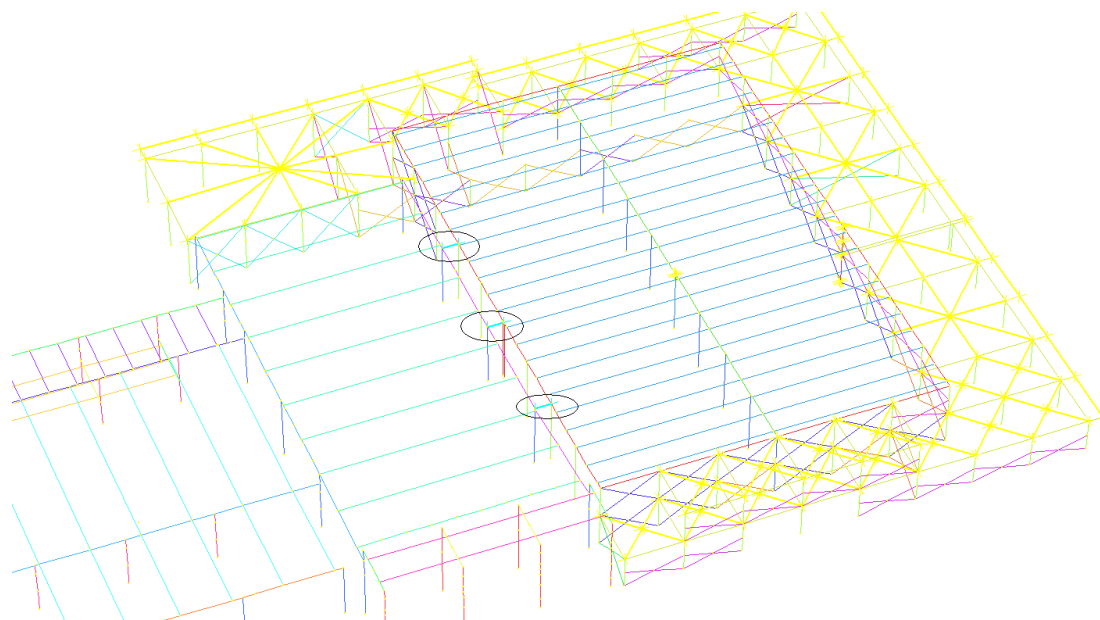


Fig.5.39 – Modelo de cálculo – Intervenção com os STU

### 5.6.1.3. Introdução dos STU

Após a escolha mais correcta da modelação dos STU e a sua introdução no modelo, foram realizados os cálculos no sentido de identificar os elementos estruturais mais esforçados.

Tal como na primeira etapa de pré-dimensionamento dos aparelhos todos os pilares no interior da fábrica antiga estão dentro das condições aceitáveis de segurança. No entanto, muitos dos pilares que constituem a fábrica nova encontram-se fora do seu campo de resistência. Através das Figs. 5.40 e 5.41 mostram-se as zonas mais afectadas relativamente às solicitações sísmicas nas direcções X e Z, respectivamente.

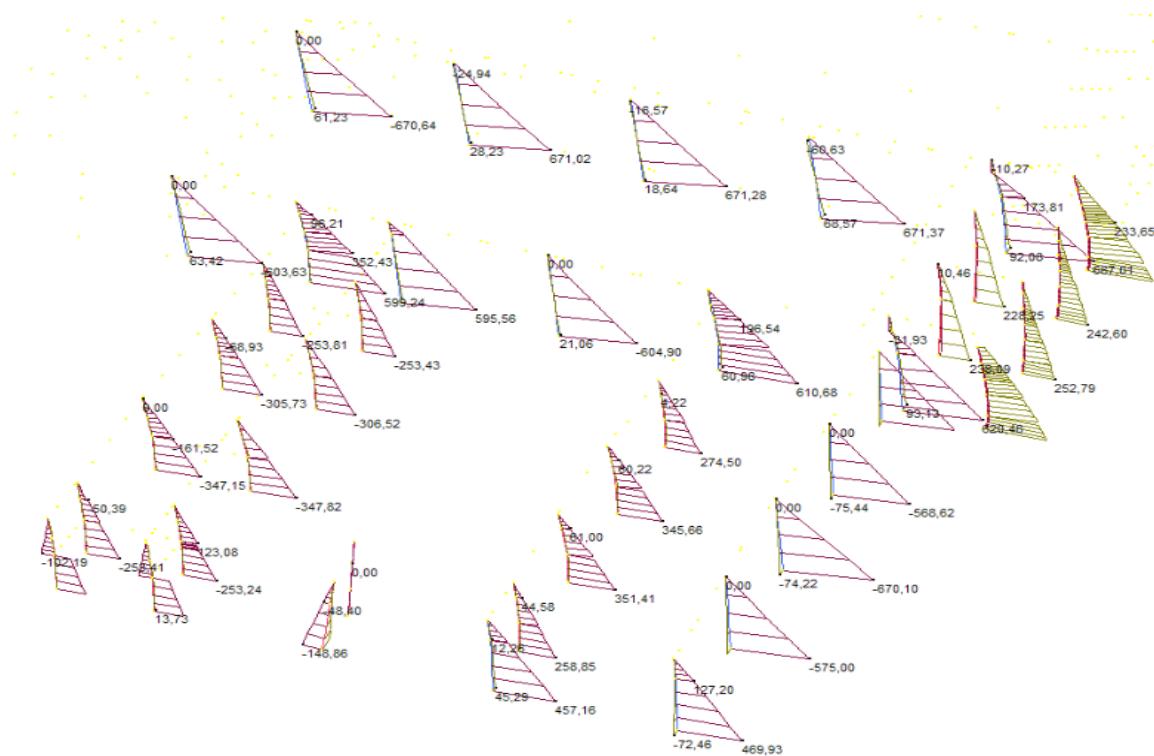


Fig.5.40 - Solicitação na direcção X – Intervenção com os STU

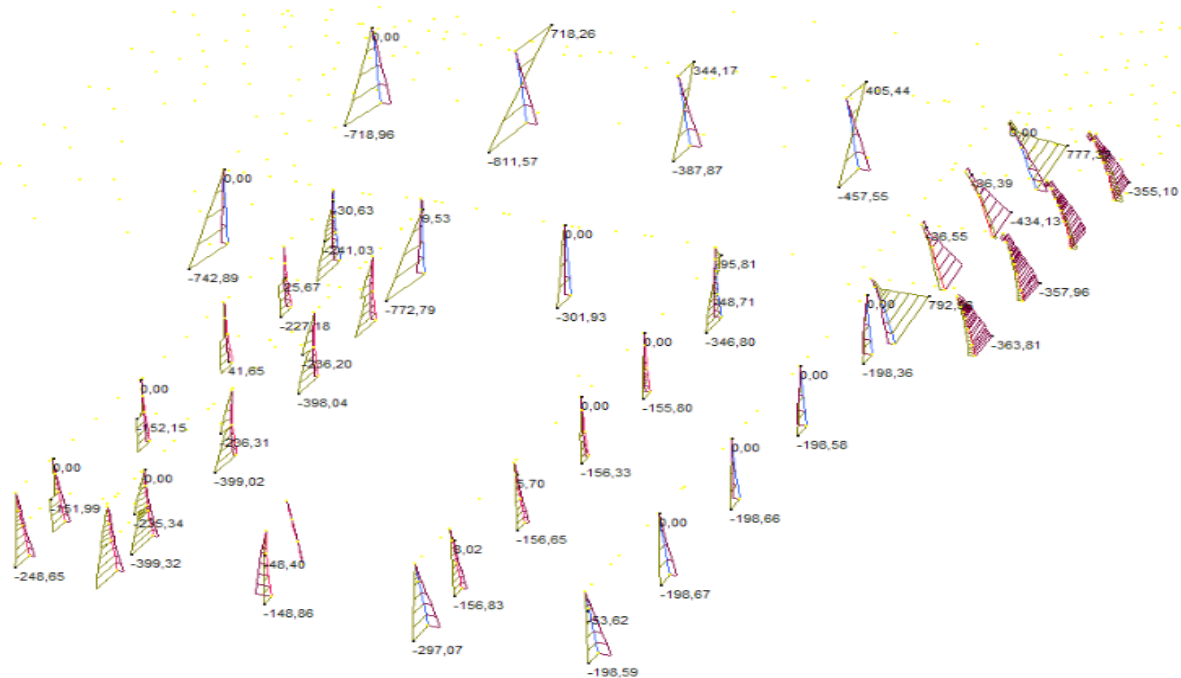


Fig.5.41 - Solicitação na direcção Z – Intervenção com os STU

Com o programa Vcaslu, desenvolvido pelo Prof. Piero Gelfi, foram calculados os campos de resistência para as três tipologias de pilares diferentes nesta estrutura com o objectivo de efectuar uma verificação da sua segurança, Figs. 5.42, 5.43 e 5.44.

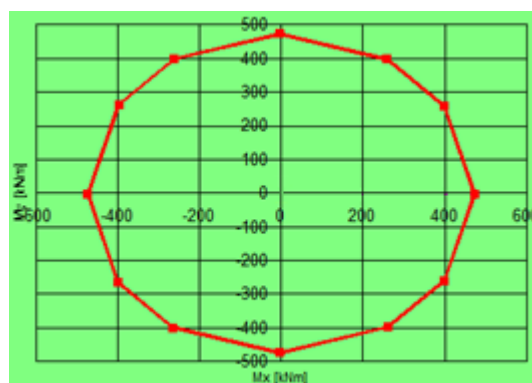
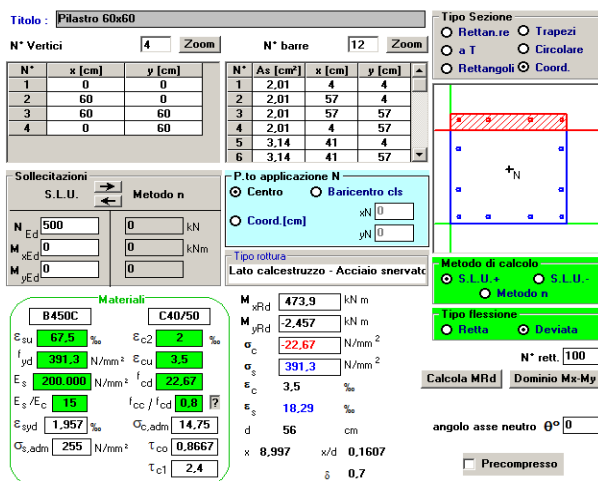


Fig.5.42 – Campo de resistência – Pilar 60x60 cm<sup>2</sup>

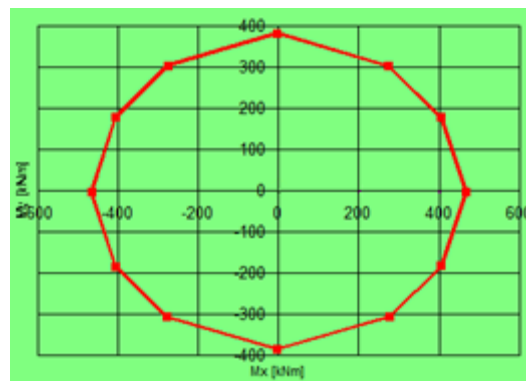
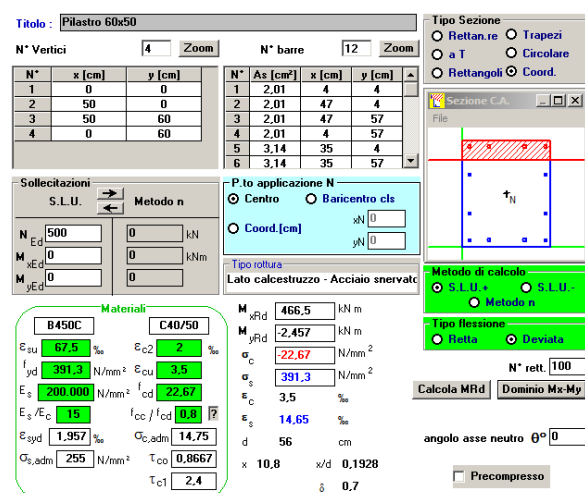


Fig.5.43 Campo de resistência – Pilar 60x50 cm<sup>2</sup>

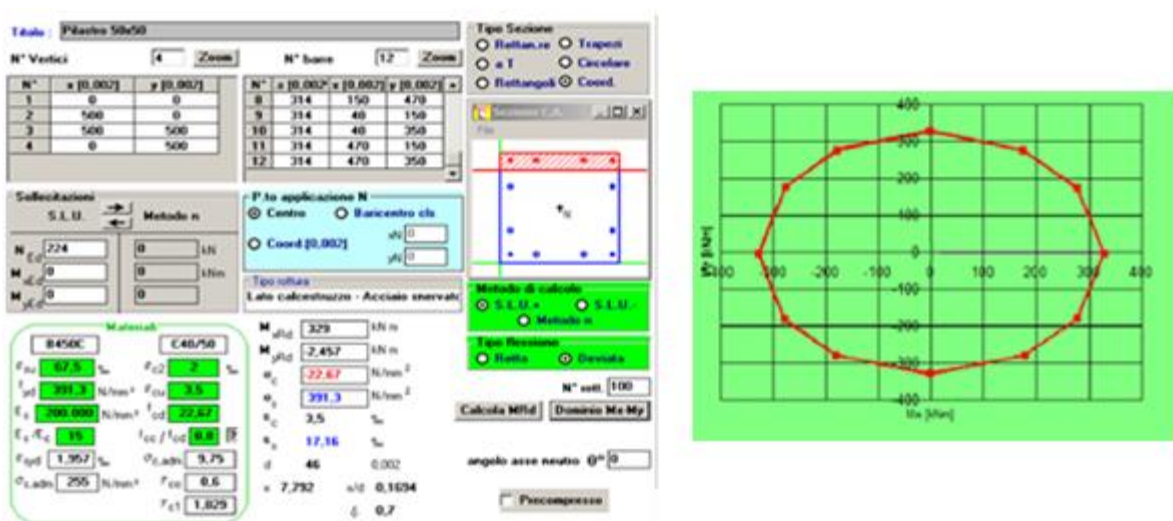


Fig.5.44 – Campo de resistência – Pilar 50x50cm<sup>2</sup>

É possível concluir que os esforços encontrados na estrutura são superiores às suas capacidades resistentes, sendo assim necessário realizar algumas intervenções para a resolução deste défice. Com o objectivo de não afectar as actividades no interior da fábrica, foram estudadas as possíveis zonas onde se poderiam criar elementos de reforço pelo exterior, identificadas a vermelho na Fig.5.45.

