

DESEMPENHO SÍSMICO DE EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO

EIPHANIE DA SILVA AMORIM

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

Orientador: Professor Doutor Raimundo Moreno Delgado

Coorientador: Professor Doutor Mário António Lage Alves Marques

JULHO DE 2012

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2011/2012

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446



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



<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 - 2011/2012 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2012.*

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

*"O êxito da vida não se mede pelo caminho que você conquistou, mas sim pelas
dificuldades que superou no caminho"*

Abraham Lincoln

AGRADECIMENTOS

A apresentação desta tese é o símbolo da conclusão de um longo percurso que me permitiu crescer tanto a nível académico como pessoal no mundo da Engenharia Civil com o contributo de todos aqueles que me acompanharam e que permitiram que o meu sonho se realizasse. A todos desejos expressar os meus sinceros agradecimentos.

Gostaria de agradecer especialmente o Professor Raimundo Delgado por me ter acolhido na área da Engenharia Sísmica, pelos conhecimentos que me transmitiu, pela forma agradável como acompanhou o desenvolvimento desta dissertação e pelo seu contributo na minha formação académica e pessoal.

Ao professor Mário Marques, pela sua paciência, dedicação e infinita disponibilidade. A sua prontidão e simpatia permitiram que este trabalho tivesse um desenvolvimento agradável e interessante.

Um agradecimento especial a todos os professores que contribuíram para este percurso inesquecível. Em particular aos professores da área de Estruturas da ESTG de Viana do Castelo que me transmitiram a paixão pelas Estruturas. Aos professores da FEUP, pela dedicação e o prazer com o qual transmitiram a sua sabedoria. Por fim, aos meus professores do secundário que me inculcaram o respeito pelas ciências e o rigor associado ao sucesso.

À vida académica, pelas amizades e bons momentos que me ofereceu e que tornaram esta passagem da minha vida num momento único.

À minha família, principalmente, aos meus pais que me ofereceram esta oportunidade, que me apoiaram neste percurso e que me deram a força necessária para alcançar os meus objetivos. Em particular à minha mãe pelo apoio incondicional que me deu e pelo incentivo em realizar os meus sonhos. Ao meu pai por me ter transmitido o interesse pela Construção Civil e me ter incentivado a dar o melhor de mim em todos meus projetos. À minha irmã por me incitar em olhar pela vida com alegria e felicidade.

Finalmente um agradecimento muito especial ao meu namorado, André Araújo. Sem o seu apoio, dedicação, compreensão e paciência, a minha felicidade não seria completa.

RESUMO

O presente trabalho tem como objetivo a definição do desempenho sísmico de edifícios com base em análises pushover, o procedimento de análise não linear N2 e a aplicação dos limites de dano especificados nas normas FEMA 356, HAZUS e Eurocódigo 8.

Para atingir estes objetivos foram comparadas diferentes análises pushover convencionais e adaptativas, considerando diferentes perfis de carga e a amplificação espectral. Os pontos de desempenho estrutural foram obtidos utilizando a versão mais simples do método N2, tal como implementado no Eurocódigo 8.

O método N2 foi formulado exclusivamente para ser aplicado a análises pushover convencionais. No entanto neste trabalho foi utilizado para obter também os pontos de desempenho a partir de curvas de capacidade obtidas por análises pushover adaptativas. Não obstante a diminuição da qualidade esperada nos resultados do desempenho da estrutura, quando o método N2 é seguido após uma análise pushover adaptativa, decidiu-se manter esta abordagem a fim de não adicionar dispersão à comparação entre as várias estratégias de análise pushover. Por fim, como forma de identificar a técnica de análise pushover que conduz a resultados mais fiáveis, utilizaram-se pontos de desempenho obtidos a partir de análises não lineares incrementais dinâmicas. Para tal, foi considerado o modelo estrutural de um pórtico de um edifício existente em betão armado, não dimensionado à ação sísmica, representativo do tecido urbano Europeu da década de 70.

Numa segunda parte desta dissertação foram definidas as curvas de fragilidade da estrutura. No sentido de atingir este objetivo foram seguidas as recomendações para os estados limites de danos presentes nos documentos HAZUS, FEMA 356 e EC8. Estas normas consideram diferentes estados limites estruturais, assim como diferentes parâmetros e medidas da resposta para quantificar cada nível de dano. Assim, três quantidades, globais (para o dano do edifício) e locais (para o dano dos elementos) podem ser encontradas nos referidos regulamentos, com a intenção de caracterizar cada estado de dano, e foram consideradas para este estudo: os deslocamentos relativos entre pisos, drift global da estrutura; e a rotação da corda dos elementos verticais e horizontais.

Um procedimento simplificado foi também incluído no estudo das funções de fragilidade do modelo estrutural em análise. Este método é baseado nos estados limites locais propostos pelo EC8 e usa os princípios básicos do *displacement-based* para definir os estados limites da estrutura, avaliados em termos dos deslocamentos de um sistema equivalente de um grau de liberdade.

Foi admitida uma aplicação preliminar para avaliar o impacto da escolha da medida de intensidade de referência na definição das curvas de fragilidade. Assim, compararam-se as curvas de fragilidade derivadas através dos limites definidos no HAZUS, considerando como medida da intensidade sísmica as acelerações de pico (PGA) e as acelerações espectrais para o período fundamental da estrutura (S_a).

Por último, são comparados os pontos de desempenho obtidos para análises pushover e análises não lineares dinâmicas e conclui-se que as curvas de fragilidades obtidas através de análises pushover são menos conservativas que as curvas obtidas por análises dinâmicas.

Palavras-chaves: Projeto sismo-resistente; desempenho sísmico; estruturas de betão armado; Eurocódigo 8

ABSTRACT

The present work aims at defining the seismic performance of a building based on pushover analyses, the N2 nonlinear static procedure and the structural limit states specified in FEMA 356, HAZUS and Eurocode 8.

In order to achieve these goals a set of conventional and adaptive pushover analyses were herein considered, admitting different load profiles in height and the importance of the spectral amplification. The structural performance points were obtained using the basic version of the N2 method, as implemented in Eurocode 8.

Apart from being exclusively formulated for application under a conventional pushover capacity assessment, this nonlinear static procedure was also used to compute the performance points on capacity curves derived from adaptive pushover analyses. Notwithstanding the decrease on the expected quality of the performance results, when the N2 method is used within an adaptive pushover approach, this option was taken in order not to include an additional and different source of scatter over the pushover strategies. For the sake of ascertain the most reliable pushover analysis, performance points obtained from incremental dynamic analyses were used. A real and non-seismically designed reinforced concrete frame building, representative of the European building stock of the 70's decade.

The second stage of this dissertation is focused on the fragility curves derivation. Towards this goal were followed the recommendations on the limit states of damage of the HAZUS, FEMA 356 and EC8 documents. These standards admit different structural limit states as well as different parameters and response measures to quantify each level of damage. Thus, three global (the damage of the building) and local (the damage of each element) quantities, with the intention to characterize each damage state, may be found along the three documents, and were involved in this study: the maximum interstorey drift, the global drift of the building, and the chord rotation of columns and beams.

A simplified pushover-based methodology was also included in the study of the fragility functions. This method is based on the local limit states proposed in EC8 and uses the displacement-based formulations to define the displacement limit states of damage of an equivalent single-degree of freedom structure.

It was conducted a preliminary study to assess the impact of the selected intensity measure on the fragility curves. Hence, a comparison on the fragility curves derived from the HAZUS limit states was established, considering the peak ground accelerations (PGA) and the spectral accelerations at the fundamental period of the structure (S_a) intensity measures.

Finally, the fragility functions derived from pushover and dynamic analyses were compared and one concluded that fragility curves derived from pushover analyzes were less conservative than those obtained using dynamic analysis.

Keywords: earthquake-resistant design, seismic performance, reinforced concrete structures, Eurocode 8

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v

1. INTRODUÇÃO	1
1.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	1
1.2 OBJETIVOS	2
1.3 DESCRIÇÃO DO TRABALHO	3

2. AVALIAÇÃO DE DESEMPENHO SISMICO	5
2.1 INTRODUÇÃO	5
2.2 AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE ESTRUTURAL	6
2.3 DETERMINAÇÃO DE CURVAS DE FRAGILIDADE	7
2.3.1 INTRODUÇÃO	7
2.3.2 HAZUS (DRIFT).....	8
2.3.2.1 Classificação dos edifícios	9
2.3.2.2 Níveis de intensidade sísmica e qualidade da construção	11
2.3.2.3 Elementos estruturais e não-estruturais, e recheio de edifícios	11
2.3.2.4 Limites de danos	13
2.3.2.5 Exemplo de característica de curva de capacidade e de limites de danos	13
2.3.3 FEMA.....	16
2.3.3.1 Definição de níveis de desempenho e de danos de edifícios.....	16
2.3.3.2 Limites de danos estruturais de deslocamento relativo entre pisos	18
2.3.3.3 Limites de danos estruturais de rotação da corda de pilares e vigas	19
2.3.4 EUROCÓDIGO 8	19
2.3.4.1 Definição de níveis de desempenho de edifícios.....	19
2.3.4.2 Limites de danos de rotação da corda dos elementos estruturais.	20

3. AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE E DESEMPENHO ESTRUTURAL	23
3.1 INTRODUÇÃO	23
3.2 METODOLOGIAS DE ANÁLISES NÃO LINEAR	23
3.2.1 ANÁLISE NÃO-LINEAR PUSHOVER	23
3.2.1.1 Análise pushover convencional	24
3.2.1.2 Análise pushover adaptativa	25
3.2.2 PROCEDIMENTOS PARA A DEFINIÇÃO DO PONTO DE DESEMPENHO	26
3.2.2.1 Capacity Spectrum Method (CSM)	26
3.2.2.2 Adaptive Capacity Spectrum Method (ACSM)	27
3.2.2.3 Modal Pushover Analysis (MPA)	27
3.2.2.4 Adaptive Modal Combination Procedure (AMCP)	27
3.2.2.5 Método N2	28
3.2.2.6 Resumo	31
3.2.3 ANÁLISE DINÂMICA NÃO-LINEAR	32
3.3 AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE E DESEMPENHO ESTRUTURAL	32
3.3.1 DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA	33
3.3.2 DESCRIÇÃO DA AÇÃO SÍSMICA	34
3.3.3 ANÁLISES NÃO-LINEARES PUSHOVER	35
3.3.3.1 Análise modal	36
3.3.3.2 Análises pushover – curvas de pushover	36
3.3.3.3 Definição de desempenho estrutural	38
3.4 CONCLUSÃO	41
4. CURVAS DE FRAGILIDADE	43
4.1 INTRODUÇÃO	43
4.2 METODOLOGIAS PARA DEFINIÇÃO DE CURVAS DE FRAGILIDADE	43
4.3 PROCEDIMENTO SIMPLIFICADO- MÉTODO BORZI	44
4.3.1 DEFINIÇÃO DO FATOR MULTIPLICATIVO DE COLAPSO	44
4.3.2 DEFINIÇÃO DOS ESTADOS LIMITE	47
4.3.3 DEFINIÇÃO DA CAPACIDADE DE DESLOCAMENTO	48
4.3.4 PERÍODOS DE VIBRAÇÃO	50
4.3.5 DETERMINAÇÃO DO DESLOCAMENTO ESPECTRAL	50
4.4 OBTENÇÃO DAS CURVAS DE FRAGILIDADE	51

4.4.1 PROCEDIMENTO ADOTADO.....	51
4.4.1.1 Curvas de capacidade.....	52
4.4.1.2 Cálculo da resposta da estrutura	53
4.4.1.3 Curvas de fragilidade estrutural	53
4.4.1.4 Resumo do procedimento de obtenção da curva de fragilidade de uma estrutura	56
4.4.2 ESTUDO PRELIMINAR.....	56
4.4.3 APLICAÇÃO E RESULTADOS – CASO DE ESTUDO	62
4.4.3.1 Comparação das curvas de fragilidade pushover e dinâmica para cada norma.....	63
4.4.3.2 Comparação das normas para curvas de fragilidades de análises dinâmicas.....	76
4.5 CONCLUSÃO	78
 5. CONCLUSÃO	 81
BIBLIOGRAFIA.....	83
A. ANEXO	A.1

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1: Relação entre os módulos da metodologia FEMA/NIBS	9
Figura 2.2: Curvas de capacidade e Estados Limite de dano para 5 desempenhos sísmicos (Special High, High, Moderate, Low and Pre-Code) – para um edifício tipo C1M - HAZUS	14
Figura 3.2: Determinação do deslocamento-alvo para o sistema equivalente com um só grau de liberdade	30
Figura 3.3: Modelação do pórtico em estudo e localização das massas	33
Figura 3.5: Comparação do período considerando o 1º modo de vibração	37
Figura 3.6: Comparação do período considerando o 2º modo de vibração	37
Figura 3.7: Comparação da evolução do deslocamento espectral para o 1º e 2º modo de vibração da estrutura.	37
Figura 3.8: Curvas bilineares obtidas a partir das curvas de capacidade	39
Figura 3.9: Pontos de desempenho para o acelerograma (acc_12).....	40
Figura 4.1: Curva de capacidade de uma estrutura elástica perfeitamente plástica (Borzi B. et al (2007))	45
Figura 4.2: Momentos e forças de corte em pilares exteriores.....	45
Figura 4.3: Momentos e forças de corte em pilares interiores.....	45
Figura 4.4: Possíveis mecanismos de colapso de um pórtico, (a) mecanismo de colapso de tipo beam-sway, (b) mecanismo de colapso de tipo column-sway (Borzi B. et al. (2007)).	46
Figura 4.5: Deformação da estrutura para mecanismos de rotura beam-sway (a esquerda) e column-sway (a direita) no primeiro piso (Borzi B. et al. (2007))	49
Figura 4.6: Relação entre o período de vibração elástico e o período de vibração equivalente para o estado limite I (Borzi B. et al. (2007)).	50
Figura 4.7: Curva pushover da análise pushover adaptativa.....	52
Figura 4.8: Exemplos de intersecções entre espectros de resposta e curvas de capacidade (HAZUS (2001))	53
Figura 4.10: Exemplos de curvas de fragilidades para danos Ligeiros, Moderados, Extensos e Completos (HAZUS (2001))	55
Figura 4.11: Exemplos de curvas de fragilidade para diferentes estados limites e derivação de um histograma de probabilidade de dano para um nível de intensidade sísmica (Crowley, 2005)	55
Figura 4.12: Localização dos pontos de desempenho na curva pushover em relação aos limites de danos (PGA).....	59
Figura 4.13: Localização dos pontos de desempenho na curva pushover em relação aos limites de danos (SaT).....	60
Figura 4.14: Curvas de fragilidade de análises dinâmica e pushover (PGA)	61
Figura 4.15: Curvas de fragilidade de análises dinâmica e pushover (Sa(T)).....	61

Figura 4.16: Curva de fragilidade para validação da quantidade de pontos de definição	63
Figura 4.17: Curvas de fragilidade Pushover vs Dinâmica (HAZUS)	64
Figura 4.19: Curvas de fragilidade Pushover vs Dinâmica – Rotação pilares (FEMA)	66
Figura 4.20: Curvas de fragilidade drift vs rotação dos pilares – Dinâmica (FEMA)	67
Figura 4.21: Curvas de fragilidade Pushover vs Dinâmica – Rotação pilares e vigas (FEMA)	68
Figura 4.22: Identificação dos elementos estruturais	69
Figura 4.23: Curvas de fragilidade Pushover vs Dinâmica – Rotação pilares (EC8)	70
Figura 4.24: Curvas de fragilidade Pushover vs Dinâmica – Rotação pilares e vigas (EC8)	71
Figura 4.26: Mecanismo de colapso	74
Figura 4.27: Curvas de fragilidade Pushover vs Dinâmica – Rotação pilares e vigas (procedimento simplificado)	75
Figura 4.28: Curvas de fragilidade de análises dinâmicas para drifts – HAZUS, FEMA e EC8	76
Figura 4.29: Curvas de fragilidade de análises dinâmicas para rotação em pilares – EC8 e FEMA....	77
Figura 4.30: Curvas de fragilidade de análises dinâmicas para rotação em pilares e vigas – FEMA e EC8	77
Figura A.0.1: Curvas de desempenho (acc_02)	A.1
Figura A.0.2: Curvas de desempenho (acc_04)	A.2
Figura A.0.3: Curvas de desempenho (acc_06)	A.2
Figura A.0.4: Curvas de desempenho (acc_08)	A.3
Figura A.0.5: Curvas de desempenho (acc_10)	A.3
Figura A.0.6: Curvas de desempenho (acc_12)	A.4
Figura A.0.7: Curvas de desempenho (acc_14)	A.4
Figura A.0.8: Curvas de desempenho (acc_16)	A.5
Figura A.0.9: Curvas de desempenho (acc_18)	A.5
Figura A.0.10: Curvas de desempenho (acc_20)	A.6

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1: Tipos de edifícios considerados pelo HAZUS.....	10
Tabela 2.2: Relação entre o nível de desempenho sísmico e a qualidade da construção – HAZUS ..	11
Tabela 2.3: Classificação HAZUS de elementos segunda a sensibilidade ao deslocamento relativo ou a aceleração	12
Tabela 2.4: Exemplos de limites de danos – pórtico simples de construção em madeira - HAZUS.....	13
Tabela 2.5: Caracterização do período elástico, dos pontos de controlo da curva de capacidade e dos limites de danos estruturais – para um edifício tipo C1M - HAZUS.....	14
Tabela 2.6: Limites de deslocamento relativo entre pisos por nível de dano - HAZUS.....	15
Tabela 2.7: Desempenho sísmico de edifício - FEMA.....	18
Tabela 2.8: Exemplos de limites de drift FEMA	19
Tabela 2.9: Limites de danos de viga e pilar de betão armado - FEMA.....	19
Tabela 3.2: Definição das massas concentradas	33
Tabela 3.3: Quadro resumo das secções das vigas e dos pilares da estrutura	34
Tabela 3.4: Características dos materiais da estrutura.....	34
Tabela 3.5: Caracterização da base de sismos	35
Tabela 3.6: Características modais.....	36
Tabela 4.1: Limites de danos da estrutura em estudo – HAZUS.....	57
Tabela 4.2: Valores de PGA e SaT para cada espectro de resposta.....	57
Tabela 4.3: Caracterização dos grupos de eventos sísmicos considerados para a obtenção da curva de fragilidade (PGA)	58
Tabela 4.4: Caracterização dos grupos de eventos sísmicos considerados para a obtenção da curva de fragilidade (SaT).....	58
Tabela 4.5: Parâmetros de distribuição lognormal.....	64
Tabela 4.6: Limites de danos drift e rotação (FEMA).....	65
Tabela 4.7: Limites de danos de pilares (EC8)	69
Tabela 4.8: Limites de danos de vigas (EC8)	69
Tabela 4.11: Limites de danos para pilares (procedimento simplificativo)	73
Tabela 4.12: Valores paramétricos do sistema equivalente de um grau de liberdade	74
Tabela 4.13: Limites de danos de translação	74
Tabela 4.14: Períodos de vibração	74
Tabela 4.15: Determinação dos fatores de redução espectral	75

1. INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Os sismos existem desde sempre mas o interesse científico sobre este evento é recente, apesar das graves consequências que sempre acarretaram para a vida humana. As estruturas são as principais causas de danos e perdas devidas a ação sísmica. É neste âmbito que a necessidade de resistência estrutural à ação sísmica nasceu. Em Portugal, o sismo de Lisboa de 1755 foi o evento que marcou o começo do interesse pela Engenharia Sísmica. Ainda hoje, existe a necessidade crescente de controlar os danos estruturais, como evidenciou o último sismo de grande intensidade no Japão, em 2011. Os sismos são caracterizados fisicamente pela sua imprevisibilidade no tempo e no espaço o que dificulta a segurança dos bens e das pessoas. Surge então a prevenção sísmica e o desenvolvimento de ferramentas que permitem prever o impacto de sismos de modo a evitar ou minimizar os seus efeitos em edifícios.

Atualmente é necessária a existência de ferramentas que consigam simular a ocorrência de uma ação sísmica e que consigam prever o comportamento estrutural dos edifícios. Devido à natureza da ação sísmica, que consiste na imposição de movimentos na base dos edifícios, os modelos lineares utilizados no dimensionamento estrutural para cargas gravíticas, ou cargas exteriores aplicadas diretamente à estrutura, como por exemplo a ação do vento, não são adequados para a avaliação do comportamento estrutural. Para tal, existem as análises não lineares dinâmicas que utilizam sismos reais ou artificiais. Este tipo de análise é considerado consensualmente como o meio mais preciso para definir a exigência estrutural e avaliar o desempenho estrutural.

O objetivo de numerosos estudos de engenharia sísmica é conseguir determinar uma resposta rigorosa da estrutura para poder reduzir os danos causados pelas ações sísmicas, equilibrando o nível de segurança e o custo económico acrescido para uma ação que poderá não ocorrer durante o período útil da estrutura.

No início dos estudos de resistência sísmica foram utilizadas análises estáticas lineares que definem forças aplicadas à estrutura sem considerar a não linearidade do comportamento dos materiais. Este pressuposto sobrestima a resistência estrutural e leva a um agravamento das forças. A consideração do comportamento não linear dos materiais está na base das análises estáticas não lineares dos quais se destacam as análises pushover, sendo o seu objetivo fornecer, por metodologias simplificadas, resultados semelhantes às análises dinâmicas não lineares.

Com a evolução das ferramentas e métodos de avaliação de danos após eventos sísmicos aparece o conceito de desempenho estrutural. O desempenho de uma estrutura à ação sísmica é a comparação entre o estado estrutural e limites pré-definidos. Estes limites podem ser variados mas referem-se principalmente ao estado de deformação do edifício após a ocorrência de um sismo.

Os níveis de desempenho são por definição critérios que o edifício deve satisfazer de modo a garantir um certo desempenho global. Estes critérios são relacionados essencialmente com limites de danos em

elementos estruturais e não-estruturais, o controlo da estabilidade a nível local e global e as deformações máximas e residuais das secções da estrutura.

O estudo da noção de desempenho estrutural é importante, permitindo quantificar para uma série de intensidades sísmicas o nível de danos causados. Atualmente este estudo é efetuado para um conjunto de edifícios com características comuns de modo a poder prever o seu estado após uma ocorrência sísmica. Os resultados obtidos permitem avaliar a necessidade de intervenções em determinados tipos de edifícios e prever os custos de reparação associados.

O desempenho sísmico é uma noção que respeita um conjunto de regras e de considerações formuladas a partir de exigências sociais. Estas exigências traduzem-se para os cientistas em limites de deformações estruturais e não-estruturais e pela necessidade de dispor de dimensionamento sísmico adequado e acessível na elaboração de projetos. Para tal, sentiu-se a necessidade de definir ferramentas simples de cálculo e caracterizar o desempenho sísmico por estados limites e definir limites de danos associados de modo a abranger um conjunto vasto de tipologias de edifícios. A avaliação do desempenho sísmico depende essencialmente de avaliações visuais e físicas caracterizadas por deslocamentos e rotações, ao contrário do dimensionamento estrutural que é baseado em forças.

Esta nova abordagem permite garantir que a estrutura tem um comportamento adequado durante a ocorrência de um evento sísmico, prevendo a localização de danos. A definição inicial do mecanismo de rotura da estrutura permite caracterizar a sequência de formação de rótulas plásticas para um melhor controlo dos danos estruturais e das roturas frágeis.

1.2 OBJETIVOS

Neste trabalho pretende-se desenvolver um procedimento tendo em vista a avaliação do desempenho sísmico de edifícios de betão armado com recurso a métodos de análise pushover.

Para o efeito, pretende-se comparar os resultados obtidos das análises pushover convencionais e adaptativas com análises dinâmicas não lineares. Para as análises pushover convencionais foram considerados múltiplos perfis de carga e para o caso das análises pushover adaptativas foi tido em conta o impacto da utilização da amplificação espectral no algoritmo da análise. Para cada análise foi definido a curva de capacidade correspondente e comparados os pontos de desempenho de análises dinâmicas e pushover para determinar a análise pushover que melhores resultados obtêm.

O desempenho estrutural vai ser caracterizado por curvas de fragilidades que relacionam intensidades sísmicas com probabilidades de o edifício atingir ou ultrapassar um certo Estado Limite. Para tal serão aplicadas e comparadas três normas sísmicas: HAZUS, FEMA e Eurocódigo 8 (FEMA (2000), HAZUS (2001) e CEN(2004)). Em cada caso, serão obtidos resultados de análises pushover adaptativas e dinâmicas, tendo em vista discutir o desempenho das normas e das análises pushover.

Em resumo, pretende-se avaliar o desempenho das análises pushover para a determinação do desempenho sísmico de estruturas de betão armado e comparar as diferentes normas existentes sobre a definição de estados limites e os respetivos limites de danos.

1.3 DESCRIÇÃO DO TRABALHO

Este trabalho está dividido em duas partes tendo em vista atingir os objetivos apresentados de avaliar o desempenho sísmico de edifícios de betão armado, com uma aplicação a um caso concreto.. As duas etapas consistem na definição da capacidade estrutural do edifício e na avaliação do seu desempenho sísmico por curvas de fragilidade. Para tal, a dissertação está organizada da seguinte forma:

Após este primeiro capítulo de introdução, o capítulo 2 apresenta o estado de arte no que diz respeito a análises pushover e à determinação do desempenho estrutural. É feito um breve resumo da evolução da análise pushover e dos procedimentos de análises não lineares utilizados no presente trabalho. Também é feita referência a investigações sobre a determinação do desempenho estrutural e a aplicação de curvas de fragilidade.

No capítulo 3 é feita a descrição de metodologias de análises pushover e de procedimentos de análises não lineares. Nesta parte são apresentadas as características das diferentes análises pushover: convencionais e adaptativas, sendo que para análises pushover convencionais são estudados múltiplos perfis de carga lateral. No caso das análises pushover adaptativas são evidenciadas as diferenças no algoritmo da análise para a consideração da amplificação espectral. Segue-se a descrição de alguns procedimentos não lineares e em particular o método N2, incluído no Eurocódigo 8 e utilizado no decorrer do presente trabalho. Por fim, é feita a avaliação do desempenho estrutural de um pórtico plano de um edifício com a escolha da curva de capacidade correspondente à análise pushover que melhor se aproxima dos resultados obtidos com uma análise dinâmica não linear.

O capítulo 4 apresenta curvas de fragilidade do edifício em estudo, essenciais para a avaliação do seu desempenho sísmico. Para tal foi necessário fazer uma breve apresentação do pórtico em estudo e da base de sismos utilizada, a que se seguiu a determinação das correspondentes curvas de fragilidade obtidas com base em análises pushover adaptativas e dinâmicas, considerando cada norma e um procedimento simplificativo baseado no Eurocódigo 8. Por fim, foram comparados os resultados obtidos entre tipos de análises e entre normas.

No capítulo 5 apresentam-se as principais conclusões do trabalho e o sucesso no alcance dos objetivos definidos acerca do desempenho das análises pushover e da comparação entre normas de definição de curvas de fragilidade.

2. AVALIAÇÃO DE DESEMPENHO SÍSMICO

2.1 INTRODUÇÃO

O desempenho sísmico é uma noção que respeita um conjunto de regras e de considerações formuladas a partir de exigências sociais. Estas exigências traduzem-se para os cientistas em limites de deformações Estruturais e Não-Estruturais e pela necessidade de existir um dimensionamento sísmico adequado e praticável na elaboração de projetos. Para tal, sentiu-se a necessidade de definir ferramentas simples de cálculo e caracterizar o desempenho sísmico por estados limites e definir limites de danos associados de modo a abranger um conjunto vasto de tipologias de edifícios. A avaliação do desempenho sísmico depende essencialmente de avaliações visuais e físicas caracterizadas por deslocamentos e rotações, ao contrário do dimensionamento estrutural que é baseado em forças.

Esta nova abordagem permite garantir que a estrutura tem um comportamento adequado durante a ocorrência de um evento sísmico, prevendo a localização de danos. A definição inicial do mecanismo de rotura da estrutura permite caracterizar a sequência de formação de rótulas plásticas para um melhor controlo dos danos estruturais e das roturas frágeis.

A avaliação e conceção de estruturas pela engenharia sísmica são baseadas no conceito designado por *Performance-based Seismic Engineering* (PBSE). O PBSE é definido por critérios de dimensionamento, e especifica a proporção e pormenorização da estrutura e dos elementos Não-Estruturais, garantido o controlo da qualidade da construção e a manutenção a longo prazo. O objetivo do PBSE é que as estruturas tenham um comportamento de acordo com níveis de desempenho definidos sem ultrapassar os limites de danos correspondentes (ATC40(1996), SEADOC(1995)). Os níveis de desempenho podem ser caracterizados como estados limites definidos em fase de projeto e durante o tempo útil da estrutura (Bertero R.D., Bertero V.V.(2002)).

Existe uma relação entre o PBSE e as análises não-linear pushover, tendo sido publicadas nos últimos anos várias propostas de procedimentos não-lineares estáticos que permitem definir os designados ponto de desempenho.

Nesta parte será feita uma apresentação sobre o estado de conhecimento das análises pushover e de NSP (*Nonlinear Static Procedures*) e de três normas de determinação de curvas de fragilidade.

2.2 AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE ESTRUTURAL

Atualmente é necessária a existência de ferramentas que consigam simular a ocorrência de uma ação sísmica e que consigam prever o comportamento estrutural do edifício. Como já foi referido, devido à natureza da ação sísmica, os modelos lineares utilizados no dimensionamento estrutural para cargas gravíticas ou cargas horizontais aplicadas diretamente à estrutura, como por exemplo a ação do vento, não são adequados para a avaliação do comportamento estrutural.

Para tal, existem as análises não lineares dinâmicas que utilizam sismos reais ou artificiais. Este tipo de análise é considerado consensualmente como o meio mais preciso para definir a exigência estrutural (Fajfar P. (1998)). No entanto, esta análise não é completamente fiável, pelo facto de ser necessário a consideração de inúmeras variáveis envolvidas e intervenientes na resposta inelástica (Fajfar P. (1998), Meyer C. (1998) e Park R., Paulay T. (1975)). Por outro lado, o maior inconveniente na utilização de análises dinâmicas é a complexidade acrescida do processo de cálculo que tornam o uso diário deste análises impraticável. Além da dificuldade acrescida do tipo de análise, os projetistas tem um conhecimento básico da utilização da não linearidade do comportamento estrutural. Estes factos implicam a necessidade de existirem procedimentos simplificados de análise de modo a conservar o mesmo nível de exigência dos resultados.

É com este alvo que foram desenvolvidas, durante a última década, análises não-lineares pushover. Este método tem em comum com as análises dinâmicas a consideração da não linearidade geométrica e dos materiais e a variação das forças internas provocadas pela perda de rigidez das secções. A análise pushover é caracterizada pela definição da curva de capacidade estrutural que relaciona um deslocamento da estrutura com o corte basal.

O maior inconveniente da análise pushover é a incapacidade de obter resultados precisos quando a interação dos efeitos dos modos de vibração principais é elevada na resposta dinâmica (Antoniou S., Pinho R. (2004)).

Outra limitação deste método é não considerar a variação dos modos de vibração devida a perda de rigidez das secções no perfil de carregamento. A mudança de rigidez implica a alteração dos modos de vibração da estrutura e o aumento do período. A definição do perfil de carregamento é essencial na aplicação da análise pushover e a sua escolha implica variabilidades de precisão dos resultados (Krawinkler H., Seneviratna G.D.P.K (1998)).

Para melhorar os resultados do método pushover inicial houve propostas de variantes de alguns autores, em particular, o método pushover adaptativo desenvolvido por Antoniou, S. e Pinho, R. (Antoniou S., Pinho R.(2004)), caracterizado por um carregamento variável e atualizado durante a análise tendo em conta a alteração dos modos de vibração e da participação modal redefinidos em cada passo da análise. Estes princípios foram estabelecidos para ter em conta a degradação da resistência estrutural e a modificação das forças de inércia pela amplificação espectral.

A avaliação do desempenho de um edifício está associada à aplicação de análises pushover e à aplicação de metodologias caracterizadas pela capacidade de definir a representação da exigência estrutural de uma ação sísmica (Bhatt. C. *et al* (2010)).

Um dos métodos utilizados designa-se por *Capacity Spectrum Method* (CSM) desenvolvido e aperfeiçoada por Freeman, S. (Freeman S. *et al.* (1975)). Este método permite uma avaliação rápida da vulnerabilidade sísmica de estruturas.

A metodologia adotada na regulamentação europeia, o método N2, foi introduzida por Fajar (Fajfar P., Fischinger M. (1988)), sendo um dos primeiros métodos que tem em conta a importância do modo de vibração principal de uma estrutura e que define a curva de capacidade com o recurso a perfis de carga

constantes. O método N2 propõe a representação de curvas pushover de um sistema de múltiplos graus de liberdade por uma curva de capacidade equivalente de um sistema de um grau de liberdade que relaciona um ponto de referência e o corte basal total da estrutura.

O *Modal Pushover Analysis* (MPA) proposto por Chopra and Goel (Chopra A.K., Goel R.K. (2002)) é o primeiro método pushover que tem em consideração no perfil de carga da variabilidade dos modos de vibração durante a análise pushover. Este método consiste em aplicar à estrutura um conjunto de análises pushover de perfil de carregamento proporcionais em altura com os principais modos de vibração, determinando uma curva de capacidade para cada perfil de carregamento. A curva de capacidade final da estrutura é obtida por uma combinação quadrática das curvas de capacidade referentes a cada modo.

O *Adaptive Modal Combination Procedure* (AMC) sugerido por Kalkan, E. e Kunnath, S.K (Kalkan E., Kunnath S.K. (2006)) é a única metodologia apresentada que considera as variações das características dinâmicas do edifício na análise pushover adaptativa. Esta metodologia introduz aspetos adicionais ao combinar elementos dos métodos CSM e MPA.

O *Adaptive Capacity Spectrum Method* (ACSM) apresentado por Casarotti em 2007 (Casarotti C., Pinho R. (2007)) combina o *Direct Displacement-based Design* de Priestley, M.J.N de 2007 com o método CSM aplicado a análises pushover adaptativas.

2.3 DETERMINAÇÃO DE CURVAS DE FRAGILIDADE

2.3.1 INTRODUÇÃO

A motivação da necessidade de determinar o desempenho sísmico de um conjunto de edifícios funda-se na preservação da vida humana, do património histórico, em aspetos económicos e de conforto após um acontecimento sísmico. Esta noção é importante sendo que a responsabilidade das perdas anteriormente descritas são dependentes da construção, logo devem ser tomadas medidas necessárias para reduzir as perdas. O interesse do reforço da resistência sísmica de edifícios apareceu durante a reconstrução de Lisboa após o sismo de 1755, onde terão nascido as primeiras regras de dimensionamento sísmico. No entanto, as recomendações de dimensionamento de estrutura resistentes às ações sísmicas somente foram formuladas no início do século XX.

A evolução do conhecimento do dinâmico permite definir que as estruturas devem ter a capacidade de se adaptar a deslocamentos impostos pela ação sísmica. Neste caso, o principal objetivo é que a estrutura não colapse mesmo se apresenta danos graves aproveitando a máxima resistência da estrutura.

Após definido múltiplas possibilidades de análises pushover, adaptativa e convencionais e diferentes metodologias de definição da exigência estrutural é necessário definir níveis de desempenho sísmicos. Existem dois tipos de metodologia que tem como objetivo a definição de curvas de fragilidade: métodos empíricos e métodos analíticos.

Na génese da Engenharia Sísmica, o Estado de Dano dos edifícios era determinado por avaliações visuais após a ocorrência de um evento sísmico. Estas avaliações tinham como objetivo repertoriar o desempenho sísmico de edifício dependentemente da sua construção e das suas características. Podia-se então determinar curvas de fragilidades observando os danos pós evento sísmico. Este método empírico não permite definir antes da ocorrência sísmica o desempenho de uma estrutura.

Com a evolução do conhecimento dinâmico, foi crescendo a necessidade de prever o nível de desempenho de uma estrutura após atuação de um evento sísmico. Desta carência, foram criados os

métodos analíticos que determinam o desempenho estrutural a partir de estados limites ou a partir de métodos de fiabilidade.

Três metodologias probabilísticas de avaliação da segurança sísmica de edifícios são propostas por Marques M. (Marques M. (2011)), capazes de avaliar a segurança estrutural para edifícios submetidos à ação sísmica. A primeira metodologia baseia-se em funções ajustadas às respostas estruturais (funções de vulnerabilidade); a segunda contempla toda a incerteza (designada incerteza global) presente na resposta às ações sísmicas, utilizando no processo, curvas de fragilidade; a última metodologia que faz uso de uma técnica de simulação, o método do Hipercubo Latino, para obter a probabilidade de um determinado Estado Limite estrutural ser ultrapassado, através da distribuição de margens de segurança.