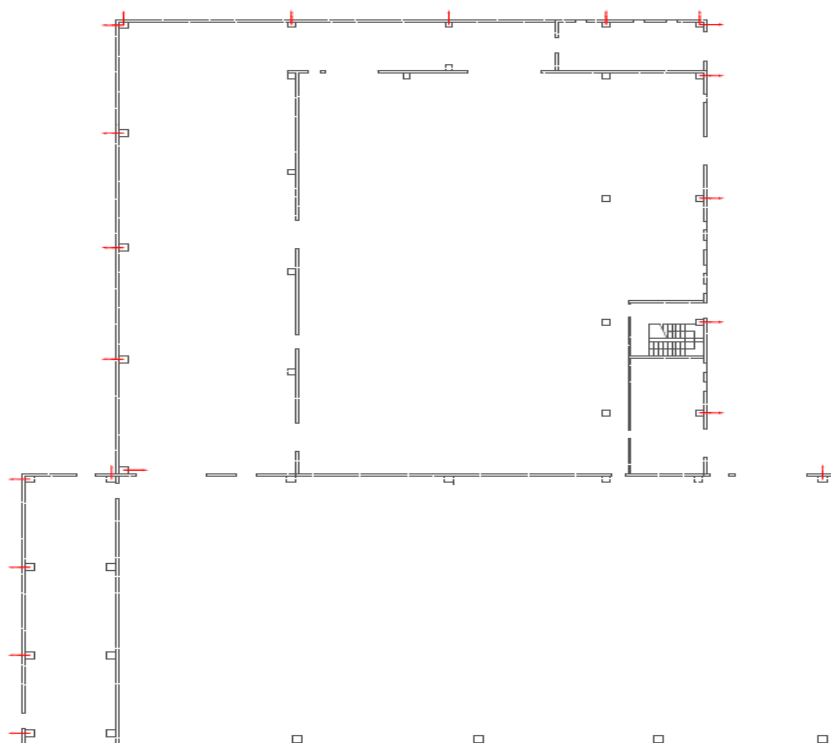


Fig.5.45 – Caso de estudo - Possíveis reforços pelo exterior.

Foram então sugeridos alguns tipos de intervenção para os pilares a fim de garantir capacidade resistente em relação aos esforços elevados. Na fig.5.46 são enumeradas as diferentes tipologias de reforço utilizadas.

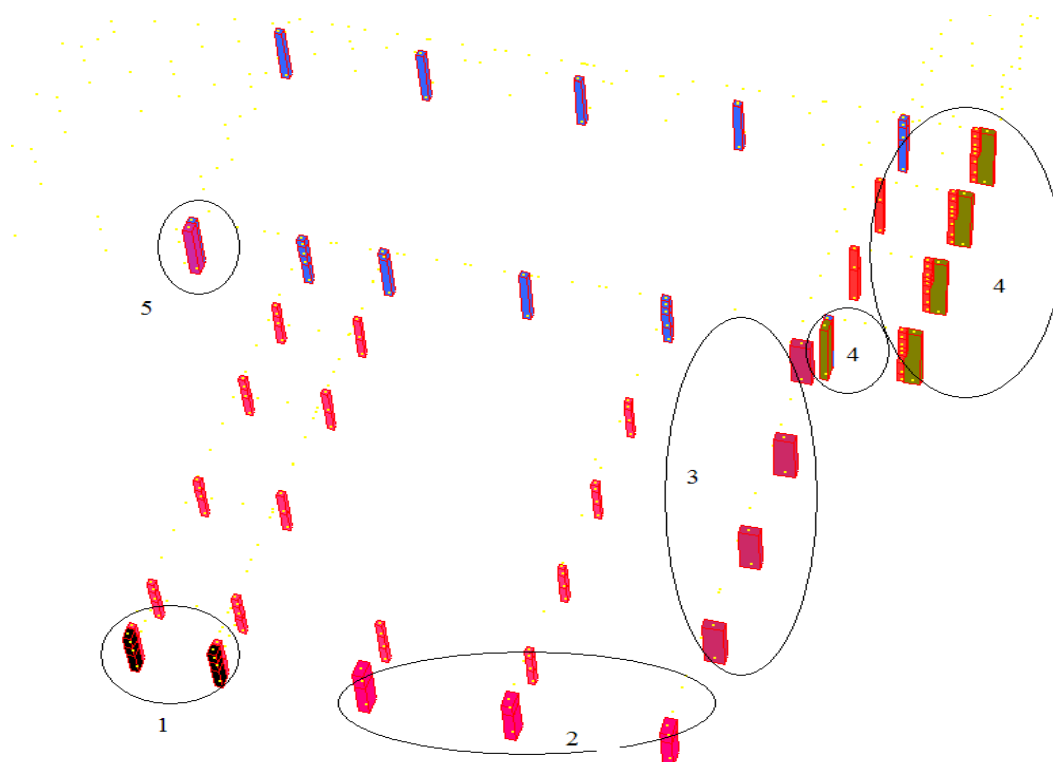


Fig.5.46 – Intervenções realizadas

- Os pilares dos grupos 2 e 3 são reforçados com a técnica de encamisamento com betão armado, aumentando assim a sua secção transversal a fim de aumentar a sua inércia nas direcções Z e X, respectivamente. Estes pilares têm a vantagem de se encontrar numa zona da fábrica onde as operações de reforço não prejudicam as actividades no interior da fábrica. Como é uma zona de grande extensão e onde circulam camiões para as operações de cargas e descargas, não existe nenhum problema de interferência nestas actividades. As dimensões dos novos pilares passarão a ter  $1,5*0,8m^2$  [27].

Segundo [30] e [31], a técnica de encamisamento da secção é relativamente simples devido à utilização de materiais comuns na construção civil, como o betão e o aço. Este aspecto torna esta solução mais económica e de fácil aplicação comparativamente com outras técnicas. As desvantagens poderiam passar pelo aumento, quer da secção transversal, quer do tempo de espera de cura do betão, que no caso deste grupo de pilares não tem qualquer importância.

Será necessário construir uma nova fundação que envolva a totalidade da fundação pré-fabricada existente. Esta fundação terá que ser correctamente ligada à existente através da introdução de conectores, nomeadamente barras, fixas, devidamente amarrados com a utilização de resinas. É necessário um cuidado especial no tratamento da superfície da sapata existente na zona de ligação à

nova sapata aumentando a sua rugosidade. Varões longitudinais provenientes do novo pilar também devem ser introduzidos na fundação existente de modo a garantir uma correcta ligação entre o novo pilar e a nova fundação.

A adopção de micro estacas na nova fundação é vantajosa, dado fornecer resistência a esforços horizontais através da sua colocação de forma inclinada, e permitir superar o problema da eventual má qualidade do solo existente na zona de implementação.

Na Fig.5.47 é apresentado um esquema da solução adoptada:

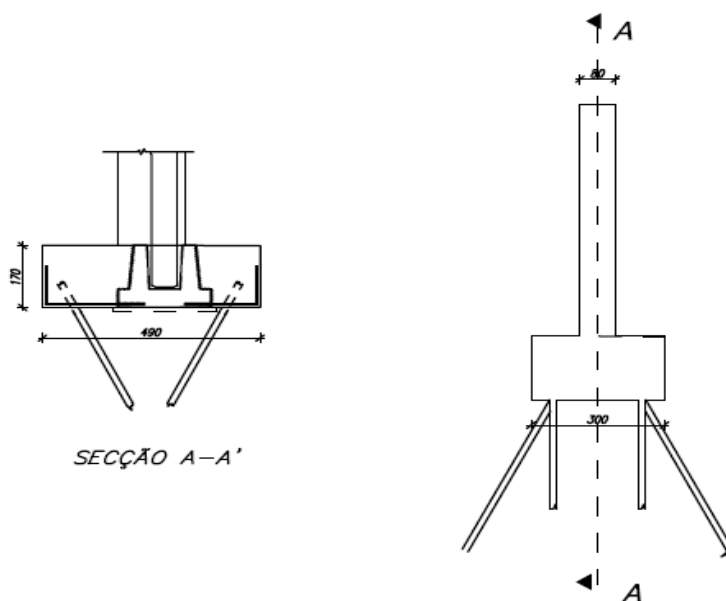


Fig. 5.47 – Intervenção de encamisamento com betão armado nos pilares dos grupos 2 e 3

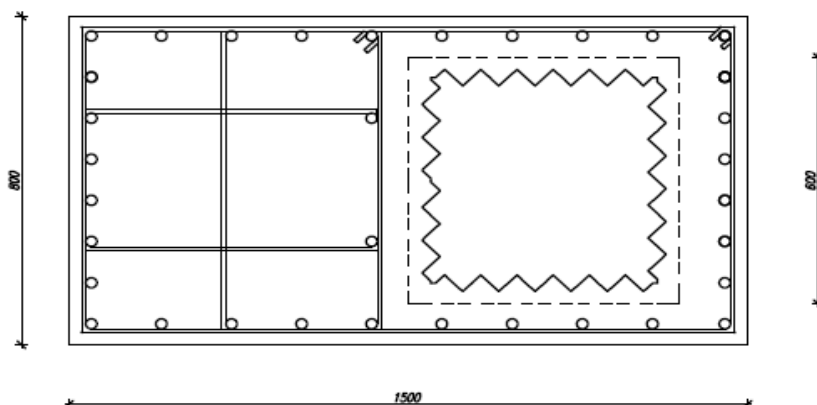


Fig. 5.48 – Secção transversal de um pilar dos grupos 2 e 3

- Para os grupos de pilares 1, 4 e 5 as soluções mais adequadas seriam realizadas através de encamisamento com betão armado numa só face, retirando-se os painéis exteriores para a realização da intervenção.

Os estudos realizados por [30] e [31], apontam para que o reforço através deste tipo de encamisamento possa ser criado em apenas algumas faces do pilar, ou seja este tipo de reforço pode envolver total ou parcialmente a secção original do pilar existente.

Para garantir que a peça reforçada se comporte apenas como um único elemento (sendo este um dos aspectos mais importantes), geralmente adoptam-se armaduras que atravessem tanto o pilar existente com o objectivo de resistir a esforços de corte que se criem entre as superfícies nova e antiga em contacto. Estas armaduras podem ser estribos prolongados, chumbadores, ou barras fixadas com resinas.

A fim de criar um único elemento, a preparação da superfície do pilar existente torna-se importante. Esta operação envolve a remoção do betão deteriorado ou desintegrado, o aumento da rugosidade da superfície e a remoção de poeiras. Tendo em conta o apresentado por [32], poderiam ser realizados as seguintes operações:

- tornar a superfície mais rugosa utilizando um martelo de agulhas, um martelo eléctrico ou um escopro;
- retirar a camada de betão de recobrimento deixando expostas as armaduras iniciais;
- deixar as armaduras iniciais livres quando o pilar existente se encontra muito degradado. Esta solução garante um envolvimento completo das armaduras iniciais pelo material de encamisamento.

Após estas operações, deve ser efectuada uma limpeza com jacto de água e ar de modo a remover todas as poeiras. Em seguida, seriam colocadas as armaduras e posteriormente betonada a peça, sendo esta operação realizada com a utilização de cofragem ou de betão projectado [32].

Assim, para garantir a correcta aderência e um bom comportamento deste elemento, a solução seria a caracterizada no exemplo da Fig.5.49 retirado de [30], onde o pilar novo teria as dimensões de  $0.6 \times 1.0 \text{ m}^2$  nos pilares do grupo 1,  $1.2 \times 0.6 \text{ m}^2$  nos pilares do grupo 4 e  $0.7 \times 1.0 \text{ m}^2$  no pilar do grupo 5.



Fig.5.49 – Exemplo de encamisamento de betão armado numa face [30].

No entanto, devido às exigências impostas pelo proprietário da fábrica não é possível retirar o painel entre os dois pilares, e por conseguinte implementar o método mais eficaz para este tipo de melhoramento de pilar. Estes pilares serão então realizados através de um processo construtivo diferente que se define pelas seguintes operações:

- preparação da superfície do painel da parte exterior da fábrica de modo a aumentar a sua rugosidade para a melhor aderência entre este e o novo pilar a ser construído.
- criação de uma nova fundação pelo lado exterior da fábrica de modo a “encamisar” o máximo da fundação pré-fabricada do pilar existente, como é visível na Fig.5.50. A nova fundação deve ser correctamente ligada à existente através da introdução de ancoragens na antiga, perfurando-a e fixando-a com a utilização de resina. É necessário um cuidado acrescido na profundidade destas perfurações. Estas devem conter algumas micro-estacas, pois o solo observado nesta zona é desfavorável e a sua colocação em ângulo irá aumentar a resistência face a esforços horizontais. A utilização destas micro-estacas traz vantagens como: ter pequeno diâmetro, cerca de 10 a 20 cm e grande comprimento, pode ser colocada em qualquer direcção espacial, funcionar à tração e compressão e permitir uma rápida e fácil execução. Varões longitudinais provenientes do novo pilar devem ser introduzidos na fundação existente de modo a garantir uma correcta ligação entre o novo pilar e a nova fundação.
- colocação de ancoragens desfasadas, como é possível ver na Fig.5.50, de modo a aumentar não só a rigidez deste elemento na direcção X (no sentido do seu eixo longitudinal) mas também criar alguma rigidez na direcção perpendicular, uma vez que a presença do painel não permite uma rigidez tão elevada como seria observada caso se tratasse do encamisamento anteriormente falado. Como o painel não permite a colocação de barras, este é o melhor método para ligar os dois pilares de forma a trabalharem apenas como um elemento estrutural.

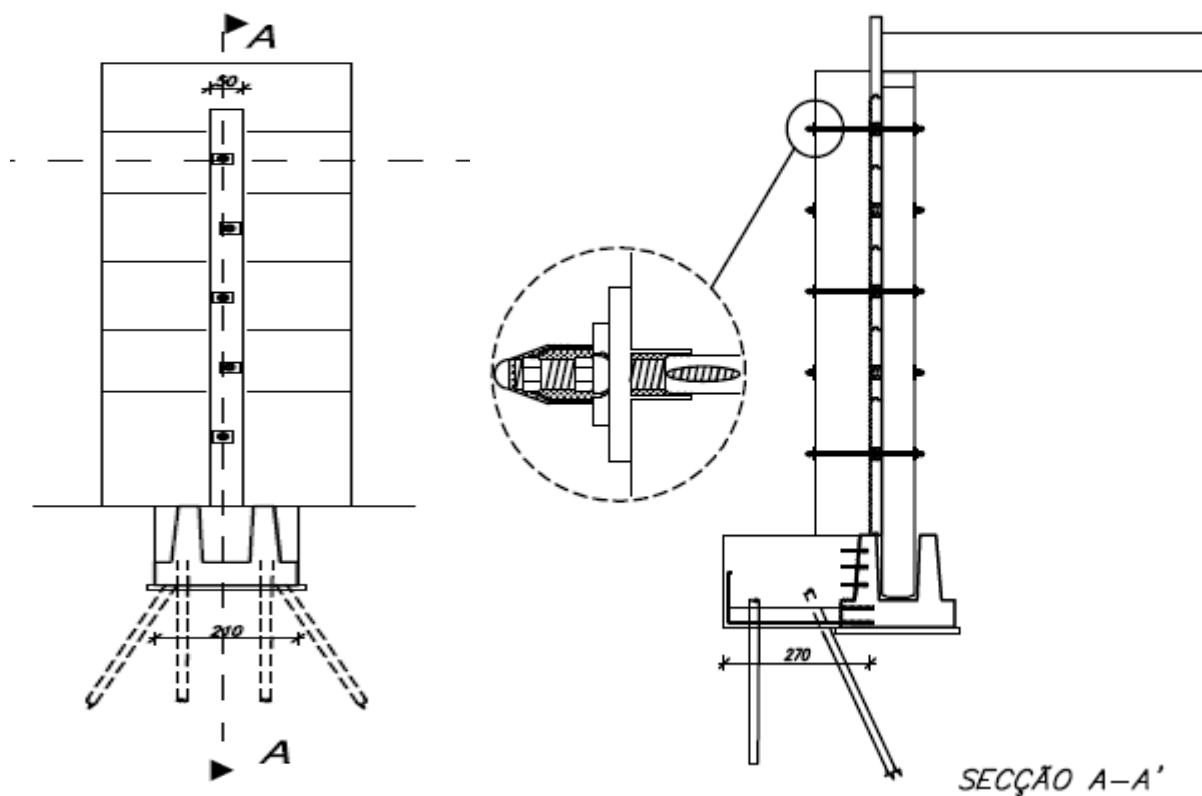


Fig.5.50 – Exemplo de intervenção na ligação dos pilares dos grupos 1, 4 e 5

- reforço de alguns pilares na ligações entre partes da fábrica de diferentes cotas, devido aos elevados esforços transversos gerados nessas zonas. É possível identificar estes pilares nas Figs.5.51 e 5.52 onde se apresentam os valores dos esforços transversos para as combinações mais gravosas.

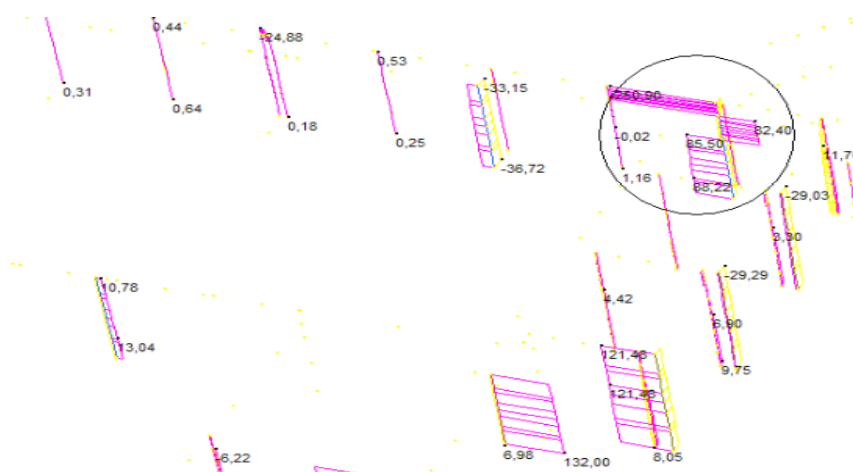


Fig.5.51 – Combinação mais gravosa na direcção X para os esforços transversos nas ligações



Fig.5.52 – Combinação mais gravosa na direção Z para os esforços transversos nas ligações

Assim, é possível identificar na Fig.5.53 os pilares que sofrem mais esforços transversos.

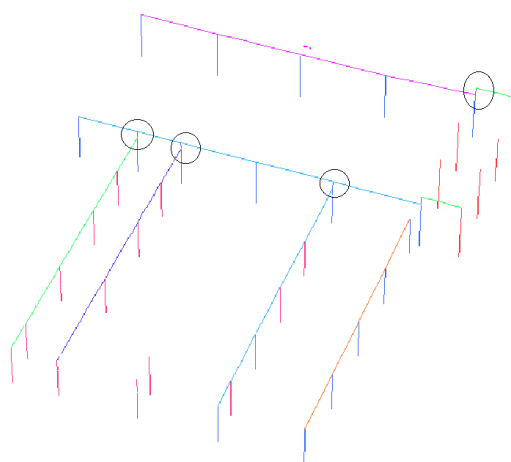


Fig.5.53 – Localização dos pilares com esforços transversos mais gravosos

Todos os pilares que se encontram identificados na Fig.5.53 têm as dimensões de 60x60 cm<sup>2</sup> e são constituídos por armadura transversal de  $\phi$  8 espaçada de 24 cm.

Assim, tendo em conta a geometria do pilar, é possível retirar uma altura útil  $d$  de 562 mm e definir uma recobrimento nominal de 38 mm.

- Cálculo da resistência ao corte apenas do betão:

$$VRd = \left\{ 0.18 * k * \frac{(100 * \rho_1 * f_{ck})^{\frac{1}{3}}}{\gamma_c} + 0.15 * \sigma_{cp} \right\} * b_w * d \geq (v_{min} + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d \quad (5.9)$$

Sendo:

$$K = 1.597$$

$$v_{\min} = 0.447$$

$$\rho_1 = 0.0072 \leq 0.02 \text{ OK}$$

$$\sigma_{cp} = 0.8333 \leq 0.2 * f_{cd} \text{ OK}$$

$$\delta = c/d = 0,068$$

É assim retirado [27]:

$$V_{Rd} = 240 \text{ KN} \geq 193 \text{ KN} \Rightarrow \text{OK}$$

- Cálculo da resistência ao corte do pilar com armadura transversal:

$$\theta = 45^\circ$$

$$\alpha = 90^\circ$$

Armadura mínima transversal:  $A_{sw, \min} = 900 \text{ mm}^2/\text{m}$

Espaçamento máximo entre varões é 33 cm.

$$V_{RSd} = 0.9 * d * \frac{A_{sw}}{s} * f_{yd} * (ctg\alpha + ctg\theta) * \sin\alpha \quad (5.10)$$

Verificação:

$$V_{RSd} = 71 \text{ KN} \leq 250 \text{ KN} \Rightarrow \text{OK}$$

Assim, verifica-se que o pilar não tem armadura suficiente para resistir as cargas transversais, concluindo-se assim necessário reforçar estas ligações.

A solução mais adequada para este problema é a utilização de camadas de FRP (Fibre-Reinforced Plastic) que proporcionarão um aumento na resistência ao esforço de corte nas ligações e pilares, e têm a vantagem de não aumentar significativamente as dimensões da secção transversal do pilar.

Para o seguimento dos cálculos foi tido em conta o modelo de escoras e tirantes tendo uma inclinação de 45°. Tendo por base o estudo efectuado por [27] foi retirada do CNR-DT 200 R1/2012 [34] a seguinte equação que fornece o contributo de força de corte pelo reforço com FRP:

$$V_{Rd,f} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} * 0.9 * d * f_{fed} * 2 * t_f * (ctg\beta + ctg\theta) * \frac{b_f}{p_f} \quad (5.11)$$

Onde:

- d é a altura útil da secção transversal e tem o valor de 562 mm;

-  $t_f$  é a espessura do sistema de reforço em FRP, utilizando camadas da ordem dos 0.165 mm;

- $b_f$  e  $p_f$  são, respectivamente, a espessura de uma camada e o espaçamento entre elas medidas na direcção ortogonal à direcção da fibra. Para elementos de reforço em que as camadas são colocadas perto uma das outras, é assumido o valor unitário para a relação  $b_f/p_f$ ;
- $\gamma_{Rd}$  é o coeficiente parcial que se obtém na tabela 3.1 do ponto 3.4.2 [34];
- $f_{fed}$  é a resistência eficaz de cálculo do sistema de reforço definida no ponto 4.3.3.2 [34] para secções rectangulares:

$$f_{fed} = f_{fdd} \left[ 1 - \frac{1}{6} * l_a * \frac{\sin\beta}{\min(0.9*d;h)} \right] + \frac{1}{2} * (\phi_R * f_{fd} - f_{fdd}) * \left[ 1 - \frac{l_e * \sin\beta}{\min(0.9*d;h)} \right] \quad (5.12)$$

- O valor de  $\phi_R$  vem dado pela expressão:

$$\phi_R = 0.2 + \frac{1.6*r_c}{b_w} \quad (5.13)$$

$$0 \leq \frac{r_c}{b_w} \leq 0.5 \quad (5.14)$$

- $f_{dd}$  é o valor da tensão de projecto do sistema de reforço FRP dado pela expressão [34]:

$$f_{fdd} = \frac{1}{\gamma_{f,d}} \sqrt{\frac{2 * E_f \Gamma_{fd}}{t_f}} \quad (5.15)$$

Onde  $\gamma_{f,d}$  é o factor parcial retirado da tabela 3.2 da secção 3.4.1. e  $\Gamma_{fd}$  é a energia específica de ruptura calculada pela expressão (7.3) [34]:

$$\Gamma_{fk} = K_G * K_b * \sqrt{f_{ck} * f_{ctm}} \quad (5.16)$$

O valor obtido por esta expressão representa um valor característico, sendo sujeito à divisão por um factor de confiança apropriado, FC.

- os valores de  $f_{ck}$  e  $f_{ctm}$  são, respectivamente, os valores de resistência média à compressão e à tração da classe de betão em questão;
- O valor de  $K_b$  é o coeficiente geométrico que depende da espessura do pilar e também da espessura do sistema de FRP, sendo obtido através da expressão (4.3) [34]:

$$K_b = \sqrt{\frac{2 - \frac{b_f}{b}}{\frac{b_f}{b}}} \geq 1 \quad (5.17)$$

Esta expressão só é válida sempre que se obtém valores de  $b_f/b \geq 0.25$ . Caso contrário adopta-se o valor  $K_b = 1.18$  correspondente a  $b_f/b = 0.25$ .

-  $K_G$  é mais um factor de correcção que teve por base resultados de provas experimentais; deve assumir o valor de 0.037 mm para compósitos criados em obra ou 0.023 mm para os já fabricados.

Concluindo, obtiveram-se os valores [27]:

- $\phi_R = 0.25$
- $\Gamma_{fk} = 0.418 \text{ N/mm}$
- $f_{fdd} = 900 \text{ MPa}$
- $f_{fed} = 364 \text{ MPa}$

O cálculo com três e quatro camadas de FRP com a espessura de 0.165 mm permitiu obter valores de contribuição relativos à força de corte de 151.9 KN e 202.5 KN, respectivamente. Com este aumento de resistência ao esforço de corte, verifica-se a segurança para as quatro ligações em causa, utilizando três camadas para os pilares do lado esquerdo e quatro camadas para os do lado direito.

#### 5.6.1.4. Introdução das intervenções globais

Nesta etapa do estudo foi realizada novamente uma análise modal, utilizando o mesmo programa de cálculo (Straus7), mas agora introduzindo no modelo todas as intervenções atrás referidas. No quadro 5.5 encontram-se os modos de vibração obtidos:

Quadro 5.5 – Modos de vibração – após as intervenções

Modo	Período (s)	P. Massa X (%)	P. Massa Z (%)
1	0,980	0.800	0.000
2	0,752	0.048	21.199
3	0,684	17.745	0.008
4	0,678	0.325	2.570
5	0,629	0.133	0.402
6	0,629	0.402	0.133
7	0,506	0.005	10.286
8	0,490	0.728	0.311
9	0,464	0.294	4.519
10	0,446	3.926	3.221
11	0,432	2.989	1.694

12	0,426	0.021	0.002
13	0,416	1.653	0.018
14	0,397	12.836	0.018
15	0,387	1.539	6.450
	TOTAL	43.445	50.830

Pode-se concluir, através do quadro 5.5, que depois de introduzir as intervenções a estrutura tornou-se mais rígida do que na fase anterior às intervenções, conforme era esperado. É possível observar o decréscimo do período do primeiro modo de vibração, que se reduziu de 1.35 s para cerca de 0.98 s. Neste caso e tendo em conta os espectros de resposta, irá aumentar a aceleração e, por conseguinte, as forças que actuam sobre a estrutura aquando da ocorrência de um sismo.

Nas Figs. 5.54, 5.55, 5.56 e 5.57 estão ilustrados os principais modos de vibração, ou seja os que contêm maior participação de massa:

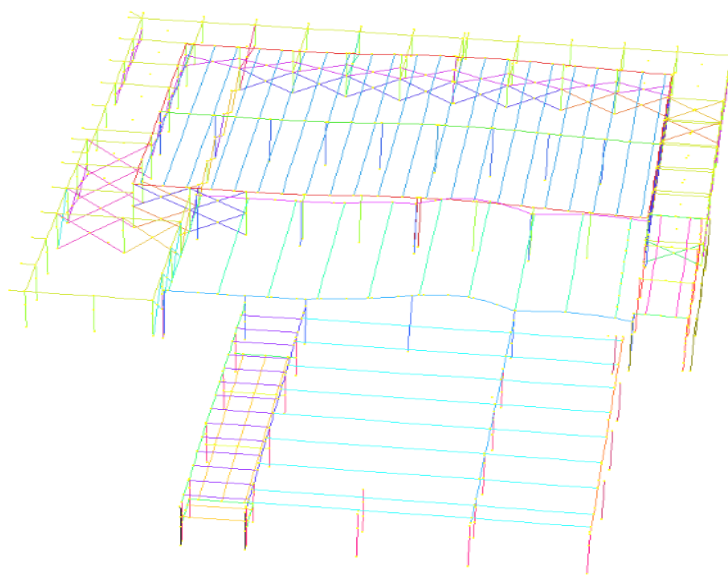


Fig.5.54 – 2º Modo de vibração – Período de 0,752 s.

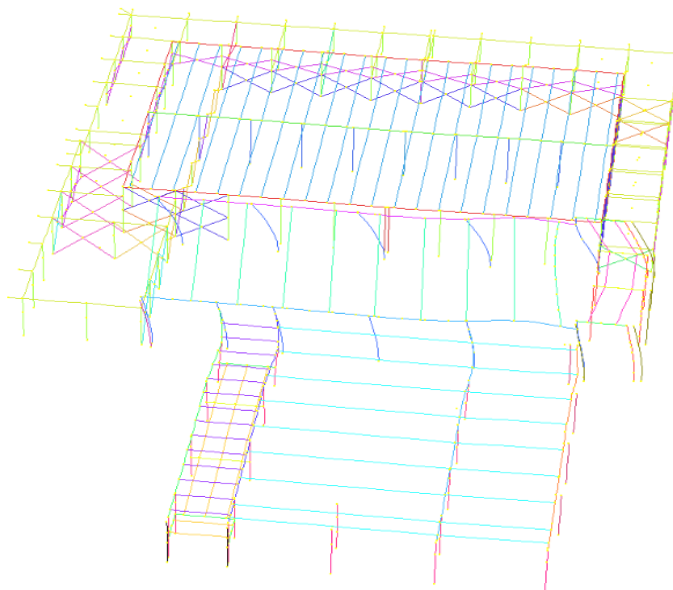


Fig.5.55 – 3º Modo de vibração – Período de 0,684 s.

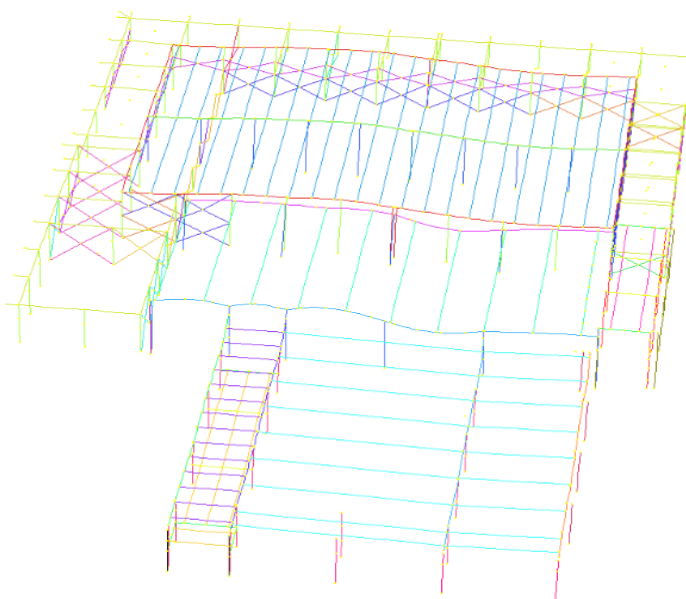


Fig.5.56 – 7º Modo de vibração – Período de 0,506 s.