A determinação do desempenho estrutural a partir da definição de Estados Limites é utilizada em diferentes normas. As normas FEMA, HAZUS e o Eurocódigo 8 (FEMA (2000), HAZUS (2001) e CEN(2004)) baseiam-se em curvas de fragilidade para determinar o desempenho de edifícios. A determinação de Estados Limites é própria a cada norma e os limites associados são obtidos de diferentes formas. Estes métodos têm como vantagem a simplificada aplicação e usam análises não lineares para determinar a exigência estrutural. Um procedimento simplificado baseado no Eurocódigo 8 foi proposto por Borzi B. (Borzi B *et al* (2007)) e permite determinar as curvas de fragilidade de uma estrutura reduzida um sistema equivalente de um grau de liberdade considerando as características dinâmicas, dissipação de energia, e o mecanismo de rotura estrutural.

2.3.2 HAZUS (DRIFT)

As diferentes características da FEMA/NIBS, e a metodologia de estimativa das perdas sísmicas estrutural, conhecido por HAZUS, são enunciadas na Figura 2.1 (HAZUS, (2001)).

O objetivo da metodologia HAZUS é relacionar a sismologia com os danos estruturais e as diferentes perdas, Figura 2.1. Os dados iniciais da avaliação dos danos estruturais incluem a ação sísmica e as falhas sísmicas (*ground failure*), caracterizados por deformações permanentes do solo (PGD) devidos a assentamentos (*settlement*) e a propagação lateral (*lateral spreading*). O HAZUS descreve métodos estruturais para avaliar as perdas e os danos devidos aos sismos, prevendo também as perdas não estruturais que correspondem à parcela maior de prejuízos económicos perante um evento.

A avaliação dos danos estruturais é utilizada na determinação dos danos de outras categorias, como por exemplo instalações estruturais instáveis (HazMat) e detritos, mas igualmente na utilização de infraestruturas essenciais, como linhas de transportes e edifícios de segurança pública (Ribeiro, J., 2008). Os danos estruturais são principalmente utilizados para a estimativa de numerosas categorias de perdas, incluindo, a avaliação de perdas humanas, perdas económicas, deslocamento de famílias e a instalação de abrigos temporários, as perdas de edifícios essenciais para a segurança pública e o tempo necessário para a reconstrução e o retorno à normalidade.

As funções de danos do HAZUS dependem de duas etapas: a definição das curvas de capacidade e das curvas de fragilidades. As curvas de capacidade baseiam-se no corte basal e respetivo deslocamento que caracterizam 36 tipos de edifícios. Para cada categoria de edifício, os parâmetros de resistência devem permitir determinar antecipadamente o desempenho da estrutura para vários sismos. As curvas de fragilidade descrevem a probabilidade de danos em: elementos estruturais, elementos não-estruturais sensíveis a deslocamentos e elementos não-estruturais sensíveis a acelerações. Para um dado nível resposta estrutural, as curvas de fragilidade estabelecem uma distribuição de danos dividida

em 4 Estados Limite: Ligeiro (Slight), Moderado (Moderate), Extenso (Extensive) e Completo (Complete).

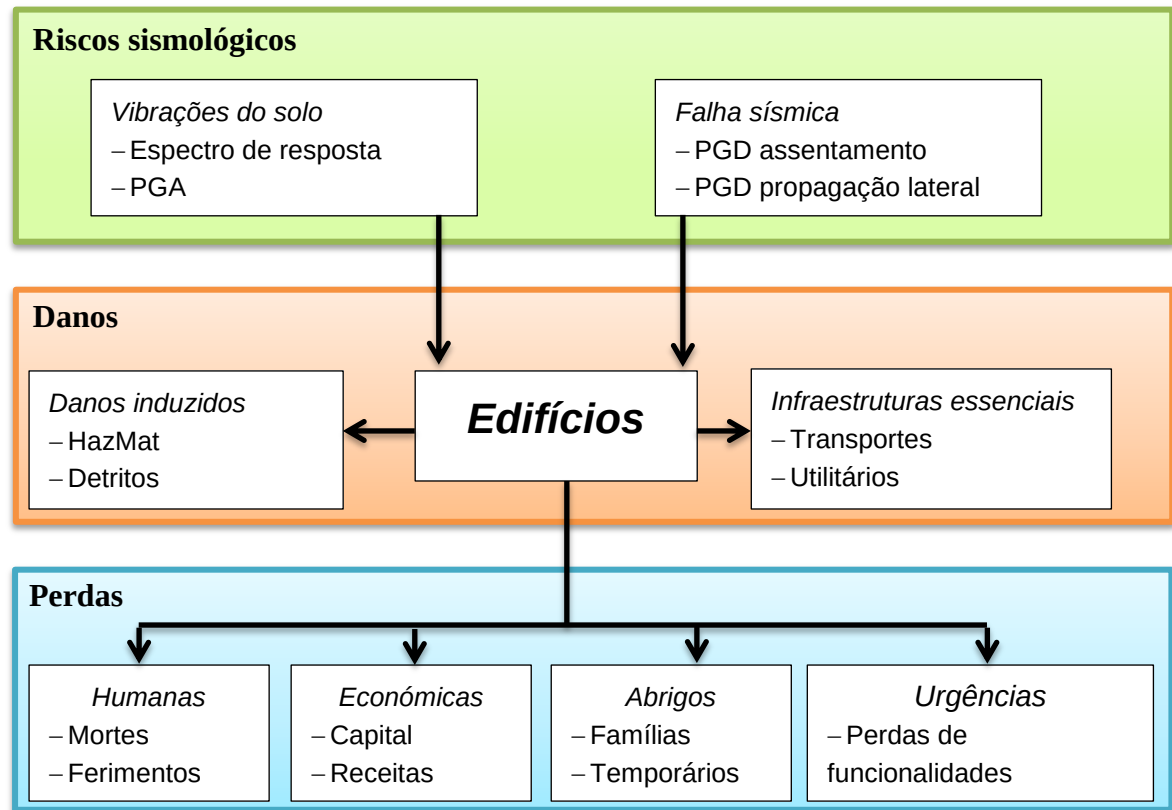


Figura 2.1: Relação entre os módulos da metodologia FEMA/NIBS

As perdas verificadas após a ocorrência sísmica essencialmente devidas a danos estruturais, dependem do nível de dano estrutural. Por exemplo, as perdas de vidas humanas ocorrem maioritariamente quando é atingido o limite de dano Completo, e são características deste tipo de limite. Ao contrário, as perdas económicas ocorrem, com maior ou menor intensidade, para qualquer tipo de Estado Limite e então não são exclusivas a um Estado Limite.

O procedimento utilizado na metodologia HAZUS é composto por várias etapas: classificação dos edifícios, definição de níveis de intensidade sísmica, correlação com a qualidade de construção, caracterização de elementos estruturais e não-estruturais, definição dos limites de danos, descrição da obtenção da curva de capacidade, cálculo da resposta estrutural e finalmente um exemplo de curva de capacidade e de definição de Estados Limite para um tipo de edifício.

2.3.2.1 Classificação dos edifícios

A classificação dos edifícios é caracterizada pelo tipo de utilização e de ocupação. Os danos são estimados para cada tipo de edifícios nos quais a tipologia estrutural é a característica principal da avaliação do desempenho. O tipo de utilização é importante na determinação das perdas económicas no caso do edifício com maior importância para a segurança pública. Por exemplo, o estado estrutural de um hospital, após um sismo, terá maior importância que o estado estrutural de uma zona comercial, tanto a nível de danos de elementos estruturais como não-estruturais.

A classificação dos edifícios depende: do tipo de material da estrutura principal: madeira, metal, betão, cerâmica (tijolos) e pré-fabricado; da altura do edifício: *Low-rise*, *Mid-rise* e *High-rise*; e do tipo de ocupação: residencial, comercial, industrial e outras.

O processo de cálculo da metodologia FEMA/NIBS foi aplicado a um total de 28 categorias de ocupação em 36 tipos de edifícios. A Tabela 2.1 apresenta as diferentes categorias definidas.

Tabela 2.1: Tipos de edifícios considerados pelo HAZUS

Nº	Nome	Descrição	Altura			
			Tipologia		Valores tipo	
			Nome	Pisos	Pisos	Altura (m)
1	W1	Pórtico de madeira de vãos pequenos			1	4.50
2	W2	Pórtico de madeira de vãos medio			2	7.50
3	S1L	Pórtico metálico pré-fabricado	Baixa	1-3	2	7.50
4	S1M		Média	4-7	5	18.50
5	S1H		Alto	8+	13	47.50
6	S2L	Pórtico metálico “braced”	Baixa	1-3	2	7.50
7	S2M		Média	4-7	5	18.50
8	S2H		Alto	8+	13	47.50
9	S3	Pórtico metálico “frágil”			1	4.50
10	S4L	Pórtico metálico fabricado <i>in situ</i> Paredes de betão resistente ao corte	Baixa	1-3	2	7.50
11	S4M		Média	4-7	5	18.50
12	S4H		Alto	8+	13	47.50
13	S5L	Pórtico metálico com alvenaria não armada	Baixa	1-3	2	7.50
14	S5M		Média	4-7	5	18.50
15	S5H		Alto	8+	13	47.50
16	C1L	Pórticos de betão pré-fabricados	Baixa	1-3	2	7.50
17	C1M		Média	4-7	5	18.50
18	C1H		Alto	8+	13	36.50
19	C2L	Paredes de betão resistente ao corte	Baixa	1-3	2	7.50
20	C2M		Média	4-7	5	18.50
21	C2H		Alto	8+	13	36.50
22	C3L	Pórtico de betão com alvenaria não armada	Baixa	1-3	2	7.50
23	C3M		Média	4-7	5	18.50
24	C3H		Alto	8+	13	36.50
25	PC1	Paredes “tilt-up” moldadas de betão			1	4.50
26	PC2L	Pórtico de betão construído <i>in situ</i> com paredes de betão resistente ao corte	Baixa	1-3	2	7.50
27	PC2M		Média	4-7	5	18.50
28	PC2H		Alto	8+	13	36.50
29	RM1L	Paredes estruturais de alvenaria armadas com uma plataforma metálica ou em madeira	Baixa	1-3	2	7.50
30	RM1M		Média	4+	5	18.50
31	RM2L	Paredes estruturais de alvenaria armadas com uma plataforma em betão	Baixa	1-3	2	7.50
32	RM1M		Média	4-7	5	18.50
33	RM2H		Alto	8+	13	36.50
34	URML	Paredes estruturais de alvenaria não armada	Baixa	1-2	1	4.50
35	URMM		Média	3+	3	10.50
36	MH	Caravana			1	2.50

2.3.2.2 Níveis de intensidade sísmica e qualidade da construção

A definição dos níveis de danos é função do tipo de construção e do tipo de sismos. Existem diversos tipos de construção e por outro lado podem existir diferentes expectativas de desempenho após um evento sísmico. Estas diferenças são consideradas principalmente para uma ocorrência sísmica local.

As funções de dano (*Damage functions*) dividem-se em três níveis de regulamentação sísmica, *Code*: o *High-Code*, edifícios dimensionados para um desempenho sísmico elevado; *Moderate-Code*, edifícios dimensionados para um desempenho sísmico moderado; *Low-Code*, edifícios dimensionados para um desempenho sísmico baixo; e o *Pre-Code*, edifícios sem dimensionamento sísmico.

A definição destas três categorias tem por objetivo o mapeamento das cidades e zonas rurais para a identificação, por exemplo, de zonas de riscos ou de zonas de reabilitação. Este mapeamento é feito identificando a categoria de cada edifício. No FEMA/NIBS também existe um nível “especial” de desempenho sísmico, que corresponde ao nível máximo de desempenho exigível para uma estrutura. Por exemplo, o nível *Special* é utilizado no caso de hospitais e outras estruturas de segurança pública. As funções de dano, deste nível, baseiam-se na mesma teoria que os níveis descritos anteriormente, no entanto os parâmetros das curvas de capacidade e de fragilidade indicam um melhor desempenho sísmico.

Por outro lado também é possível relacionar o desempenho sísmico com a qualidade construtiva. Por exemplo, o desempenho sísmico de um edifício pode ser maior que o desempenho sísmico definido pelo projeto sísmico no caso de a construção ter uma qualidade elevada. A norma HAZUS propõe então um quadro de requalificação do desempenho sísmico, Tabela 2.2.

Tabela 2.2: Relação entre o nível de desempenho sísmico e a qualidade da construção – HAZUS

Qualidade construtiva	Nível de desempenho sísmico			
	<i>High-Code</i>	<i>Moderate-Code</i>	<i>Low-Code</i>	<i>Pre-Code</i>
<i>Superior</i>	Special	High-Code	Moderate-Code	Low-Code
<i>Normal</i>	High-Code	Moderate-Code	Low-Code	Pre-Code
<i>Inferior</i>	Moderate-Code	Low-Code	Pre-Code	Pre-Code

2.3.2.3 Elementos estruturais e não-estruturais, e recheio de edifícios

Os edifícios são constituídos por elementos estruturais e não-estruturais. Os danos de elementos estruturais são os principais fatores que proporcionam o colapso de uma estrutura. Ao contrário, os elementos não-estruturais e o recheio têm essencialmente um impacto económico. No entanto, os elementos estruturais correspondem geralmente a 25% do valor total de um edifício.

Para melhor definir os tipos de perdas, os danos são avaliados consoante ocorram:

- Nos elementos estruturais;
- Nos elementos não-estruturais sensíveis a deslocamentos relativos, por exemplo, divisões interiores;
- Nos elementos não-estruturais sensíveis a aceleração sísmica, por exemplo tetos falsos.
- No recheio que somente se considere sensível a aceleração sísmica.

A diferenciação, entre a avaliação dos distintos tipos de danos dos elementos estruturais, permite obter uma estimativa mais rigorosa da resposta estrutural. A Tabela 2.3 corresponde à lista de elementos que são considerados sensíveis ao deslocamento relativo ou a aceleração.

Tabela 2.3: Classificação HAZUS de elementos segunda a sensibilidade ao deslocamento relativo ou a aceleração

Tipo de elemento	Descrição do elemento	Sensibilidade ao deslocamento relativo	Sensibilidade a aceleração
Arquitetónico	Muros não-estruturais	■	
	Arcos e parapeitos		■
	Muros exteriores	■	
	Acabamentos	■	
	Penthouses	■	■
	Armários e prateleiras		■
	Passeios exteriores		■
	Anexos		■
Mecânico e elétrico	Sistemas mecânicos		■
	Maquinaria		■
	Infraestruturas		■
	Arrecadações		■
	Frigoríficos		■
	Elevadores		■
	Instalações elétricas		■
	Fixações de iluminações		■
Recheio	Estantes		■
	Equipamentos de escritório		■
	Sistema informático		■
	Objetos de arte		■

2.3.2.4 Limites de danos

Os Estados de Danos são definidos separadamente para elementos estruturais e não-estruturais. Os Limites de danos estão divididos entre quatro Estados de Danos: Baixo (*Slight*), Moderado (*Moderate*), Extenso (*Extensive*) ou Completo (*Complete*), e Colapso (*Collapse*) subconjunto do Estado de Dano Completo. Os estados de danos têm por objetivo descrever o nível de dano estrutural, Tabela 2.4. No entanto, os estados de danos não podem ser caracterizados por uma escala contínua. Os danos estruturais permitem prover um índice que caracteriza o estado da estrutura após a ocorrência de um sismo. As perdas de função descrevem a condição estrutural do edifício e o impacto nos diferentes parâmetros de perdas. Por exemplo, as perdas económicas para um Estado de Dano Moderado supõem uma substituição correspondente em média a 10% do valor dos elementos estruturais e não-estruturais.

Tabela 2.4: Exemplos de limites de danos – pórtico simples de construção em madeira - HAZUS

Estado de dano	Descrição
 Ligeiro	Ligeiras fissuras de gesso nos cantos das portas e janelas e na intersecção de tetos; pequenas fissuras em chaminés. As pequenas fissuras visíveis têm uma largura máxima de 3mm.
 Moderado	Grandes fissuras de gesso junto dos cantos das janelas e portas; ligeiras fissuras diagonais em paredes de gesso; grandes fissuras em chaminés de cerâmica; derrubo de chaminés de alvenaria.
 Extenso	Grandes fissuras diagonais nas paredes de gesso ou grandes fissuras em juntas de contraplacado (<i>específico das construções em madeira</i>); deformações permanentes de tetos e chãos; derrubo de todas as chaminés; fissuração das fundações.
 Completo	Estruturas com deslocamentos laterais permanentes ou em perigo eminente de colapso devido a queda de muros ou a destruturação da estrutura resistente a cargas verticais; colapso de algumas estruturas de fundações; colapso das fundações. 3% do total da área de estrutura está no Estado Limite Completo e ameaça colapsar.

2.3.2.5 Exemplo de característica de curva de capacidade e de limites de danos

O HAZUS baseia-se na definição de curvas de capacidade e de limites de danos dependente do tipo de edifício como definido em 2.3.2.1. Na Figura 2.2 e na Tabela 2.5 é dado o exemplo de valores para a curva de capacidade e os limites de danos de uma estrutura do tipo C1M, pórticos de betão pré-fabricados de altura média. Na Tabela 2.6 são fornecidos os limites de danos para todas as categorias de edifícios apresentados anteriormente. Os Limites de danos definidos por drifts correspondem ao quociente entre o deslocamento do topo do edifício e a altura do topo do edifício.

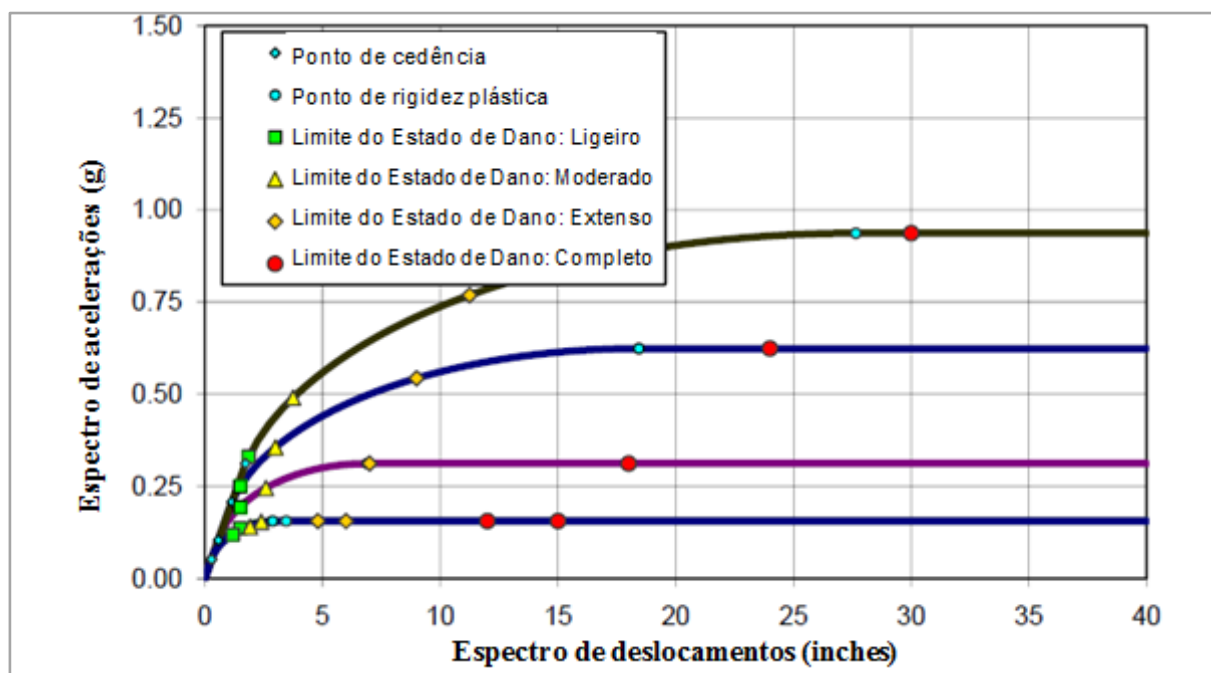


Figura 2.2: Curvas de capacidade e Estados Limite de dano para 5 desempenhos sísmicos (*Special High, High, Moderate, Low and Pre-Code*) – para um edifício tipo C1M - HAZUS

Tabela 2.5: Caracterização do período elástico, dos pontos de controlo da curva de capacidade e dos limites de danos estruturais – para um edifício tipo C1M - HAZUS

Nível de desempenho sísmico	Período elástico (s)	Média do deslocamento relativo entre pisos					
		Pontos de controlo da curva de capacidade		Limites de danos estruturais			
		<i>Cedência</i>	<i>Rotura</i>	<i>Ligeiro</i>	<i>Moderado</i>	<i>Extenso</i>	<i>Completo</i>
<i>Special High-Code</i>	0.75	0.0038	0.0614	0.0042	0.0083	0.0250	0.0667
<i>High-Code</i>	0.75	0.0026	0.0410	0.0033	0.0067	0.0200	0.0533
<i>Moderate-Code</i>	0.75	0.0013	0.0154	0.0033	0.0058	0.0156	0.0400
<i>Low-Code</i>	0.75	0.0006	0.0064	0.0033	0.0053	0.0133	0.0333
<i>Pre-Code</i>	0.75	0.0006	0.0077	0.0027	0.0043	0.0107	0.0267

Tabela 2.6: Limites de deslocamento relativo entre pisos por nível de dano - HAZUS

Tipo de edifício	Estado de dano estrutural			
	<i>Ligeiro</i>	<i>Moderado</i>	<i>Extenso</i>	<i>Completo</i>
<i>Edifício baixo – Desempenho sísmico High-Code</i>				
W1, W2	0.004	0.012	0.040	0.100
S1	0.006	0.012	0.030	0.080
C1, S2	0.005	0.010	0.030	0.080
C2	0.004	0.010	0.030	0.080
S3, S4, PC1, PC2, RM1, RM2	0.004	0.008	0.024	0.070
<i>Edifício baixo – Desempenho sísmico Moderate-Code</i>				
W1, W2	0.004	0.010	0.031	0.075
S1	0.006	0.010	0.024	0.060
C1, S2	0.005	0.009	0.023	0.060
C2	0.004	0.008	0.023	0.060
S3, S4, PC1, PC2, RM1, RM2	0.004	0.007	0.019	0.053
<i>Edifício baixo – Desempenho sísmico Low-Code</i>				
W1, W2	0.004	0.010	0.031	0.075
S1	0.006	0.010	0.020	0.050
C1, S2	0.005	0.008	0.020	0.050
C2	0.004	0.008	0.020	0.050
S3, S4, PC1, PC2, RM1, RM20	0.004	0.006	0.016	0.044
S5, C3, URM	0.003	0.006	0.015	0.035
<i>Edifício baixo – Desempenho sísmico Pre-Code</i>				
W1, W2	0.003	0.008	0.025	0.060
S1	0.005	0.008	0.016	0.040
C1, S2	0.004	0.006	0.016	0.040
C2	0.003	0.006	0.016	0.040
S3, S4, PC1, PC2, RM1, RM2	0.003	0.005	0.013	0.035
S5, C3, URM	0.002	0.005	0.012	0.028
<i>Edifícios de altura média</i>				
Todos	2/3 x LR	2/3 x LR	2/3 x LR	2/3 x LR
<i>Edifícios altos</i>				
Todos	1/2 x LR	1/2 x LR	1/2 x LR	1/2 x LR

2.3.3 FEMA 356

A regulamentação do FEMA 356 (FEMA (2000)) tem como objetivo proporcionar um conjunto de regras e de características que permitem avaliar o desempenho sísmico de um edifício. Este alvo permite então estabelecer a necessidade de reabilitação do edifício, com a identificação das secções que ultrapassam os limites de danos estipulados e dependentemente do desempenho desejado.

2.3.3.1 Definição de níveis de desempenho e de danos de edifícios

A elaboração do limite de desempenho de um edifício consiste na combinação de um nível de desempenho dos elementos estruturais e de um nível de desempenho dos elementos não-estruturais. Em média, os danos esperados são inferiores aos danos descritos.

Nesta norma, o desempenho estrutural é caracterizado por diferentes níveis. Estes níveis de desempenho são descritos por estados de danos e definidos a partir da experiência e do estudo dos acontecimentos sísmicos anteriores. Estes níveis de danos foram escolhidos pelo facto de permitirem a identificação das consequências estruturais provocada por um evento sísmico e são compreendidos pela comunidade científica. A identificação das consequências estruturais inclui a capacidade em definir a possibilidade de ocupação do edifício e o risco de segurança após a ocorrência sísmica.

Os níveis de desempenho estão divididos em quatro níveis de dano: nível de Prevenção de Colapso, nível de Segurança Humana, nível de Ocupação Imediata e o Nível Operacional.

O nível de Prevenção de Colapso, *Collapse Prevention* (5-E), é caracterizado pela presença de danos graves na totalidade do edifício. Ao nível dos elementos estruturais, as resistências e as tensões das secções são residuais mais os elementos verticais, pilares e muros, ainda subsistam em funcionamento. Este nível de dano é caracterizado pela existência de saídas obstruídas e o iminente colapso do edifício. Ao nível dos elementos não-estruturais, observa-se a existência de danos importantes na totalidade do edifício.

O nível de Segurança Humana, *Life Safety* (3-C), é caracterizado pela presença ainda de níveis de resistência e rigidez suficientes em todos os pisos, o funcionamento dos elementos resistentes, as cargas gravíticas e a inexistência de elementos verticais fora do plano. No entanto, alguns elementos verticais podem ter sofrido drift permanentes. O drift é definido como o quociente do deslocamento relativo entre dois pontos de referência e a distância entre estes dois pontos. No caso da norma FEMA, o deslocamento relativo é medido entre dois pisos, e considera-se o máximo deslocamento entre pisos. Para este nível de dano, a reabilitação é possível e pode ser económica. Os elementos não-estruturais apresentam riscos de queda e de deterioração.

O nível de Ocupação Imediata, *Immediate Occupancy* (1-B), é caracterizado por danos ligeiros considerando a globalidade do edifício. Os danos estruturais são caracterizados pela inexistência de drifts permanentes, a conservação da resistência e da rigidez estrutural e a existência de fissurações mínimas ao nível das fachadas, tetos e divisórias estruturais. É assegurado o funcionamento dos elevadores e a eficiência da proteção ao fogo da estrutura. Os elementos não-estruturais estão em funcionamento mas alguns serviços públicos podem não estar operacionais.

No caso do nível de desempenho é dito Operacional, *Operational Level* (1-A), o edifício não apresenta drift permanentes e a estrutura possui a mesma resistência e rigidez. Mas podem aparecer fissuras menores ao nível das fachadas, divisórias e tetos. Os elementos não-estruturais podem estar danificados mas todos recursos devem estar operacionais (energia, abastecimento de água...).

A norma FEMA estipula Limites estruturais definidos para os diferentes níveis de desempenho estrutural: Prevenção de Colapso, Segurança Humana, Ocupação Imediata. A definição dos limites de danos distingue duas categorias: limites relativos a elementos verticais e limites relativos a elementos horizontais. Cada categoria possui divisões que dependem do tipo de elemento Estrutural.

O nível Ocupação Imediata (S-1) pode ser definido como o estado em que se encontra o edifício após a ocorrência de um sismo e que permite a ocupação imediata do edifício. Para tal, é necessário o edifício manter a resistência e a rigidez inicial da estrutura e respeitar os limites especificados para este nível de desempenho.

O nível Segurança Humana (S-3) pode ser definido como o estado em que se encontra o edifício após um sismo e no qual ainda existe uma margem de segurança antes do colapso parcial ou total. Como para o nível anterior, a estrutura deverá respeitar os limites estipulados para este nível de dano.

Por fim, o nível de Prevenção de Colapso (S-5) pode ser definido como o estado de uma estrutura na qual os elementos estruturais resistam a cargas gravíticas mas a margem até ocorrer o colapso é reduzida. O nível Prevenção de Colapso é definido por limites para cada tipo de elemento estrutural.

A norma FEMA define limites de deslocamentos relativos de elementos estruturais verticais: pórticos de betão, pórticos metálicos contraventados e não-contraventados (*Steel Moment Frames, Braced Steel Frames*), muros de betão, muros interiores de alvenaria não armados, muros de alvenaria não armados, muros de alvenaria armados, muros de madeira, conexões de betão pré-fabricados e fundações. Os elementos horizontais, para os quais existem limites de drift, são: diafragmas metálicos, de madeira, de betão e pré-fabricados.

Existem também níveis de desempenho para os elementos não-estruturais, para os quais os limites de danos são distintos. Para estes elementos são estabelecidos 5 tipos de níveis de desempenho: Operacional, Ocupação Imediata, Segurança Humana, Risco Reduzido e Não Considerado.

O nível Operacional (N-A), corresponde à situação na qual a utilização dos sistemas não-estruturais é normal (iluminação, instalações de abastecimento de água, ventilação mecânica, e sistema informático), carecendo de reparações menores. No entanto, a totalidade das instalações devem ser verificadas antes de iniciar o funcionamento normal do edifício.

O nível de Ocupação Imediata (N-B) é caracterizado pela ocorrência de danos a nível de alguns componentes. O edifício pode ser ocupado novamente, no entanto, poderá ser necessário a reparação de alguns elementos e a revisão global dos sistemas do edifício. As avarias são geralmente devidas a desalinhamentos de componentes dos sistemas. As instalações de energia, água, gás, linhas de comunicação e outros devem estar operacionais.

O nível de Segurança Humana (N-C) é caracterizado pelo Estado de dano em que os custos de reparação e de substituição dos elementos não-estruturais são onerosos. No entanto, não existem quedas ou deslocações de elementos. A segurança humana é garantida no interior e no exterior do edifício. Os acessos ao edifício podem estar deteriorados ou obstruídos. As instalações de água podem ter sido atingidas, provocar inundações e então ocorrer a falta deste serviço. A globalidade dos danos causados é devida à queda de elementos não-estruturais durante o evento sísmico, no entanto, a segurança humana não é ameaçada. O custo de reparação pode ser dispendioso.

O nível de Riscos Reduzidos (N-D) é caracterizado pelo facto da grande parte dos danos atingirem somente elementos não-estruturais, e o conjunto de elementos terem uma grande probabilidade de queda. Os perigos de queda associados aos elementos exteriores são ameaçadores. O nível de Riscos Reduzidos é definido com indicador de perigos importantes e da necessidade de reabilitação de todos elementos não-estruturais. Esta categoria é o nível mais elevado de danos não-estruturais.

O nível de Não Consideração do Desempenho dos Elementos não-Estruturais (N-E) corresponde à decisão de não considerar o impacto dos elementos não-estruturais na globalidade dos danos. Este nível também é utilizado quando se pretende dar uma ponderação maior aos danos estruturais e se pretende considerar que não haverá necessidade de ocupação do interior do edifício.

Para cada nível de dano é feita uma descrição para avaliação visual de cada tipo de elemento não-estrutural. Logo a classificação do nível de dano não-estrutural é feita por apreciação e não existe nenhum limite físico para definir os níveis de dano. Esta avaliação é dividida em duas categorias de elementos não-estruturais: a categoria de sistemas mecânicos, elétricos e de instalações e a categoria de conteúdo do edifício (sistema informático, estantes...).

A determinação do desempenho sísmico de um edifício a partir dos níveis de danos dos elementos estruturais e não-estruturais é realizada pela Tabela 2.7.

Tabela 2.7: Desempenho sísmico de edifício - FEMA

Níveis de desempenho não-estrutural	Níveis de desempenho estrutural			
		S-1 <i>Ocupação Imediata</i>	S-3 <i>Segurança Humana</i>	S-5 <i>Prevenção de Colapso</i>
	N-A <i>Operacional</i>	Operacional 1-A	Não recomendável	Não recomendável
	N-B <i>Ocupação Imediata</i>	Ocupação Imediata 1-B	3-B	Não recomendável
	N-C <i>Segurança Humana</i>	1-C	Segurança Humana 3-C	5-C
	N-D <i>Perigos Reduzidos</i>	Não recomendável	3-D	5-D
	N-E <i>Não Considerado</i>	Não recomendável	Não recomendável	Prevenção de Colapso 5-E

A norma FEMA propõe para cada nível de desempenho estrutural um conjunto de limites de danos. Os limites de danos não-estruturais são definidos por observações e um conjunto de critérios visuais. Ao contrário, os limites de danos estruturais são definidos por valores numéricos. Na secção seguinte serão apresentados, como exemplos, valores de deslocamentos relativos entre pisos para elementos verticais, pilares, e valores de rotação da corda para vigas e pilares.

2.3.3.2 Limites de danos estruturais de deslocamento relativo entre pisos

Os limites de danos estruturais são definidos, como explicados na secção anterior, por três níveis: Prevenção de Colapso, Segurança Humana e Ocupação Imediata. Na Tabela 2.8, apresenta-se para um pórtico de betão armado os limites de drift, definidos como o quociente entre o maior deslocamento entre pisos da estrutura e a respetiva altura.

Tabela 2.8: Exemplos de limites de drift FEMA

Sistema Estrutural	Tipo	Prevenção de Colapso	Segurança Humana	Ocupação Imediata
Pórtico de betão	Drift	4% permanente ou	2% momentâneo	1% momentâneo
		momentâneo	1% permanente	Mínimo permanente

2.3.3.3 Limites de danos estruturais de rotação da corda de pilares e vigas

Os limites de danos estruturais de rotação são definidos em função do tipo de material do sistema estrutural. A norma FEMA apresenta quatro categorias: estruturas metálicas, de betão, de alvenarias e de madeira. Estes limites são propostos para os elementos vigas e pilares, assim como para os nós da estrutura.

Na Tabela 2.9 estão apresentados os valores limite de rotação da corda para os elementos estruturais vigas e pilares de betão armado.

Tabela 2.9: Limites de danos de viga e pilar de betão armado - FEMA

Elemento	Ocupação Imediata	Segurança Humana	Prevenção de Colapso
Viga	0.0015	0.0020	0.0030
Pilar	0.005	0.015	0.02

2.3.4 EUROCÓDIGO 8

O Eurocódigo 8 (CEN (2004)), Parte 3, aborda os aspetos do reforço e reabilitação de edifícios, no âmbito da avaliação de estruturas à ação sísmica. Neste regulamento são definidos os níveis de desempenho sísmico e correspondentes limites, assim como as medidas de reabilitação ou reforço necessárias.

2.3.4.1 Definição de níveis de desempenho de edifícios

O Eurocódigo 8 (EC8), Parte 3, tem como objetivo definir critérios que permitam avaliar o desempenho sísmico da estrutura de um edifício, assim como definir medidas de reabilitação e reforço. No caso de edifícios existentes a caracterização do desempenho estrutural permite selecionar técnicas de intervenção e reforço da estrutura perante um evento sísmico. O EC8 define três Estados Limite (*Limit States, LS*): Quase Colapso, *Near Collapse* (NC); Danos Significativos, *Significant Damage* (SD); Danos Limitados, *Damage Limitation* (DL).

O Estado Limite de Quase Colapso corresponde a um Estado de Dano estrutural global, mantendo o edifício alguma resistência e rigidez lateral residual, e no qual os elementos verticais ainda conseguem resistir a cargas gravíticas. A totalidade dos elementos não-estruturais está em estado de ruína. O edifício apresenta deslocamentos relativos entre pisos permanentes. A estrutura encontra-se perto do colapso e provavelmente não resiste a outro evento sísmico de intensidade igual ou superior.

O Estado Limite de Danos Significativos é caracterizado por uma estrutura danificada com resistência e rigidez lateral residuais, mas em que os elementos verticais têm resistência suficiente para sustentar as cargas verticais. A globalidade dos elementos não-estruturais colapsou, mas ainda existem divisões interiores que não se deformaram. Existem alguns deslocamentos relativos moderados entre pisos e de carácter permanente. A estrutura ainda pode resistir a réplicas sísmicas de intensidade moderada. No geral, a reparação da estrutura torna-se onerosa.

O Estado Limite de danos Limitados é caracterizado por uma estrutura com danos limitados cujas secções mantêm as mesmas propriedades de resistência e de rigidez. Os elementos estruturais apresentam fissurações mínimas e a reparação destes elementos é económica. Os deslocamentos relativos permanentes entre pisos são pouco significantes. A estrutura não necessita de nenhuma medida de reparação.

2.3.4.2 Limites de danos de rotação da corda dos elementos estruturais.

O Eurocódigo 8 define os limites de danos dependentemente dos três Estados Limite considerados anteriormente. Ao contrário das normas HAZUS e FEMA, o EC8 define os limites de danos exclusivamente a um nível local e por secção, ou seja, existe um limite de dano para cada secção. Neste sentido, o EC8 é mais detalhado no entanto carece de uma extrapolação para o que se passa ao nível global da estrutura. Assim, face a esta dificuldade, considera-se que um Estado Limite é atingido quando pelo menos uma secção se encontra nesse Estado limite.

O EC8, apresenta três tipos de limites: limites para vigas, pilares e muros submetidos a flexão com e sem esforço axial, limites ao esforço de corte em vigas, pilares e muros e limites para os nós pilar-viga. No âmbito deste trabalho, somente será considerada a primeira categoria de limites.