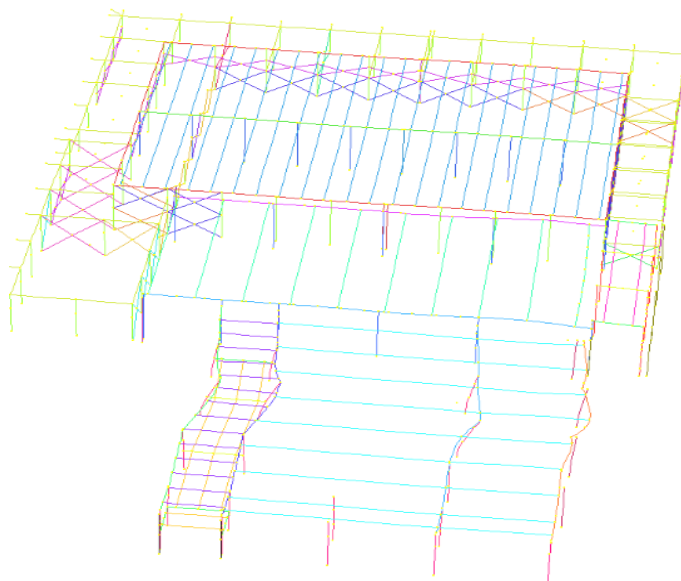


Fig.5.57 – 14º Modo de vibração – Período de 0,397 s.

Em seguida, pode-se observar nas Figs. 5.58 e 5.59 os valores obtidos através da acção de 60% da acção sísmica regulamentar para as duas direcções, X e Z, respectivamente.

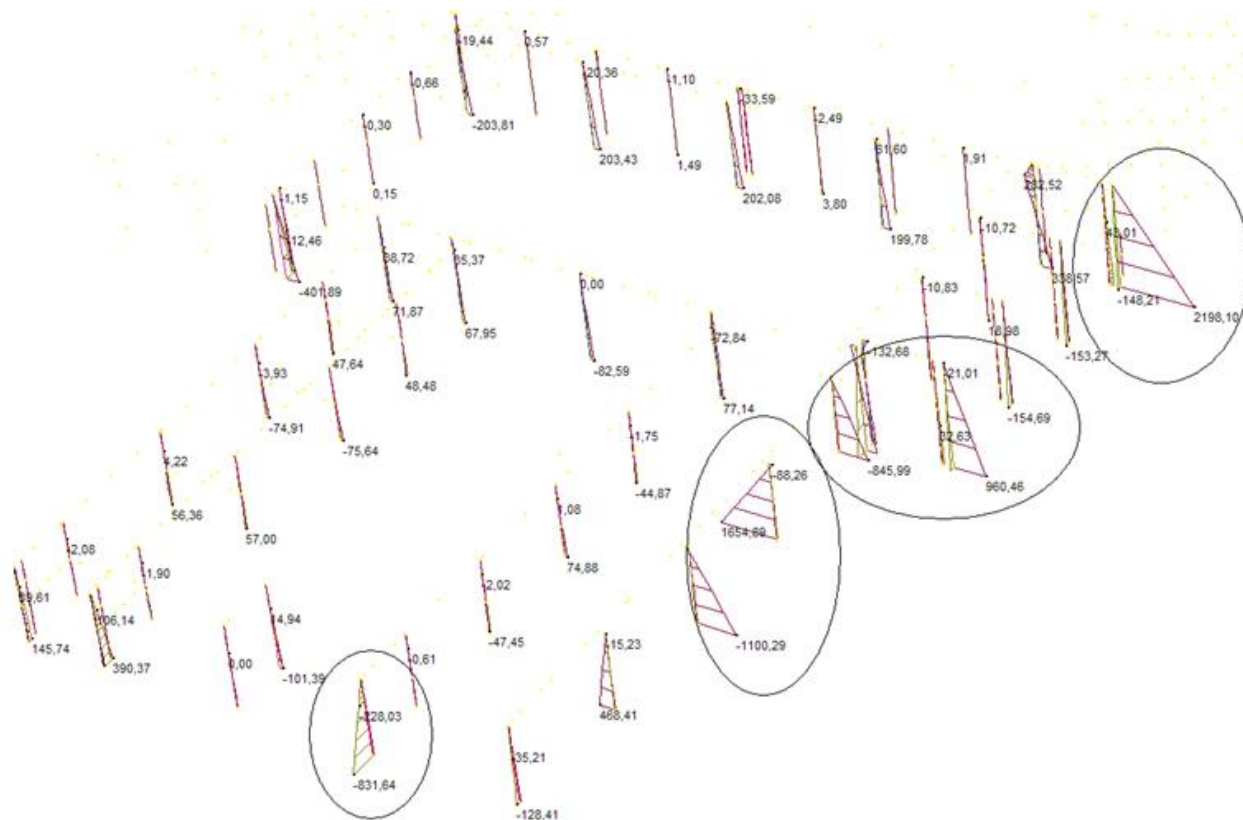


Fig.5.58 – Solicitação na direcção X a 60%

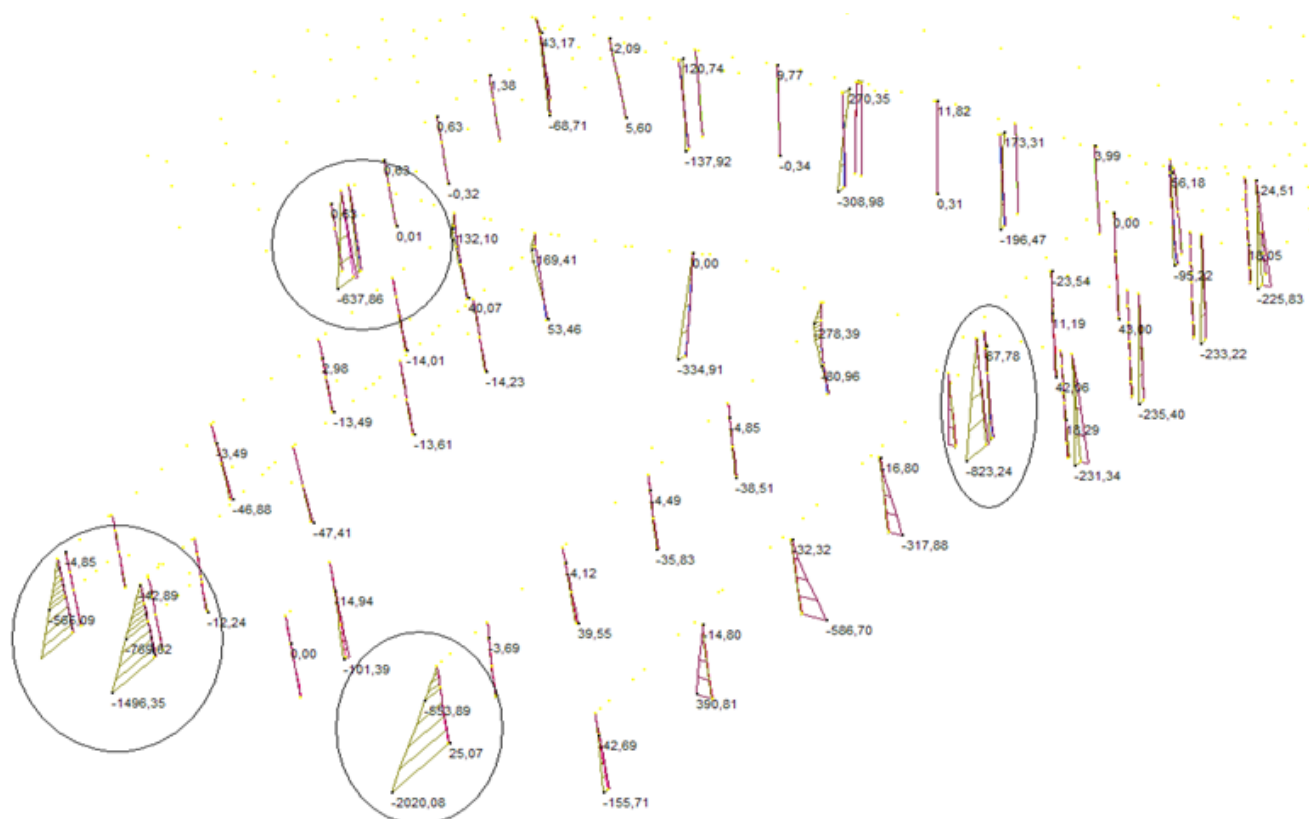


Fig.5.59 – Solicitação na direcção Z a 60%

Com o aumento das secções transversais dos pilares intervencionados, e com o correcto dimensionamento da sua armadura é possível concluir que estes podem encontrar-se facilmente em segurança relativamente aos esforços indicados nas Figs.5.58 e 5.59.

Para obter os valores máximos dos esforços de todos os pilares, refere-se novamente o ponto 7.3.5 do NTC08 [8] que abrange as combinações referidas no quadro 5.3. Analisadas todas as combinações, apresenta-se na fig.5.60 uma das mais solicitantes para os pilares sem qualquer intervenção de modo a verificar se os mesmos estão dentro do seu campo de resistência.

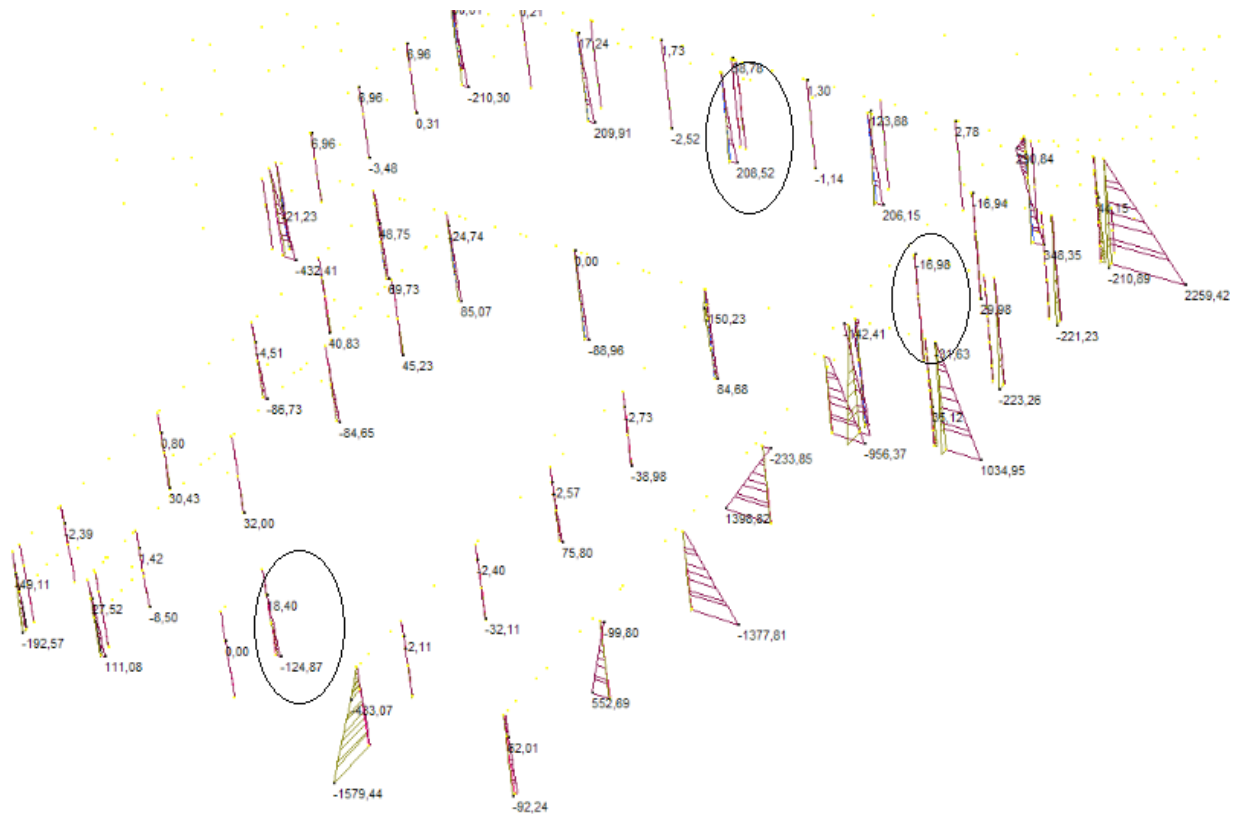


Fig.5.60 – Combinação a 60% mais solicitante

Depois de analisadas a envolvente das combinações procede-se à análise da segurança destes pilares através do programa VCaslu. Nas figuras 5.61, 5.62 e 5.63 estão representados os resultados obtidos no programa.

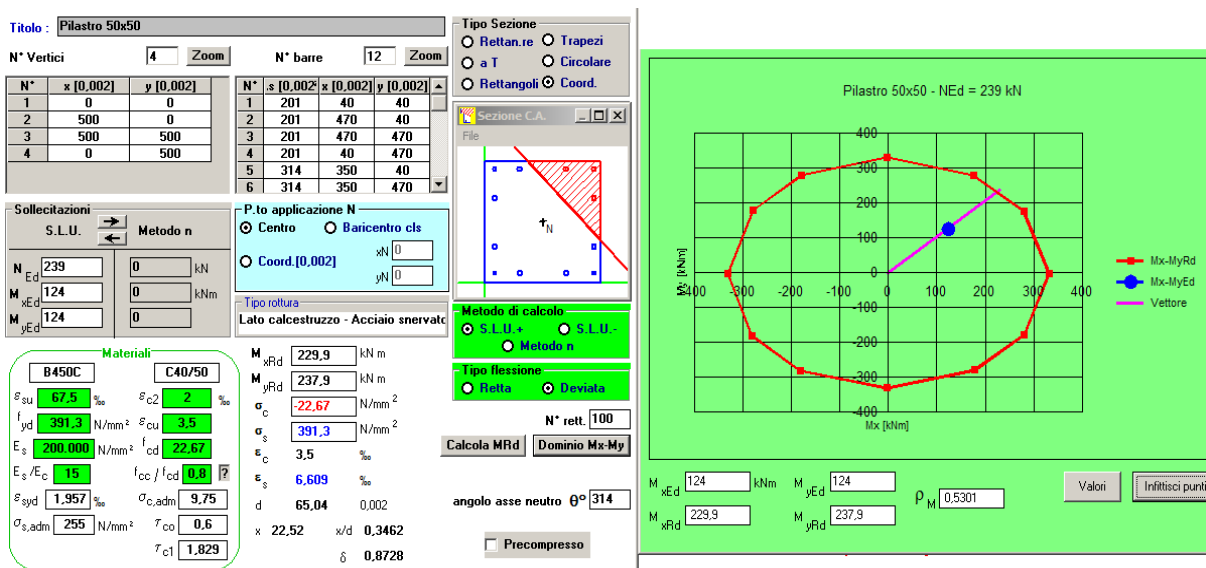


Fig.5.61 – Campo de resistência - Pilar 50x50cm2

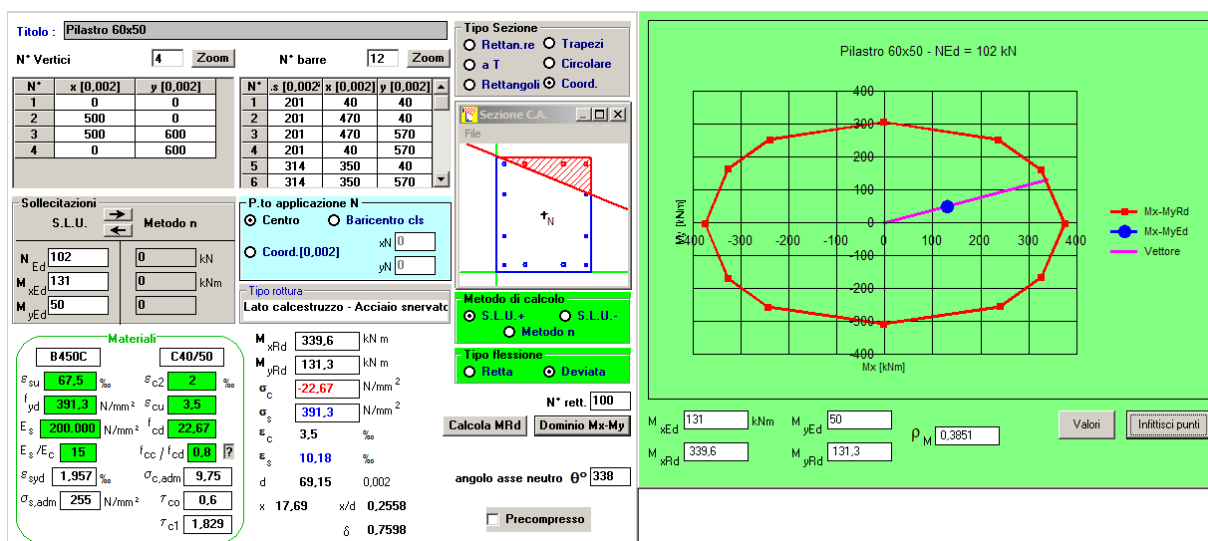


Fig.5.62 – Campo de resistência - Pilar 60x50 cm<sup>2</sup>

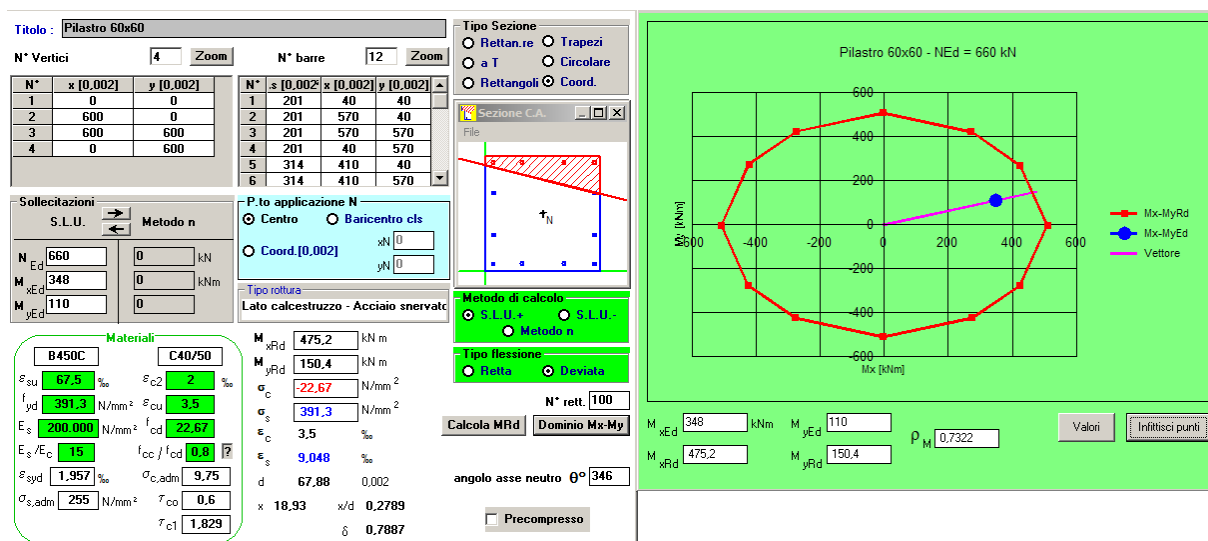


Fig.5.63 – Campo de resistência - Pilar 60x60 cm<sup>2</sup>

Assim, verifica-se a segurança de todos os pilares caso a estrutura seja solicitada por uma eventual actividade sísmica que corresponda a 60% da solicitação de referência que se espera no local onde se situa este edifício industrial.

### 5.6.2. SEGUNDA SOLUÇÃO ALTERNATIVA

Na segunda solução proposta estuda-se a possibilidade de colocação de isoladores elastoméricos, assim como a sua eventual eficácia. Esta solução passaria pela colocação dos aparelhos no topo dos pilares, ou seja desligando a cobertura dos pilares. Este método de característica inovadora apresenta algumas vantagens que na fase inicial do estudo levaram a crer que se tratava de uma hipótese a considerar. É necessário mencionar que a solução para o problema do choque entre a estrutura antiga e a estrutura com elementos pré-fabricados também seria realizada com a utilização dos STU, tal como na anterior solução.

As vantagens que se poderia obter com a utilização dos isoladores na separação da estrutura da cobertura em relação dos pilares, seriam:

- a obtenção de menores esforços na base dos pilares perante as movimentações do terreno provocadas por um sismo, como se visualiza na figura 5.61. Neste caso, a pesada massa da estrutura não iria contribuir na sua totalidade para a criação de forças horizontais. Com isto poderia evitar-se qualquer intervenção ao nível dos pilares e das fundações de toda a área das instalações industriais;
- a manutenção e a colocação destes aparelhos seria da inteira responsabilidade dos fabricantes que garantiriam um eficaz funcionamento e nível de qualidade elevado;
- não seria necessário a utilização de conectores mecânicos nas ligações entre vigas e pilares.

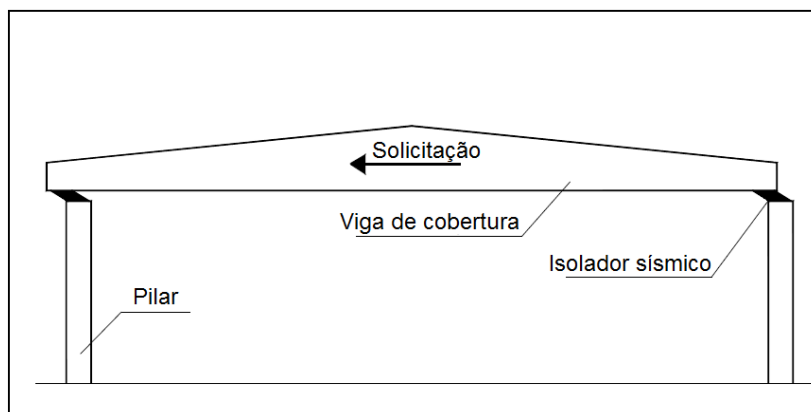


Fig.5.64 – Comportamento com “Roof Isolation” [26]

Com o avançar do estudo foram encontradas dificuldades na implementação desta solução:

- a exigência por parte do proprietário de não perturbação do normal funcionamento da fábrica que impossibilitava a realização de trabalhos dentro da fábrica tornou esta solução extremamente complexa e difícil. A colocação destes dispositivos seria possível apenas nos pilares que se encontram na parte exterior da fábrica, inviabilizando o isolamento total da cobertura. Equacionou-se a colocação de apoios com chapas metálicas no interior da fábrica de modo a não existir qualquer restrição nos deslocamentos da cobertura provocados pela implementação dos aparelhos nos pilares externos.

Contudo também não seria uma solução viável devido à geometria do edifício, pois estes apoios metálicos iriam provocar choques entre coberturas a cotas diferentes.

- a realização do modelo mostrou que a utilização de dispositivos de pequena dimensão (da mesma ordem de grandeza dos secção transversal dos pilares) não melhorava os esforços transmitidos aos pilares, encontrando-se a maioria destes esforços fora do seu campo de resistência. Assim, seria necessário também intervir nos pilares, situação que se pretendia evitar.

- a utilização de aparelhos maiores permitiria um bom isolamento em relação aos pilares que os continham, mas o problema do choque nas ligações com as outras partes do edifício ainda se verificava. Na tentativa de evitar este acontecimento a solução poderia passar pela utilização de aparelhos dissipadores de energia, solução que, no entanto, obrigaria novamente a efectuar intervenções no interior da fábrica.

Assim, facilmente se concluiu que as desvantagens e restrições que foram encontradas ao longo deste estudo superavam as vantagens que se poderiam obter a longo prazo. A realização de qualquer intervenção com este tipo de solução exigiria a elevação temporária da cobertura, a modificação parcial dos pilares exteriores, a utilização de aparelhos maiores que a secção transversal dos pilares, entre outras acções. Para além disso, os custos associados a esta intervenção iriam ser demasiado elevados, da mesma ordem do custo da construção de novas instalações.

# 6

## CONCLUSÕES

### 6.1. CONCLUSÕES FINAIS

Ao longo de todo o trabalho procurou-se desenvolver um documento breve e sucinto, de forma a proporcionar ao leitor uma fácil leitura e de potencializar o interesse em toda esta temática.

Numa fase inicial foi apresentada a evolução normativa Italiana face aos problemas proporcionados pelos sismos nas estruturas, de forma a dar conhecimento do mapa de risco sísmico Italiano com a definição de 4 zonas com diferentes níveis de perigosidade. Verificou-se existir um grande número de edifícios construídos com elementos pré-fabricados, dirigidos para todo o tipo de usos, que não cumprem as exigências actualmente em vigor e que resultaram de alterações regulamentares recentes. Este facto é um assunto que assume uma grande importância e interesse por parte dos técnicos que operam no território Italiano.

Numa fase seguinte do trabalho foi abordado o tema relativo à construção de edifícios industriais com o sistema construtivo de pré-fabricação, dado esta tipologia ser a mais susceptível de ser afectada por ocorrências sísmicas devido às particulares fragilidades que apresentam face a solicitações horizontais, tal como se constatou nos recentes sismos que tiveram origem no Norte de Itália. Foi feito um levantamento de possíveis acções de intervenção e reforço aplicáveis às deficiências tipicamente encontradas nestas estruturas, em particular através de documentação desenvolvida em Itália após a ocorrência dos últimos sismos. Neste âmbito, concluiu-se que a solução de reforço para estruturas de uso industrial com elementos pré-fabricados divide-se em duas fases. A primeira passa pela análise e intervenção das deficiências sentidas a nível das ligações entre elementos estruturais, ou seja ao nível local. A segunda fase implica a verificação da segurança da estrutura ao nível global, apontando soluções que permitam criar condições que levem ao aumento da sua resistência até ao limite de 60% da acção sísmica regulamentar exigido para a construção de uma nova estrutura.

Com a perspectiva da utilização de aparelhos anti-sísmicos no melhoramento final do caso de estudo, no capítulo 4 são apresentados dispositivos utilizados para a diminuição dos efeitos sentidos pelos sismos nas estruturas.

Finalmente, é apresentado um caso de estudo de um edifício industrial construído em duas fases e cujo projecto e construção não obedeceu à legislação actualmente em vigor em relação à acção sísmica. Concluiu-se que a falta de ligações mecânicas em todas as intersecções entre elementos estruturais teria sido apenas possível devido à não obrigatoriedade da implementação das normas anti-sísmicas à data da fase de dimensionamento da parte mais recente da fábrica. Assim, foi proposta a criação de

ligações mecânicas entre os vários elementos estruturais principais, tendo por base estudos e pesquisas que abrangiam várias tipologias de reforço com o objectivo de obter o nível de segurança desejado para a primeira fase.

Relativamente à segunda fase, verificação ao nível global, as soluções propostas neste trabalho foram condicionadas pela exigência por parte do proprietário de não se realizarem trabalhos de reabilitação no interior das instalações, com a excepção da introdução dos aparelhos STU, permitindo que a fábrica pudesse continuar o seu ritmo normal de trabalho. Foram então propostas duas soluções alternativas.

Na primeira solução foram introduzidos os aparelhos STU de modo a unir as estruturas correspondentes à parte mais antiga e à parte mais recente da fábrica, evitando possíveis choques que poderiam acontecer na ocorrência de um sismo. Posteriormente, analisou-se, com um programa de cálculo automático Straus7, os pontos mais críticos do caso de estudo e procuraram-se as zonas externas onde se poderiam criar reforços que permitissem melhorar a performance da estrutura. Foi proposto o reforço de alguns pilares com a técnica de encamisamento com betão armado, aumentando assim a sua secção transversal a fim de aumentar a sua inércia. Esta solução passa ainda pelo alargamento das fundações podendo o encamisamento acontecer apenas em algumas das faces dos pilares. Nos casos em que esta solução não era possível, ou eficaz foi proposto o reforço dos pilares através da criação de um pilar no exterior da fábrica, ligando-se ao pilar do seu interior, através de ancoragens e de um possível encamisamento de parte da fundação pré-fabricada existente. Trata-se da solução possível, dadas as condicionantes do proprietário, mas não a mais eficaz, pois embora relativamente à direcção do eixo das ancoragens os pilares funcionem de modo equilibrado, como se tratasse de um único elemento estrutural, na direcção perpendicular estes não se comportam de forma tão eficaz. Finalmente, é proposta a introdução de FRPs em alguns pilares para colmatar alguma insuficiente resistência ao corte.

Analisou-se finalmente a estrutura com a introdução de todas as intervenções, concluindo-se que nestas condições todos os elementos estruturais se encontravam dentro do seu campo de resistência.

Na segunda solução foi proposta a introdução de isoladores elastoméricos no topo dos pilares de modo separa-los da cobertura. Novamente, as restrições por parte do proprietário tiveram um papel fundamental na análise desta solução, inviabilizando-a. Para além disso, os custos a suportar seriam extremamente elevados quando comparados com os da primeira solução.

## **6.2. TRABALHOS FUTUROS**

Este trabalho foi desenvolvido em Itália pelo programa Erasmus-Placement justificando assim o estudo da reabilitação de edifícios industriais com elementos pré-fabricados mais centrado neste país. Isto permitiu expandir o conhecimento sobre o problema sismo sendo Itália um dos principais países na Europa com maior probabilidade de ocorrência deste fenómeno natural. Foram criadas capacidades de estudo e pesquisa sobre normativas diferentes relativas ao comportamento de estruturas face a acções sísmicas, e de conhecer a sua cultura nomeadamente no que respeita à preocupação de contornar os problemas que se poderão observar na ocorrência de um sismo.

A evolução do conhecimento verificada nas últimas décadas, nomeadamente em resultado da ocorrência de muitos sismos um pouco por todo o Mundo, e a necessidade da adaptação das acções

sísmicas nacionais às exigências do EC8, tem levado a que todos os países aderentes a esta regulamentação comum elaborassem uma revisão das análises da perigosidade sísmica. Assim, como em Itália, Portugal também teve a necessidade de criar uma nova proposta de um novo zonamento do território nacional, assim como das características da acção sísmica, tendo por base análises da perigosidade sísmica com um período de retorno de 475 anos. Dado as recentes alterações no mapa de risco sísmico português, também deveriam ser criados mais elementos de estudo acerca da vulnerabilidade dos edifícios de uso industrial com elementos pré-fabricados de modo a evitar maiores problemas como a sua queda e conseqüentemente a perda de vida humana. Recolher informação e criar vários métodos de melhorar/reforçar este tipo de estruturas de forma a garantir a segurança face às novas acções sísmicas que estão relacionadas com a região em que se encontram.

Este trabalho também teve como principal função a recolha de informação, contribuindo assim não só para o aumento do conhecimento e outras formas de visualizar o problema, bem como obter diferentes soluções para a sua resolução.