O Estado Limite de Quase Colapso é determinado pelo valor total máximo da capacidade de rotação (elástica e inelástica) da corda dos elementos de betão, θ_u , calculada pela expressão (2.1).

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} \cdot 0,016 \cdot 0,3^v \cdot \left[\frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} \cdot f_c \right]^{0,225} \cdot \left(\frac{L_v}{h} \right)^{0,35} \cdot 25^{\left(\alpha \cdot \rho_{sx} \cdot \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} \cdot (1,25^{100 \cdot \rho_d}) \quad (2.1)$$

Sendo,

γ_{el}	Igual a 1,5 para elementos principais e 1.0 para elementos secundários;
$v = \frac{N}{b \cdot h \cdot f_c}$	b é largura da secção e N é o esforço transversal que deve ser considerado positivo a compressão;
ω', ω	Percentagem de armadura longitudinal respetivamente à tração e à compressão;
f_c	Tensão de rotura do betão a compressão em MPa;
$L_v = \frac{M}{V}$	Quociente momento / corte da extremidade da secção;
h	Altura da secção;
α	É o fator de confinamento da armadura;
$\rho_{sx} = \frac{A_{sx}}{b_w \cdot s_h}$	Quociente entre a armadura transversal a aplicação das cargas e o produto da largura efetiva da secção e o espaçamento dos estribos, s_h ;
f_{yw}	Tensão de rotura do aço em MPa;
ρ_d	Proporção de armadura na diagonal em cada direção diagonal.

No caso de muros de betão armado o valor da capacidade de rotação da corda é de 1,6 o valor resultante da Equação (2.1).

O Estado Limite de danos Significativos é determinado pela capacidade de rotação da corda que corresponde ao limite de dano θ_{SD} , considerada igual a 3/4 da rotação última da corda, θ_u .

O Estado de Limite de danos Limitados é definido de modo a representar a deformação correspondente à capacidade de rotação da corda até à cedência θ_y , determinada pela Equação (2.2) para vigas e pilares e pela expressão (2.3) para paredes de secção retangulares e em T .

$$\theta_y = \phi_y \cdot \frac{L_v + \alpha_v^z}{3} + 0,00135 \cdot \left(1 + 1,5 \cdot \frac{h}{L_v}\right) + \frac{\varepsilon_y}{d - d'} \frac{d_b f_y}{6\sqrt{f_c}}$$

ou

(2.2)

$$\theta_y = \phi_y \cdot \frac{L_v + \alpha_v^z}{3} + 0,0013 \cdot \left(1 + 1,5 \cdot \frac{h}{L_v}\right) + 0,13 \cdot \phi_y \cdot \frac{d_b f_y}{6\sqrt{f_c}}$$

$$\theta_y = \phi_y \cdot \frac{L_v + \alpha_v^z}{3} + 0,002 \cdot \left(1 - 0,135 \cdot \frac{h}{L_v}\right) + \frac{\varepsilon_y}{d - d'} \frac{d_b f_y}{6\sqrt{f_c}}$$

ou

(2.3)

$$\theta_y = \phi_y \cdot \frac{L_v + \alpha_v^z}{3} + 0,002 \cdot \left(1 - 0,125 \cdot \frac{h}{L_v}\right) + 0,13 \cdot \phi_y \cdot \frac{d_b f_y}{6\sqrt{f_c}}$$

Sendo,

ϕ_y	A curvatura de cedência da extremidade da secção;
α_v^z	Desfasamento no diagrama de momentos;
$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$	Tensão de cedência;
d, d'	A altura útil respetivamente da armadura à tração e à compressão;
d_b	Diâmetro da armadura de tração

Como referido anteriormente, os limites de rotação da corda devem ser calculados para cada secção da estrutura do edifício. Este processo exige um detalhe superior ao das verificações presentes nas normas FEMA e HAZUS pelo facto de ter de ser avaliado o Estado Limite de cada secção.

3. AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE E DESEMPENHO ESTRUTURAL

3.1 INTRODUÇÃO

No âmbito do estudo do comportamento e desempenho de um edifício durante uma ocorrência sísmica existem vários tipos de análises que podem ser consideradas, entre elas, análises lineares e análises não lineares. O primeiro tipo de análise não considera o comportamento não linear geométrico e dos materiais. Enquanto que, a análise não linear tem em conta este comportamento que poderá estar caracterizado ao longo dos elementos (fibras) ou concentrado nas suas extremidades (rótulas plásticas). Por consequência, exige uma maior complexidade na aplicação mas assegura uma melhor aproximação ao comportamento real da estrutura.

Neste contexto serão estudados os vários tipos de análise não linear pushover e dinâmica. Numa fase inicial será exposto o conceito das análises pushover: adaptativa e não adaptativa. Serão também referidas as metodologias de análise não linear estáticas para caracterizar o desempenho estrutural, focando em particular sobre o método N2, que será utilizado no presente trabalho. Por fim, serão feitas algumas considerações em relação às análises dinâmicas.

3.2 METODOLOGIAS DE ANÁLISES NÃO LINEAR

3.2.1 ANÁLISE NÃO-LINEAR PUSHOVER

Os métodos de análise não linear pushover foram evoluindo nos últimos anos tendo como objetivo assegurar a qualidade dos resultados comparando com as análises dinâmicas, utilizando para isso conceitos e princípios mais simples. As análises pushover permitem caracterizar a capacidade de resistência e de deformação das estruturas, assim como a evolução da cedência e a capacidade não-linear dos seus elementos. Contudo, esta informação quando utilizada em paralelo com procedimentos de análise não linear estática permitem também caracterizar o desempenho da estrutura perante um determinado evento sísmico.

As análises pushover são análises estáticas não lineares que consideram forças gravíticas constantes e cargas horizontais monotónicas ou variáveis. O desempenho é deduzido a partir da análise de

parâmetros estruturais tais como a deformação dos elementos, as forças internas e o drift tanto por piso como global.

Existem dois tipos de análises pushover que podem ser distintas pela caracterização das forças horizontais aplicadas. A primeira grande família envolve as análises pushover não adaptativas, na qual o perfil de forças aplicado não varia durante a análise. O segundo tipo de análises corresponde às análises pushover adaptativas, e como o nome indica adaptam-se à degradação da estrutura. Em cada passo de análise é definido um novo perfil de carga em função das alterações de rigidez da estrutura.

3.2.1.1 Análise pushover convencional

A análise não adaptativa é caracterizada por um perfil fixo de cargas aplicado à estrutura. Este método tem por base a aplicação de um carregamento lateral previamente definido por piso e incrementado a cada etapa de cálculo. As cargas são aplicadas ao nível de cada andar de modo a atuar nos pontos onde a concentração de massa é maior a nível horizontal.

O perfil de carga é muito importante para a avaliação de desempenho de uma estrutura e tem como objetivo a representação da distribuição das forças de inércia consequente de uma ação sísmica. Ao supor um aumento constante da distribuição de forças, supõe-se que a distribuição de forças de inércia seja constante e que as deformações máximas obtidas pela análise sejam comparáveis com as produzidas pela ação sísmica, o que em geral corresponde à realidade. Em alguns casos, os principais modos de vibração têm alguma influência na resposta da estrutura, o que não pode ser destacado com um perfil de carga uniforme. Deduz-se então, que o perfil de carga deve ser escolhido de modo adequado para uma melhor aproximação da realidade.

A aplicação do perfil de carga passa pelo resultado da Equação (3.1) de equilíbrio seguinte:

$$KU = P \quad (3.1)$$

Sendo,

- K A matriz de rigidez não linear;
- U O vetor de deslocamento;
- P O vetor de carga incremental.

Neste estudo aplicou-se vários perfis de carga do vetor P usualmente utilizados: uniforme, triangular, proporcional ao 1º modo e proporcional ao 2º modo de vibração da estrutura.

Estes perfis de carga são definidos por (Tso W.K., Moghadam A.S. (1998)):

- No primeiro caso, foi aplicado um perfil de carga constante, distribuído uniformemente por todos os pisos
- A distribuição por piso do perfil de carga triangular foi definido pela Equação (3.2):

$$F_{xi} = V_b \times \frac{m_{xi} h_{xi}}{\sum_j m_{xj} h_{xj}} \quad (3.2)$$

Sendo

- m_{xi} Representa a massa do piso i;
- h_{xi} e h_{xj} Alturas das massas m_{xi} e m_{xj} acima do nível de aplicação da ação sísmica;
- V_b O corte basal sísmico;
- F_{xi} A força aplicada ao nível do piso i.

- O perfil de carga proporcional ao primeiro modo de vibração pode ser definido pela Equação (3.3)

$$F_{xi} = V_b \times \frac{m_{xi} \phi_{xi}}{\sum_j m_{xj} \phi_{xj}} \quad (3.3)$$

- O perfil de carga proporcional ao 2º modo é definido como o 1º modo mas considerando os deslocamentos dos pisos para o 2º modo.

3.2.1.2 Análise pushover adaptativa

A análise pushover adaptativa é um aperfeiçoamento da análise pushover convencional, que tem em consideração a perda de rigidez da estrutura no perfil de carga aplicado. Em cada passo da análise, o perfil de carga é reajustado de modo a ter em consideração as alterações de rigidez dos elementos da estrutura.

O carregamento é assim atualizado em função dos perfis dos modos de vibração, ponderados de acordo com a correspondente participação modal, sendo redefinido em cada passo da análise (Casarotti C. *et al.* (2005)). A combinação modal é aplicada ao carregamento e não às respostas, ao contrário das análises referidas anteriormente. Consideram-se duas variantes do carregamento: forças (*Force-based Adaptive Pushover*) ou deslocamentos (*Displacement-based Adaptive Pushover*).

O procedimento adaptativo é caracterizado pela definição do vetor de carga nominal e massa. Após a avaliação dos modos de vibração é efetuado o cálculo do fator multiplicativo a aplicar ao perfil de carregamento. A combinação modal é feita pelo cálculo do vetor normalizado de escalamento, onde se efetua a combinação dos modos por SRRS (*Square Root of the Sum of Squares*) no caso de os modos serem de frequência próxima, caso contrário utiliza-se a combinação quadrática.

Na aplicação da modalidade baseada em forças, FAP, os valores das curvas de capacidade do comportamento estrutural são coerentes. No entanto, na avaliação dos drifts entre pisos e da distribuição ao corte, os resultados obtidos não são rigorosos. Este aspeto é devido à impossibilidade de inversão do sinal das forças aplicadas, no perfil de carregamento de modo a ter em conta a evolução da resistência não linear das seções, essencial, na formação de mecanismos para representar a brusca redução local das forças internas (Antoniou S., Pinho R. (2004)).

No caso de se utilizar um perfil de carregamento imposto através de deslocamentos, esta imprecisão já não existe. A inversão das forças internas é conseguida pelo equilíbrio estrutural com o perfil de deslocamentos aplicados. Deste modo, mantém-se uma justa coerência da resposta global e melhora-se a distribuição local do corte.

A principal diferença entre as análises pushover adaptativas é a possibilidade de considerar a amplificação espectral (Antoniou S., Pinho R. (2004)). A análise pushover adaptativa com amplificação espectral tem em conta, no algoritmo utilizado que define o perfil de carga, a amplificação do espectro de resposta. No caso de a amplificação não ser considerada, a análise é uma análise pushover sem amplificação espectral.

No caso da análise adaptativa sem amplificação espectral, o vetor de deslocamentos é determinado pela Equação (3.4):

$$D_i = \sum_{k=1}^i \Delta_k \text{ sendo } \Delta_i = \sqrt{\sum_{j=1}^n \Delta_{ij}^2} = \sqrt{\sum_{j=1}^n [T_j (\phi_{ij} - \phi_{i-1,j})]^2} \quad (3.4)$$

Considerando,

- T_j O fator de participação modal j ;
- ϕ_{ij} O deslocamento normalizado j para o piso i ;
- Δ_{ij} O drift entre pisos para o modo i .

A análise adaptativa com amplificação espectral diferencia-se pela consideração do espectro de resposta é feita através do deslocamento espectral correspondente ao período de vibração de cada modo, $S_{d,j}$, Equação (3.5)

$$D_i = \sum_{k=1}^i \Delta_k \text{ sendo } \Delta_i = \sqrt{\sum_{j=1}^n \Delta_{ij}^2} = \sqrt{\sum_{j=1}^n [T_j (\phi_{ij} - \phi_{i-1,j}) S_{d,j}]^2} \quad (3.5)$$

3.2.2 PROCEDIMENTOS PARA A DEFINIÇÃO DO PONTO DE DESEMPENHO

Após a exposição de diversas variantes de análise pushover para caracterizar a capacidade das estruturas sujeitas à ação dos sismos, é importante expor algumas metodologias que permitem definir qual é a exigência estrutural para um dado sismo, avaliando deste modo o desempenho do edifício. Será feita uma descrição breve de quatro métodos e uma descrição completa do método N2 que será utilizado no presente trabalho.

3.2.2.1 Capacity Spectrum Method (CSM)

O método CSM (Freeman S. *et al.* (1975)) consiste na interseção da capacidade estrutural com um dado espectro de resposta. A capacidade estrutural é representada por uma curva designada de curva de capacidade, que relaciona o deslocamento de um nó de controlo com o corte basal de um sistema equivalente de um grau de liberdade, o que permite estabelecer a comparação entre a capacidade e a exigência da ação sísmica, introduzida por um espectro de resposta elástico. A curva de capacidade é obtida pela aplicação de uma distribuição de forças proporcionais ao modo fundamental de vibração. Inicialmente a relação, corte basal em função do deslocamento do nó de controlo, é obtida para um sistema de vários graus de liberdade, esta curva designa-se por curva pushover. Logo a curva de capacidade é a curva equivalente a curva pushover reduzida por um fator de transformação que

permite a passagem de um sistema de vários graus de liberdade para um sistema equivalente de um grau de liberdade. O ponto de desempenho sísmico corresponde à intersecção entre a curva de capacidade e a exigência sísmica e permite definir ao desempenho da estrutura. O comportamento não linear é introduzido através da redução do espectro de resposta elástico para um espectro de resposta inelástico, por um fator de redução definido com base no amortecimento equivalente da estrutura (elástico e histerético).

3.2.2.2 Adaptive Capacity Spectrum Method (ACSM)

O ACSM (Casarotti C., Pinho R. (2007)) permite ter em conta, em cada incremento de deslocamento, os efeitos da degradação da rigidez e vários modos de vibração, que correspondem às principais limitações das restantes propostas. Esta consideração é materializada através da aplicação sobre a estrutura de uma distribuição de deslocamentos adaptativa recalculada em cada passo da análise. Ao contrário dos outros métodos, o deslocamento do nó de controlo corresponde ao contributo do deslocamento de todos os nós da estrutura. Obtém-se então uma curva de capacidade adaptativa cujo deslocamento não se deve a um nó de referência. Estas considerações permitem reduzir o impacto da escolha de um nó de controlo, que pode não ser o nó de maiores deslocamentos. A exigência da ação sísmica, representada pelo espectro de resposta, é escalada através de fatores de redução que podem ser baseados no amortecimento viscoso equivalente ou na ductilidade da estrutura, definindo assim um espectro de resposta inelástico. O ponto de desempenho é dado pela intersecção da curva de capacidade do sistema equivalente com o espectro de resposta.

3.2.2.3 Modal Pushover Analysis (MPA)

A metodologia MPA (Chopra A.K., Goel R.K (2002)) é uma melhoria em relação a outros métodos, como o CSM e N2, porque tem em consideração a influência dos modos de vibração na resposta sísmica da estrutura.

São considerados os principais modos de vibração, e para cada um a estrutura é submetida a um carregamento de perfil proporcional ao deslocamento normalizado de cada modo de vibração considerado. Determina-se então uma curva de capacidade por modo de vibração. Para resultados precisos é suficiente considerar cerca de três modos de vibração. A escolha dos modos de vibração a ter em conta depende do fator de participação de cada um. Para cada modo de vibração, as curvas pushover são reduzidas a curvas de capacidades bilineares dos sistemas equivalentes de um grau de liberdade. Os pontos de desempenho para cada modo podem ser obtidos de duas formas: intersectando a curva bilinear com um espectro de resposta inelástico ou com um espectro de resposta com amortecimento efetivo. Os resultados finais são obtidos pela combinação quadrática dos resultados, através da regra SRSS ou da CQC (*Completa Quadratic Combination*).

3.2.2.4 Adaptive Modal Combination Procedure (AMCP)

Este método (Kalkan E., Kunnath S.K. (2006)) consiste na modificação do carregamento lateral em função das alterações da resposta do sistema estrutural, de modo a avaliar a variação das suas características dinâmicas. Em cada passo, é avaliado o deslocamento do sistema equivalente de um grau de liberdade da estrutura dependente da energia, cujo procedimento assenta no cálculo do trabalho desenvolvido pelas forças laterais aplicadas à estrutura. A curva de capacidade é definida no formato ADRS. Este formato consiste na relação da equação (3.6) em que num gráfico (S_d, S_a)

corresponde a um conjunto de retas que passam pelo origem, cada uma associada a um dado período (T), Equação (3.6).

$$S_a = \omega^2 S_d = \frac{4\pi^2}{T^2} S_d \quad (3.6)$$

A determinação do ponto de desempenho é similar ao exposto para o método CSM. No entanto são utilizados espectros de resposta inelásticos determinados para um conjunto de níveis de ductilidade. Neste método o ponto de desempenho é designado de ponto de desempenho dinâmico e é determinado como nos restantes métodos: pela intersecção da curva de capacidade do sistema equivalente e a exigência sísmica. O ponto de desempenho dinâmico deve ser obtido para cada um dos modos de vibração considerados relevantes. A resposta total da estrutura é obtida a partir da combinação das respostas máximas por modo utilizando a regra SRSS ou CQC.

3.2.2.5 Método N2

O método N2 (Fajfar P., Fischinger M. (1988)) será aqui detalhado com maior rigor tendo uma vez que este procedimento foi utilizado para a determinação do ponto de desempenho da estrutura estudada neste trabalho. A escolha é fundamentada pelo facto de ser recomendado no regulamento europeu Eurocódigo 8 (CEN, 2004).

A curva pushover é caracterizada pelo deslocamento de um nó de referência e um perfil de carga e relaciona a força de corte basal com o deslocamento no nó de controlo. É preconizado no EC8 que o nó de referência pode ser considerado no centro de gravidade da cobertura do edifício no caso de não ser o topo de um piso parcial. A curva de capacidade deve ser determinada para valores de deslocamento do topo da estrutura entre zero e o valor correspondente a 150% do deslocamento alvo. Sendo o deslocamento alvo determinado a partir do espectro de resposta elástico e a curva de capacidade definida para um sistema equivalente de um grau de liberdade, é necessário aplicar o método N2 para obtê-lo. Logo, a análise pushover é efetuada até que um aumento do valor das cargas não acrescente força de corte na base da estrutura. As cargas laterais devem ser pelo menos de dois tipos: distribuição uniforme e distribuição modal, sendo estas aplicadas nos locais de modelação da massa (ao nível dos pisos). Neste caso foram aplicados todos os tipos de perfis descritos anteriormente.

Após obter a curva pushover, é necessário converter o sistema de vários graus de liberdade num sistema de um grau de liberdade. Este passo é necessário para poder definir o ponto de desempenho da estrutura a uma determinada ação.

A transformação para um sistema equivalente de um grau de liberdade é conseguida a partir de um coeficiente de transformação, Γ , Equação (3.7) definindo deste modo as quantidades F^* e d^* que são, respetivamente, a força e o deslocamento de um sistema equivalente com um grau de liberdade e F_b e d_n a força de corte basal e o deslocamento do nó de controlo de um sistema de múltiplos graus de liberdade, Equações (3.8) e (3.9).

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \phi_i}{\sum m_i \phi_i^2} \quad (3.7)$$

Em que,

m_i A massa do piso i;

ϕ_i O deslocamento normalizado do piso i.

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad (3.8)$$

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma} \quad (3.9)$$

Resulta assim a determinação do deslocamento no limite de plasticidade do sistema idealizado com um só grau de liberdade d_y^* , dependente da força de cedência F_y^* que corresponde à força de corte na base da estrutura e que conduz à formação do mecanismo plástico, d_m^* é o deslocamento correspondente ao mecanismo de colapso do sistema equivalente e E_m^* a energia atual de deformação, Equação (3.10).

$$d_y^* = 2 \times \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad (3.10)$$

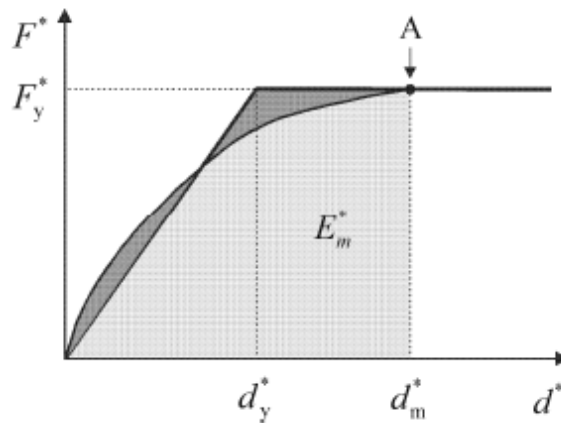


Figura 3.1: Determinação da relação idealizada força/deslocamento elasto-perfeitamente plástica

Determina-se então a relação bilinear idealizada elasto-perfeitamente plástica determinada de acordo com uma igualdade de áreas entre a curva idealizada e a curva de capacidade real, como ilustrado na Figura 3.1.

A determinação do período do sistema idealizado equivalente com um só grau de liberdade, T^* , é feita pela Equação (3.11):

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \quad (3.11)$$

O deslocamento alvo da estrutura de período T^* e com um comportamento elástico ilimitado depende de $S_e(T^*)$, o valor do espectro de resposta elástico de aceleração para o período T^* , Equação (3.12).

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2 \quad (3.12)$$

Para determinar o deslocamento alvo, d_t^* da estrutura é preciso ter em conta o facto do comportamento elástico não ser ilimitado e por consequência o deslocamento alvo ser diferente de d_{et}^* . Na Figura 2 está representado o espectro de resposta caracterizado pelo deslocamento em função da aceleração e a curva de capacidade idealizada do sistema equivalente. O período T^* é representado por uma linha radial que tem origem em 0 e vai até ao ponto que define a resposta elástica espectral.

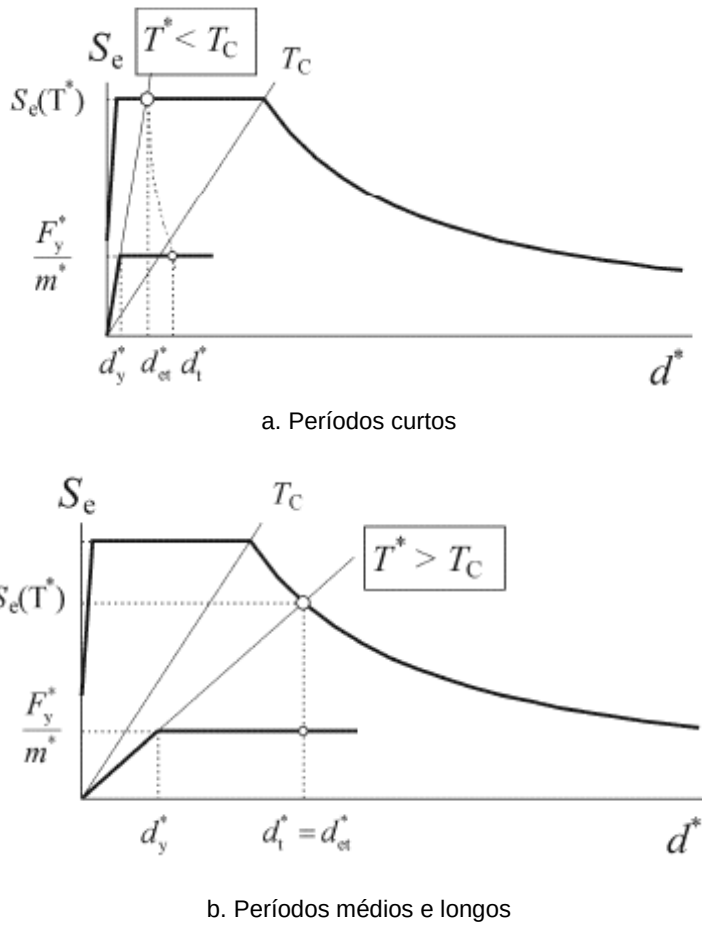


Figura 3.2: Determinação do deslocamento-alvo para o sistema equivalente com um só grau de liberdade

Para períodos baixos o deslocamento alvo é igual a d_{et}^* se a resposta é elástica. Caso contrário a resposta é não linear e é preciso ter em conta o fator q_u , Equações (3.13) e (3.14).

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \left(1 + (q_u - 1) \frac{T_c}{T^*} \right) \geq d_{et}^* \quad (3.13)$$

$$q_u = \frac{S_e(T^*)m^*}{F_y^*} \quad (3.14)$$

Para períodos médios a longos o deslocamento alvo é igual a d_{et}^* .

A determinação do deslocamento alvo para o sistema com múltiplos graus de liberdade é definida pela Equação (3.15):

$$d_t = \Gamma d_t^* \quad (3.15)$$

Este deslocamento corresponde ao deslocamento de um nó do topo do edifício, tal como especificado anteriormente. O procedimento descrito, a incluir numa análise pushover, corresponde à exigência da ação sísmica na estrutura, avaliada por exemplo através dos valores de deslocamentos, rotações, tensões, drifts dos elementos e secções da estrutura. Estes dados permitem posteriormente identificar qual é o desempenho do edifício avaliando o nível de segurança estrutural pela comparação com valores limites de resistência.

3.2.2.6 Resumo

Para concluir sobre as metodologias existentes para as análises pushover, apresenta-se um quadro resumo de cada metodologia (Marques M. (2011)). Na Tabela 3.1 é possível comparar as metodologias apresentadas anteriormente e analisar as características destes métodos. Cada metodologia é caracterizada pelo tipo de análise pushover, o tipo de carregamento, a curva de capacidade e a curva de exigência utilizada.

Tabela 3.1: Quadro resumo das metodologias pushover

	ACSM	CSM	N2	MPA	AMC
Tipo de análise pushover	Adaptativo, baseado em deslocamentos	Convencional, baseado em forças			
Carregamento	Deslocamentos adaptativos	Forças proporcionais ao primeiro modo	Forças uniformes ou proporcionais ao primeiro modo	Forças proporcionais aos modos significativos	
Curva de capacidade	Corte basal versus deslocamentos, definidos para todos os nós	Corte basal versus deslocamentos de um nó de referência (topo do edifício)			
Curva de exigência	Espectro elástico reduzido com base no amortecimento viscoso equivalente		Espectro inelástico reduzido com base na ductilidade		Espectro inelástico definido para diferentes níveis de ductilidade

3.2.3 ANÁLISE DINÂMICA NÃO-LINEAR

As análises não lineares dinâmicas são atualmente as análises sísmicas de referência face a serem aquelas que melhor conseguem captar o comportamento real das estruturas. No entanto têm como desvantagens a sua complexidade, a necessidade de ferramentas computacionais melhores e os tempos de análise superiores. Além dos inconvenientes citados é importante assinalar que os algoritmos de integração no tempo apresentam ainda algumas limitações na representação do amortecimento histerético nos modelos e a determinação das suas consequências nos resultados ainda não estão completamente controladas pela comunidade científica.

Como descrito, a análise dinâmica é complexa e é necessário meios computacionais para obter resultados, para tal foi utilizado o programa SeismoStruct e efetuada uma análise dinâmica incremental. A análise dinâmica é dependente da introdução de um acelerograma e da definição do intervalo de tempo da análise. No âmbito do presente trabalho foram introduzidos os acelerogramas correspondentes a base de sismos apresentada posteriormente e definido um intervalo de tempo de 0,01s entre cada passo da análise. A definição do intervalo de tempo é baseada no período de vibração da estrutura de modo a obter resultados precisos. O evento sísmico foi aplicado nos apoios dos pilares da estrutura como uma aceleração do solo na direção do pórtico.

No entanto a análise dinâmica será considerada como a análise de referência neste trabalho tendo como objetivo validar os pressupostos das análises pushover verificadas no presente trabalho.

3.3 AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE E DESEMPENHO ESTRUTURAL

No desenvolvimento do presente trabalho serão usadas análises pushover, procedendo a comparações entre as diferentes variantes já enunciadas na secção anterior. Esta fase do trabalho consiste em comparar os resultados obtidos entre as diferentes análises pushover, adaptativas e não adaptativas, e selecionar aquela que é capaz de obter um desempenho estrutural mais próximo do captado pelas análises dinâmicas.

Para tal, num primeiro momento será feita a descrição da estrutura, representada por um pórtico bidimensional de um edifício de betão armado e descrita a base de sismos utilizada neste trabalho.

Neste pórtico serão determinadas curvas pushover para análises pushover convencionais com os carregamentos uniforme, triangular, proporcional ao 1º modo e ao 2º modo e comparadas com as curvas obtidas com a análise pushover adaptativa com e sem a amplificação espectral.

Após efetuada a comparação entre análises pushover, será utilizado o método N2 para determinar os pontos de desempenho do edifício e feita uma comparação com estes resultados obtidos através de análises dinâmicas. Será assim possível escolher a análise pushover que melhor se aproxima da análise dinâmica.

Os resultados das análises não lineares pushover e dinâmicas foram obtidos através do programa de cálculo SeismoStruct.

3.3.1 DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA

As aplicações práticas que serão utilizadas no presente trabalho pretendem avaliar o desempenho das análises pushover aplicadas a um edifício real e representativo do panorama atual da construção em Portugal e na Europa (Marques M. (2011)).

O pórtico em estudo é um edifício de betão armado não dimensionado sismicamente, tendo sido construído antes da regulamentação sísmica e cujo dimensionamento somente tem em conta as ações gravíticas atuantes. O edifício foi construído na década de 70, em Itália, e apresenta uma altura de 9.25 metros, 3 pisos, 3 alinhamentos e um sistema de pórtico regular assimétrico. O edifício é definido por três vãos de comprimentos 4.05m, 2.0m e 3.25m, desenvolvendo-se sobre três pisos de alturas 2.75m, 3.25m e 3.25m, respetivamente. Na base dos pilares admitiu-se ligações exteriores de encastramento. O pórtico está ilustrado na Figura 3.3, com a discretização dos elementos e com a indicação das secções atribuídas.

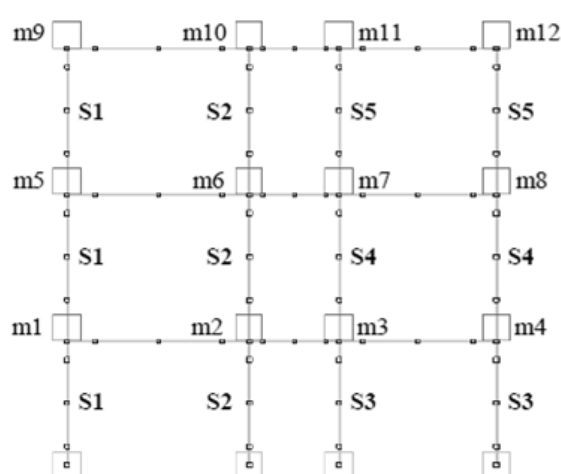


Figura 3.3: Modelação do pórtico em estudo e localização das massas

Em relação à modelação das massas, foi considerado a localização das mesmas somente nos nós de ligação viga-pilar da estrutura com a distribuição indicada na Tabela 3.2:

Tabela 3.2: Definição das massas concentradas

Massa	m (ton)	Massa	m (ton)	Massa	m (ton)	Massa	m (ton)
m1	8	m4	9	m7	5	m10	11
m2	15	m5	8	m8	9	m11	3
m3	4	m6	16	m9	6	m12	6

As secções são descritas na Tabela 3.3, assim como as características dos materiais na Tabela 3.4.

Tabela 3.3: Quadro resumo das secções das vigas e dos pilares da estrutura

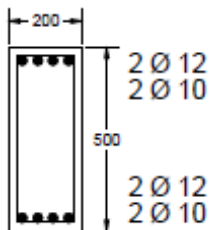
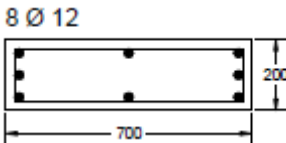
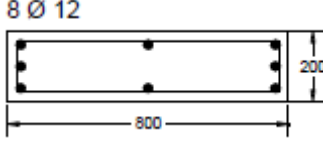
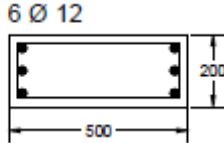
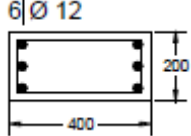
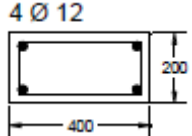
Pilares			Vigas
S1	S2	S3	
			
S4		S5	
			

Tabela 3.4: Características dos materiais da estrutura

Propriedades	Betão confinado	Betão não confinado	Aço
Tensão de compressão f_c (MPa)	20.75	20.75	-
Tensão de tração f_{ct} (MPa)	0	0	-
Extensão correspondente ao esforço máximo ϵ_c (m/m)	0.005	0.005	-
Fator de confinamento K_c	1.1	-	-
Módulo de elasticidade do aço E_s (MPa)	-	-	211111
Tensão de cedência f_y (MPa)	-	-	380
Parâmetro de endurecimento μ	-	-	0.00326

3.3.2 DESCRIÇÃO DA AÇÃO SÍSMICA

Neste trabalho foi utilizada uma base diversificada de sismos com o objetivo de ser utilizada para caracterizar a fragilidade estrutural do pórtico descrito anteriormente e os seus efeitos sobre o comportamento linear e não linear da estrutura.

Neste âmbito a ação sísmica escolhida foi selecionada a partir do trabalho de tratamento e triagem de uma base de sismos reais que fez parte do projeto SAC – *Joint Venture Steel Project Phase 2*, 2004, financiado pelo FEMA, e cujo o objetivo é o estudo do dano provocado nos edifícios em aço devido ao sismo de Northridge.

De modo a minimizar a soma dos erros quadráticos entre um espectro de resposta de referencia do local (o espectro de dimensionamento do *National Earthquake Hazards Reduction Program* – NEHRP, 1997) e o espectro correspondente à média dos espectros das duas componentes horizontais, foi aplicado um fator de escalamento mas sem modificar a forma dos espectros de resposta de cada sismo utilizado.

Para as aplicações práticas neste trabalho utilizou-se uma base de dez sismos com as características expostas na Tabela 3.5 (Marques M. (2011)). Estes sismos são da região de Los Angeles e resultam de acontecimentos históricos ou simulações físicas. Foi admitido uma probabilidade de excedência de 10% em 50 anos com um período de retorno de 475 anos e apenas uma das suas componentes horizontais.

A aplicação prática das análises não lineares pushover foi feita com os espectros de resposta correspondentes aos mesmos registos no tempo, a que se acrescentou o espectro mediano.

O espectro mediano permite reduzir as irregularidades individuais de cada espectro, evitando potenciais problemas de convergência na redução das ordenadas espectrais. Contudo, será apenas utilizado para a comparação do desempenho das diferentes variantes de análise pushover dado que para estimar a fragilidade estrutural é necessária uma base sísmica heterogênea.

Para as análises que se seguem consideraram-se cinco fatores proporcionais de escalamento da base sísmica original: 0.25, 0.5, 1.0, 0.75 e 1.25. Obtém-se, deste modo, uma total de 50 sismos.

Tabela 3.5: Caracterização da base de sismos

Designação	Sismo	Magnitude	Duração Efetiva (s)	PGA (cm/s ²)
Acc_02	El Centro, 1940	6.9	24.52	662.88
Acc_04	Imperial Valley, 1979	6.5	7.09	478.65
Acc_06	Imperial Valley, 1979	6.5	11.22	230.08
Acc_08	Landers, 1992	7.3	22.24	417.49
Acc_10	Landers, 1992	7.3	20.72	353.35
Acc_12	Loma Pietra, 1989	7.0	6.40	950.93
Acc_14	Northridge, 1994	6.7	5.52	644.49
Acc_16	Northridge, 1994	6.7	7.04	568.58
Acc_18	Northridge, 1994	6.4	5.30	801.44
Acc_20	North palm Springs, 1986	6.7	6.78	967.61

3.3.3 ANÁLISES NÃO-LINEARES PUSHOVER

No sentido da aplicação das análises pushover, detalhadas anteriormente, ao edifício efectuou-se previamente uma análise modal que permite identificar os parâmetros modais da estrutura e que serão necessários para as etapas seguintes deste trabalho.

O passo seguinte consiste no cálculo das curvas pushover e os parâmetros de cada análise pushover convencionais: uniforme, triangular, proporcional ao 1ºmodo e ao 2ºmodo e igualmente para as análises pushover adaptativas.