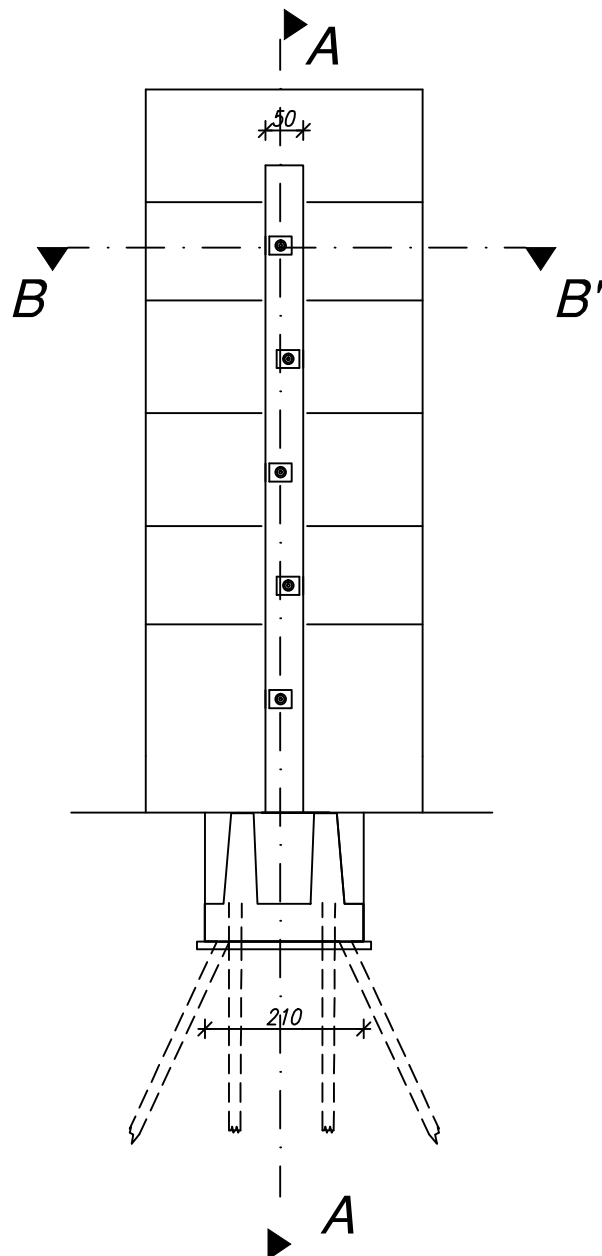
## BIBLIOGRAFIA

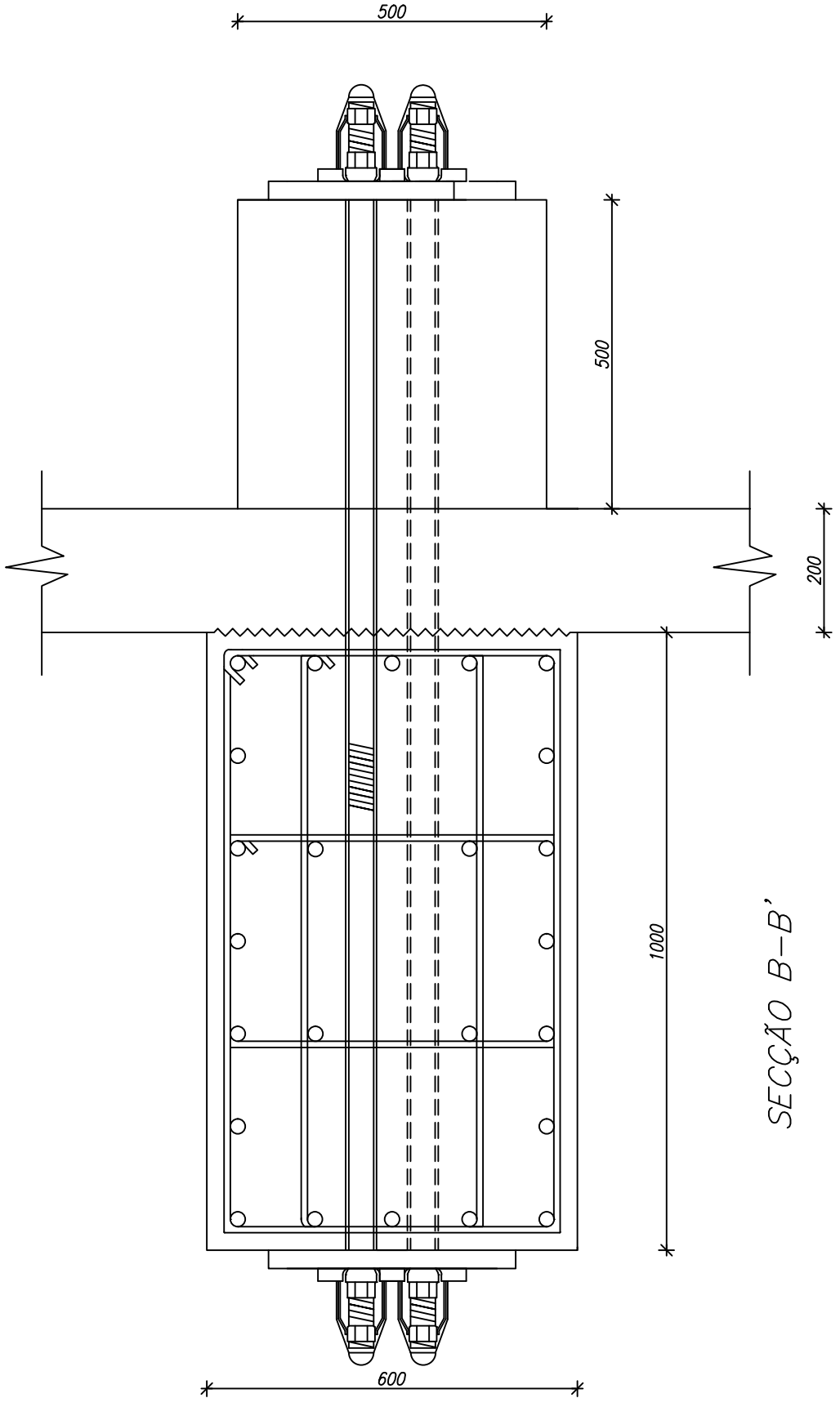
- [1] Reluis, linee di indirizzo per interventi locali e global su edifici industriali monopiano non progettati con criteri antisismici BOZZA, 19 de junho de 2012, Gruppo di Lavoro Agibilità Sismica dei Capannoni Industriali.
- [2] Dipartimento Protezione Civile – <http://www.protezionecivile.it/>. 3 de Abril de 2013.
- [3] <http://pubs.esgs.gov/gip/earthq1/earthqkgip.html> Kaye M. Shedlock & Louis C. Pakiser, Earthquakes - 5 de Abril de 2013
- [4] <http://earthquake.usgs.gov/> - 5 de Abril de 2013
- [5] [http://www.cosediscienza.it/geo/02\\_italia.htm](http://www.cosediscienza.it/geo/02_italia.htm) - 7 de Abril de 2013
- [6] [http://www.camera.it/cartellecomuni/leg14/RapportoAttivitaCommissioni/testi/08/08\\_cap15\\_sch01.htm](http://www.camera.it/cartellecomuni/leg14/RapportoAttivitaCommissioni/testi/08/08_cap15_sch01.htm) Camera dei Deputati, 10 de Abril de 2013.
- [7] R. De Marco, M.G. Martini, La lassificazione e la normativa sisica Italiana dal 1909 al 1984, 2001.
- [8] NTC 2008: Ministero delle Infrastrutture, Ministero dell'Interno, Dipartimento della Protezione Civile, Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, “Norme tecniche per le costruzioni”, 2008, Decreto Ministeriale.
- [9] Giandomenico Toniolo, Cent'anni di Prefabbricazione in calcestruzzo 2001.
- [10] Vittorio CAPOZZI, Comportamento sísmico dei collegamenti nelle strutture prefabricate 2008, Tese de Doutoramento.
- [11] Amaro António Catumbaiala, Análise dos efeitos de segunda ordem em edifícios industriais pré-fabricados em betão, 2012, Tese de Mestrado
- [12] Reluis, Strutture prefabbricate: catalogo delle tipologie esistenti, Febbraio 2008.
- [13] DECRETO-LEGGE 6 giugno 2012, n. 74, [19:22:07] Luis Pires: Interventi urgenti in favore delle popolazioni colpite dagli eventi sismici che hanno interessato il territorio delle province di Bologna, Modena, Ferrara, Mantova, Reggio Emilia e Rovigo, il 20 e il 29 maggio 2012.
- [14] Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, Valutazione della vulnerabilità e interventi per le costruzioni ad uso produttivo in zona sísmica, 22 giugno 2012.
- [15] <http://www.mtse.it/public/bcatalogo/22/625/allegati/default/Vulnerabilit%C3%A0%20strutture%20prefabbricate.pdf>, 15 de Maio de 2013.
- [16] Reluis, Strutture prefabbricate: schedario dei collegamenti, Maggio 2007.
- [17] Yousef Bozorgnia and Vitelmo V. Bertero, Earthquake Engineering: From Engineering Seismology to Performance-Based Engineering, 26 de Março 2004.
- [18] Isaia Clemente, Chiara Bedon, Corso di Ingegneria Sismica, 2009/10, Università degli studi di Trieste
- [19] Chia-Ming Uang and Vitelmo V. Bertero, (1998), Use of Energy as a Design criterion in Earthquake-Resistant Design, Report No. UCB/EERC-88/18, University of California, Berkeley.

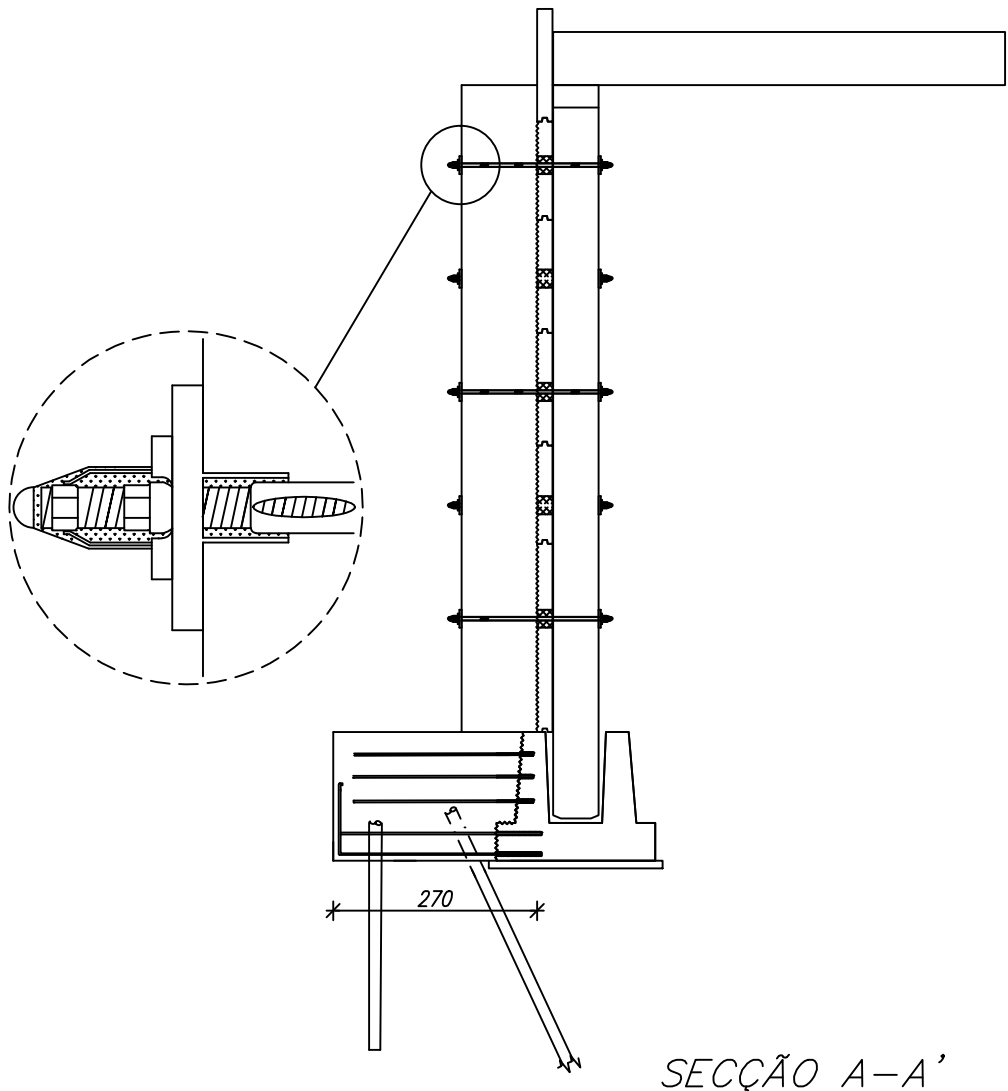
- [20] Empresa Alga, <http://www.alga.it/it/categoria/prodotti/1-protezione-sismica-delle-strutture>, 10 de Maio de 2013
- [21] Empresa Fip, [http://www.fip-group.it/fip\\_ind\\_eng/prodotti.html](http://www.fip-group.it/fip_ind_eng/prodotti.html), 10 de Maio de 2013
- [22] R.I.Skinner,W.H.Robinson,G.H.McVerry, An introduction to Seismic Isolation, 1993
- [23] Maria Rosária Marsico, Seismic isolation and energy dissipation: Theoretical basis and applications, 2008, Tese de doutoramento
- [24] Kelly, 1990, Base isolation:linear theory and design, J. Earthquake Spectra, 6:223-244
- [25] Luis Alberto Loureiro, Isolamento de Base em Pontes, 2008, Tese de Mestrado
- [26] Andrea Posti, Isolamento Sismico in Copertura di un Edificio Prefabbricato Monopiano, 2002, Tese de Mestrado
- [27] Giulio Righetto, Comportamento Sismico di Edifici Industriali in C.A. e Strategie di Intervento, 2012, Tese de Mestrado
- [28] Straus7 2.3.3, Franco Bontempi Research Group, University of Rome, 2013
- [29] M.Gabriella Castellano, Gian Paolo Colato, Samuele Infanti, Use of Viscous Dampers and Shock Transmission Units in the Seismic Protection of Buildings, 2004, 13° World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada
- [30] Takeuti, A. R. Reforço de Pilares de Concreto Armado por Meio de Encamisamento com Concreto de Alto Desempenho. 1999, Tese de Mestrado, USP, São Carlos.
- [31] R. de Pádua, A. Reis Liserre, A. da Silva, D. Aguiar, Pilares de concreto armado reforçado por meio de encamisamento, 2012, Revista Electrónica de Engenharia Civil (REEC).
- [32] Reforço de Estruturas de Betão Armado por Encamisamento das Secções, J. Appleton, A. Gomes., s/a, s/r
- [33] *Criteri di Progettazione Antisismica di Strutture Prefabbricate*, EUCENTRE – Pavia 20-21 novembre 2009, Prof. Paolo Riva
- [34] CNR-DT 200/2004, Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures, July 13th, 2004