Por fim, será aplicado o método N2 a cada curva pushover e comparado o desempenho do edifício com os resultados das análises dinâmicas.

3.3.3.1 Análise modal

Neste ponto são apresentados os resultados da análise modal ao edifício e que são necessários para a aplicação dos métodos pushover. Na Tabela 3.6 estão apresentadas as características modais da estrutura para os modos de vibração principais.

Tabela 3.6: Características modais

Modo	Período (s)	Massa modal (%)	Fator de participação
1	0.337	77.83	8.86
2	0.103	14.07	-3.77
3	0.059	8.04	2.85

Conclui-se que o primeiro modo de vibração mobiliza quase a totalidade da massa modal (77.8%) e que assim se espera ser este o modo que determine o comportamento dinâmico da estrutura.

Refere-se ainda que as características elásticas modais são obtidas com o programa SeismoStruct.

3.3.3.2 Análises pushover – curvas de pushover

Como descrito anteriormente, nas análises pushover convencionais aplicaram-se as distribuições de carga recomendadas pelo Eurocódigo 8, uniforme e modal, e ainda uma distribuição triangular e outra distribuição modal.

Além disso, ainda foram aplicadas análises pushover adaptativas com e sem a amplificação espectral (PA c/AE e PA s/AE).

Na Figura 3.4 estão representadas as curvas pushover obtidas para cada análise com os resultados fornecidos pelo programa SeismoStruct.

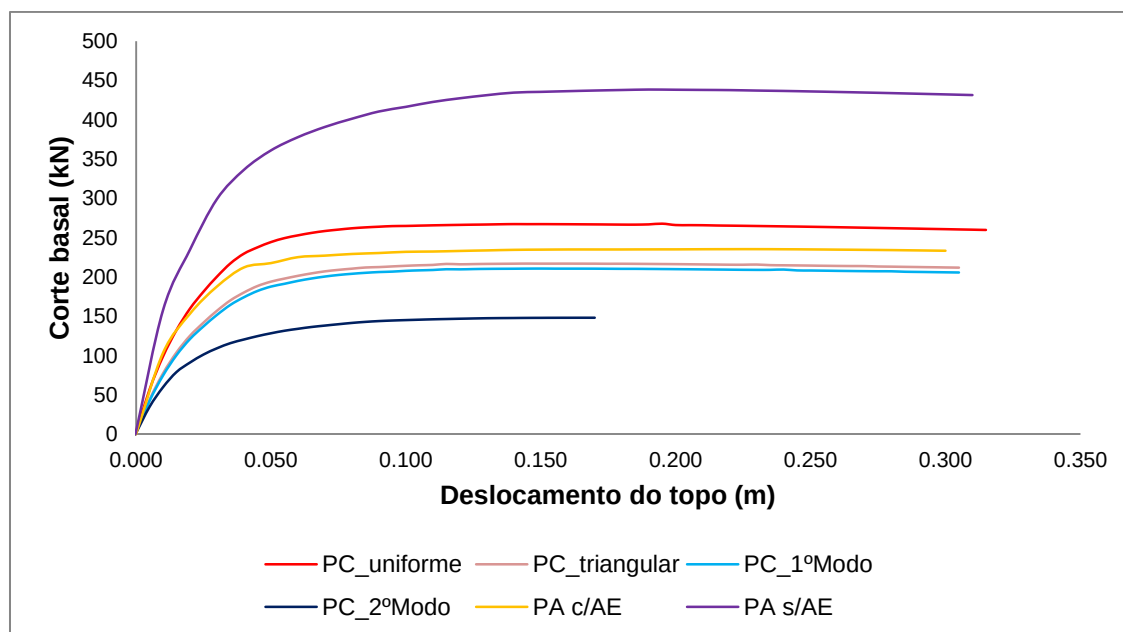


Figura 3.4: Curvas pushover

Da observação dos resultados, conclui-se que a análise pushover adaptativa sem amplificação espectral apresenta um desvio significativo para os resultados das restantes análises pushover. A inexactidão desta análise adaptativa é devida à não consideração da amplificação espectral dos modos de vibração o que conduz a uma resposta da estrutura menos precisa e adequada, assim como diferenças na definição do mecanismo de colapso.

Neste edifício a participação do 2º modo é ainda relevante (cerca de 15% da massa modal efetiva) e repercute-se na curva de capacidade estrutural da análise pushover sem amplificação espectral. Contudo, se se atender à amplificação espectral este efeito é reduzido, justificado pela evolução dos períodos da estrutura do 1º e 2º modos ao longo da análise, que amplificam os deslocamentos espectrais do 1º modo.

Na Figura 3.5 e na Figura 3.6 estão apresentados a evolução do período da estrutura considerando ou não a amplificação espectral para as análises pushover adaptativas, respetivamente para o 1º e o 2º modo de vibração. Em ambos, observa-se um aumento do período devido a perda de rigidez. Para os dois modos de vibração, a diferença entre as curvas é reduzida e aumenta com a perda de rigidez da estrutura.

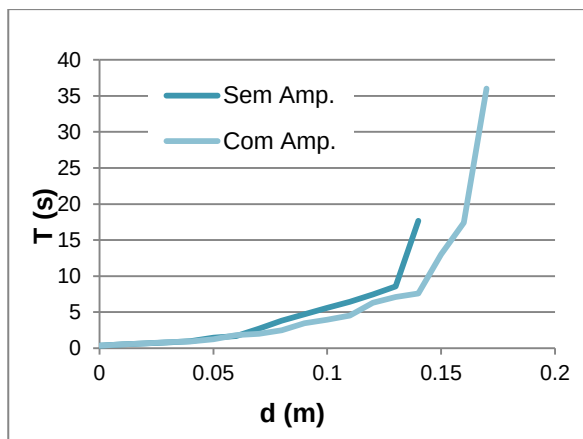


Figura 3.5: Comparação do período considerando o 1º modo de vibração

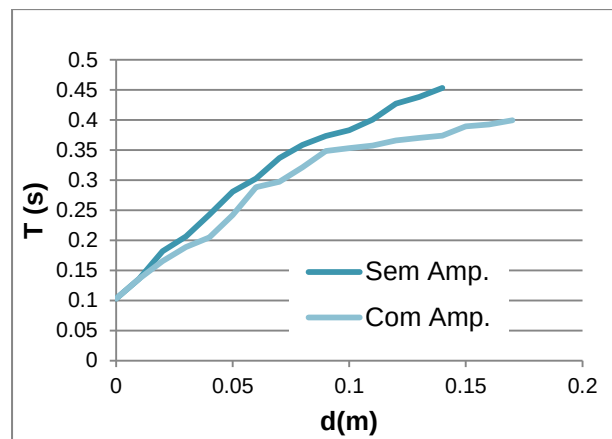


Figura 3.6: Comparação do período considerando o 2º modo de vibração

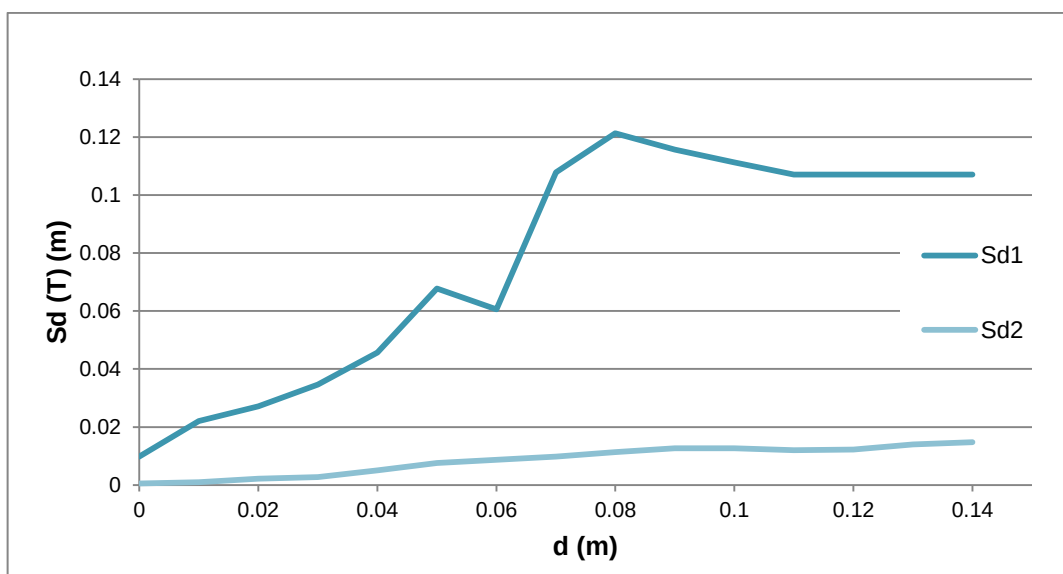


Figura 3.7: Comparação da evolução do deslocamento espectral para o 1º e 2º modo de vibração da estrutura.

Na Figura 3.7, as curvas são representativas do deslocamento espectral correspondente ao 1º e 2º modo de vibração. Os valores para o deslocamento espectral do 2º modo são inferiores ao deslocamento espectral referente ao 1º modo devido ao facto do 2º modo caracterizar a estrutura por períodos de vibração menores que o 1º modo.

Os resultados mais coerentes e mais próximos das respostas captadas pelas análises dinâmicas são obtidos através das análises pushover usando um perfil de carregamento uniforme, triangular e proporcional ao 1º modo. Justifica-se esta observação pelo facto do 1º modo de vibração ser preponderante na estrutura e por conseguinte quando a estrutura está submetida a uma análise pushover adaptativa, que considera todos os modos de vibração, os resultados obtidos são semelhantes.

Pelo contrário, a análise pushover proporcional ao 2º modo não é adequada e não permite avaliar a capacidade sísmica do edifício, o que seria expectável.

Em relação à análise triangular, os resultados são satisfatórios e justificados pelo facto do perfil de carga do 1º modo ser semelhante à carga triangular.

Os valores de corte basal são máximos para a análise pushover com perfil uniforme, pelo facto, de ser o perfil de carga que realça a exigência nas zonas inferiores dos pilares. Ao contrário do perfil de carga triangular e proporcional ao 1º modo, o perfil de carga uniforme solicita tanto o topo como a base dos pilares, o que aumenta o corte basal da análise.

3.3.3.3 Definição de desempenho estrutural

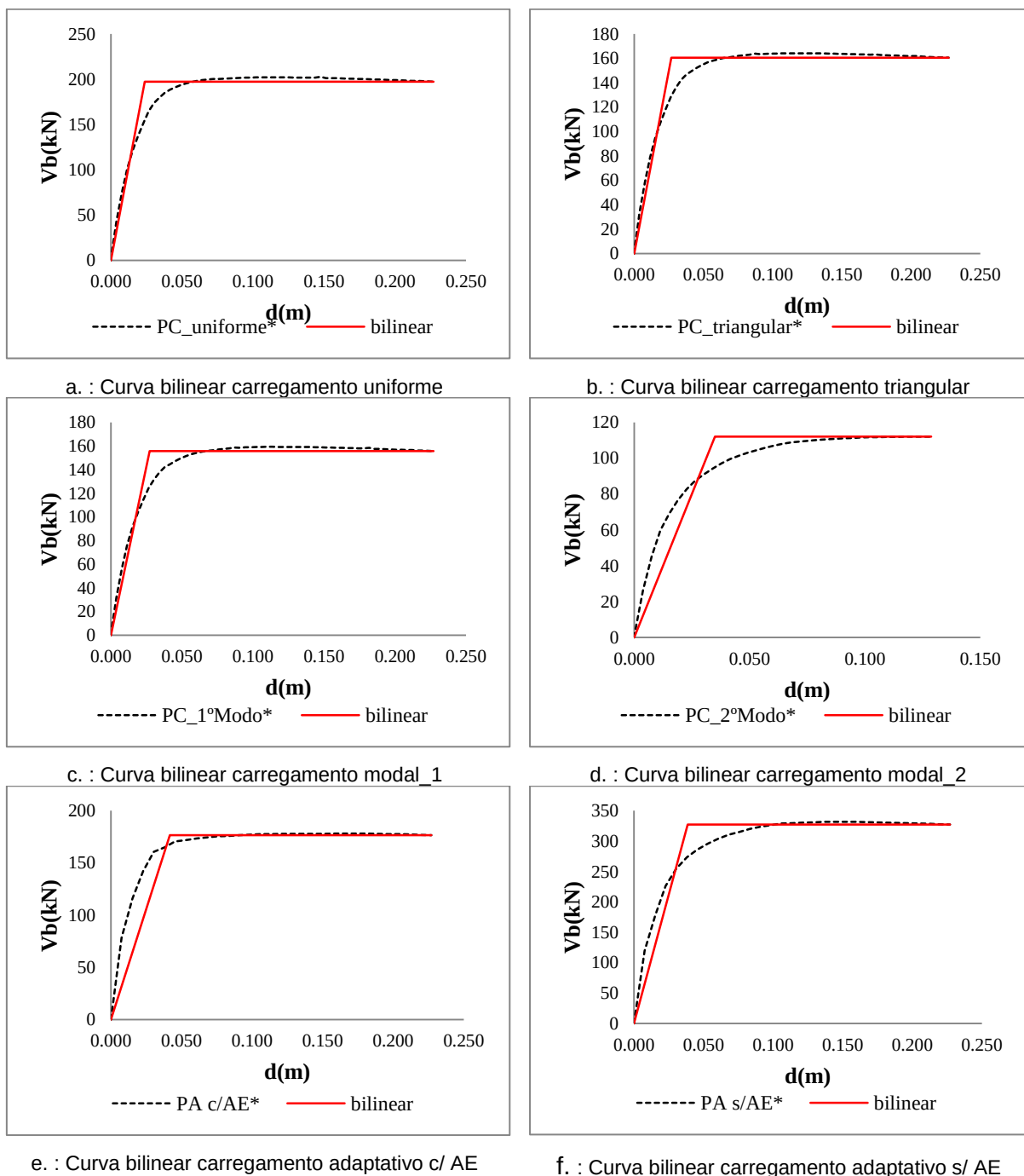
O Eurocódigo 8 preconiza a utilização de pelo menos duas análises pushover, com um perfil de carregamento uniforme e modal, e a aplicação do método N2 como metodologia para cálculo do desempenho das estruturas. No caso do presente trabalho serão tratadas todas as análises pushover, convencionais e adaptativas, apresentadas anteriormente. A cada análise será aplicada a metodologia N2, sendo que esta metodologia não é a mais adequada no caso de análises pushover adaptativas. De facto deveria ter sido aplicada uma metodologia que envolvesse vários modos de vibração, mas o objetivo do presente trabalho passa por comparar o resultado entre análises pushover. Para tal é legítimo utilizar a mesma metodologia para todas as análises, caso contrário os resultados obtidos estariam influenciados pela diferença entre metodologias.

Após obter as curvas pushover da estrutura de múltiplos graus de liberdade, o passo seguinte da análise N2 consiste em reduzir a curva pushover para uma curva de capacidade representativa de um sistema equivalente de um grau de liberdade. Para tal é necessário calcular o coeficiente de transformação Γ , e escalar todas as curvas por este fator.

O passo seguinte consiste em transformar as curvas de capacidades obtidas em curvas bilineares equivalentes. Apresenta-se os resultados obtidos para cada análise na Figura 3.8.

A etapa seguinte consiste em determinar o ponto de desempenho para cada análise e cada evento sísmico escalado. Os resultados obtidos foram divididos por evento considerado e comparados com os resultados da análise dinâmica efetuada no SeismoStruct. Apresenta-se em Anexo os resultados para todos os espectros de resposta considerados para análise.

Figura 3.8: Curvas bilineares obtidas a partir das curvas de capacidade



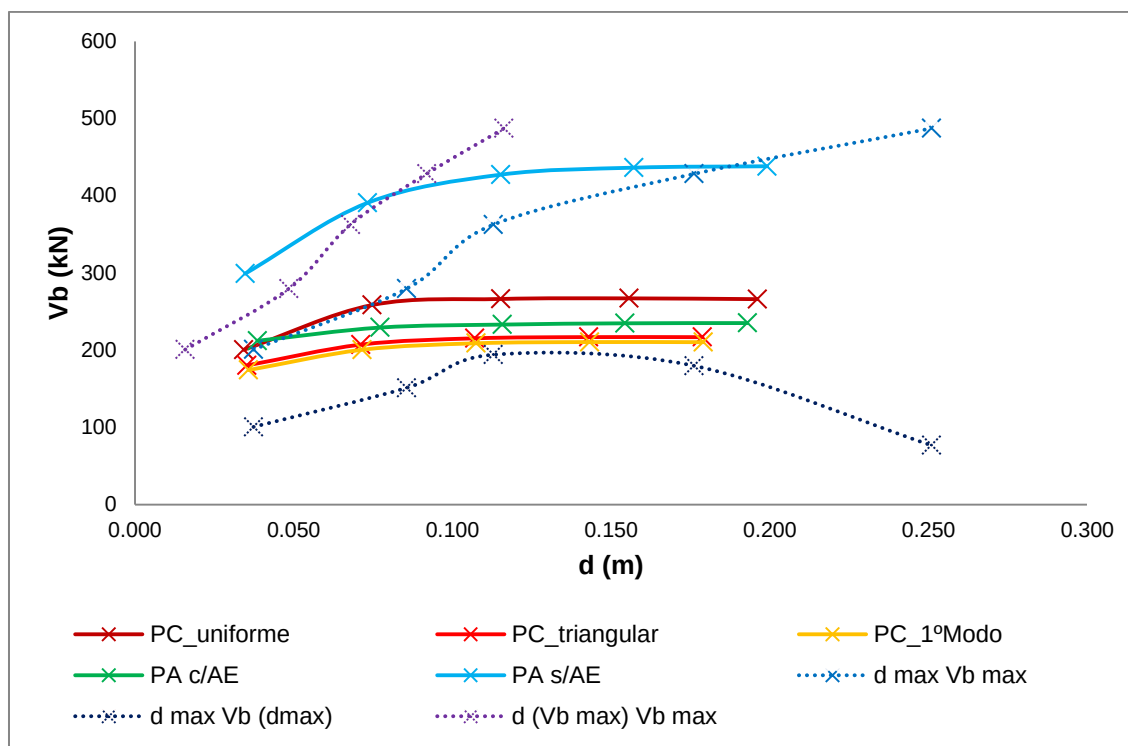


Figura 3.9: Pontos de desempenho para o acelerograma (acc_12)

Na Figura 3.9 estão representados os pontos de desempenho das análises pushover para fatores multiplicativos de 0.25, 0.5, 0.75, 1.0 e 1.25. Obtendo assim 5 pontos de desempenho para cada variante de análise. A representação dos pontos de desempenho para os outros acelerogramas considerados encontra-se no anexo A1.

As observações registadas na análise das curvas pushover são verificadas igualmente neste gráfico. Existe uma similitude nos resultados das análises pushover com perfis de carga triangular, modal e com a análise pushover adaptativa.

Para os pontos de desempenho definidos pela análise dinâmica, apresentam-se três resultados em função: do deslocamento máximo com o corte basal máximo, do deslocamento máximo com o respetivo corte basal, e do corte basal máximo com o respetivo deslocamento. Estes resultados foram obtidos para as 5 intensidades enumeradas anteriormente.

Dos três resultados da análise dinâmica, verifica-se que a consideração do corte basal máximo com o respetivo deslocamento não é adequada para determinar os pontos de desempenho da estrutura. No caso de considerar o máximo deslocamento e corte basal, os pontos obtidos são próximos dos pontos de desempenho pushover mas não se justifica considerar este par de dados sendo que não ocorrem ao mesmo tempo. Conclui-se que a melhor representação do desempenho sísmico da estrutura é feita pelos resultados do máximo deslocamento com o corte basal respetivo.

Comparando os pontos de desempenho das análises pushover, triangular, modal e adaptativa com a amplificação espectral, verifica-se a semelhança com os resultados das análises dinâmicas, embora para níveis de intensidade superiores (regime não linear) notam-se alguns desvios.

3.4 CONCLUSÃO

O presente capítulo serviu de suporte para as análises não lineares do edifício, que se seguirão no próximo capítulo deste trabalho, com vista à caracterização da sua fragilidade estrutural. Com este estudo procurou-se avaliar qual das variantes de análise pushover melhor representam o comportamento da estrutura.

A primeira parte, dedicada às análises não lineares pushover convencionais e adaptativas, permitiu expor os vários perfis de carregamento para as análises pushover convencionais e a influência da amplificação espectral nas análises pushover adaptativas. Para cada tipo de análise pushover convencional foram descritas a sua aplicação e as suas características, definindo os diferentes perfis de carga, com perfis uniformes, triangulares e modais. As análises pushover adaptativas são caracterizadas pelo facto do perfil de carga se adaptar sucessivamente à perda de rigidez da estrutura em cada passo da análise. Este é o aspeto que diferencia as análises pushover mas também que permite justificar o facto da análise pushover adaptativa com amplificação espectral é a análise que apresenta melhores resultados.

Ainda na primeira parte, apresentou-se diferentes procedimentos de análise não linear estática. Os diferentes métodos permitem, por um processo de cálculo, tratar as informações das análises pushover com o objetivo de determinar os pontos de desempenho da estrutura

Na segunda parte, foram descritos a estrutura e a base de sismos que será também utilizada no próximo capítulo. O essencial desta parte consistiu em aplicar as análises pushover descritas anteriormente e fazer a comparação com os resultados da análise não linear dinâmica.

Desta aplicação, conclui-se, que a análise pushover adaptativa considerando a amplificação espectral, tem o melhor desempenho. No entanto, a análise pushover convencional que utiliza como perfil de carga um carregamento proporcional ao 1º modo de vibração, obteve resultados semelhantes ao carregamento pushover adaptativo. Esta observação é justificada pelo facto da participação modal do 1º modo ser cerca de 75%. Explica também a similitude com os resultados da análise pushover convencional de perfil triangular. Conclui-se que a escolha do perfil de carregamento é muito importante na obtenção de resultados rigorosos e que neste caso permite com uma análise convencional obter a mesma exatidão que uma análise adaptativa, embora em estruturas em que o primeiro modo de vibração mobiliza menos massa modal este comportamento não se verificará.

A comparação entre as análises não linear pushover e dinâmica mostra que as análises pushover apresentam valores de deslocamento e corte basal inferiores quando a estrutura se encontra em regime acentuadamente não linear (intensidades mais elevadas). Também se verifica que na definição do ponto de desempenho através de análises dinâmicas devem ser considerados o deslocamento máximo e o correspondente corte basal.

Assim, a partir deste estudo prévio o desempenho da estrutura será avaliado, no capítulo seguinte, com recurso a análises não lineares pushover adaptativas, usando a metodologia N2. Os resultados também serão comparados com os valores de análises dinâmicas.

4. CURVAS DE FRAGILIDADE

4.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo apresentam-se as metodologias para a obtenção de curvas de fragilidade de um edifício. Pretende-se extrair conclusões relativas à comparação entre os métodos de análise pushover adaptativa e de análise dinâmica no âmbito do cálculo das curvas de fragilidade de edifícios.

Com vista a atingir este objetivo considerou-se a mesma base de 10 sismos naturais utilizada no capítulo anterior, escalados para um conjunto alargado de intensidades. Da aplicação da análise não linear pushover em conjugação com o método N2, obtiveram-se os pontos de desempenho da estrutura para cada acelerograma, que foram comparados com as respostas obtidas pelas análises dinâmicas. O procedimento seguido para o escalamento dos eventos sísmicos será detalhado e justificado posteriormente.

Nesta secção será explicado o procedimento de definição das curvas de fragilidade a partir dos pontos de desempenho da estrutura. Para tal foram selecionados, entre os atuais regulamentos de proteção antissísmica, três critérios para caracterizar as curvas de fragilidade: HAZUS, FEMA e Eurocódigo 8, apresentados no Capítulo 2 do presente trabalho.

Surgiu recentemente uma proposta de metodologia simplificada para a definição de curvas de fragilidade, apoiada nos critérios de desempenho estrutural estabelecidos no Eurocódigo 8. Assim, acresce ao estudo das três anteriores propostas a presente metodologia proposta por Borzi (Borzi B. *et al.* (2007)) de definição de funções de fragilidade de edifícios de betão armado.

Os referidos critérios e metodologia serão, nas secções seguintes, descritos, a par do procedimento de cálculo e dos Estados Limite de dano admitidos.

Após estabelecer quais serão os métodos utilizados, será feita a aplicação à estrutura descrita no capítulo anterior seguindo os procedimentos de análise dinâmica, pushover e aproximada.

4.2 METODOLOGIAS PARA DEFINIÇÃO DE CURVAS DE FRAGILIDADE

Por definição, a curva de fragilidade de um edifício, ou de um conjunto de edifícios com as mesmas características, corresponde à probabilidade dessa estrutura se encontrar ou exceder um determinado estado limite em função de uma medida do nível de intensidade sísmica.

A definição das funções de fragilidade é habitualmente efetuada seguindo duas possíveis metodologias de acordo com a informação disponível. A primeira inspira-se em métodos empíricos, nos quais as

curvas são definidas a partir da observação dos danos reais da estrutura após um evento sísmico. Esta metodologia baseia-se na observação da resistência dos edifícios para deduzir qual seria o impacto a uma escala maior. Para tal, é necessário que após a ocorrência de sismos sejam identificados, por especialistas, os danos causados à estrutura. Este exame visual permite classificar cada estrutura num estado limite, no entanto está inerente a este procedimento um grau elevado de subjetividade devido a ser dependente do juízo crítico do observador (que não será exatamente o mesmo em todo o processo).

A segunda metodologia utiliza métodos numéricos que podem ser definidos a partir de métodos de fiabilidade ou de Estados Limite. No presente trabalho será utilizado um método numérico baseado em Estados Limite.

Cada abordagem, mesmo as regulamentares, possui características próprias para a definição dos limites estruturais e devido a estes diferentes atributos e critérios obtêm-se curvas de fragilidades distintas.

No capítulo 2 foram descritas as normas (HAZUS, FEMA e Eurocódigo 8) que serão aplicadas nesta secção para determinar a fragilidade da estrutura. Numa primeira fase será exposto um método simplificado para aplicação do previsto no Eurocódigo 8 que segue os princípios desta norma introduzindo metodologias alternativas para a caracterização de edifícios. Na fase seguinte serão aplicados à estrutura as normas descritas e comparadas as curvas de fragilidade obtidas.

4.3 PROCEDIMENTO SIMPLIFICADO- MÉTODO BORZI

O procedimento proposto (Borzi B. *et al.* (2007)), a acrescentar ao presente estudo, consiste num método simplificado para cálculo de funções de fragilidade, a incorporar na estimativa de perdas devidas a eventos sísmicos, baseado em análises pushover, *Simplified Pushover-Based Earthquake Loss Assessment method* (SP-BELA).

O SP-BELA, apresentado neste trabalho, combina a definição da curva pushover do edifício em análise, utilizando um processo simplificado que assenta na identificação do mecanismo de colapso estrutural mais provável de ocorrer, determinado através da capacidade de corte e flexão de cada piso do edifício. Esta corresponde à principal característica da metodologia, sendo calculado um fator multiplicativo de colapso, λ , que permite caracterizar a capacidade máxima da estrutura.

Seguidamente serão explicados o método de definição dos pontos da curva pushover para cada Estados Limite, o procedimento de cálculo da capacidade de deslocamentos, e a definição do período de vibração da estrutura.

4.3.1 DEFINIÇÃO DO FATOR MULTIPLICATIVO DE COLAPSO

O método proposto considera que o edifício está dividido em pórticos ortogonais. Neste caso, o estudo é feito somente para um pórtico. Em vez de definir a distribuição dos momentos fletores e dos esforços transversos em todos os elementos do pórtico, as cargas representativas da ação sísmica são consideradas equivalentes a forças linearmente distribuídas na altura do edifício. Podem ser considerados diferentes perfis de carga como definidos no capítulo 3. A curva de capacidade, Figura 4.1, é definida por um fator multiplicativo e pelos limites de deslocamentos definidos para cada Estado Limite do Eurocódigo 8.

O valor do esforço de corte máximo em cada pilar é determinado pelo mínimo:

- Da resistência ao corte do pilar
- Da força de corte correspondente ao momento fletor máximo resistente do pilar

- Da força de corte correspondente ao momento fletor máximo da viga que se apoia no pilar.

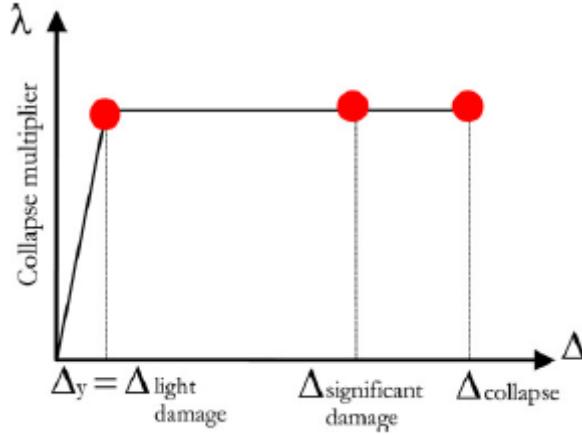
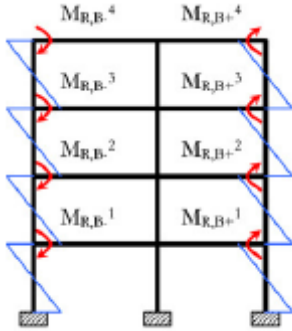


Figura 4.1: Curva de capacidade de uma estrutura elástica perfeitamente plástica (Borzi B. et al (2007))

Na Figura 4.2 apresenta-se um exemplo de definição do esforço de corte a considerar para pilares exteriores definidos na Equação (4.1) e na Equação (4.2). A Figura 4.3 exemplifica o esforço de corte que deve ser considerado para pilares interiores como definido pelas Equações (4.3) e (4.4).

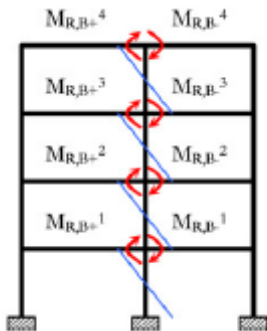


$$V_{c_j}^i = \min \left(V_{R,C_j}^i, \frac{2 M_{R,C_j}^i}{h_i}, \left(\frac{M_{R,B\mp}^i}{2} + M_{R,C_j}^i \right) \cdot \frac{1}{h_i} \right) \quad (4.1)$$

Último piso

$$V_{c_j}^n = \min \left(V_{R,C_j}^n, \frac{2 M_{R,C_j}^n}{h_i}, \left(M_{R,B\mp}^n + M_{R,C_j}^n \right) \cdot \frac{1}{h_n} \right) \quad (4.2)$$

Figura 4.2: Momentos e forças de corte em pilares exteriores



$$V_{c_j}^i = \min \left(V_{R,C_j}^i, \frac{2 M_{R,C_j}^i}{h_i}, \left(\frac{M_{R,B-}^i + M_{R,B+}^i}{2} + M_{R,C_j}^i \right) \cdot \frac{1}{h_i} \right) \quad (4.3)$$

Último piso

$$V_{c_j}^n = \min \left(V_{R,C_j}^n, \frac{2 M_{R,C_j}^n}{h_i}, \left(\frac{M_{R,B-}^n + M_{R,B+}^n}{2} + M_{R,C_j}^n \right) \cdot \frac{1}{h_n} \right) \quad (4.4)$$

Figura 4.3: Momentos e forças de corte em pilares interiores

Sendo,

V_{Cj}^i Valor de corte de referência do pilar

$V_{R,Cj}^i$ Valor de corte resistente do pilar

$M_{R,Cj}^i$ Momento resistente do pilar

h_i Altura até ao piso i

$M_{R,B\mp}^i$ Momento resistente da viga

No caso das vigas, somente é considerado o mecanismo de colapso em flexão, sendo que as vigas são menos sujeitas a rotura pelo esforço de corte do que os pilares. Como é sabido, os pilares submetidos às cargas gravíticas têm esforços de corte condicionantes e para os quais deve existir armadura resistente ao corte.

No caso de ocorrer o colapso das vigas antes do colapso dos pilares, considera-se que se formam rótulas plásticas na base dos pilares. Este raciocínio funda-se no facto que o mecanismo só se forma quando existe a formação de rotulas plásticas na totalidade dos pilares de um mesmo piso, como ilustrado na Figura 4.4.

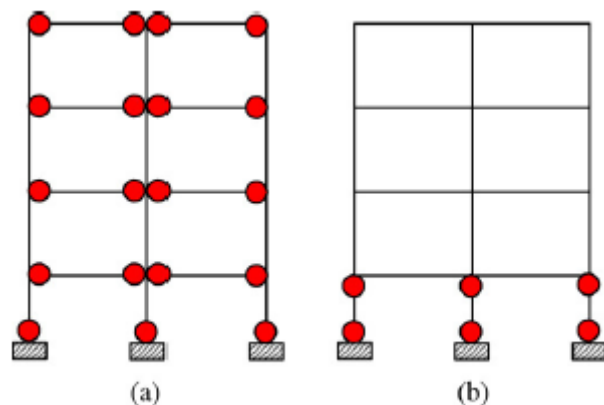


Figura 4.4: Possíveis mecanismos de colapso de um pórtico, (a) mecanismo de colapso de tipo *beam-sway*, (b) mecanismo de colapso de tipo *column-sway* (Borzi B. *et al.* (2007)).

Depois de calcular a resistência ao corte de cada piso que corresponde à soma da resistência ao corte dos pilares do piso, o fator multiplicativo de cada piso é determinado pela Equação (4.5).

$$\lambda^i = \frac{V_C^i}{W_T} \cdot \frac{\sum_{j=1}^n W_j z_j}{\sum_{k=i}^n W_k z_k} \quad (4.5)$$

Sendo,

W_T Massa total do edifício

i, z_i Corresponde ao piso i localizado a altura z_i

V_C^i Esforço de corte do piso i , somatório dos pilares do piso

k Totalidade dos pisos acima do piso i

j Totalidade dos pisos

O fator multiplicativo final que deve ser considerado para definir a curva de capacidade é o menor fator multiplicativo de todos os pisos do pórtico.

Em vez de efetuar a avaliação do tipo de mecanismo de colapso, este método baseia-se nos seguintes critérios:

- No caso de um mecanismo de corte ser detetado em pelo menos um pilar, a curva de capacidade deve ser interrompida para a carga lateral, a origem do colapso. Esta consideração é correta pelo facto que o mecanismo de colapso ao corte é condicionante e não é considerada a capacidade de dissipação associada. No entanto, a estrutura não se encontra num estado de não-linearidade.
- Se todos os pilares de um certo piso colapsarem, a estrutura é caracterizada por um mecanismo de colapso do tipo *column-sway* Figura 4.4(b).
- Após a formação de rótulas plásticas nas extremidades de todas as vigas, a próxima rótula a ser formada será num pilar, o mecanismo de colapso que deve ser considerado como mecanismo de colapso do tipo *beam-sway* Figura 4.4(a).

Existe a possibilidade de o piso de menor fator multiplicativo de colapso λ^i ser composto por pilares mais resistentes do que as vigas, como pode ocorrer igualmente o oposto. Neste caso, o tipo de mecanismo de colapso não pode ser definido rigorosamente. Existe então a possibilidade do mecanismo de colapso ser uma média dos mecanismos *column-sway* e *beam-sway*.

4.3.2 DEFINIÇÃO DOS ESTADOS LIMITE

Os Estados Limite utilizados neste procedimento são os mesmos definidos na secção 2.3.4.1: Danos Ligeiros, Danos Significativos e Colapso. A definição dos Estados Limite é idêntica ao descrito no Eurocódigo 8. No entanto, para definir o Estado Limite em que se encontra a estrutura, deve-se comparar, se um dos elementos da estrutura atinge um limite de rotação da corda superior à capacidade de rotação da corda definida, a seguir, para cada Estado Limite. Esta verificação é feita para os pilares do piso no qual ocorre o mecanismo de rotura.

No Estado Limite de danos Ligeiros em Elementos Não-Estruturais (NSDL), o limite da capacidade de rotação da corda dos pilares entre pisos é definido entre 0.1% e 0.3%. Este limite é definido pela sensibilidade de drift das paredes divisórias.

No Estado Limite de danos Estruturais Ligeiros (LS1), a capacidade de rotação é limitada pela rotação da corda correspondente à cedência θ_y , Equação (4.6).

$$\theta_y = \phi_y \cdot \frac{L_v}{3} + 0,0013 \cdot \left(1 + 1,5 \cdot \frac{h}{L_v}\right) + 0,13 \cdot \phi_y \cdot \frac{d_b f_y}{6\sqrt{f_c}} \quad (4.6)$$

Sendo,

$\phi_y = \frac{\varepsilon_y}{h}$	Curvatura de cedência da extremidade da secção;
$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$	Tensão de cedência;
d, d'	Altura útil respetivamente da armadura à tração e à compressão;
d_b	Diâmetro da armadura de tração;

h	Altura da secção;
f_y	Tensão de rotura do aço em MPa;
f_c	Tensão de rotura do betão à compressão em MPa;
$L_v = \frac{M}{V}$	Quociente momento / corte da extremidade da secção. Em pilares considera-se o dobro do momento fletor, logo L_v equivale a metade da altura do pilar.

No Estado Limite de danos Significativos (LS2), a capacidade de rotação da corda do elemento é limitada a 3/4 da capacidade última de rotação da secção θ_u , Equação (4.7).

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} \cdot \left(\theta_y + (\phi_u - \phi_y) \cdot L_{pl} \cdot \left(1 - \frac{0,5 \cdot L_{pl}}{L_v} \right) \right) \quad (4.7)$$

Sendo,

γ_{el} Igual a 1,5 para elementos principais e 1.0 para elementos secundários;

$\phi_u = \frac{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{su}}{h}$ Curvatura última;

ε_{cu} Extensão última do betão;

ε_{su} Extensão última do aço;

$L_{pl} = 0,1L_v + 0,17h + 0,24 \cdot \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}}$ Comprimento da rótula plástica.

O Estado Limite de Colapso (LS3) corresponde à capacidade de rotação última θ_u , Equação (4.7).

4.3.3 DEFINIÇÃO DA CAPACIDADE DE DESLOCAMENTO

A capacidade de deslocamento de cada Estado Limite é caracterizada pelo deslocamento do centro de massa da estrutura. O deslocamento é definido com base na rotação definida na secção anterior e a deformada associada ao colapso. O limite de dano determinado pela rotação da corda, para pilares, corresponde ao deslocamento relativo entre pisos (*interstory drift*). Para determinar a capacidade de deslocamento da curva pushover que corresponde ao deslocamento relativo entre pisos, é necessário determinar a altura equivalente de um sistema de um grau de liberdade. Como indicado por Priestley, deve-se considerar o coeficiente κ_1 aplicado à altura da estrutura. κ_1 é definido na Equação (4.8).

$$\kappa_1 = 0,64 \text{ para } n \leq 4$$

$$\kappa_1 = 0,64 - 0,0125(n - 4) \text{ para } 4 < n < 20 \quad (4.8)$$

$$\kappa_1 = 0,44 \text{ para } n \geq 20$$

Onde, n é o número de pisos do edifício. Pese embora as equações referidas anteriormente terem sido estabelecidas para estruturas cujo mecanismo de colapso global é formado ao nível das fundações, o procedimento de cálculo mantém-se adequado para edifícios com outros tipos de mecanismos.

Para estados em regime elástico assume-se que a deformação das seções é linear. Para tal, a capacidade de deslocamento associada ao Estado Limite LS1, que corresponde ao ponto de cedência na curva pushover, é definido pela Equação (4.9).

$$\Delta_{SL1} = \kappa_1 \cdot H_T \cdot \theta_y \quad (4.9)$$

Sendo, H_T a altura total do edifício.

A rotação entre pisos que provoca danos em elementos não-estruturais é geralmente inferior a θ_y . Nesta situação a capacidade de deslocamento que corresponde ao Estado Limite NSLD é calculada a partir da deformação linear da estrutura pela altura. Obtém-se então a seguinte Equação (4.10):

$$\Delta_{NSLD} = \kappa_1 \cdot H_T \cdot \theta_{NSLD} \quad (4.10)$$

Apos o estado elástico, a deformação da estrutura é considerada como representada na Figura 4.5 para mecanismos do tipo *beam-sway* e *column-sway*. A capacidade de deslocamento do mecanismo global calcula-se pela Equação (4.11) e a capacidade de deslocamento do mecanismo por piso é dada pela Equação (4.12).

$$\Delta_{LSi} = \Delta_{SL1} \cdot \frac{H_k^*}{\kappa_1 \cdot H_T} + (\theta_{LSi} - \theta_y) \cdot H_K \quad (4.11)$$

$$\Delta_{LSi} = \Delta_{SL1} + (\theta_{LSi} - \theta_y) \cdot h_p \quad (4.12)$$

Sendo,

- i Igual a 2 ou 3 correspondente respetivamente aos Estados Limite LS2 e LS3.
- h_p Altura entre pisos
- H_K Altura equivalente acima do piso onde está localizado o mecanismo de rotura.
- H_k^* Soma de H_K com a altura da localização do mecanismo de rotura

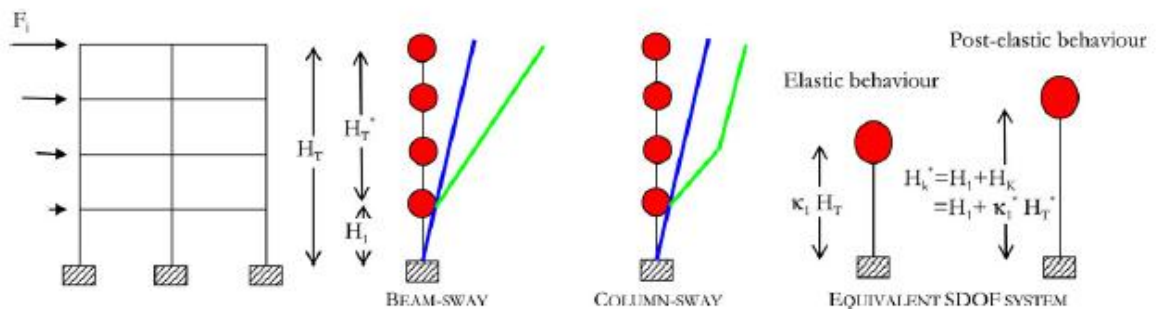


Figura 4.5: Deformação da estrutura para mecanismos de rotura *beam-sway* (a esquerda) e *column-sway* (a direita) no primeiro piso (Borzi B. et al. (2007))

Na Figura 4.5, a linha azul representa a deformação elástica do pórtico e a linha verde o mecanismo pós-cedência.

4.3.4 PERÍODOS DE VIBRAÇÃO

Para os Estados Limite da estrutura, os períodos de vibração do sistema equivalente de um grau de liberdade são determinadas a partir da correspondente rigidez secante, como ilustrado na Figura 4.6; assim a relação entre o período elástico de vibração e o período que corresponde ao Estado Limite i é deduzida pela expressão (4.13):

$$T_{LSi} = T_{LSy} \cdot \sqrt{\mu_{LSi}} \quad (4.13)$$

Sendo, T_{LSy} o período que corresponde ao estado de cedência, que considera devidamente a fissuração da estrutura e μ_{LSi} o quociente entre o deslocamento correspondente ao estado limite i Δ_{LSi} e o deslocamento correspondente ao estado de cedência Δ_{LSy} .

Para o Estado Limite de danos Ligeiros em Elementos Não-Estruturais (NSDL), e considerando que neste estado limite as rotações entre pisos são menores e não existem fissuração da estrutura, o período de vibração é calculado, como no Eurocódigo 8, pela expressão (4.14).

$$T_{LS} = 0.075 \cdot H_T^{3/4} \quad (4.14)$$

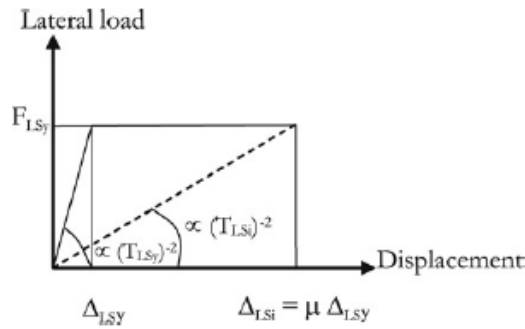


Figura 4.6: Relação entre o período de vibração elástico e o período de vibração equivalente para o estado limite i (Borzi B. *et al.* (2007)).

4.3.5 DETERMINAÇÃO DO DESLOCAMENTO ESPECTRAL

O espectro em deslocamentos a utilizar neste procedimento, com vista a definir o desempenho estrutural, é determinado com base nos valores de aceleração espectral. Deste modo, os pseudo-deslocamentos espectrais são definidos utilizando os espectros de aceleração multiplicados por $(T/2\pi)^2$, para um amortecimento de 5%, de acordo com as Equações de (4.15) a (4.18) para o espectro em acelerações regulamentar (EC8). Este espectro de resposta é diferente dos propostos no EC8 porque o espectro de resposta de deslocamentos não reduz os picos de deslocamento para períodos longos, mantendo-se constante a partir de 2s.

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_d(T) = SS_T a_g \left(1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot \alpha - 1) \right) \times \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 \quad (4.15)$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_d(T) = (SS_T a_g \cdot \eta \cdot \alpha) \times \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 \quad (4.16)$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_d(T) = \left(SS_T a_g \cdot \eta \cdot \alpha \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \right) \times \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 \quad (4.17)$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = \left(S S_T a_g \cdot \eta \cdot \alpha \cdot \left(\frac{T_c T_D}{T^2} \right) \right) \times \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 \quad (4.18)$$

Sendo,

T_B, T_C e T_D	Períodos característicos do espectro de resposta;
α	Coeficiente de amplificação espectral;
S e S_T	Coeficientes que quantificam a amplificação espectral devida as condições do terreno e a topografia;
η	Coeficiente que caracteriza a capacidade de dissipação de energia para uma dada estrutura e um certo Estado Limite

Estes parâmetros são definidos pelo Eurocódigo 8, Parte 1.

De modo a considerar os efeitos da dissipação de energia histerética é considerado um fator de redução espectral no espectro de resposta em deslocamentos. O amortecimento viscoso equivalente (soma do amortecimento histerético com o amortecimento elástico), ξ_{LSi} , que quantifica a energia dissipada para cada Estado Limite LSi , é definido em função da ductilidade do sistema, utilizando a expressão proposta por Calvi, Equação(4.19). No entanto existe uma grande variedade de expressões na literatura que podem ser igualmente utilizadas.

$$\xi_{LSi} = a \cdot \left(1 + \frac{1}{\mu_{LSi}^b} \right) + \xi_{el} \quad (4.19)$$

Sendo,

ξ_{el}	Um valor de amortecimento que caracteriza a resposta elástica;
a, b	Coeficientes que variam respetivamente entre 20 e 30, e 0.5 e 1. Nesta aplicação, $a = 25$ e $b = 0.5$.

O fator de redução do espectro de resposta η_{LSi} é determinado em função do amortecimento viscoso equivalente definido anteriormente e definido como no Eurocódigo 8, Equação (4.20).

$$\eta_{LSi} = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi_{LSi}}} \quad (4.20)$$

4.4 OBTENÇÃO DAS CURVAS DE FRAGILIDADE

4.4.1 PROCEDIMENTO ADOTADO

O procedimento que permite obter as curvas de fragilidade depende inicialmente do tipo de análises que vão ser empregues. No presente trabalho serão utilizadas análises não-lineares pushover adaptativas com amplificação espectral e análises não-lineares dinâmicas. No caso das análises pushover adaptativas, o procedimento de cálculo para a obtenção da curva de fragilidade segue as seguintes etapas: a obtenção da curva de capacidade da estrutura, o cálculo da resposta estrutural, e por fim a definição da curva de fragilidade. No caso das análises dinâmicas, para a obtenção da curva de

fragilidade só é preciso determinar a resposta estrutural e então podem ser determinadas as curvas de fragilidade da estrutura.

4.4.1.1 Curvas de capacidade

A curva de capacidade de uma estrutura relaciona a sua deformação lateral com as forças laterais que provocam essa deformação. De um modo geral as forças laterais são avaliadas em termos do corte basal e a deformação em termos do deslocamento de um ponto de referência da estrutura. No caso da norma FEMA e do Eurocódigo 8 é considerado o máximo deslocamento relativo, drift, entre pisos. No caso da norma HAZUS, o drift é determinado pela diferença entre o deslocamento do topo e da base do edifício a dividir pela altura do edifício. A curva equivalente de um grau de liberdade é definida a partir da curva pushover. Para comparar diretamente a curva pushover com a curva de exigência, o corte basal é convertido em acelerações espectrais e o deslocamento do ponto de referência convertido em deslocamentos espectrais, de acordo com o método N2 descrito no Capítulo 3

As curvas de capacidade são elaboradas para cada tipo de edifícios e para diferentes perfis de carregamento lateral, representando a carga limite que permite caracterizar a resistência máxima da estrutura. Neste caso somente será considerada a análise pushover adaptativa com amplificação do espectro de resposta. Cada curva de capacidade é definida por uma lei bilinear estabelecida através de dois pontos notáveis: o ponto que representa o estado de cedência e o ponto representativo da rotura.

A determinação da curva de capacidade do edifício e a obtenção dos pontos de desempenho estruturais foram efetuados de acordo com os procedimentos descritos no capítulo anterior.

De modo a caracterizar o comportamento da estrutura real, através de um parâmetro de resposta (rotações da corda, drifts, esforços nos elementos estruturais, entre outros) será necessário localizar os pontos de desempenho (e respetivos passo de cálculo) na curva de capacidade da estrutura de múltiplos graus de liberdade, Figura 4.7.

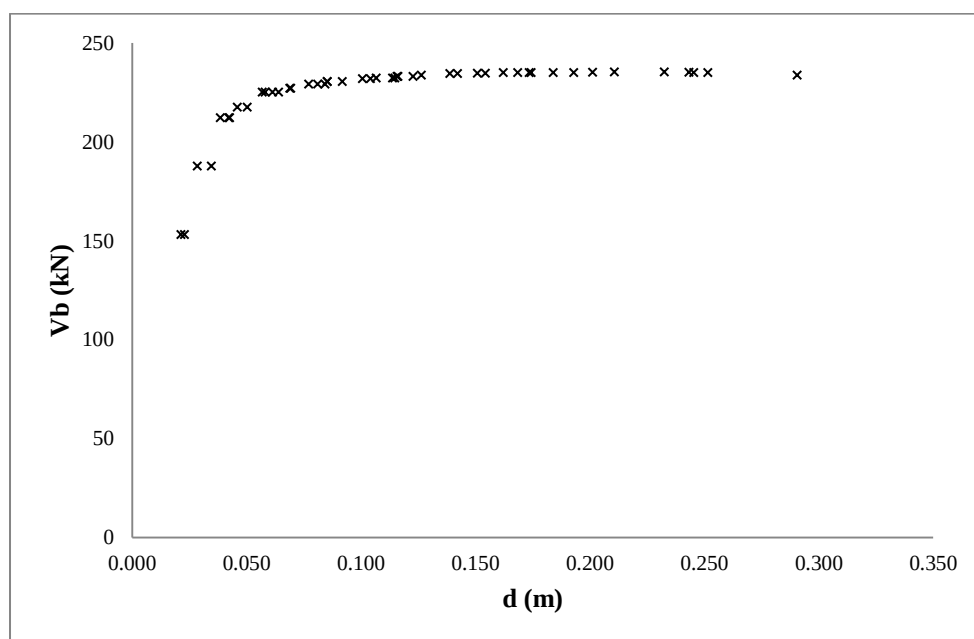


Figura 4.7: Curva pushover da análise pushover adaptativa

4.4.1.2 Cálculo da resposta da estrutura

A resposta estrutural é determinada pela intersecção do espectro de resposta e da curva de capacidade. Diferentes intersecções estão ilustradas na Figura 4.8, apresentando-se três exemplos de espectros de resposta, que representam sismos de pouca, média e alta intensidade, e dois exemplos de curvas de capacidade de estruturas frágeis e robustas. Como está ilustrado, estruturas robustas estão sujeitas a deformações menores, para um mesmo espectro de resposta, que as estruturas mais frágeis e mais deformáveis, verificando-se assim danos.

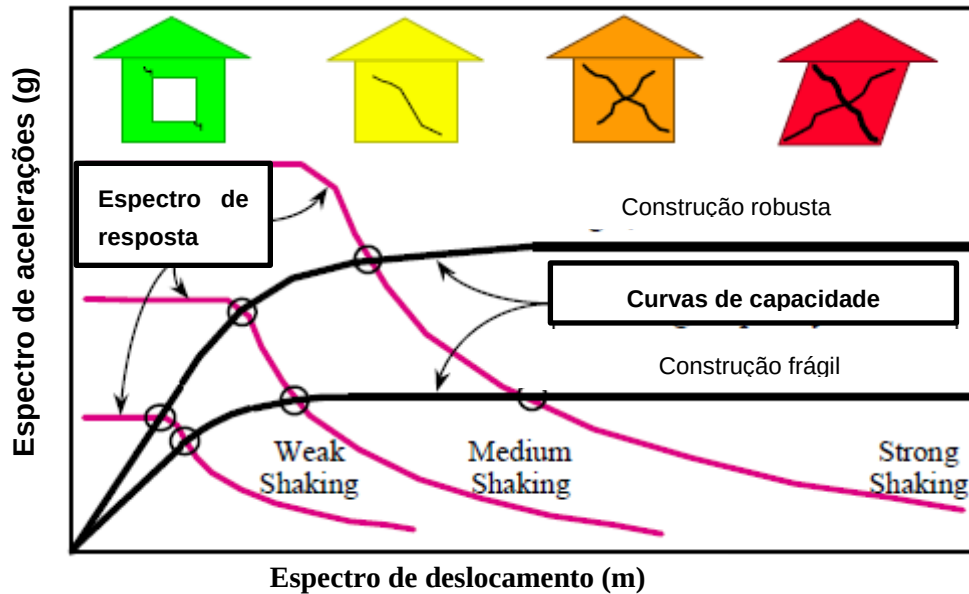


Figura 4.8: Exemplos de intersecções entre espectros de resposta e curvas de capacidade (HAZUS (2001))

Após obter a resposta sísmica (intersecção entre a curva de capacidade e o espectro de resposta de um acelerograma) resulta então um conjunto de pontos de desempenho da estrutura. Estes pontos de desempenho representam o deslocamento do ponto de referência da estrutura e o respetivo corte basal para um evento sísmico. Serão então obtidos tantos pontos de desempenho como de eventos sísmicos e intensidades aplicados a estrutura.

4.4.1.3 Curvas de fragilidade estrutural

As curvas de fragilidade são particularmente importantes em estudos de avaliação do risco sísmico, permitindo caracterizar a vulnerabilidade física das estruturas. Estas curvas são definidas como funções logarítmicas, facto provado e aceite pela comunidade científica (Porter *et al*, 2007), e descrevem a probabilidade de um limite de dano, estrutural ou não estrutural, ser atingido ou ultrapassado, para uma dada medida de intensidade sísmica.

Neste estudo adotou-se como modelo de curvas de fragilidade a distribuição Lognormal cumulativa, que é traduzida pela Equação (4.21).

$$P[D_s \geq ds | IML] = F(x|\mu, \sigma) = \int \frac{1}{x \cdot \sigma \cdot \sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln x - \mu}{\sigma} \right)^2} dx \quad (4.21)$$

Em que,

- D_s O nível de dano;
- ds O nível de referência característico de um dado estado de dano;
- IML A medida da intensidade sísmica;
- μ e σ Dois parâmetros que afetam a distribuição lognormal

O declive da curva de fragilidade é controlado pelo parâmetro σ (que corresponde ao desvio padrão lognormal). Para o mesmo valor de μ , quanto menor for o valor de σ , maior será o declive da curva.

Estas curvas podem ter em conta a variabilidade e a incerteza associadas às propriedades das curvas de capacidade, dos Estados Limite e da ação sísmica.

As funções de fragilidade são geradas a partir das respostas estruturais de um edifício (ou de uma classe de edifícios com características comuns) a um conjunto de eventos sísmicos, obtidas através de análises pushover ou dinâmicas.

Para cada uma das respostas (avaliadas em termos das rotações da corda, de drifts, dos esforços nos elementos estruturais, ou outros parâmetros) é identificado o respetivo estado de dano e para cada nível de intensidade sísmica é definida a percentagem acumulada das respostas em cada estado limite.

Por fim, é efetuada uma análise de regressão aos pontos de percentagem acumulada, para cada estado limite, ajustando a referida lei de distribuição lognormal cumulativa Figura 4.9.

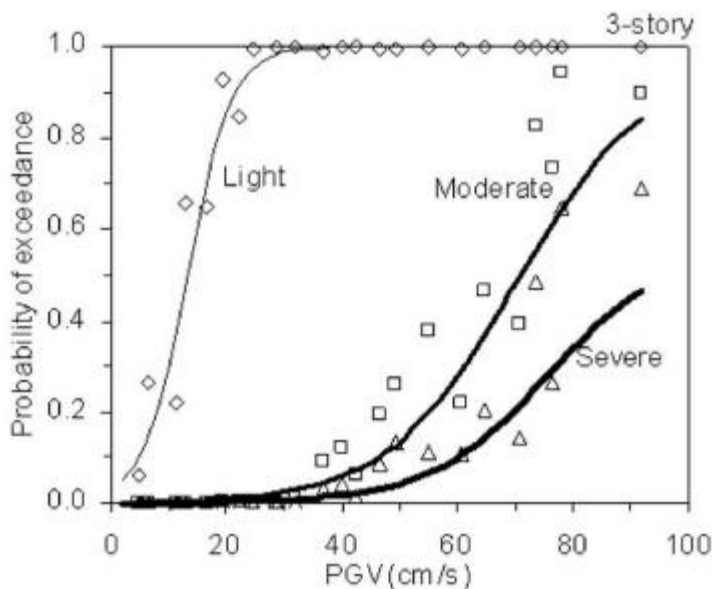


Figura 4.9: Funções de fragilidade obtidas a partir de análises não lineares dinâmicas (Akkar *et al.* (2005))

Os parâmetros μ e σ , que permitem representar a curva de fragilidade ajustada aos pontos de probabilidade acumulada do desempenho estrutural são calculados, neste estudo, a partir de uma mudança do domínio (logarítmico) dos pontos de desempenho e posterior regressão linear.

A Figura 4.10 ilustra alguns exemplos de curvas de fragilidade para os 4 Estados Limite referenciados anteriormente na norma HAZUS. Esta figura permite analisar a probabilidade de ocorrência de cada Estado Limite para três intensidades sísmicas diferentes, baixa, média e alta.

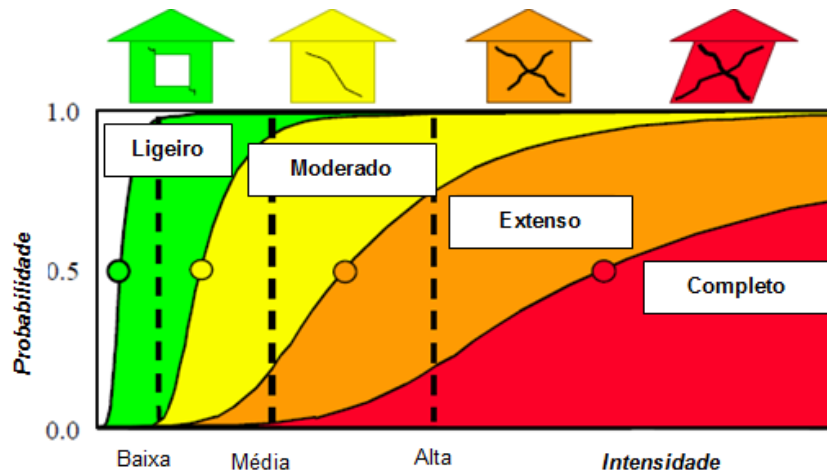


Figura 4.10: Exemplos de curvas de fragilidades para danos Ligeiros, Moderados, Extensos e Completos (HAZUS (2001))

A cada curva de fragilidade está associado um nível de dano estrutural. Assim, para uma dada intensidade, a probabilidade de determinado Estado Limite ser atingido é calculada pela diferença entre os valores das curvas de fragilidade que limitam superior e inferiormente essa região, calculando-se deste modo um histograma de probabilidade de dano, tal como exemplificado na Figura 4.11.

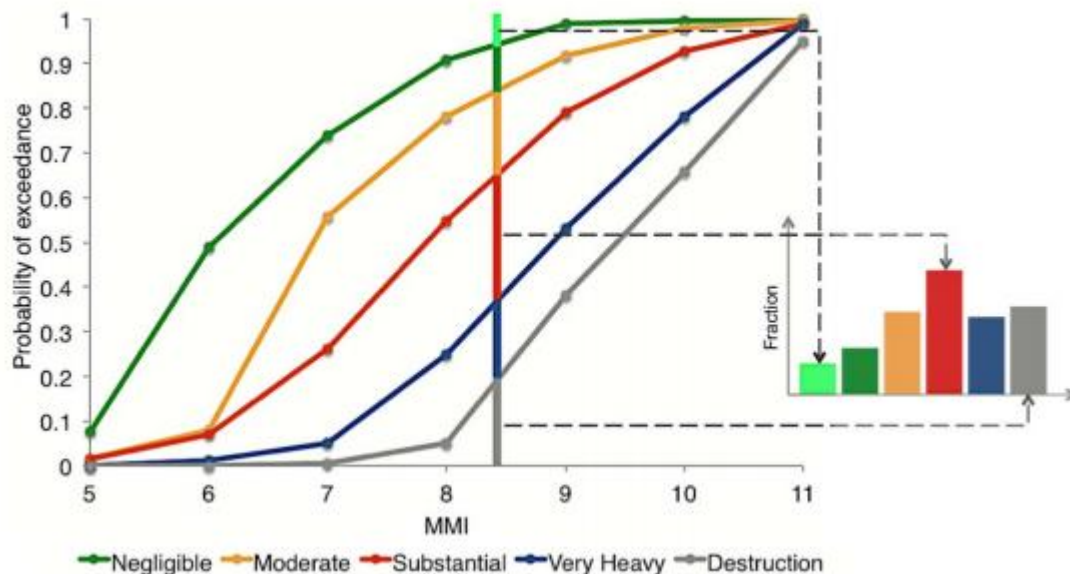


Figura 4.11: Exemplos de curvas de fragilidade para diferentes estados limites e derivação de um histograma de probabilidade de dano para um nível de intensidade sísmica (Crowley, 2005)

Um histograma de probabilidade de dano representa, para cada edifício ou tipologia e para um nível de intensidade sísmica, a probabilidade de ocorrência dos diferentes estados limites de dano.

O somatório da probabilidade de alcançar todos os Estados Limite terá de ser igual a 100%.

Refira-se ainda que à região dos pontos anteriores à curva de fragilidade de danos ligeiros corresponde o estado limite de ausência de danos).

4.4.1.4 Resumo do procedimento de obtenção da curva de fragilidade de uma estrutura

Em suma, para obter a curva de fragilidade de um edifício é preciso realizar as etapas seguintes:

- Determinar a curva de capacidade da estrutura. Este passo, já foi apresentado no capítulo anterior e permite obter um conjunto de pontos de desempenho da estrutura. O número de pontos de desempenho será igual ao número de sismos vezes o número de intensidades consideradas na análise.
- Determinação dos limites de dano. Os limites de dano devem ser determinados em função da norma considerada.
- Para cada intensidade sísmica é necessário contabilizar o número de análises que se encontram em cada Estado Limite. No procedimento simplificado do EC8, relembra-se que uma estrutura se encontra num determinado Estado Limite quando uma das secções consideradas ultrapassa o Estado Limite imediatamente menos gravoso.
- O último passo consiste num tratamento probabilístico dos danos obtidos nos passos anteriores e ao ajuste de uma lei logarítmica a esse conjunto de pontos, obtendo-se então a curva de fragilidade da estrutura.

4.4.2 ESTUDO PRELIMINAR

Numa primeira fase procedeu-se a um estudo preliminar considerando os 10 espectros de resposta descritos no capítulo anterior e 5 fatores multiplicativos da ação sísmica: 0.25, 0.50, 0.75, 1.0 e 1.25. Obteve-se deste modo uma base de dados de 50 acelerogramas.

Este estudo preliminar começa com a definição dos pontos de desempenho da estrutura. Para tal foi utilizada a curva pushover da análise pushover adaptativa com amplificação espectral. Pelo método N2 foi definida a curva de capacidade para um sistema equivalente de um grau de liberdade. Da intersecção da curva de capacidade com os espectros de resposta dos 50 acelerogramas, obtêm-se os pontos de desempenho da estrutura. Cada ponto de desempenho da estrutura é caracterizado por um deslocamento de um nó estrutural de referência, neste caso o deslocamento do topo de edifício.

O próximo passo consiste em definir os limites de dano a considerar. Nesta secção será apenas considerada a norma HAZUS, sendo que o objetivo desta análise não é a comparação entre normas de avaliação do desempenho sísmico mas sim a calibração do procedimento apresentado.

Com base no modelo de exposição do HAZUS, admite-se que o edifício em análise é classificado como do tipo C3L, ou seja, corresponde a um pórtico de betão armado (C) com alvenaria não armada (3) e de altura baixa (L) (entre 1 a 3 pisos e até 7.50m). A aplicação da norma classifica também quanto ao tipo de exigência de desempenho sísmico da regulamentação sísmica na época da construção do edifício. Relembra-se que o edifício foi edificado nos anos 70, em que não existia regulamentação antissísmica e nenhum nível de exigência de desempenho sísmico, o que permite enquadrar esta estrutura na classe denominada de *Pre-Code* (não sujeito a regulamentação sísmica na época de construção). Para tal, serão considerados os limites de drifts correspondentes à estrutura C3L, já enunciados na Tabela 2.6, e que são aqui salientados (a negrito) na Tabela 4.1.

Tabela 4.1: Limites de danos da estrutura em estudo – HAZUS

Tipo de edifício	Estado de dano estrutural			
	Ligeiro	Moderado	Extenso	Completo
<i>Edifício baixo – desempenho sísmico Pre-Code</i>				
W1, W2	0.003	0.008	0.025	0.060
S1	0.005	0.008	0.016	0.040
C1, S2	0.004	0.006	0.016	0.040
C2	0.003	0.006	0.016	0.040
S3, S4, PC1, PC2, RM1, RM2	0.003	0.005	0.013	0.035
S5, C3, URM	0.002	0.005	0.012	0.028

O passo seguinte consiste em contabilizar o número de respostas estruturais, em termos do parâmetro drift do edifício, em cada Estado Limite, de modo a que seja possível obterem-se as respetivas curvas de fragilidade. O drift do edifício é definido como sendo o quociente entre o deslocamento do topo do edifício e a altura total do edifício, obtido para cada incremento da análise pushover.

Assim, após associar o ponto de desempenho de cada uma das análises estruturais ao respetivo drift do edifício, e repetindo este procedimento para as 50 análises (10 espectros de resposta e 5 fatores multiplicativos), obtêm-se 50 pontos da fragilidade estrutural, aos quais serão ajustadas as curva de fragilidade para cada estado limite.

Nesta derradeira etapa, em que existe já a informação necessária para traçar a curva de fragilidade, carece ainda a definição de duas características importantes: a medida de intensidade sísmica que deve ser assumida como abcissa das funções de fragilidade e quais os níveis de intensidade sísmica (caso não se proceda ao escalamento prévio dos espectro de resposta).

Relativamente ao primeiro ponto, consideram-se duas possibilidades de medidas de intensidade sísmica: as acelerações máximas de pico (PGA), e as acelerações espectrais correspondentes ao período fundamental da estrutura.

Obtém-se então para cada espectro de resposta os seguintes valores, Tabela 4.2.

Tabela 4.2: Valores de PGA e $S_a(T)$ para cada espectro de resposta

<i>Espectro de resposta</i>	$S_a(T)$ [cm/s ²]	PGA [cm/s ²]	<i>Espectro de resposta</i>	$S_a(T)$ [cm/s ²]	PGA [cm/s ²]
Acc_02	1308.71	662.88	Acc_12	1790.75	950.93
Acc_04	1509.70	478.65	Acc_14	1823.51	644.49
Acc_06	622.37	230.08	Acc_16	1331.09	568.58
Acc_08	1103.11	417.49	Acc_18	2710.93	801.44
Acc_10	876.82	353.35	Acc_20	2310.51	967.61

A base original de 10 espectros de resposta em acelerações presente na tabela anterior é multiplicada pelos 5 fatores multiplicativos, resultando assim num total de 50 espectros de resposta.

O segundo aspeto importante nesta análise é o agrupamento dos resultados por intensidades sísmicas. Lembra-se que, neste momento, existem 50 espectros de resposta que apresentam valores distintos de aceleração espectral, para o período fundamental da estrutura, e de aceleração de pico, isto é, não foram escalados previamente. Assim, constituíram-se 5 grupos, contendo 10 espectros cada, ordenados

por valor da intensidade sísmica, sendo cada grupo representado pela intensidade sísmica mediana desse grupo.

A divisão e os valores medianos para cada grupo estão presentes na Tabela 4.3 e Tabela 4.4, onde se referem os espectro de resposta e fator multiplicativo aplicado. Nestas tabelas é representado o agrupamento, respetivamente, pelas medidas de intensidade sísmica de pico (PGA) e acelerações espectrais para o período fundamental da estrutura (S_a). A seguir está representada a curva pushover do edifício com a localização de cada ponto de desempenho por grupo e por intensidade característica.

Tabela 4.3: Caracterização dos grupos de eventos sísmicos considerados para a obtenção da curva de fragilidade (PGA)

Grupo 1	I [cm/s ²]	Grupo 2	I [cm/s ²]	Grupo 3	I [cm/s ²]	Grupo 4	I [cm/s ²]	Grupo 5	I [cm/s ²]
Acc06 0.25	57.52	Acc20 0.25	241.90	Acc14 0.50	322.25	Acc14 0.75	483.37	Acc12 1.00	950.93
Acc06 0.50	115.04	Acc06 1.00	230.08	Acc08 1.00	417.49	Acc04 1.25	598.31	Acc14 1.25	805.61
Acc10 0.25	88.34	Acc16 0.50	284.29	Acc04 0.75	358.99	Acc02 1.00	662.88	Acc20 1.00	967.61
Acc08 0.25	104.37	Acc08 0.50	208.75	Acc18 0.50	400.72	Acc18 0.75	601.08	Acc18 1.00	801.44
Acc16 0.25	142.15	Acc10 0.75	265.01	Acc04 1.00	478.65	Acc16 1.00	568.58	Acc12 1.25	1188.66
Acc14 0.25	161.12	Acc08 0.75	313.12	Acc16 0.75	426.44	Acc14 1.00	644.49	Acc02 1.25	828.60
Acc04 0.25	119.66	Acc18 0.25	200.36	Acc12 0.50	475.47	Acc02 0.75	497.16	Acc20 0.75	725.71
Acc06 0.75	172.56	Acc06 1.25	287.60	Acc10 1.00	353.35	Acc08 1.25	521.86	Acc18 1.25	1001.80
Acc02 0.25	165.72	Acc04 0.50	239.33	Acc02 0.50	331.44	Acc20 0.50	483.81	Acc12 0.75	713.20
Acc10 0.50	176.68	Acc12 0.25	237.73	Acc10 1.25	441.69	Acc16 1.25	710.73	Acc20 1.25	1209.51
Referência	130.90	Referência	240.61	Referência	409.11	Referência	583.45	Referência	889.77

Tabela 4.4: Caracterização dos grupos de eventos sísmicos considerados para a obtenção da curva de fragilidade ($S_a(T)$)

Grupo 1	I [cm/s ²]	Grupo 2	I [cm/s ²]	Grupo 3	I [cm/s ²]	Grupo 4	I [cm/s ²]	Grupo 5	I [cm/s ²]
Acc02 0.25	327.18	Acc18 0.25	677.73	Acc12 0.50	895.37	Acc18 0.50	1355.46	Acc18 0.75	2033.20
Acc04 0.25	377.42	Acc20 0.25	577.62	Acc14 0.50	911.75	Acc12 0.75	1343.06	Acc12 1.00	1790.74
Acc06 0.25	155.59	Acc02 0.50	654.35	Acc20 0.50	1155.25	Acc14 0.75	1367.63	Acc14 1.00	1823.51
Acc08 0.25	275.78	Acc04 0.50	754.84	Acc02 0.75	981.53	Acc20 0.75	1732.88	Acc18 1.00	2710.93
Acc10 0.25	219.20	Acc08 0.50	551.55	Acc04 0.75	1132.2	Acc02 1.00	1308.71	Acc20 1.00	2310.51
Acc12 0.25	447.69	Acc16 0.50	665.54	Acc08 0.75	827.32	Acc04 1.00	1509.69	Acc04 1.25	1887.12
Acc14 0.25	455.88	Acc06 0.75	466.77	Acc16 0.75	998.31	Acc16 1.00	1331.09	Acc12 1.25	2238.43
Acc16 0.25	332.77	Acc10 0.75	657.61	Acc08 1.00	1103.10	Acc02 1.25	1635.89	Acc14 1.25	2279.38
Acc06 0.50	311.19	Acc06 1.00	622.37	Acc10 1.00	876.81	Acc08 1.25	1378.88	Acc18 1.25	3388.66
Acc10 0.50	438.41	Acc06 1.25	777.96	Acc10 1.25	1096.02	Acc16 1.25	1663.86	Acc20 1.25	2888.13
Referência	329.98	Referência	655.98	Referência	989.93	Referência	1367.63	Referência	2259.91

Representa-se seguidamente a curva pushover do edifício com a localização dos pontos de desempenho para cada grupo e por medida de intensidade sísmica considerada (PGA e $S_a(T)$), Figura 4.12 e Figura 4.13.