# **ANEXOS**

# INTERVENÇÃO – Tipo 1

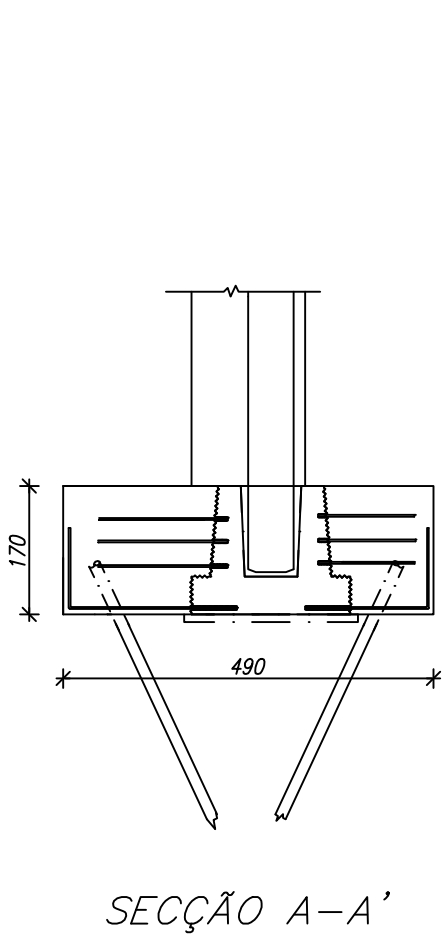




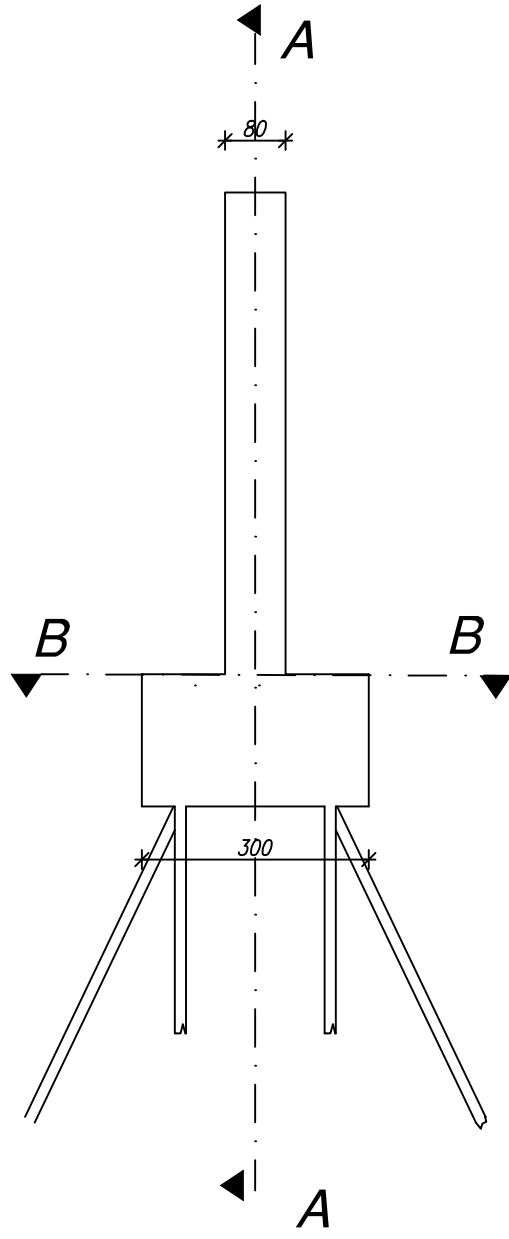


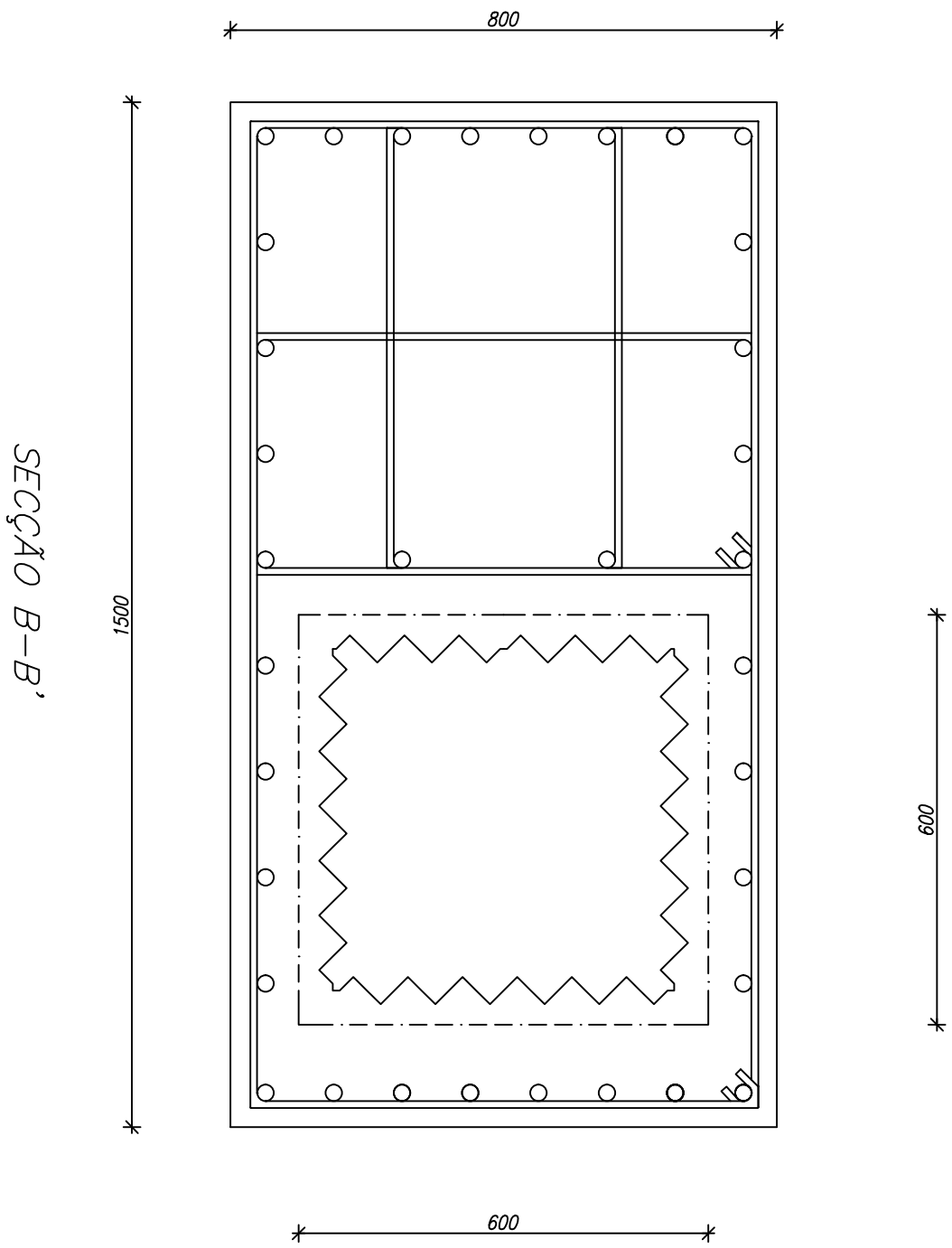
SECÇÃO A-A'

# INTERVENÇÃO - Tipo 2

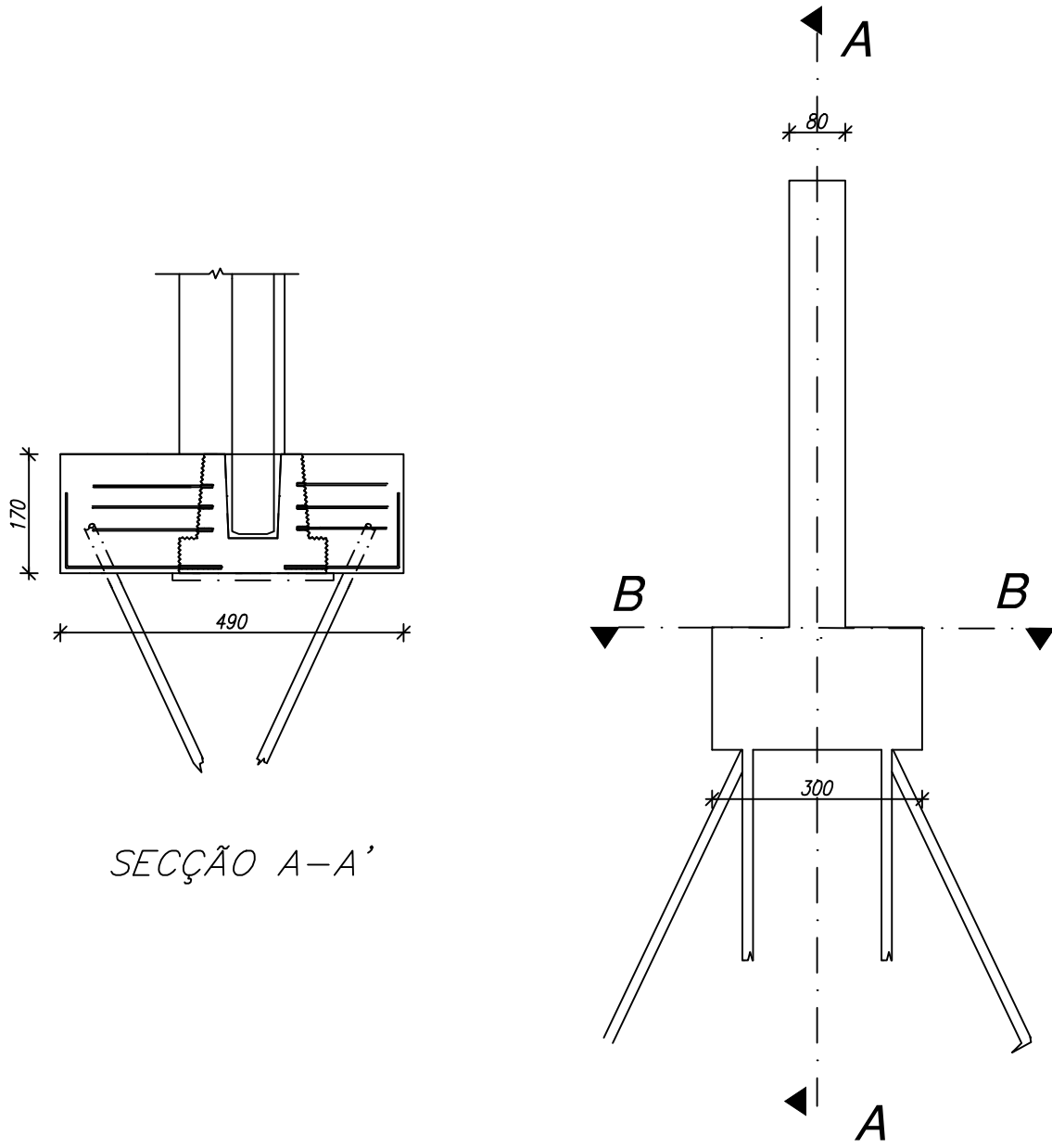


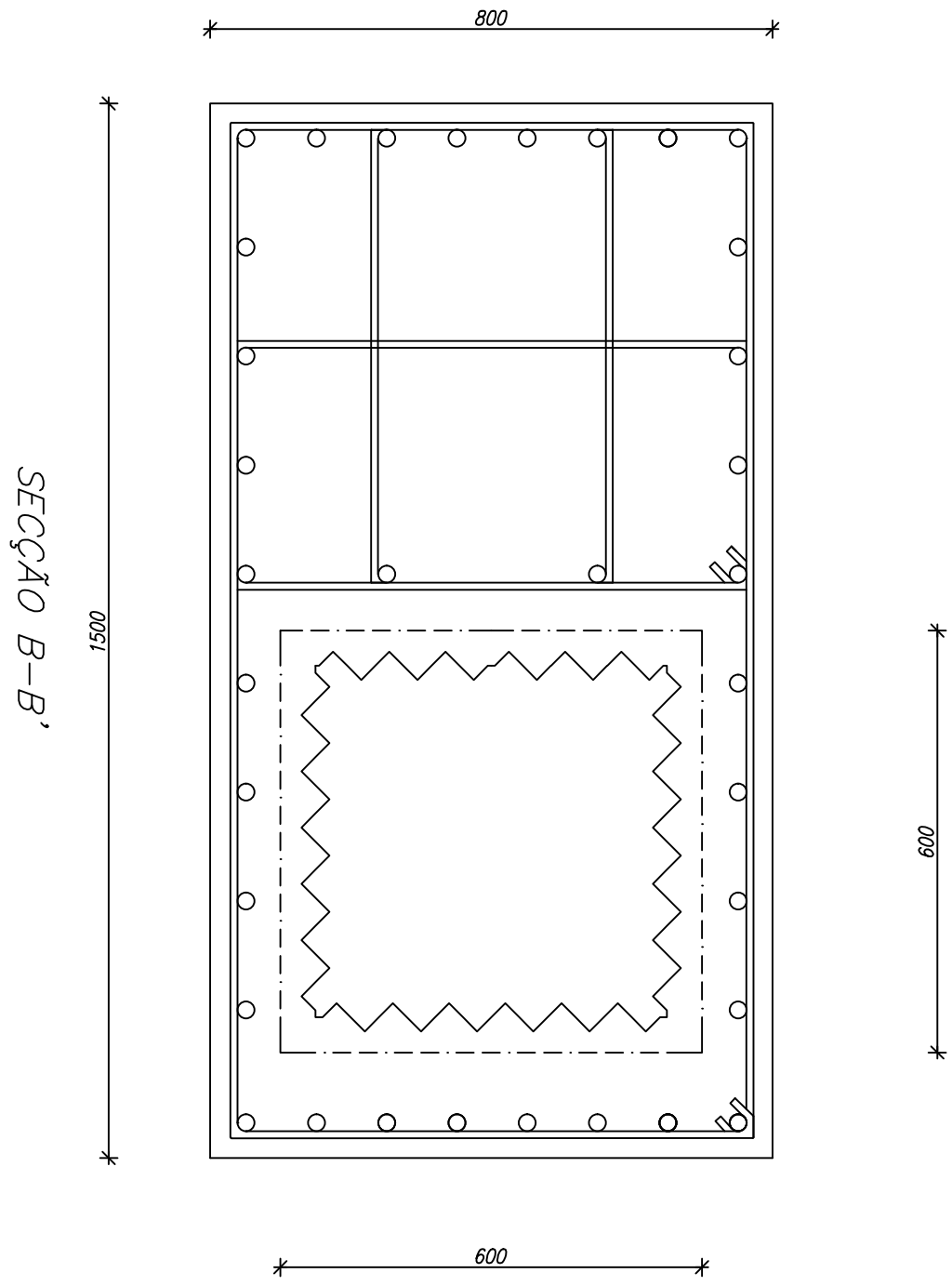
SECÇÃO A-A'