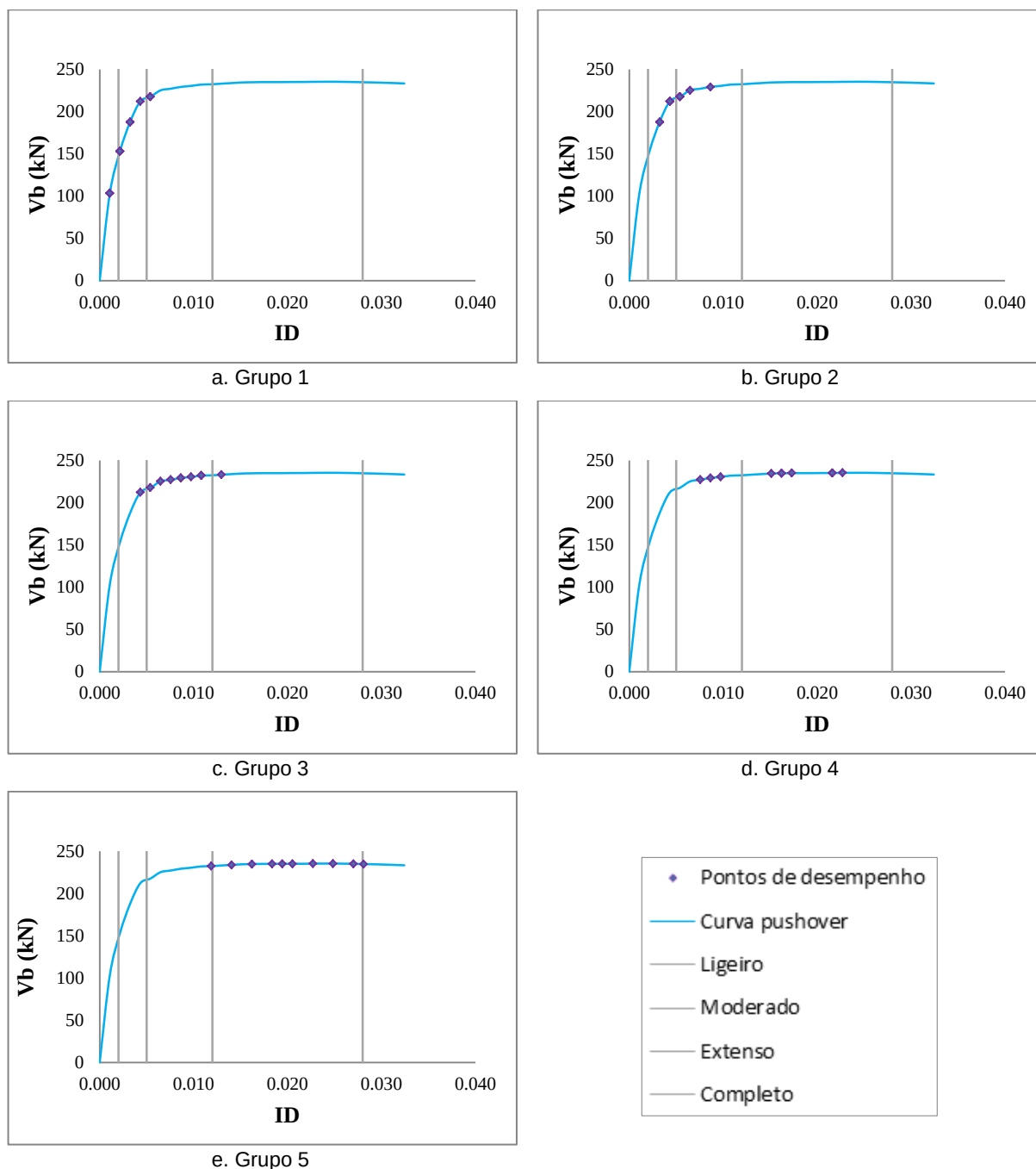


Figura 4.12: Localização dos pontos de desempenho na curva pushover em relação aos limites de danos (PGA)

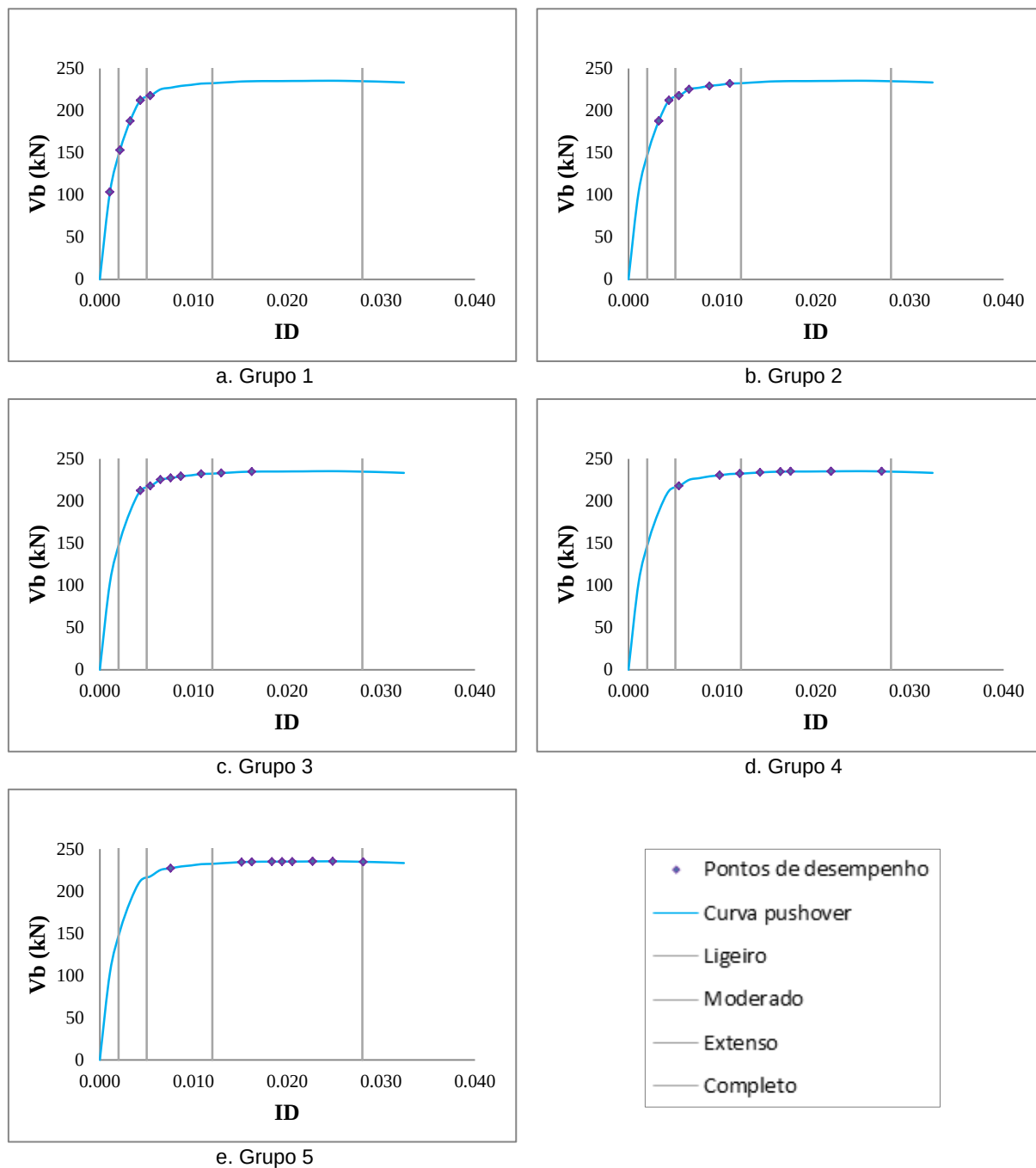


Figura 4.13: Localização dos pontos de desempenho na curva pushover em relação aos limites de danos ($S_a(T)$)

As duas medidas de intensidade sísmica, acelerações espectrais e de pico, apresentam uma evolução semelhante dos pontos de desempenho obtidos, com o aumento das intensidades de cada grupo. Este facto é importante, dado que a distribuição dos resultados entre cada estado limite e a distribuição por grupo indicam que as curvas de fragilidade obtidas com as duas medidas de intensidade sísmica serão semelhantes.

Seguidamente, serão comparadas as curvas de fragilidade obtidas por análises pushover e análises dinâmicas, utilizando a mesma base de sismos referida anteriormente.

O procedimento para a obtenção das curvas de fragilidade utilizando as análises incrementais dinâmicas é idêntico ao procedimento já descrito para as análises pushover, sendo que os pontos de desempenho estrutural são definidos diretamente como os máximos deslocamentos e respectivos cortes basais (de acordo com as conclusões retiradas do estudo presente no Capítulo 3.

A primeira fase deste trabalho consiste na comparação entre as curvas de fragilidade obtidas por análises não lineares pushover (P) e dinâmicas (D), considerando como referência a intensidade de pico, PGA, Figura 4.14. Posteriormente será considerada como referência a aceleração espectral correspondente ao período da estrutura $S_a(T)$, Figura 4.15.

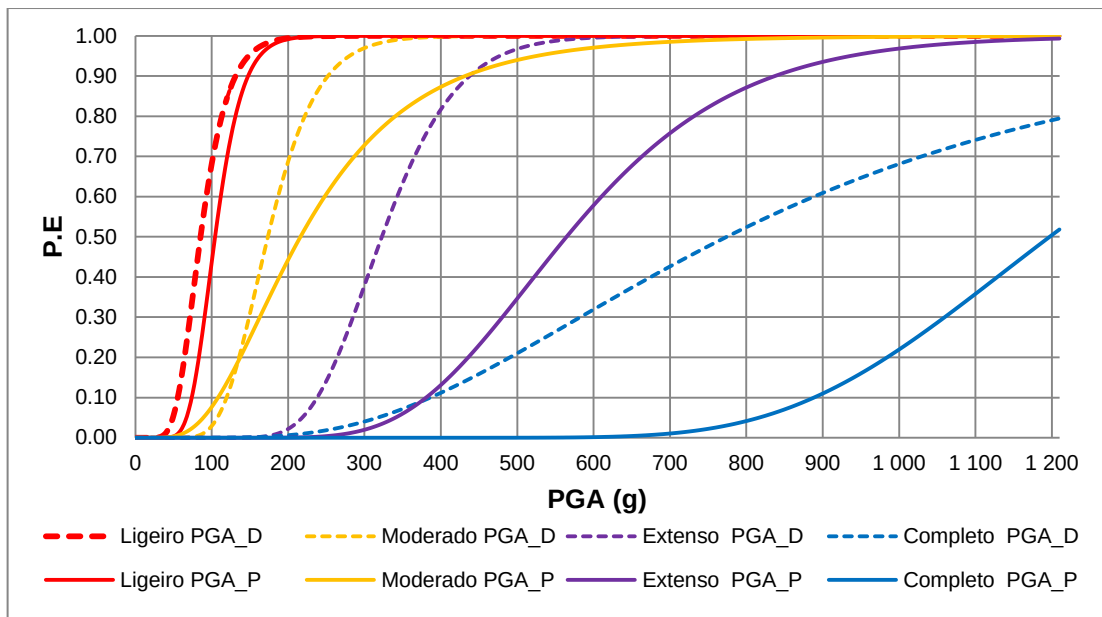


Figura 4.14: Curvas de fragilidade de análises dinâmica e pushover (PGA)

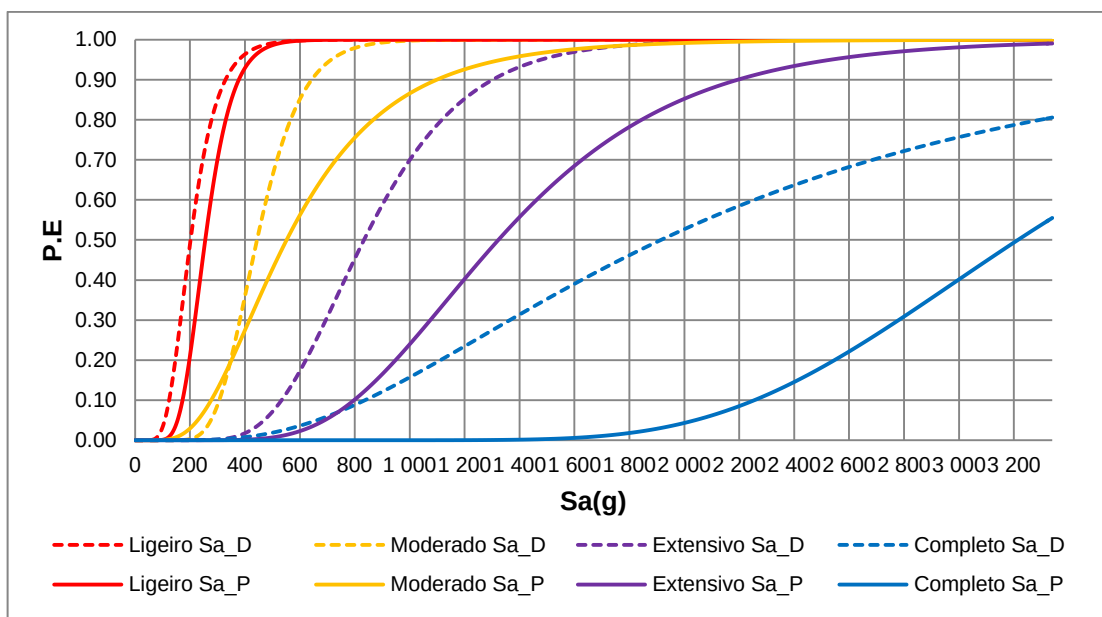


Figura 4.15: Curvas de fragilidade de análises dinâmica e pushover (Sa(T))

Na Figura 4.14, observa-se que a curva de fragilidade da análise dinâmica é mais conservativa que a apresentada pelas análises pushover. No entanto, para intensidades baixas, até 200 [cm/s²], as curvas de fragilidade são próximas, afastando-se mais significativamente a partir da intensidade 600 [cm/s²]. Por exemplo, para a intensidade de 900 [cm/s²], a probabilidade da estrutura se encontrar no Estado Limite Completo, com a análise dinâmica, é de 60% mas para a análise pushover é cerca de 10%. Para intensidades sísmicas altas, o edifício encontra-se em regime não-linear intenso acentuando-se as diferenças de resultados entre as duas análises.

Os resultados obtidos usando como medida de intensidade sísmicas acelerações espectrais assemelham-se aos obtidos para as intensidades de pico, PGA, em termos da forma das funções de fragilidade, pese embora as diferenças no nível de intensidade sísmica. Confirma-se que as curvas de fragilidade da análise dinâmica caracterizam a estrutura como sofrendo um maior nível de danos.

Esta constatação é explicada parcialmente pelas próprias características das análises pushover, nomeadamente na impossibilidade destas representarem convenientemente os efeitos do comportamento cíclico das estruturas, contrariamente às análises dinâmicas.

Por outro lado, relembra-se que o método N2 foi o procedimento adotado para definir o desempenho estrutural utilizando análises pushover. Contudo, este é um método que apresenta algumas limitações, desprezando aspetos como a participação dos vários modos de vibração na resposta do edifício, e introduzindo os efeitos da não linearidade através de um coeficiente de comportamento.

Neste estudo preliminar conclui-se que, como evidenciado no capítulo 3 na comparação dos pontos de desempenho estrutural entre as análises, pushover adaptativa e dinâmica, a diferença de resultados é maior em regime não linear. Este aspeto é inerente à própria dificuldade das análises pushover traduzirem convenientemente os efeitos de degradação da estrutura, mas que pode ser melhorado com a utilização de uma técnica NSP mais robusta.

Em relação à seleção da intensidade sísmica de referência, acelerações de pico, PGA, ou acelerações espectrais, Sa(T), verifica-se ser um aspeto que não afeta a forma das funções de fragilidade, influenciando unicamente, e como esperado, o nível de intensidade a que estão associadas.

A semelhança evidenciada na forma das funções de fragilidade, definidas para ambas as medidas de intensidade sísmica, deve-se ao facto de o agrupamento efetuado com base na intensidade dos registos sísmicos ter conduzido a grupos que contêm aproximadamente os mesmos eventos, como é visível na Tabela 4.3 e Tabela 4.4. Assim, a escolha entre uma das medidas de intensidade sísmica avaliadas não afetará a definição das curvas de fragilidade estrutural. Os estudos seguintes seguirão considerando como nível de medida de intensidade apenas as acelerações de pico, PGA.

A última conclusão é relacionada com a base de sismos. As curvas de fragilidades foram construídas a partir de 5 intensidades, o que é manifestamente insuficiente no sentido da caracterização e definição das curvas de fragilidade. Para melhorar a qualidade das curvas será necessário aumentar o número de pontos e escalar os espectros de resposta de modo a obter um maior número de intensidades para os 10 espectros de resposta originais.

4.4.3 APLICAÇÃO E RESULTADOS – CASO DE ESTUDO

A próxima etapa deste trabalho consiste na definição dos limites de dano presentes nas normas descritas anteriormente: HAZUS, FEMA, Eurocodigo 8 e o método simplificado apresentado por Borzi et al (2007). Os objetivos deste estudo passam pela comparação entre as curvas de fragilidade usando as análises dinâmicas e pushover, obtidas considerando os limites presentes anteriores nos

regulamentos e estudo referidos, e a comparação das suas exigências e particularidades no sentido da caracterização da fragilidade estrutural. Após efetuadas estas comparações será então possível validar a utilização das curvas de fragilidade utilizando análises pushover, concluir quanto aos limites de dano considerados e quanto à importância da base sísmica e do número de intensidades para a qualidade do ajuste das funções de fragilidade.

No estudo preliminar, os espectros de resposta dos eventos sísmicos não foram escalados o que teve por consequência a necessidade de um agrupamento por intensidades e a definição de uma intensidade representativa desse grupo. Como concluído anteriormente, a quantidade de resultados por grupos é reduzida. Logo, nesta parte considera-se necessário aumentar o número de pontos de desempenho considerados e escalar os espectros de resposta de modo a não considerar agrupamentos por intensidades. Para tal, a base de dados sísmica foi modificada de modo a obter um total de 36 intensidades de 0 a 2000 [cm/s²], com um intervalo de 20 [cm/s²] de 0 a 400 [cm/s²] e com um intervalo de 100 [cm/s²], de 400 a 2000 [cm/s²]. Adotou-se para medida de intensidade o PGA, tendo sido escalados os 10 espectros de resposta para cada intensidade.

4.4.3.1 Comparação das curvas de fragilidade pushover e dinâmica para cada norma

HAZUS

A aplicação da norma HAZUS foi descrita na apresentação do estudo preliminar. Nesta aplicação as diferenças são: a consideração do escalamento da ação sísmica por acelerações de pico, PGA, e uma base sísmica com 36 intensidades. A modificação da base de sismos implica que não será necessário fazer um agrupamento dos sismos de acordo com a sua intensidade sísmica original, sendo efetuado o escalamento dos 10 eventos sísmicos para cada uma das 36 intensidades. Para verificar que a localização dos pontos permite traçar devidamente a curva de fragilidade, apresenta-se na Figura 4.16 as curvas de fragilidade definidas pela lei logarítmica e os pontos de probabilidade para cada intensidade.

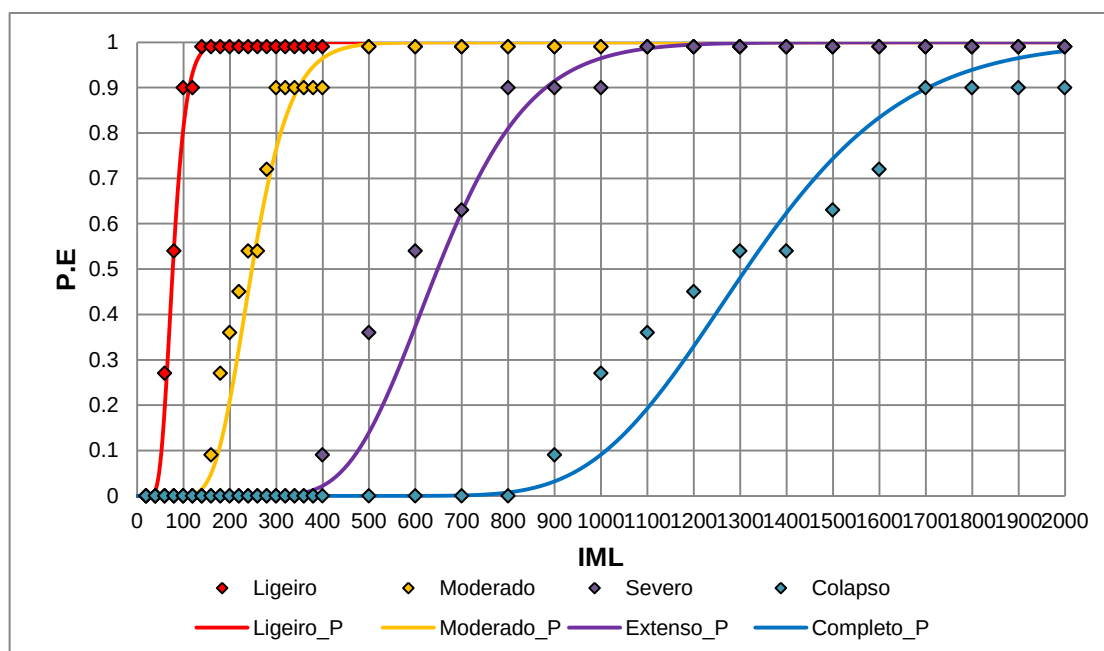


Figura 4.16: Curva de fragilidade para validação da quantidade de pontos de definição

Observa-se uma distribuição adequada dos pontos de probabilidade em todas as extensões da curva e confirma-se a opção de minimizar o intervalo de intensidades de 0 a 400 [cm/s²], para definir de melhor forma as curvas de fragilidade referentes ao Estado Limite de danos Ligeiros e Moderado. Verifica-se nesta figura que as curvas de fragilidade seguem uma lei logarítmica. Na Tabela 4.5 apresenta-se os valores dos parâmetros de distribuição lognormal para as curvas de fragilidade da Figura 4.16.

	Ligeiro	Moderado	Extenso	Completo
μ	3.38	3.77	4.17	4.91
σ	-14.67	-20.75	-26.99	-35.22

Observa-se que o desvio padrão é crescente com do estado limite Ligeiro a Completo.

Apresenta-se na Figura 4.17 as curvas de fragilidade obtidas para as análises dinâmicas e pushover adaptativa com amplificação espectral.

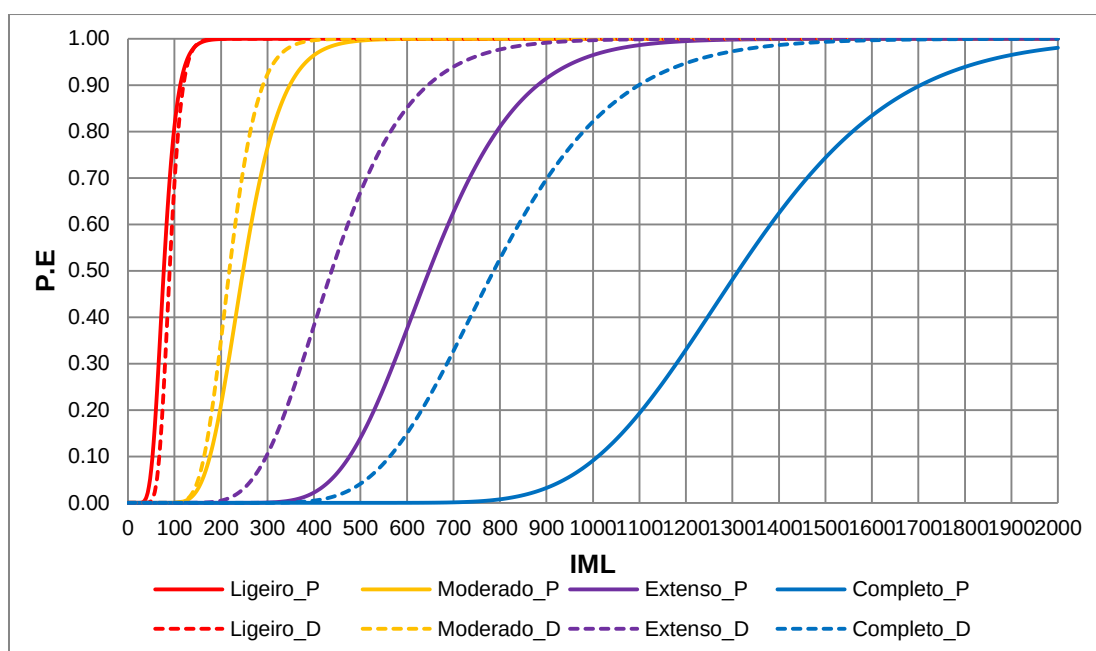


Figura 4.17: Curvas de fragilidade Pushover vs Dinâmica (HAZUS)

Na Figura 4.17, as curvas de fragilidade a traço contínuo foram obtidas pela análise pushover adaptativa com amplificação espectral e as curvas de fragilidade a traço interrompido correspondem à análise não linear dinâmica.

Observa-se novamente que a curva de fragilidade de análise não-linear dinâmica é mais conservativa. No entanto, para intensidades baixas, até 300 [cm/s²], as curvas de fragilidade são muito próximas, mantendo a tendência já identificada no estudo anterior, enquanto que para intensidades mais elevadas a diferença é crescente. Estas diferenças são devidas, por um lado, à utilização do método N2 no procedimento da análise pushover e, por outro, à dificuldade da análise pushover em captar adequadamente a resposta da estrutura em regime não linear mais acentuado.

O método N2 é um método que tem em consideração muitas simplificações que fragilizam os resultados, tal como descrito anteriormente na secção do estudo preliminar, já que apenas considera os efeitos da dissipação de energia histerética através da inclusão do coeficiente de comportamento. Este

aspeto é particularmente significativo quando a estrutura apresenta incursões em regime inelástico, o que justifica as diferenças detetadas para os dois últimos limites de dano estrutural atingidos para intensidades elevadas para as quais as seções encontram-se em regime não-linear.

FEMA

Nesta secção serão considerados os limites indicados pelo FEMA para definir a curva de fragilidade da estrutura. O procedimento a seguir é semelhante ao procedimento descrito anteriormente para o HAZUS, divergindo unicamente nos estados limites de dano estrutural, que para o caso do FEMA são definidos em termos de rotações da corda dos elementos estruturais pilares e vigas e para os drifts máximos por piso.

A base de dados utilizada foi a referida anteriormente, composta por 10 espectros de resposta escalados para 36 intensidades como definido para a norma HAZUS.

O desempenho estrutural é definido através dos valores de drift máximo por piso e da rotação da corda para vigas e pilares, obtidos pela aplicação do método N2 considerando os espectros de resposta escalados, no caso da análise pushover, e no caso da análise dinâmica pelo máximo valor de cada parâmetro ao longo do tempo de análise resultante de cada acelerograma escalado. Relembra-se que no caso do FEMA, o drift é definido como o maior quociente entre o deslocamento relativo entre pisos e a altura de piso.

A etapa seguinte consiste em determinar os limites de danos que devem ser utilizados, considerando todas as recomendações da norma FEMA. Neste trabalho só são tidos em conta os elementos estruturais, logo não serão considerados os limites de danos não-estruturais.

A Tabela 2.8 faz referência aos limites de drift que devem ser considerados para a definição dos três Estados de Dano: Prevenção de Colapso, Segurança Humana e Ocupação Imediata. A Tabela 2.9 faz referência aos limites de rotação da corda.

Seguidamente, Tabela 4.6, estão resumidos os limites que vão ser utilizados na determinação das curvas de fragilidade. Para os limites de drift só serão considerados os elementos verticais do pórtico, os pilares. No caso dos limites de rotação da corda são considerados dois cenários: os limites de rotação considerando unicamente os pilares e considerando a verificação conjunta da rotação da corda nas vigas e nos pilares do pórtico.

Tabela 4.6: Limites de danos drift e rotação (FEMA)

Elemento	Tipo	Ocupação Imediata (IO)	Segurança Humana (LS)	Prevenção de Colapso (CP)
Pórtico de betão	Drift	0.01	0.02	0.04
	Rotação da corda Viga	0.0015	0.002	0.003
	Pilar	0.005	0.015	0.02

Após o ajuste de uma lei logarítmica aos pontos de fragilidade caracterizam-se as curvas de fragilidade, obtendo-se os resultados da Figura 4.18 para as análises dinâmicas e análises pushover

A avaliação do drift considerando os estados limite do FEMA revela novamente que a análise dinâmica é mais conservativa que a análise pushover. No entanto, a evolução das curvas de fragilidade

mostra que para intensidades baixas a diferença entre curvas é menor do que para intensidades altas, tal como no verificado no caso do HAZUS.

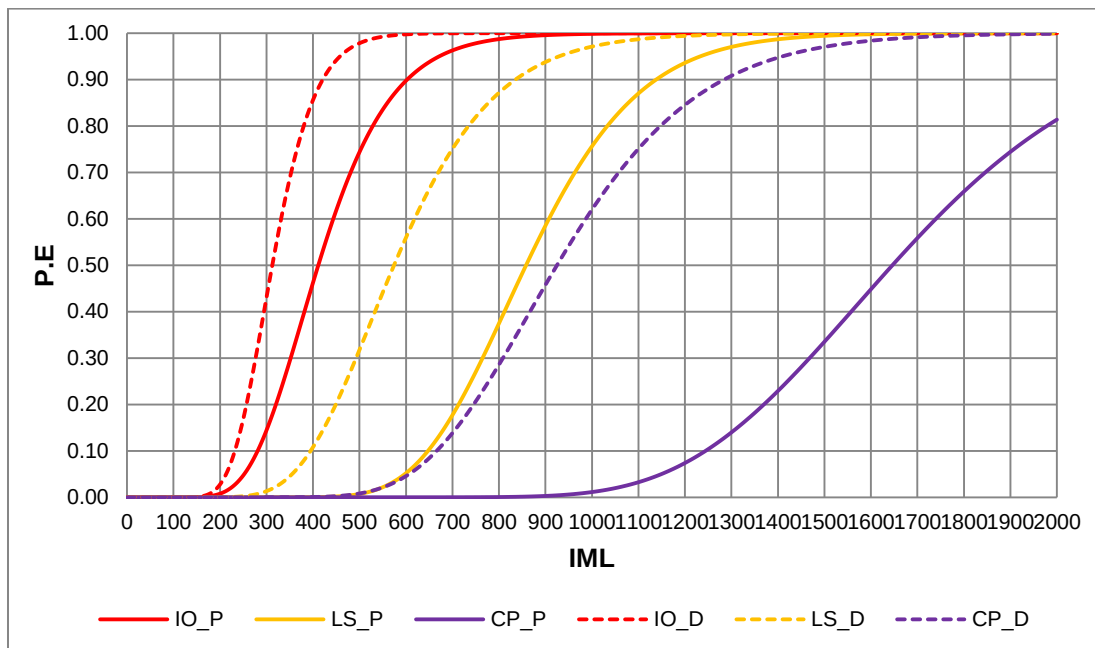


Figura 4.18: Curvas de fragilidade Pushover vs Dinâmica – Drift (FEMA)

A Figura 4.19 representa a comparação para a análise dinâmica e pushover das curvas de fragilidade da rotação da norma FEMA. Neste caso somente se considerou os elementos verticais do pórtico, os pilares. Neste exemplo, as análises dinâmicas revelam maior fragilidade estrutural comparativamente com os resultados captados pelas análises pushover. Tal como para a análise considerando como parâmetro estrutural os drifts, existe uma proporcionalidade e um desfasamento da evolução das curvas.

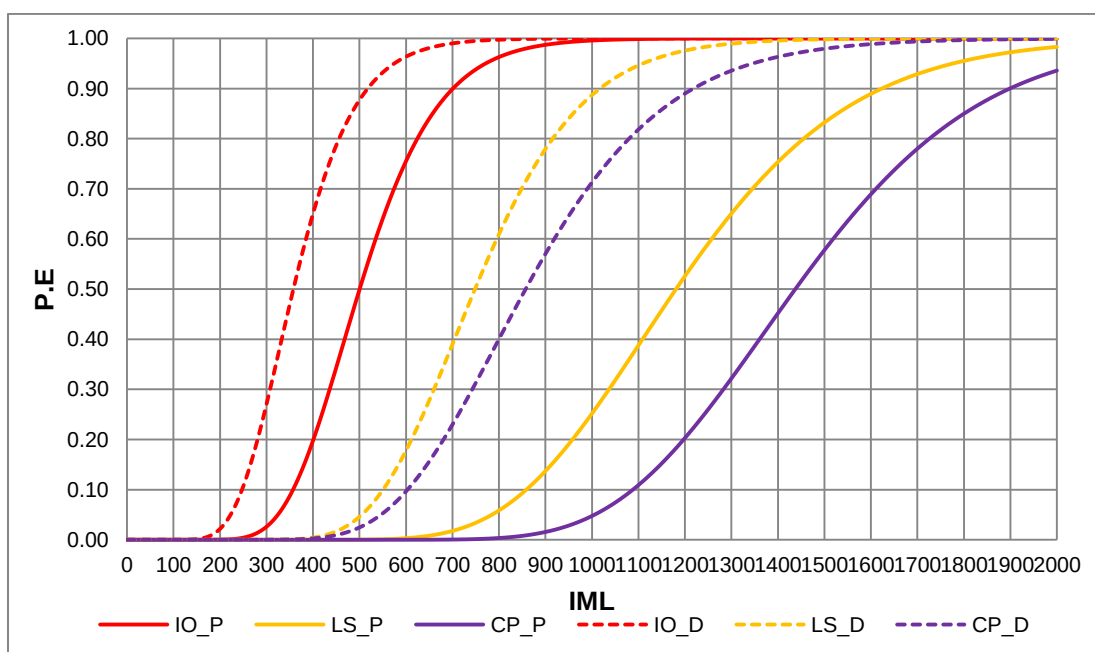


Figura 4.19: Curvas de fragilidade Pushover vs Dinâmica – Rotação pilares (FEMA)

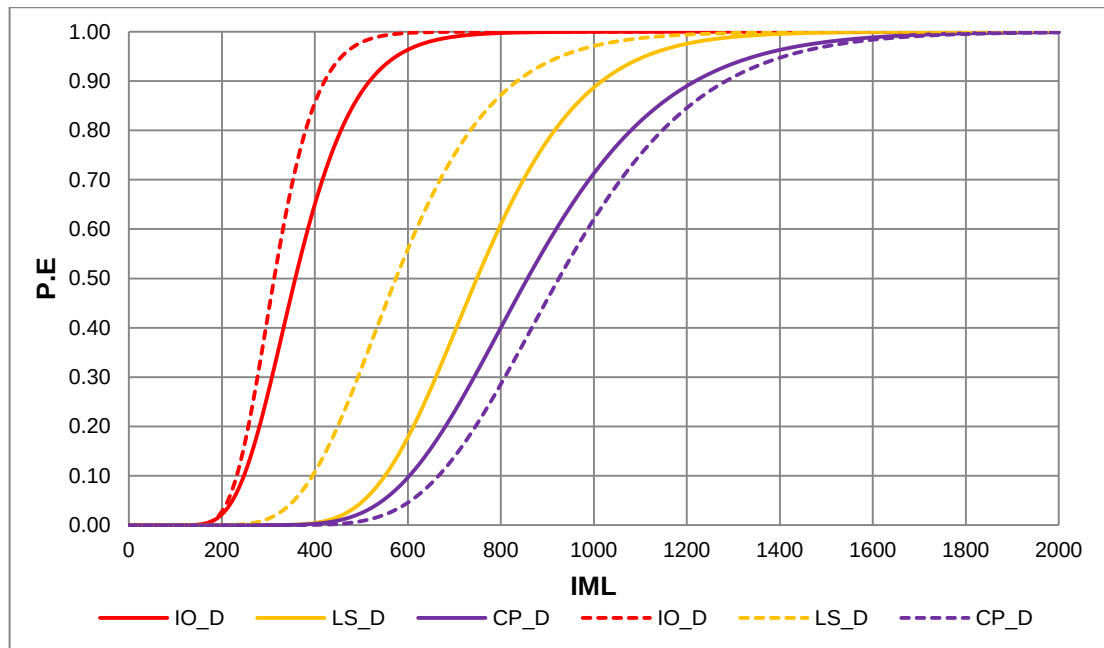


Figura 4.20: Curvas de fragilidade drift vs rotação dos pilares – Dinâmica (FEMA)

A Figura 4.20 permite estabelecer a comparação entre os resultados obtidos para as curvas de fragilidade definidas em relação ao drift máximo por piso e em relação à rotação da corda dos pilares para a análise dinâmica. As curvas a traço contínuo representam os resultados obtidos pela rotação da corda dos pilares e as curvas a traço interrompido correspondem aos resultados para o parâmetro drift por piso.