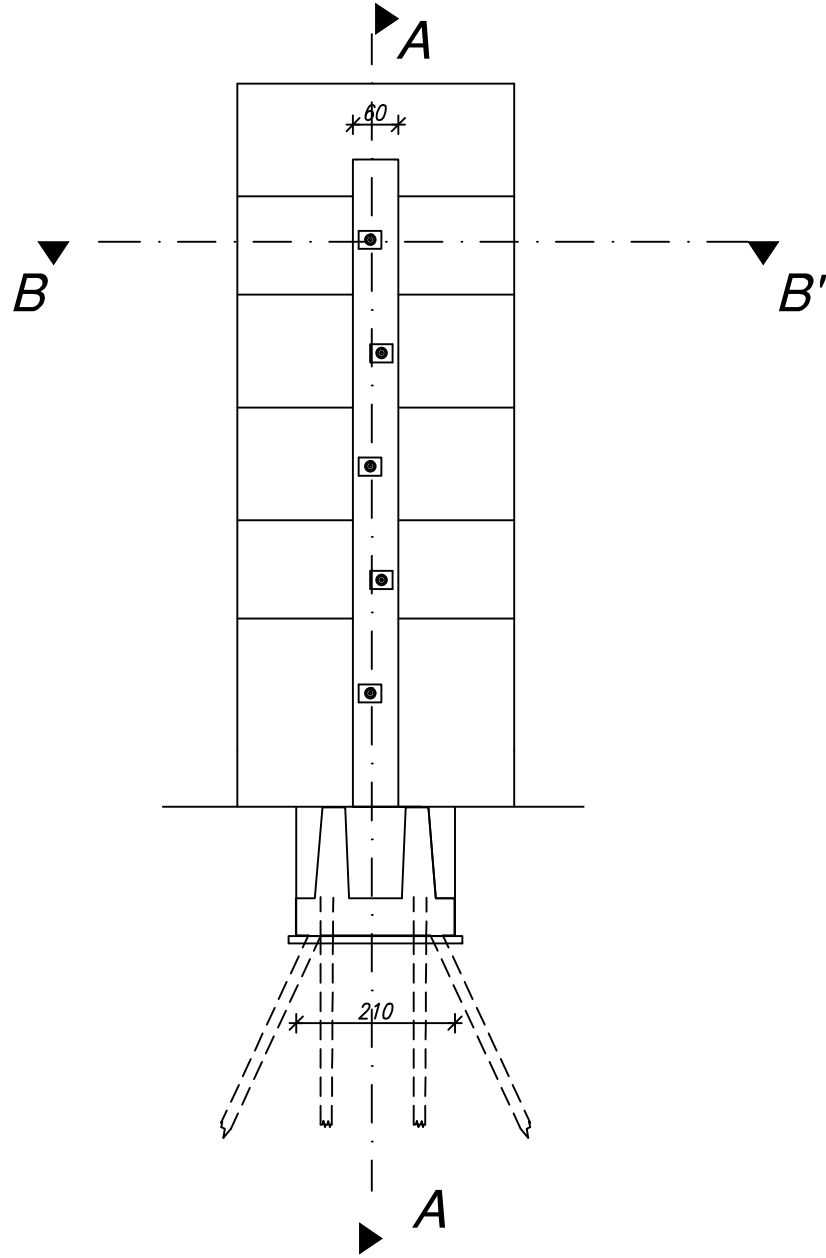


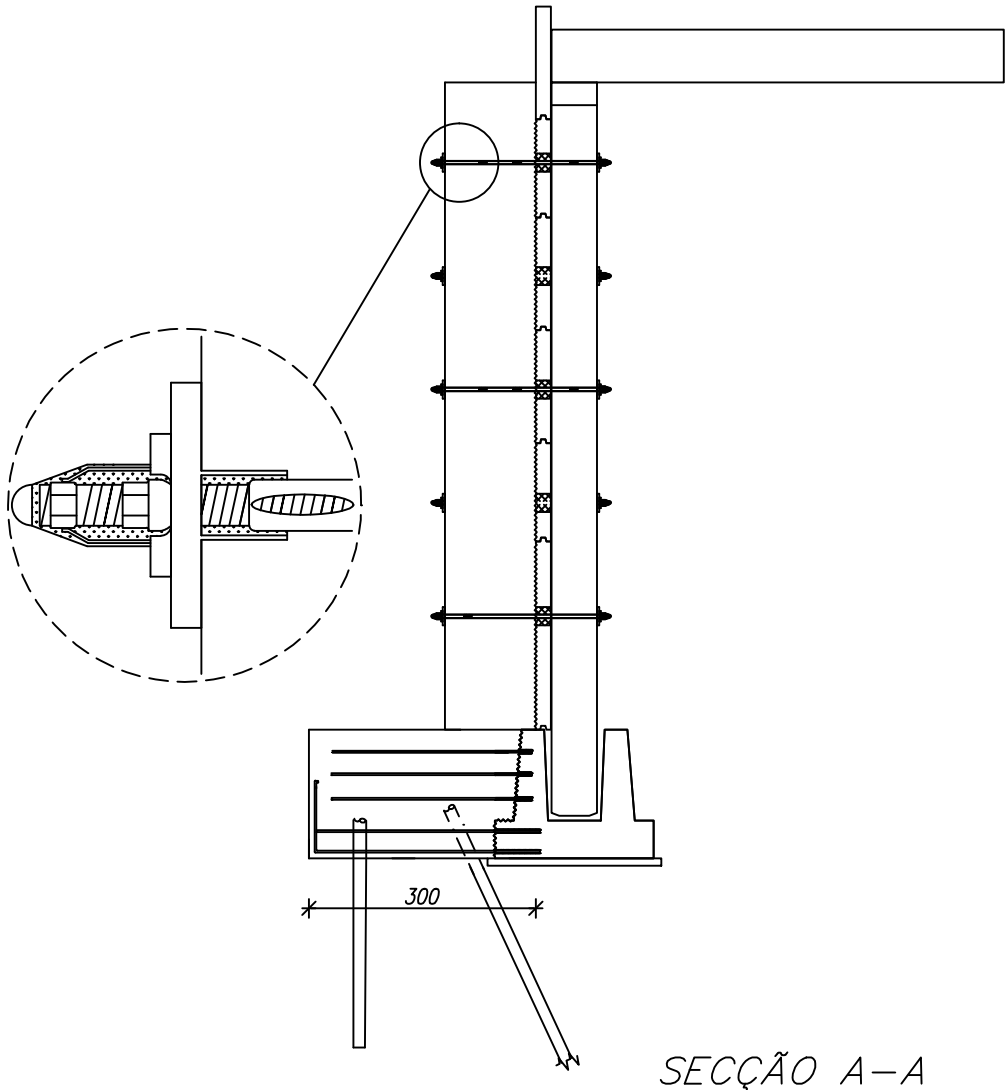
# INTERVENÇÃO – Tipo 3

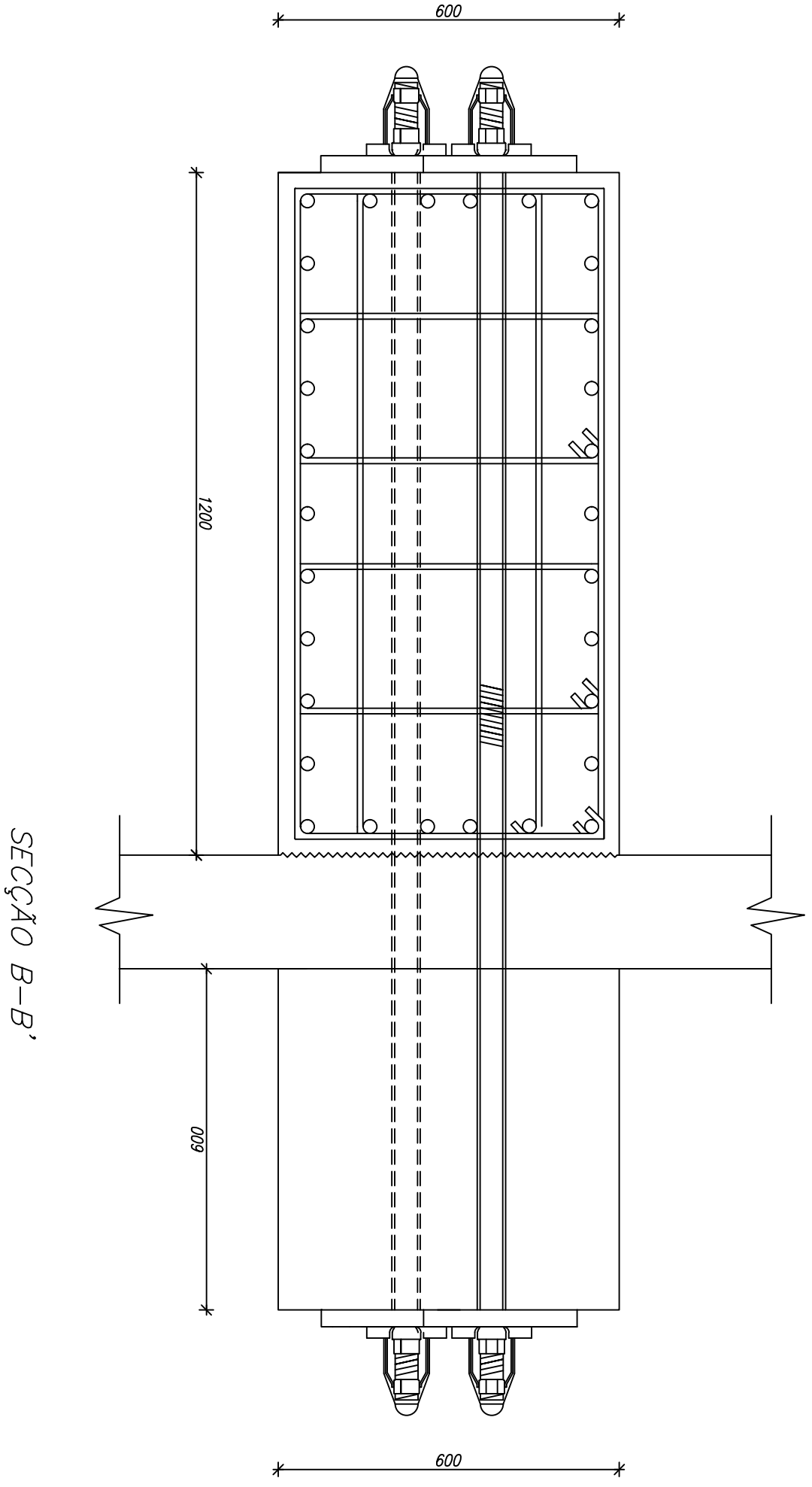




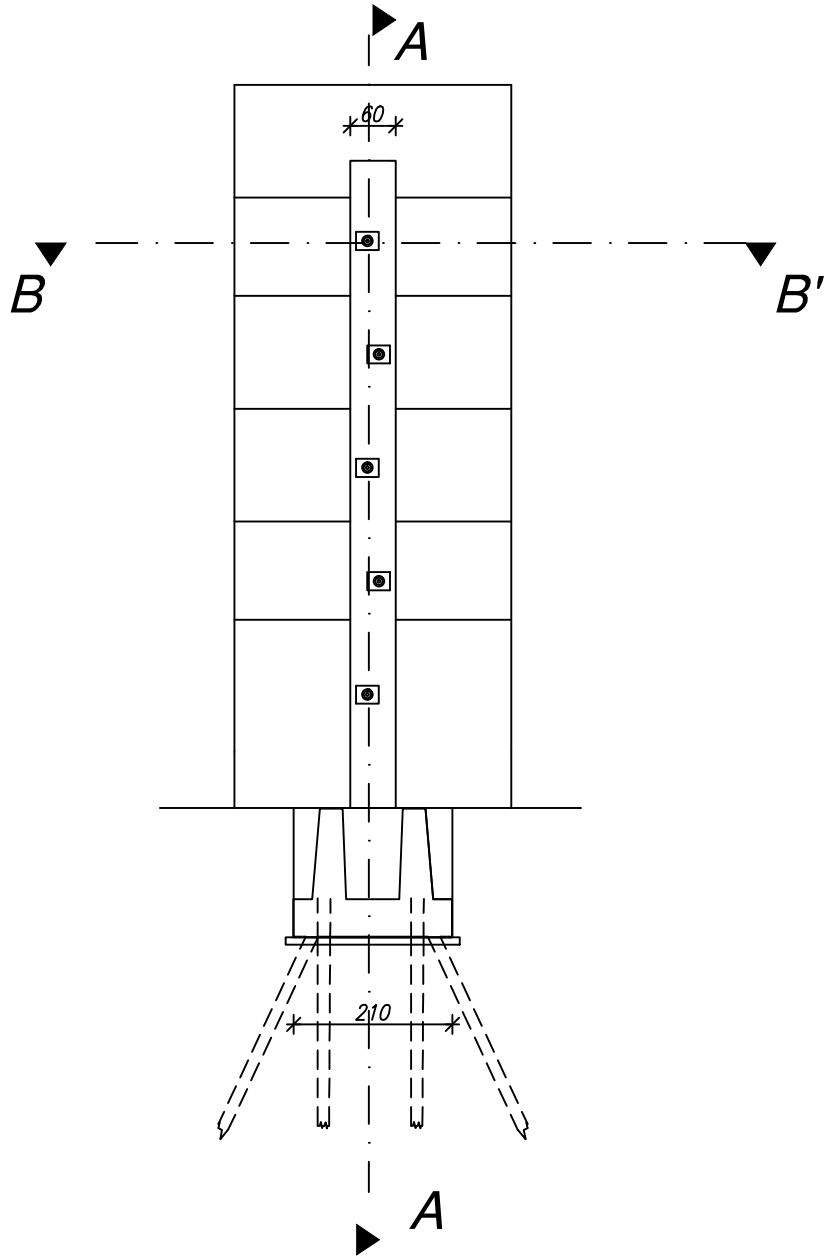
*INTERVENÇÃO – Tipo 4*

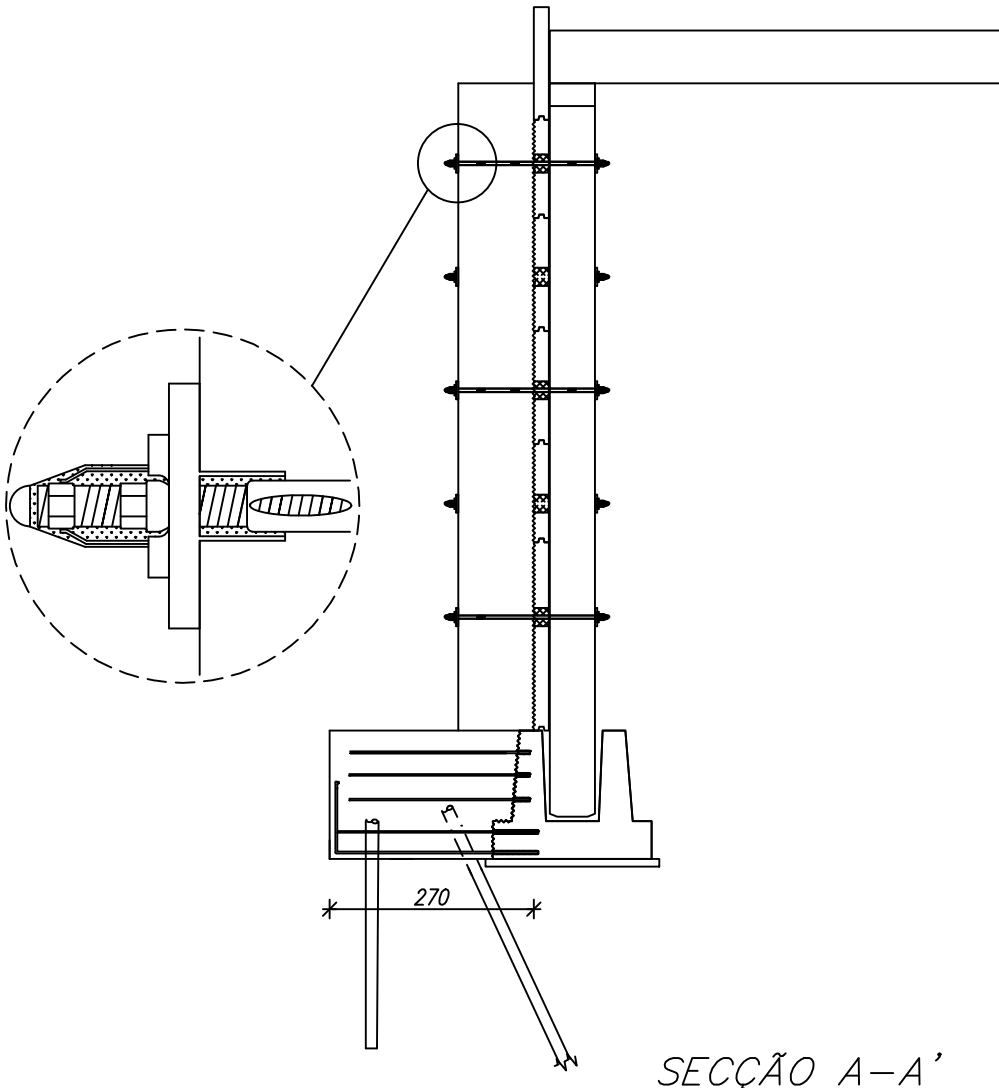






# INTERVENÇÃO – Tipo 5





SECÇÃO A-A'