Observa-se que os resultados obtidos são semelhantes: as curvas de fragilidade do estado limite Ocupação Imediata são muito próximas assim como para o estado limite de Prevenção de Colapso. Globalmente a avaliação da fragilidade pela análise dos drifts leva a resultados um pouco mais conservativos quando comparados com os resultados para a rotação.

Os resultados são expectáveis dado que para a estrutura o drift máximo ocorre para a rotação máxima da corda no pilar desse piso. Os limites de rotação da corda e de drift são dados de modo independente e baseados em resultados de ensaios gerando diferenças nos resultados obtidos. No caso de se comparar os curvas de fragilidade de drifts e de rotação da corda de pilares e vigas, a diferença seria ainda maior, pelo facto, da caracterização da fragilidade por drift basear-se essencialmente na deformação de pilares ao contrário da caracterização pela rotação da corda que também permite considerar a deformação das vigas e a sua influência.

A Figura 4.21 representa a comparação das curvas de fragilidade para análises pushover e dinâmica considerando os limites de rotação da corda dos pilares e das vigas. Nota-se que as curvas de fragilidade são mais exigentes que nos casos anteriores, principalmente para intensidades baixas. Esta ocorrência é devida ao facto dos limites relativos às vigas serem mais exigentes que os limites de danos dos pilares. Conclui-se então que o ajuste das curvas de fragilidade na sua fase inicial é efetuado predominantemente aos pontos correspondentes à alteração de estado de dano em vigas, enquanto que para a fase ascendente final da curva esse ajuste é feito aos pontos correspondentes a pilares, o que está de acordo com a evolução do mecanismo de colapso da estrutura.

Em geral, as curvas de fragilidade devem basear-se na deformação dos pilares, sendo as secções que maior importância têm na determinação do mecanismo de colapso da estrutura. O impacto da deformação de vigas é maior na definição de estados limites de danos ligeiros. Conclui-se que a forma das curvas de fragilidade depende do tipo de secções consideradas sendo que os estados limites de danos ligeiros são condicionados essencialmente pela deformação das vigas e os estados limites de danos superiores são influenciados pela deformação de pilares, tal como identificado a partir da comparação entre a Figura 4.20 e a Figura 4.21.

Como nos casos anteriores, a comparação entre análise pushover e análise dinâmica confirma que a análise dinâmica conduz a valores de fragilidade mais elevados

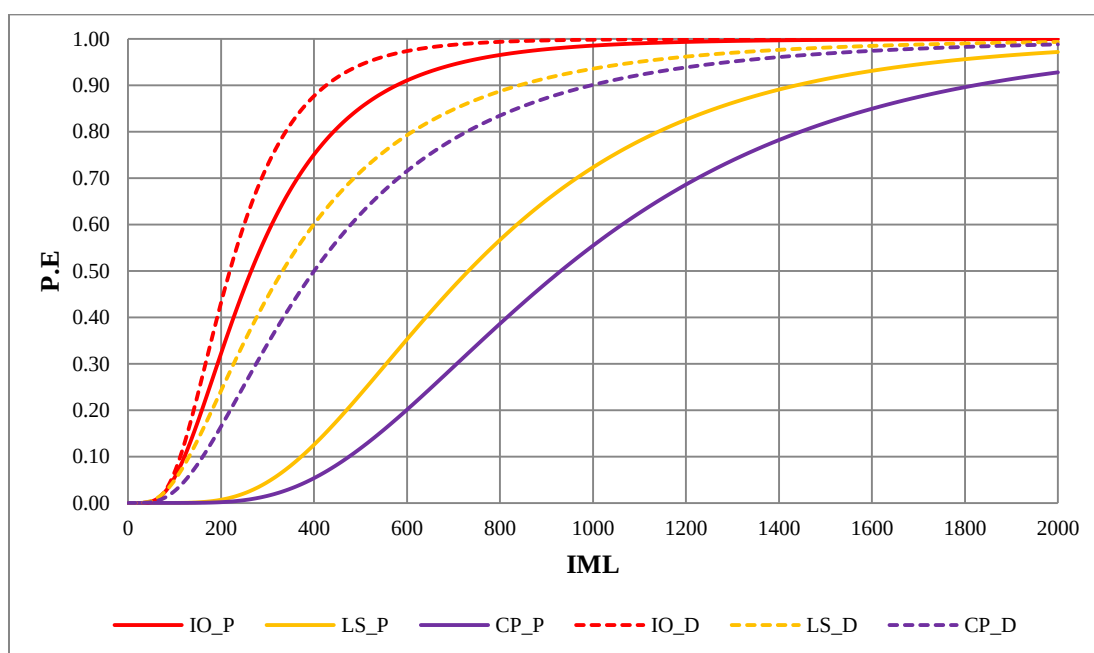


Figura 4.21: Curvas de fragilidade Pushover vs Dinâmica – Rotação pilares e vigas (FEMA)

Eurocódigo 8

Para os estados limite definidos no Eurocódigo 8 foram seguidas duas abordagens: a primeira corresponde à aplicação direta destes limites preconizados na parte 3 do EC8 e a segunda passa pela utilização de uma metodologia simplificada, proposta por Borzi et al (2007), que faz uso destes mesmos limites.

Num primeiro momento serão discutidos os resultados obtidos para o método do EC8, no qual são definidos três limites de danos: θ_u para o Estado de dano Próximo do Colapso, θ_{sd} para o Estado de Dano Significativo e θ_y para o estado de dano Limitado. Estes três limites devem ser determinados para cada seção da estrutura, pilares e vigas, de acordo com as Equações (2.1) e (2.2).

Na Tabela 4.7 apresentam-se os limites obtidos para os pilares do edifício e na Tabela 4.8 os limites obtidos para as vigas. Os elementos estruturais estão referenciados como ilustrados na Figura 4.22.

Para a análise pushover é seguido o mesmo raciocínio descrito anteriormente, isto é, definem-se os pontos de desempenho pela aplicação do método N2, utilizando os espectros de resposta devidamente

escalados, e a curva de capacidade da estrutura. Para cada passo da análise pushover define-se a rotação da corda de cada elemento.

Cada ponto de desempenho definido anteriormente permite caracterizar o Estado de dano de cada elemento estrutural, comparando os valores obtidos da análise pushover com os valores dos estados limites definidos na Tabela 4.7 e Tabela 4.8., considerando-se que o Estado de Dano da estrutura é definido pelo Estado de Dano do elemento mais vulnerável. Por outras palavras, é suficiente uma secção estar no Estado de Dano mais gravoso para a estrutura ser caracterizada por este Estado de Dano

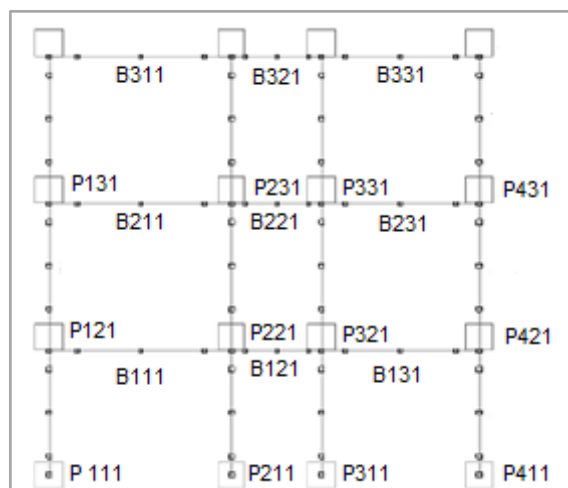


Figura 4.22: Identificação dos elementos estruturais

Tabela 4.7: Limites de danos de pilares (EC8)

Elemento	θ_y	θ_{sd}	θ_u
P111	0.006	0.018	0.025
P121	0.006	0.020	0.026
P131	0.006	0.020	0.026
P211	0.005	0.018	0.024
P221	0.006	0.019	0.025
P231	0.006	0.019	0.025
P311	0.006	0.021	0.028
P321	0.008	0.024	0.031
P331	0.008	0.024	0.031
P411	0.006	0.021	0.028
P421	0.008	0.024	0.031
P431	0.008	0.024	0.031

Tabela 4.8: Limites de danos de vigas (EC8)

Elemento	θ_y	θ_{sd}	θ_u
B111	0.007	0.024	0.032
B121	0.006	0.018	0.025
B131	0.007	0.022	0.029
B211	0.008	0.024	0.032
B221	0.006	0.018	0.025
B231	0.007	0.022	0.029
B311	0.008	0.024	0.032
B321	0.006	0.018	0.025
B331	0.007	0.022	0.029

No caso da análise dinâmica é calculado o valor da maior rotação da corda de cada elemento para cada acelerograma. Como descrito para a análise pushover, compara-se os resultados obtidos com os limites da Tabela 4.7 e Tabela 4.8 e determina-se o Estado Limite da estrutura pelo mesmo procedimento.

Este raciocínio foi aplicado na avaliação da rotação dos pilares apenas e para a rotação das vigas e dos pilares.

As curvas de fragilidade obtidas na Figura 4.23 confirmam o facto da análise dinâmica ser mais conservativa que a análise pushover. No entanto para o primeiro estado limite, DL, as curvas de fragilidades são muito próximas. Nota-se que o primeiro estado limite só aparece a partir da intensidade 250 [cm/s^2]. Existe uma maior diferença entre o Estado Limite DL e SD em relação aos Estados Limite SD e NC. Este facto é justificado por o primeiro estado limite ser consideravelmente distinto dos restantes, assim como por a estrutura se apresentar numa fase de transição entre regime elástico e plástico (na cedência), o que é corroborado pela semelhança entre os resultados entre análises pushover e dinâmicas para este estado. Simultaneamente, a grande degradação da rigidez e resistência em fase inelástica justifica também as disparidades presentes nos dois últimos estados limite.

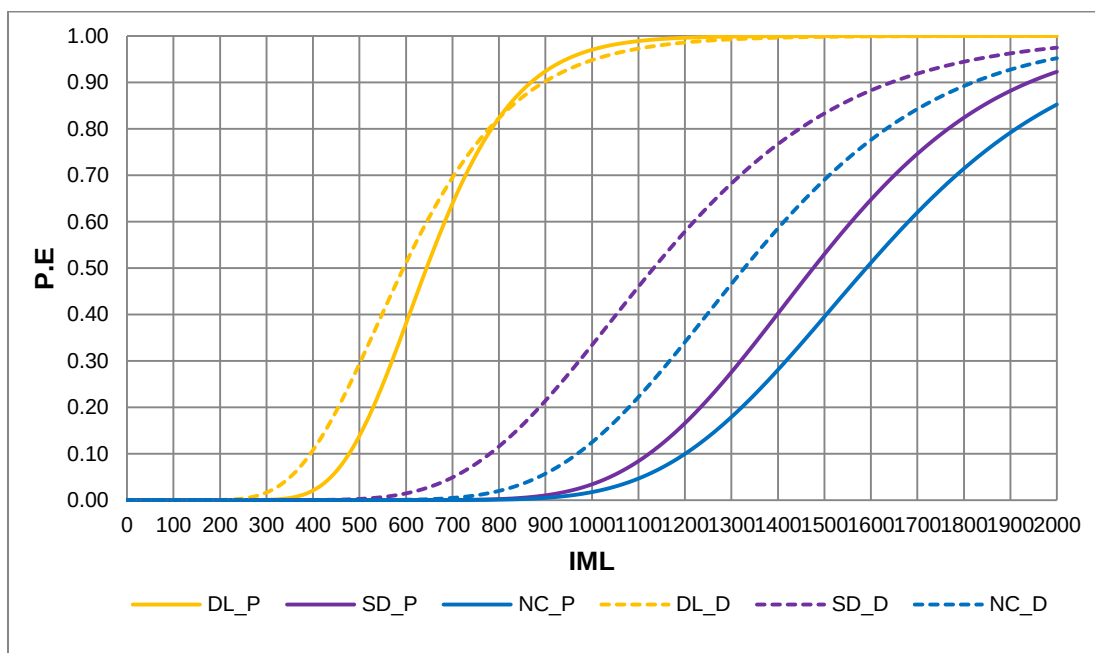


Figura 4.23: Curvas de fragilidade Pushover vs Dinâmica – Rotação pilares (EC8)

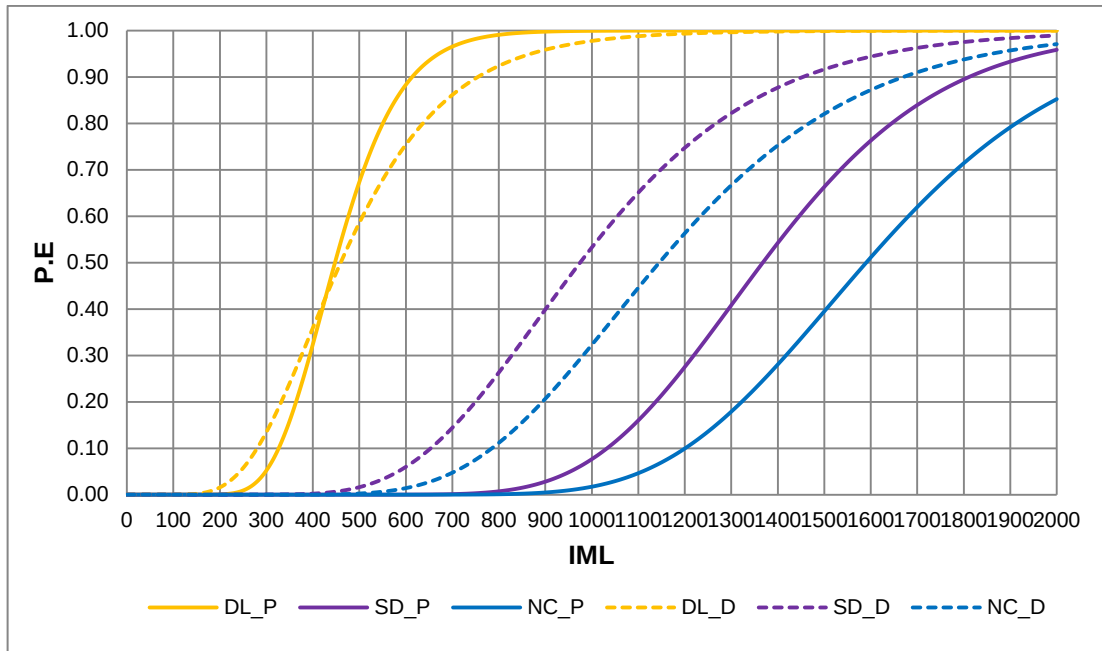


Figura 4.24: Curvas de fragilidade Pushover vs Dinâmica – Rotação pilares e vigas (EC8)

A Figura 4.24 representa as curvas de fragilidade de análises pushover e dinâmica considerando os limites de rotação dos pilares e das vigas. A curva de fragilidade da análise pushover é menos conservativa do que a curva de fragilidade da análise dinâmica. As curvas que representam o Estado de Danos Limitados são próximas. No entanto para os dois outros Estados Limite existe um afastamento de aproximadamente 400 [cm/s²] de intensidade sísmica.

No caso da análise pushover a curva de fragilidade para o Estado Limite de Danos Significativos só começa quando a curva de fragilidade do Estado Limite DL, atinge os 100%, o que significa que nesta fase todos os seus elementos apresentam danos, quase na sua totalidade do tipo DL. O mesmo não acontece com as curvas de fragilidade dinâmicas, pelo facto de serem menos espaçadas. Observa-se que a distância entre as curvas dos Estados Limite SD e NC é a mesma quer na análise dinâmica quer na análise pushover.

Procedimento simplificado

No caso do procedimento simplificado, proposto por Borzi B. *et al* (2007), é necessário num primeiro momento definir o fator multiplicativo de colapso, seguindo-se a definição dos Estados Limite, da capacidade de deslocamento e dos períodos de vibração. Por último são escalados os espectros de resposta que representam a ação sísmica.

Para definir o fator multiplicativo de colapso é necessário determinar para cada elemento estrutural vertical, pilares, o valor do esforço de corte que deve ser considerado. O valor de esforço de corte que deve ser considerado depende da resistência ao corte do pilar, da resistência ao esforço fletor do pilar e da resistência ao esforço fletor das vigas. Na Tabela 4.9 apresentam-se os resultados obtidos por parcela e o resultado final para cada pilar. As parcelas são identificadas do modo seguinte, Equação (4.22).

$$V_{RCj}^i = \min((1), (2), (3)) \quad (4.22)$$

Tabela 4.9: Valores de esforço ao corte para cada pilar

Pilares	Parcela -V _c			V _{rc}
	(1)	(2)	(3)	
P111	48.90	121.70	75.53	48.90
P121	48.90	102.97	63.91	48.90
P131	48.90	102.97	76.34	48.90
P211	50.90	192.68	123.80	50.90
P221	50.90	163.04	104.75	50.90
P231	50.90	163.04	104.75	50.90
P311	36.39	88.18	45.87	36.39
P321	32.57	36.44	38.82	32.57
P331	28.45	28.68	34.94	28.45
P411	36.39	104.50	33.10	33.10
P421	32.57	36.44	24.13	24.13
P431	28.45	28.68	33.92	28.45

A resistência ao corte dos pilares que deve ser considerada é condicionada pela resistência ao corte do pilar e não pela resistência ao esforço fletor. Este fenómeno não ocorre no piso 4.

Após determinar o esforço de corte de referência de cada pilar, somam-se os valores de corte de todos pilares do piso e obtém-se um esforço de corte de referência por piso. Aplicando a Equação (4.23), obtém-se o fator multiplicativo de colapso para cada piso.

$$\lambda^i = \frac{V_c^i}{W_T} \cdot \frac{\sum_{j=1}^n W_j z_j}{\sum_{k=i}^n W_k z_k} \quad (4.23)$$

Na Tabela 4.10 são apresentados os valores de λ^i . A determinação do fator multiplicativo de colapso da estrutura corresponde ao menor valor entre os pisos. Neste caso, conclui-se que o mecanismo de colapso ocorre no primeiro piso e o fator multiplicativo é o valor correspondente. A localização do mecanismo de colapso, assim como o tipo de mecanismo foram comprovados pela identificação da formação de rótulas segundo a análise pushover adaptativa.

Tabela 4.10: Fator multiplicativo de colapso

	V _i (kN)	W _i (T)	z _i (m)	W _i * z _i	λ _i
Piso 1	169.29	36	2.750	99.0	1.693
Piso 2	156.49	38	6.000	228.0	1.896
Piso 3	156.70	26	9.250	240.5	3.698

O próximo passo é a determinação dos Estados Limite para cada secção. Para este método são descritos quatro estados de dano: Limite de danos Não-Estruturais (NSDL), Limite de danos Limitados (DL), Limite de danos Significativos (SD) e Limite Próximo do Colapso (NC). Para cada secção é definido um valor para cada limite dependentemente da secção em estudo.

Os estados limite são quantificados pelas mesmas equações presentes no EC8, em função da rotação da corda dos elementos estruturais pilares e vigas, logo os valores para pilares são os limites da Tabela 4.7. O Estado Limite NSDL é um valor que não depende da propriedade das secções mas é definido para elementos que não são estruturais por um valor fixo de 0,1%. Para simplificar a metodologia do Eurocódigo 8, este procedimento propõe definir um único valor para cada limite. Para tal é escolhido o mínimo do conjunto de valores limites para o piso de menor resistência. Neste caso, o piso de referência é o piso que tem menor fator multiplicativo de colapso, o piso 1. Os limites a considerar para todos pilares do edifício são os menores limites dos pilares do piso1, Tabela 4.11.

Tabela 4.11: Limites de danos para pilares (procedimento simplificado)

	θ (NSLD)	θ_y (LS1)	θ_y (LS2)	θ_u (LS3)
Piso 1	0.001	0.005	0.018	0.024

Obtém-se então a curva de capacidade definida pelo procedimento simplificado, Figura 4.25.

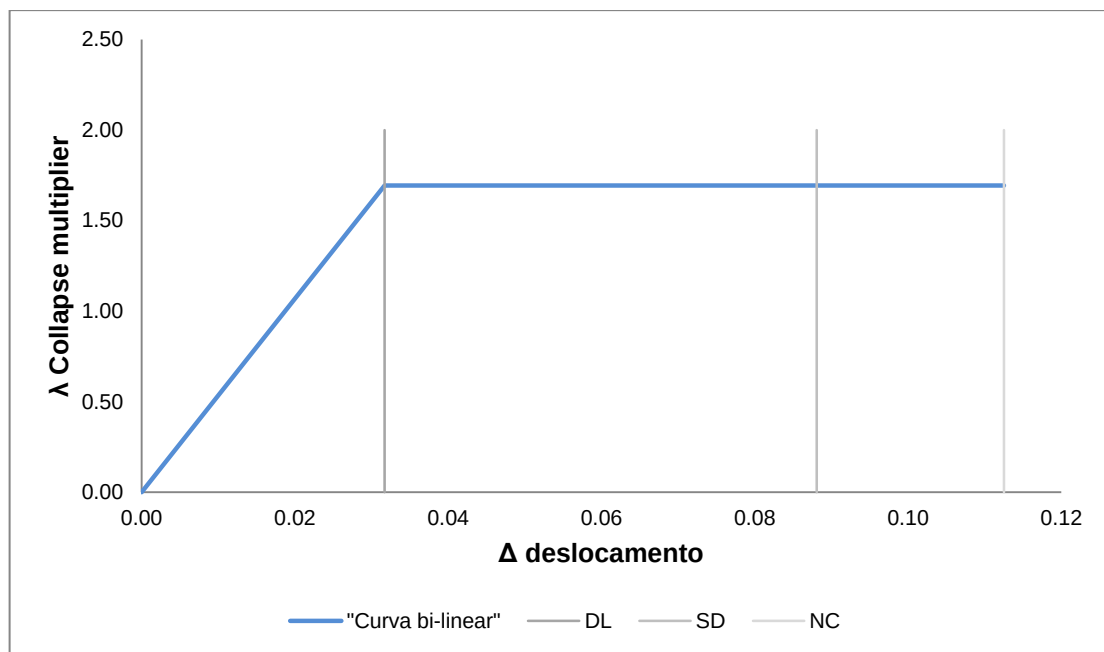


Figura 4.25: Curva de capacidade definida pelo procedimento simplificado

A seguir define-se a capacidade de deslocamento que corresponde à transformação dos limites de danos de rotação para limites de danos de drift entre pisos. Para tal, o procedimento simplificado reduz o sistema de múltiplos graus de liberdade a um sistema de um grau de liberdade equivalente. Para determinar os limites de danos dos estados de Danos Significativos e de Danos Limitados é necessário determinar o tipo de mecanismo de colapso da estrutura. A partir da análise pushover adaptativa determinaram-se as secções onde se formam as rótulas plásticas que definem o mecanismo de colapso.

A Figura 4.26 representa, por uma escala de cores, o estado de degradação em função da ductilidade exigida e das secções na situação de mecanismo. A cor branca corresponde a um comportamento elástico da secção e a cor preta ao colapso da secção. Este estudo de mecanismo foi efetuado para uma análise pushover adaptativa.

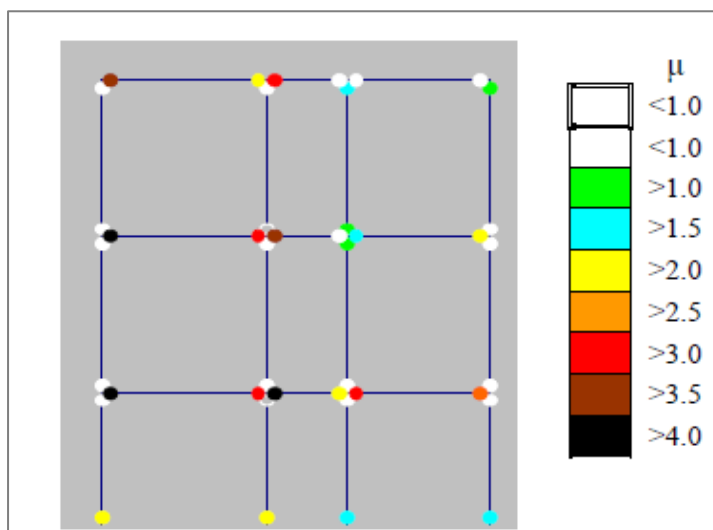


Figura 4.26: Mecanismo de colapso

O estudo do mecanismo permite concluir que num primeiro momento ocorre a ruína nas vigas da estrutura, acompanhada pela formação de rótulas plásticas nos pilares da base. Este mecanismo é típico de um mecanismo global.

Apresentam-se os valores utilizados para a determinação dos limites de translação do sistema equivalente, Tabela 4.12 e Tabela 4.13. Na Tabela 4.14 apresentam-se os valores dos períodos de vibração correspondentes a cada Estado Limite para o sistema equivalente de um grau de liberdade, obtido de acordo com o descrito no início deste Capítulo.

Tabela 4.12: Valores paramétricos do sistema equivalente de um grau de liberdade

κ_1	0.64
$H_T(m)$	9.25
$H_K^*(m)$	6.91
$H_1(m)$	2.75
$H_K(m)$	4.16
$H_T^*(m)$	6.50
κ_1^*	0.64

Tabela 4.13: Limites de danos de translação

	Δ_{NSLD}	$\Delta(LS1)$	$\Delta(LS2)$	$\Delta(LS3)$
Piso 1	0.006	0.032	0.088	0.113

Tabela 4.14: Períodos de vibração

	$NSLD$	$LS1$	$LS2$	$LS3$
TLS	0.398	0.925	1.541	1.742

A última etapa consiste na definição da ação sísmica, introduzida através de espectros de resposta em deslocamentos. O procedimento simplificado propõe a utilização de espectros de resposta definidos pelo Eurocódigo 8, contudo, no presente trabalho serão utilizados, os espectros de resposta que pertencem a base de sismos utilizados anteriormente.

No entanto, para considerar o amortecimento viscoso, é necessário defini-lo e fazer reduzir o espectros de resposta elástico por um fator de redução espectral η_{LSi} . Estes parâmetros devem ser definidos para cada Estado Limite, Tabela 4.15.

Tabela 4.15: Determinação dos fatores de redução espectral

LS	T_{LS}	Δ	$\min(\lambda)$	ξ_{LS}	η_{LS}
NSLD	0.398	0.006	0.31	5	1.00
LS1	0.925	0.032	1.69	5	1.00
LS2	1.541	0.088	1.69	45	0.55
LS3	1.742	0.113	1.69	52	0.55

No caso dos Estados Limite NSLD e LS1, o valor do amortecimento viscoso vale 5% porque na fase elástica só existe o amortecimento da estrutura. Na fase inelástica o amortecimento da estrutura deve-se acrescentar o amortecimento devido a dissipação de energia histerética.

Após aplicados os fatores de redução espectral, é possível determinar o ponto de desempenho da estrutura. Neste caso, devem ser utilizados espectros de respostas em deslocamentos para determinar o deslocamento correspondente a um sistema de 1 grau de liberdade de período T_{LS} . Obtém-se então o valor máximo de drift na estrutura para cada sismo aplicado. O procedimento de tratamento probabilístico é igual ao descrito para o Eurocódigo 8. Obtém-se então as curvas de fragilidade da Figura 4.27.

Para a análise dinâmica, o procedimento adotado foi o igual ao aplicado para a norma EC8, no entanto, foram considerados os limites de danos da Tabela 4.13 que correspondem ao procedimento simplificado. Foram comparados os limites de danos com o máximo drift entre pisos para cada acelerograma e definido o Estado Limite da estrutura. O valor do drift corresponde ao quociente do deslocamento relativo entre pisos e da altura entre pisos. A curva de fragilidade obtida é apresentada na Figura 4.27 e obtida pelo procedimento probabilístico descrito anteriormente.

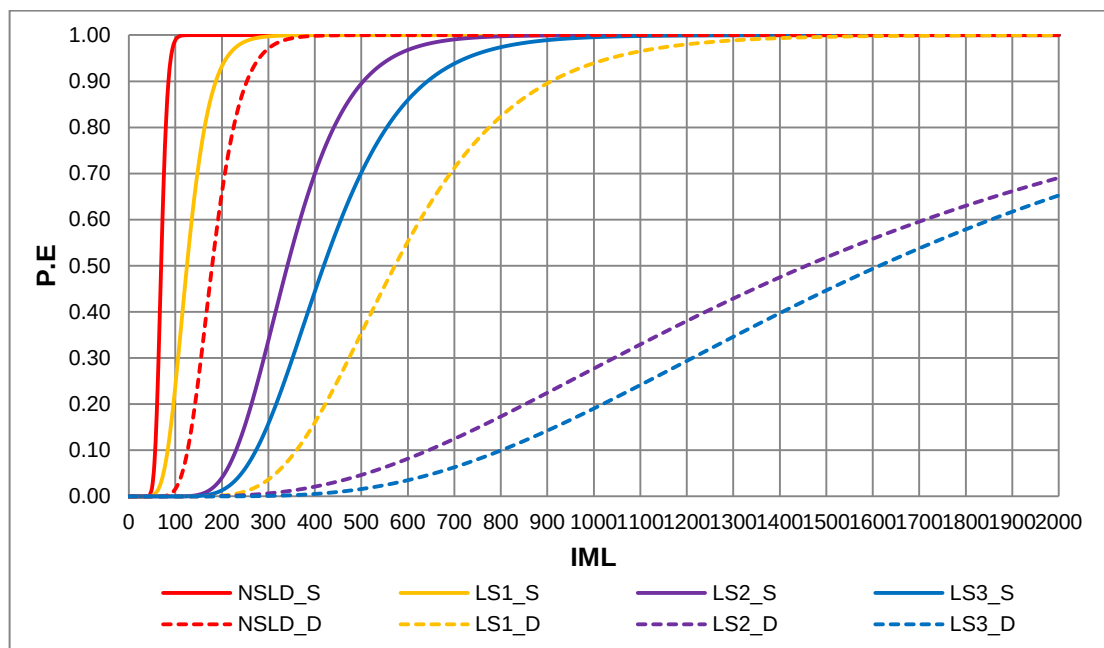


Figura 4.27: Curvas de fragilidade Pushover vs Dinâmica – Rotação pilares e vigas (procedimento simplificado)

Neste caso, as curvas de fragilidades obtidas pelo procedimento simplificado são mais conservativas que as curvas da análise dinâmica.

Este fenómeno é devido a dois aspetos: o primeiro é o facto do procedimento simplificado considerar as vigas e os pilares na análise, enquanto que na análise dinâmica somente foram considerados os pilares. O procedimento simplificado tem em conta a influência da resistência das vigas na determinação do esforço de corte resistente dos pilares pelo tipo de mecanismo de rotura que ocorre na estrutura. Como foi analisado anteriormente o facto de se considerar a resistência das vigas e dos pilares torna, no caso desta estrutura, as curvas de fragilidade mais conservativas. O segundo aspeto que diferencia o procedimento simplificado do método N2 passa pela consideração de um fator de redução espectral de modo a ter em consideração a dissipação de energia histerética. Este parâmetro tem um impacto muito importante, levou a uma redução de 45% dos espectros de resposta para os Estados Limite mais graves.

4.4.3.2 Comparação das normas para curvas de fragilidades de análises dinâmicas.

O derradeiro estudo deste Capítulo tem como objetivo a comparação entre os vários procedimentos e limites de danos considerados.

Para tal foram seleccionaram-se as curvas de fragilidade definidas por análises dinâmicas, justificado pelo facto de esta ser a análise mais rigorosa e que não necessita da utilização de um procedimento para obter os pontos de desempenho.

Serão apresentados e comparados os limites do HAZUS, FEMA, EC8 e o método simplificado para drifts, rotação da corda exclusiva dos pilares e a rotação da corda dos pilares e vigas.

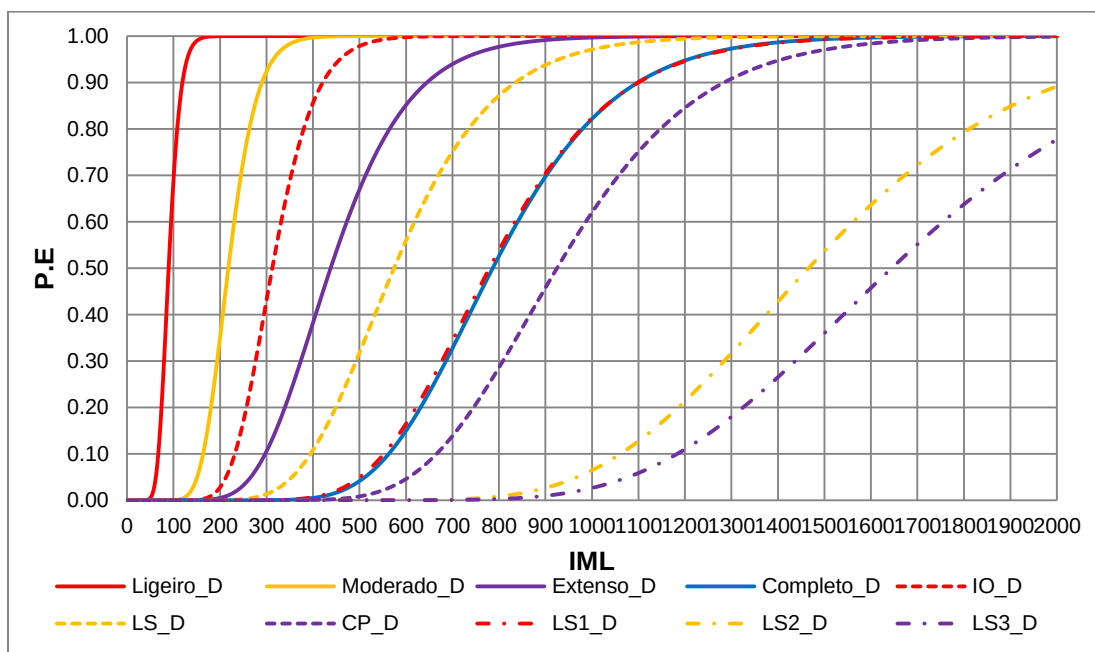


Figura 4.28: Curvas de fragilidade de análises dinâmicas para drifts – HAZUS, FEMA e EC8

A Figura 4.28 permite a comparação entre as curvas de fragilidade obtidas para os limites do HAZUS, FEMA e Eurocódigo 8. As curvas de fragilidade a traço contínuo correspondem à norma HAZUS, as curvas a traço interrompido correspondem à norma FEMA e as curvas a traço e ponto correspondem à norma EC8. Observa-se que a norma HAZUS é mais conservativa e a norma EC8 a menos.

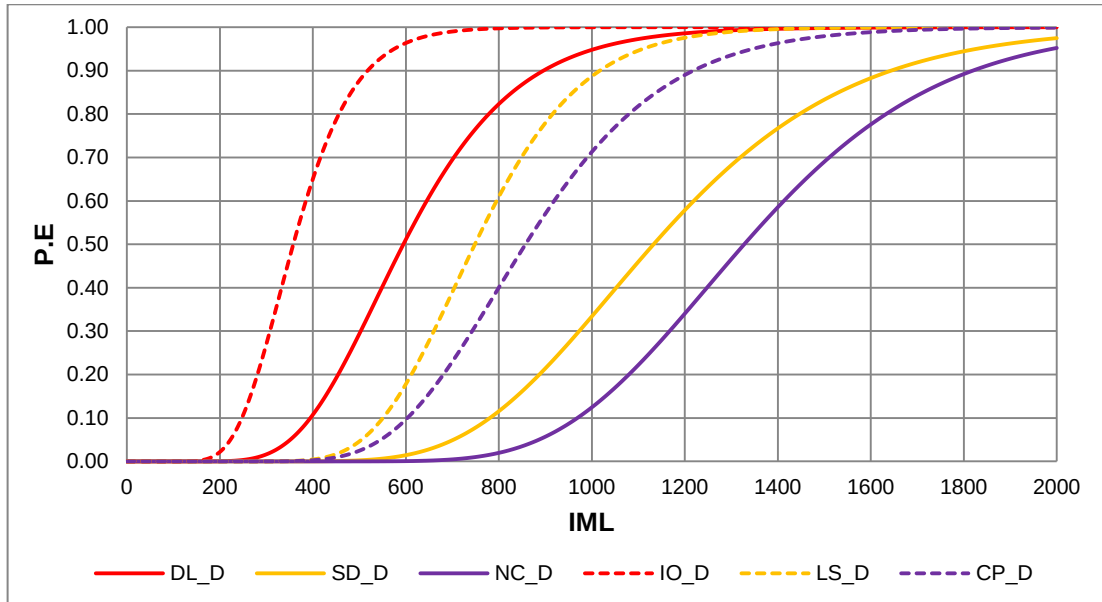


Figura 4.29: Curvas de fragilidade de análises dinâmicas para rotação em pilares – EC8 e FEMA

A Figura 4.29 permite comparar os resultados obtidos para as normas EC8 (traço contínuo) e FEMA (traço interrompido) no caso de rotação da corda em pilares. Neste caso a norma FEMA é mais conservativa do que a norma EC8. No caso da norma EC8, a estrutura é caracterizada pelo comportamento da secção da estrutura mais frágil o que confere aos resultados uma maior fragilidade. Ao contrário, a norma FEMA estipula um limite de deformação global o que permite diluir a participação de elementos mais frágeis.

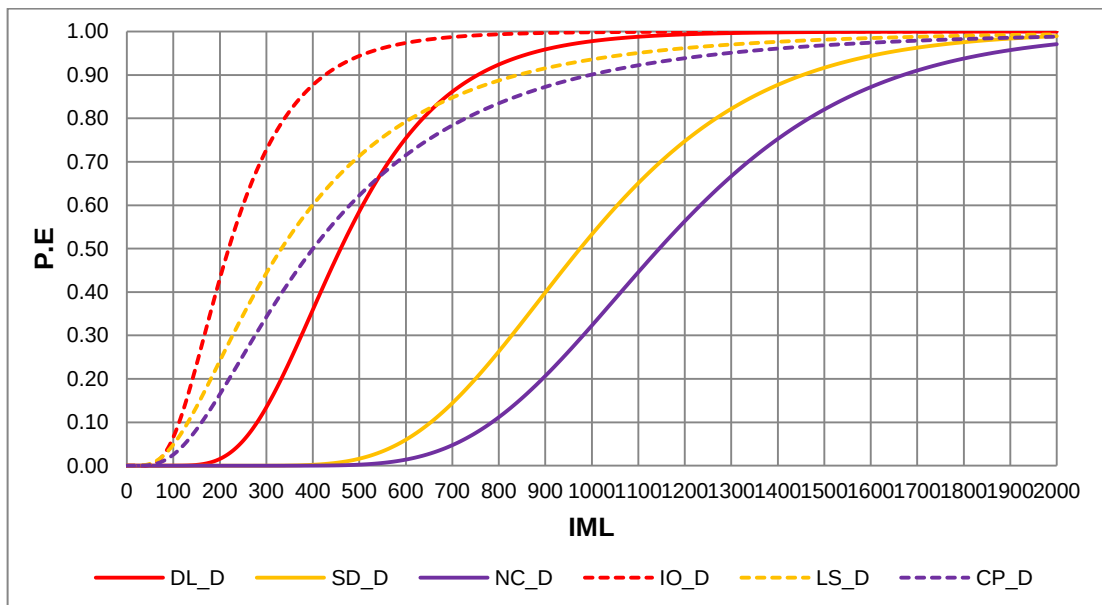


Figura 4.30: Curvas de fragilidade de análises dinâmicas para rotação em pilares e vigas – FEMA e EC8

A Figura 4.30 representa as curvas de fragilidade para os limites de dano presentes no FEMA e EC8 para a rotação dos pilares e viga. Confirma-se que a norma FEMA é mais conservativa que a norma EC8, neste caso. A principal diferença entre as normas é a forma da curva de fragilidade. No caso das curvas de fragilidade do EC8, obteve-se curvas mais alongadas. No caso das curvas fragilidade da norma FEMA, nota-se que para intensidades até 400 [cm/s²], a inclinação das curvas é maior. Como foi referido anteriormente, este fenómeno é devido à consideração das vigas e à maior fragilidade das mesmas em relação aos pilares. No caso da norma do Eurocódigo 8, este fenómeno não é tão importante na definição da forma das curvas de fragilidade.

4.5 CONCLUSÃO

As curvas de fragilidade permitem determinar para uma certa intensidade a probabilidade de um edifício estar num certo Estado Limite. Para tal, é necessário definir os Estados Limite e os limites de danos correspondentes. Nesta secção foram descritos os procedimentos de avaliação da fragilidade de um edifício para as normas HAZUS, FEMA e Eurocódigo 8. A comparação entre análises dinâmicas e pushover das curvas de fragilidade obtidas permitiram concluir sobre o desempenho das análises pushover em relação às análises dinâmicas.

Num primeiro momento, foram descritos quatro procedimentos de cálculos. Cada procedimento ou norma é caracterizado pela definição de Estados Limite e da definição dos Limites de danos respetivos. Para a norma HAZUS e FEMA, os limites dependem do tipo de estrutura e do tipo de elemento considerado. A norma FEMA também tem em conta o desempenho sísmico exigido pelo projeto. No caso da norma HAZUS tem como particularidade a determinação do Estado Limite do edifício pela determinação prévia do Estado Limite estrutural e do Estado Limite não estrutural. No caso do Eurocódigo 8, os limites de danos são determinados para cada secção da estrutura dependendo das propriedades da secção, permitindo deste modo, resultados mais rigorosos. O procedimento simplificado do EC8, tem como particularidade a redução da estrutura de múltiplos graus de liberdade para um sistema equivalente de um grau de liberdade, tendo também em consideração o mecanismo de colapso da estrutura e a dissipação da energia histerética da estrutura.

Dos resultados obtidos de acordo com cada norma, compararam-se as curvas de fragilidade para análises dinâmicas e pushover. Relembra-se que o objetivo deste trabalho é avaliar o desempenho estrutural de edifícios e avaliar como os resultados da análise pushover adaptativa com aceleração espectral comparam com os da análise não-linear dinâmica na determinação do desempenho de um edifício. Para tal, para cada norma comparou-se as curvas de fragilidade da análise pushover e da análise dinâmica.

No procedimento preliminar foi feita uma comparação entre as intensidades sísmicas aceleração de pico, PGA, e acelerações espectrais, Sa(T), para a norma Hazus. Verifica-se ser um aspeto que não afeta a forma das funções de fragilidade, influenciando unicamente, e como esperado, o nível de intensidade a que estão associadas.

A semelhança evidenciada na forma das funções de fragilidade, definidas para ambas as medidas de intensidade sísmica, deve-se ao facto de o agrupamento efetuado com base na intensidade dos registos sísmicos ter conduzido a grupos que contêm aproximadamente os mesmos eventos. Assim, a escolha entre uma das medidas de intensidade sísmica avaliadas não afetará a definição das curvas de fragilidade estrutural.

Para os estados limites definidos pelas três normas, HAZUS, FEMA e EC8, as curvas de fragilidade usando análises não lineares dinâmicas revelaram ser mais conservativas. Pode assim concluir-se que

as curvas de fragilidade obtidas por análises pushover apresentam maiores diferenças para intensidades sísmicas mais elevadas, motivada pela incursão em regime não linear mais acentuado.

Esta constatação é válida para todas as curvas de fragilidade, para os parâmetros de resposta em drifts, rotações da corda de pilares e rotação da corda de vigas.

As curvas de fragilidade obtidas através do procedimento simplificado são ainda mais conservativas que as curvas dinâmicas. A grande diferença entre o procedimento simplificado e o procedimento seguido para os limites das outras normas reside na metodologia de determinação dos pontos de desempenho. Para as normas HAZUS, FEMA e EC8 foi utilizada a metodologia N2 que transforma a curva pushover numa curva bilinear e que considera a dissipação de energia histórica somente por um coeficiente de comportamento. No caso do procedimento simplificado, os pontos de desempenho são determinados a partir do espectro de resposta em função de deslocamentos. Neste procedimento é tida em conta a dissipação de energia histerética, o mecanismo de rotura e as características de resistência das secções da estrutura. Estes parâmetros permitem calibrar as curvas de fragilidade de modo a obter resultados semelhantes aos das análises dinâmicas.

A comparação entre curvas de fragilidade definidas considerando os limites dos pilares e os limites dos pilares e das vigas, permite perceber o mecanismo de rotura da estrutura. Para o pórtico em estudo, a participação da fragilidade das vigas é notável para intensidades baixas, a inclinação das curvas é maior. Após o colapso de todas as vigas, a progressão da curva de fragilidade é mais suave. Este fenómeno é devido ao facto dos limites de danos das vigas serem mais exigentes e o colapso ocorrer para intensidade baixas ao contrário das secções de pilares como se observa na evolução da curva de fragilidade definida para pilares.

A comparação entre métodos permite observar que a norma EC8 é menos conservativa. Sendo a definição dos Estados Limite semelhantes, as diferenças entre as curvas de fragilidade têm as seguintes justificações:

- A determinação dos limites de danos é global para as normas FEMA e HAZUS, enquanto que para o EC8 são definidos por secção;
- Para as normas FEMA e HAZUS existe um conjunto de classificações prévias do edifício que são diferentes. Por exemplo na norma HAZUS os edifícios são classificados segundo o tipo de regulamentação sísmica aplicada no projeto do edifício e na norma FEMA os limites de danos dependem do tipo de elemento estrutural considerado.
- No caso da norma FEMA o desempenho sísmico estrutural é avaliado pelo Estado Limite dos elementos estruturais e do Estado Limite dos elementos não-estruturais definidos separadamente. Ao contrário da norma HAZUS que define limites pela avaliação de elementos estruturais mas tendo em conta os elementos não-estruturais.
- A norma EC8 apresenta curvas a que correspondem menores fragilidades pelo facto de caracterizar o Estado Limite da estrutura de acordo com a deformação da secção que primeiro atingir o estado limite.

A comparação entre análises pushover e dinâmicas leva a conclusão que aplicação da análise pushover adaptativa e o método N2 de determinação do ponto de desempenho necessita de um ajustamento de modo a atingir os valores das análises dinâmicas.

5. CONCLUSÃO

Numa primeira parte do presente trabalho foram comparados diferentes tipos de análise pushover convencionais e adaptativos e conclui-se o seguinte:

- A análise pushover que tem resultados mais próximos da análise dinâmica é a análise pushover adaptativa com amplificação espectral. No entanto, as análises pushover convencionais com perfil triangular e proporcional ao primeiro modo conduzem a resultados próximos da análise adaptativa pelo facto de o primeiro modo da estrutura ter um fator de participação de cerca de 75%, logo a estrutura está essencialmente influenciada por este modo de vibração.
- A escolha do perfil de carregamento em análises pushover convencionais é muito importante para o rigor dos resultados. A utilização da análise pushover adaptativa pode ser substituída por uma análise convencional com um perfil de carregamento adequado no caso de a estrutura ser dependente do modo de vibração principal.
- A comparação entre análises pushover e dinâmicas mostra que as análises pushover apresentam valores de deslocamento e corte basal inferiores quando a estrutura se encontra em acentuado regime não linear (intensidades mais elevadas)
- Para a definição de pontos de desempenho para uma análise dinâmica deve-se considerar o deslocamento máximo e o correspondente corte basal. Esta conclusão é devida ao facto da deformação ser a base da avaliação da resistência sísmica.

Na segunda parte do trabalho foram traçadas as curvas de fragilidades que permitem determinar para uma certa intensidade a probabilidade de um edifício estar num certo Estado Limite. Da comparação de métodos e análises não lineares conclui-se o seguinte:

- No procedimento preliminar foi feita uma comparação entre as intensidades sísmicas aceleração de pico, PGA, e acelerações espectrais, $S_a(T)$, para a norma Hazus. Verifica-se ser um aspeto que não afeta a forma das funções de fragilidade, influenciando unicamente, e como esperado, o nível de intensidade a que estão associadas.
- Para as normas usadas na análise da estrutura em estudo, FEMA HAZUS e EC8, as curvas de fragilidade obtidas nas análises dinâmicas são mais conservativas. Esta constatação é válida para todas as curvas de fragilidade, para drifts, para rotações da corda de pilares e para a

rotação da corda de vigas. As curvas de fragilidade do procedimento simplificado são, por sua vez, mais conservativas que as curvas dinâmicas.

- Para as normas HAZUS, FEMA e EC8 foi utilizada a metodologia N2 que transforma a curva pushover numa curva bilinear e que considera a dissipação de energia histórica de forma aproximada. No caso do procedimento simplificado, os pontos de desempenho são determinados a partir do espectro de resposta em função de deslocamentos. Com estas observações pode-se concluir que a escolha do método N2 teve influência nos resultados. A elaboração de curvas de capacidade deve ser rigorosa e o procedimento de análise não linear deve ser eficiente, pois o impacto nos resultados das curvas de fragilidade é importante.
- A comparação entre curvas de fragilidade definidas considerando os limites dos pilares e os limites dos pilares e das vigas, permite perceber o mecanismo de rotura da estrutura. Para o pórtico em estudo, a participação da fragilidade das vigas é importante para intensidades baixas, sendo a inclinação das curvas maior. Após o colapso de todas as vigas, a progressão da curva de fragilidade é mais suave.
- A comparação entre métodos permite observar que a norma EC8 é menos conservativa. As diferenças entre métodos são caracterizadas pelo facto da definição dos Estados Limite serem semelhantes mas existirem diferenças entre as curvas de fragilidade. Estas diferenças são devidas, essencialmente, ao modo de determinação dos limites de danos, limites definidos globalmente ou por secção. Outra diferença é a prévia classificação das normas FEMA e HAZUS para a determinação dos limites devido ao facto da elaboração destas normas ter sido efetuada com base em ensaios de modelos estruturais e da consideração dos impactos da qualidade de construção e da regulamentação sísmica aplicada em projeto.

BIBLIOGRAFIA

- Akkar, S., Sucuoglu, H. and Yakut, A. (2005). Displacement-based fragility functions for low- and mid-rise ordinary concrete buildings. *Earthquake Spectra*, 21 (4), 901-927.
- Antoniou S., Pinho R. (2004). Advantages and limitations of adaptive and non-adaptive force-based adaptive pushover procedure. *Journal of Earthquake Engineering*, 8 (4), 497-522.
- Antoniou S., Pinho R. (2004). Development and verification of a displacement-based adaptive pushover procedure. *Journal of Earthquake Engineering*, 8 (5), 643-661.
- ATC40 (1996). *Applied Technology Council, Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, Vol. 1 and 2.*
- Bhatt, C., Bento, R., Pinho, R. (2010). Using Nonlinear Static Procedures for Seismic Assessment of the 3D Irregular SPEAR Building. *Earthquake and Structures*, 11(2), 177-195.
- Bertero, R. D., & Bertero, V. V. (2002). Performance-based seismic engineering: the need for a reliable conceptual comprehensive approach. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31 (3), 627-652.
- Borzi, B., Pinho R. , and Crowley H. (2007) Simplified pushover-based vulnerability analysis for large-scale assessment of RC buildings. *ScienceDirect, Engineering Structures* 30(2008), 804-820.
- Casarotti, C., & Pinho, R. (2007). An Adaptive Capacity Spectrum Method for assessment of bridges subjected to earthquake action. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 5 (number 3), 377-390.
- Casarotti, C., Pinho, R., & Calvi, G. M. (2005). *Adaptive pushover-based methods for seismic assessment and design of bridge structures*. Pavia, Italy.
- Crowley, H. (2005), Development of a displacement-based method for earthquake loss assessment. Ph.D. Thesis, European School for Advanced Studies in Reduction of Seismic Risk (ROSE School), University of Pavia, Italy
- CEN (2003). Eurocode 8 - *Design of structures for earthquake resistance. Part1 – General rules, seismic actions and rules for buildings*. PrEN 1998-1. CEN, Brussels.
- CEN (2004). Eurocode 8 - *Design of structures for earthquake resistance. Par3 – Assessment and retrofitting of buildings*. PrEN 1998-3. CEN, Brussels.
- Chopra, A. K., & Goel, R. K. (2002). A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31 (3), 561-582.
- Fajfar, P. (1998). Trends in seismic design and performance evaluation approaches. *Proceedings of the Proceedings of the eleventh european conference on earthquake engineering: 6-11 September 1998, Paris, France: invited lectures*, 237.
- Fajfar, P., & Fischinger, M. (1988). N2—a method for nonlinear seismic analysis of regular structures. *Proceedings of the Proceedings of 9th World Conference of Earthquake Engineering*, Tokyo-Kyoto, Japan, 5, 111-116.
- FEMA356 (2000). *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*. Federal Emergency Management Agency.

- Freeman, S., Nicoletti, J., & JV, T. (1975). Evaluations of existing buildings for seismic risk - A case study of puget sound naval shipyard. *Proceedings of the U.S. National Conference on Earthquake Engineers*, Berkeley.
- HAZUS – MH MR5 (2001). *Tecnical and User's Manual*. Federal Emergency Management Agency.
- Kalkan, E., & Kunnath, S. K. (2006). Adaptive Modal Combination Procedure for nonlinear static analysis of building structures. *Journal of Structural Engineering*, 132 (11), 1721-1731.
- Krawinkler, H., & Seneviratna, G. D. P. K. (1998). Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation. *Engineering Structures*, 20 (4-6), 452-464.
- Marques, M. (2011). *Avaliação probabilística da segurança sísmica de edifícios*. Tese de Doutoramento de Estruturas, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- Meyer, C. (1989). Inelastic seismic analysis of concrete buildings. *Proceedings of the Seismic Engineering: Research and Practice*, May 1-5. San Francisco, CA, USA, 837-846.
- Park, R., & Paulay, T. (1975). *Reinforced concrete structures*. New York, John Wiley & Sons Inc. pp. 769.
- Porter, K., Kennedy, R., & Bachman, R. (2007). Creating fragility functions for performance-based earthquake engineering. *Earthquake Spectra*, 23 (2), 471-489.
- Ribeiro, J. (2008). *Vulnerabilidade sísmica da rede de telecomunicações*. Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Lisboa. Orientação: Prof.^a Rita Bento.
- SEAOC (1995). Performance-based seismic engineering of buildings. Part 2: Conceptual framework. *Vision 2000 Committee, Structural Engineers Association of California, Sacramento, California*.
- Tso, W. K., & Moghadam, A. S. (1998). Pushover procedure for seismic analysis of buildings. *Progress in Structural Engineering and Materials*, 1 (3), 337-344.

A. ANEXO

Comparação das curvas de desempenho de análise pushover pelo método N2 e os resultados das análises dinâmicas.

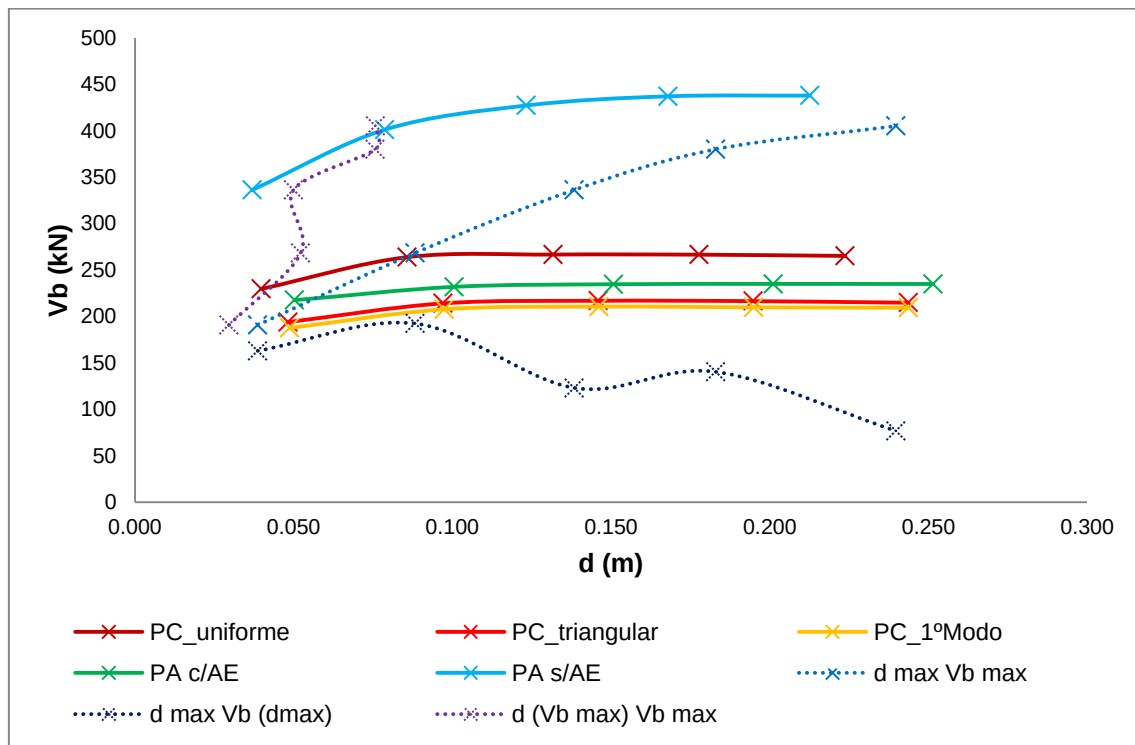


Figura A.0.1: Curvas de desempenho (acc_02)

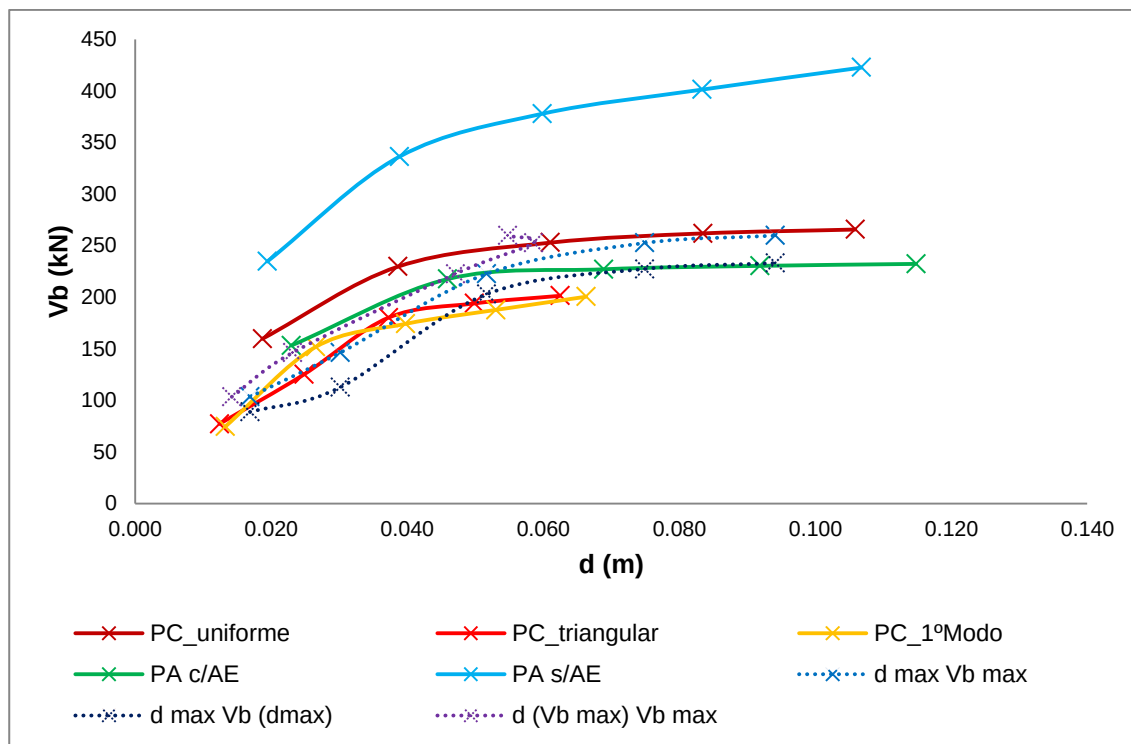


Figura A.0.2: Curvas de desempenho (acc_04)

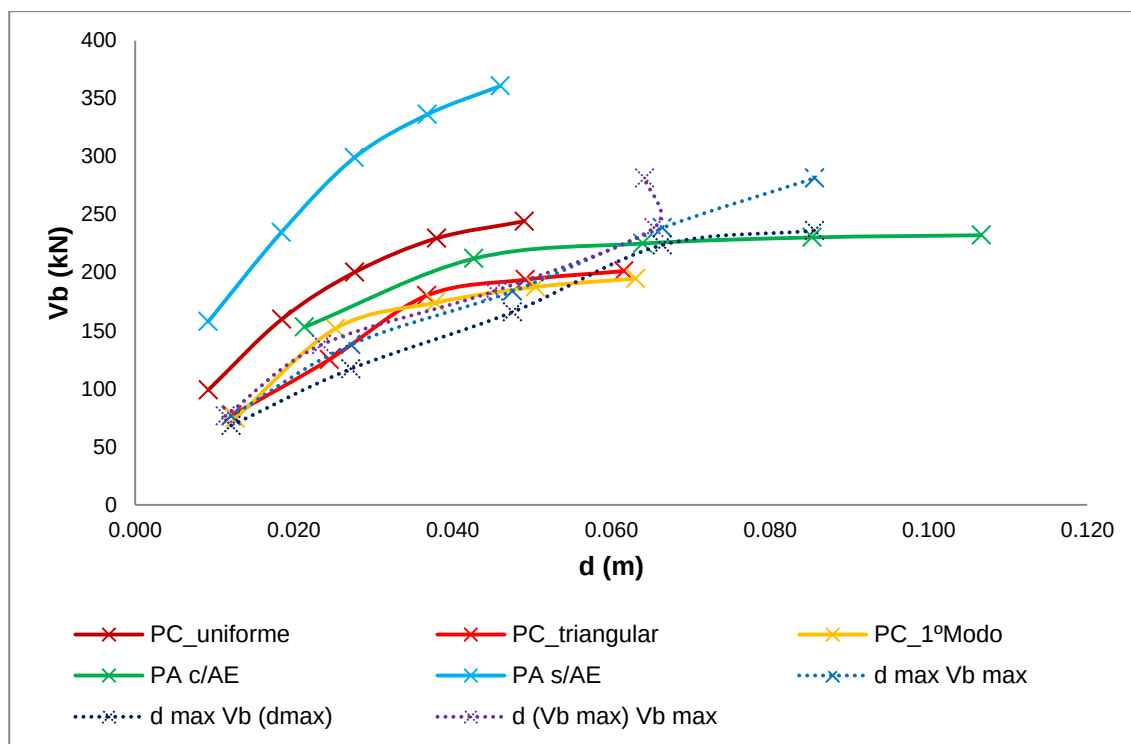
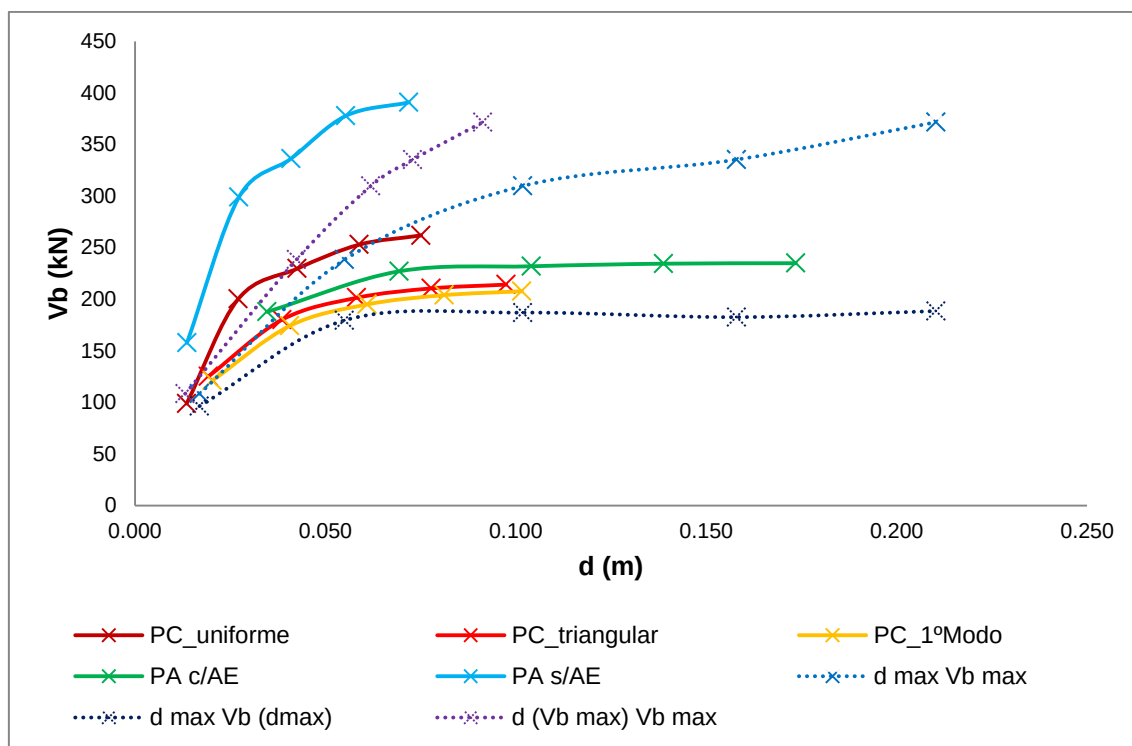
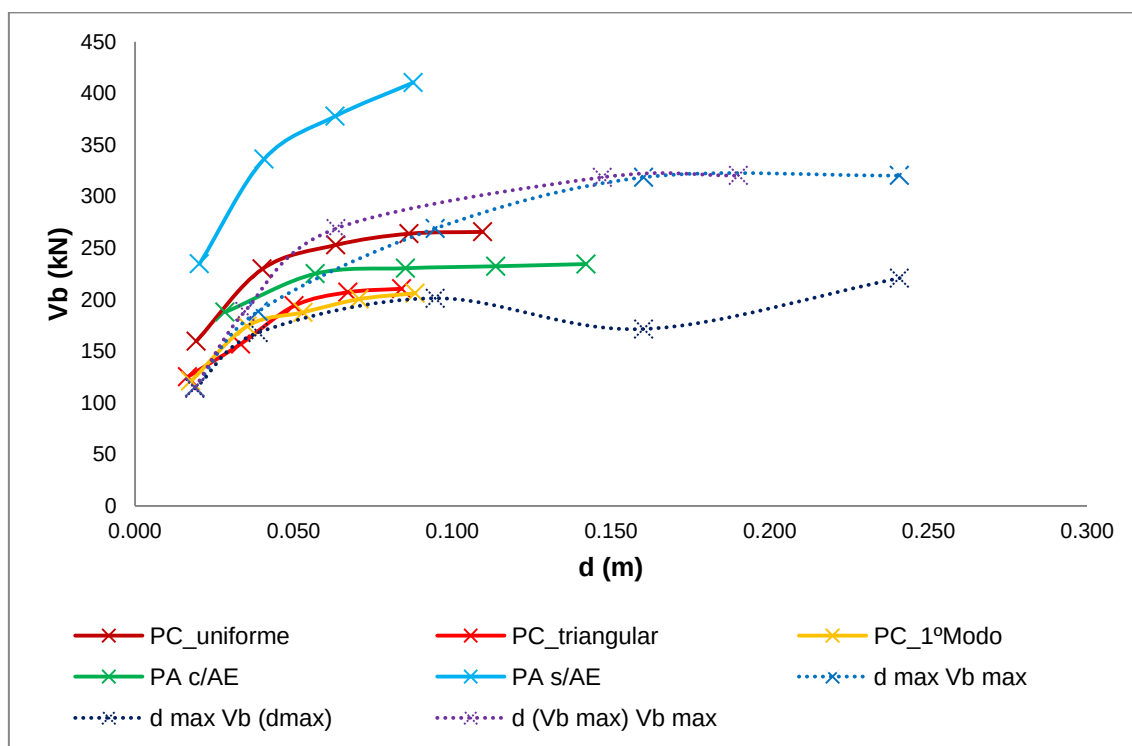


Figura A.0.3: Curvas de desempenho (acc_06)

Figura A.0.4: Curvas de desempenho (acc_{08})Figura A.0.5: Curvas de desempenho (acc_{10})

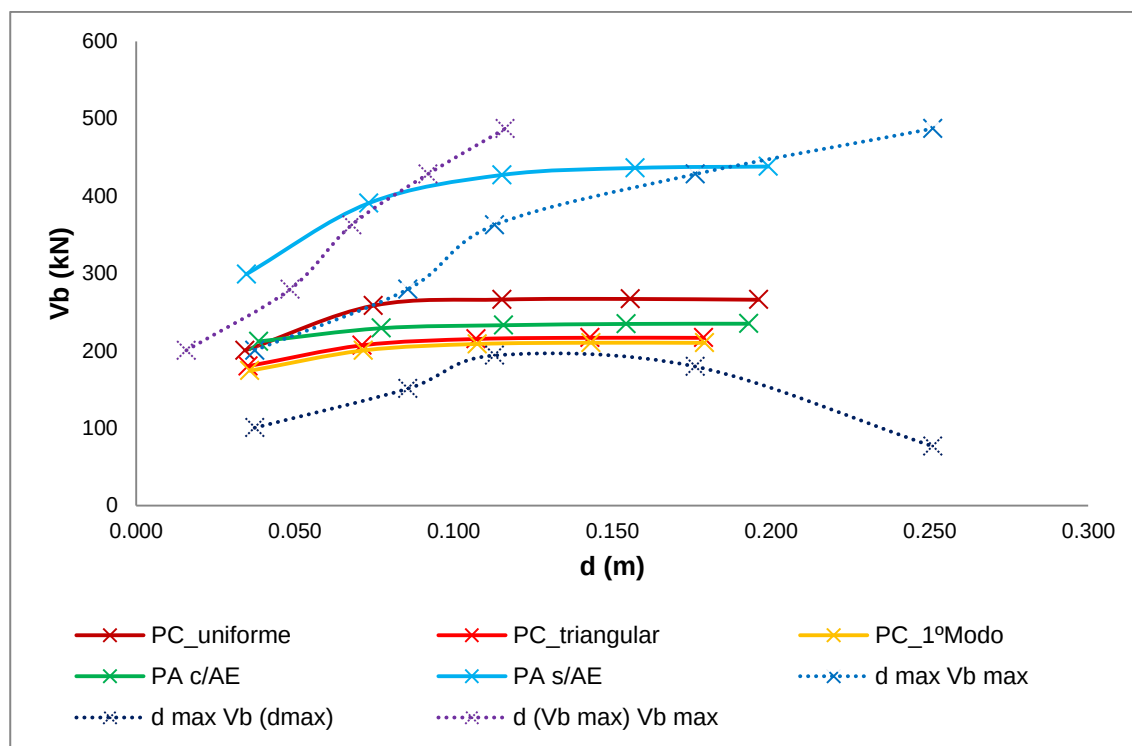


Figura A.0.6: Curvas de desempenho (acc_12)

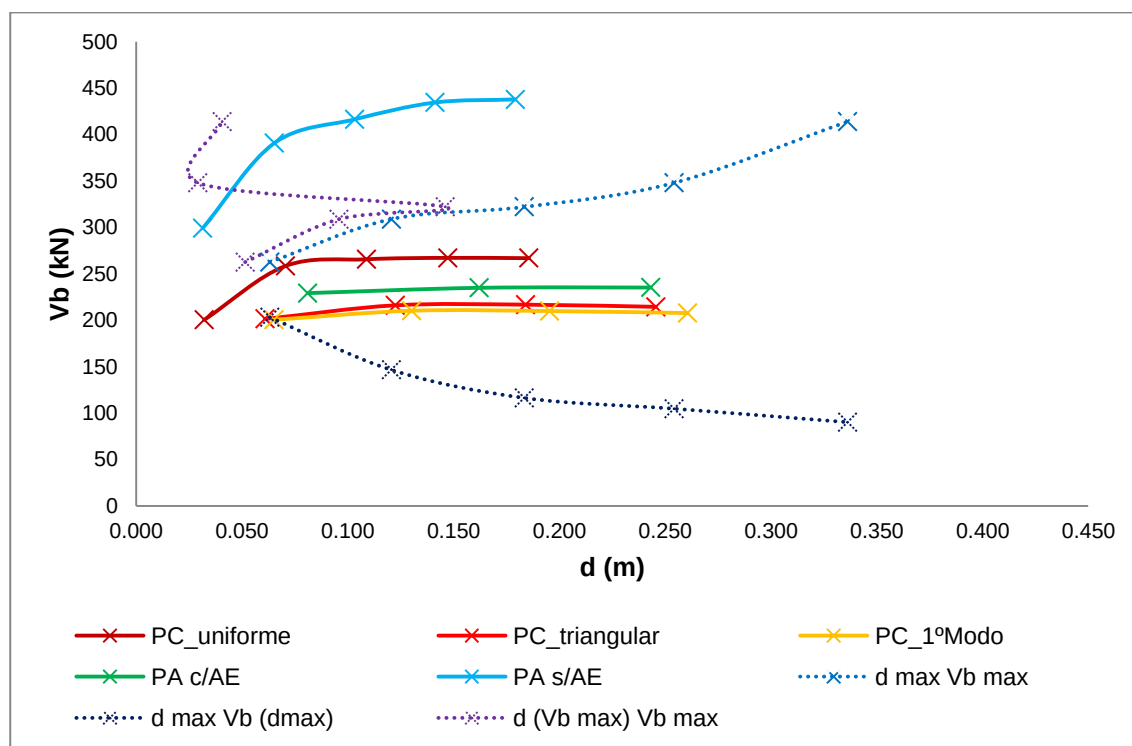
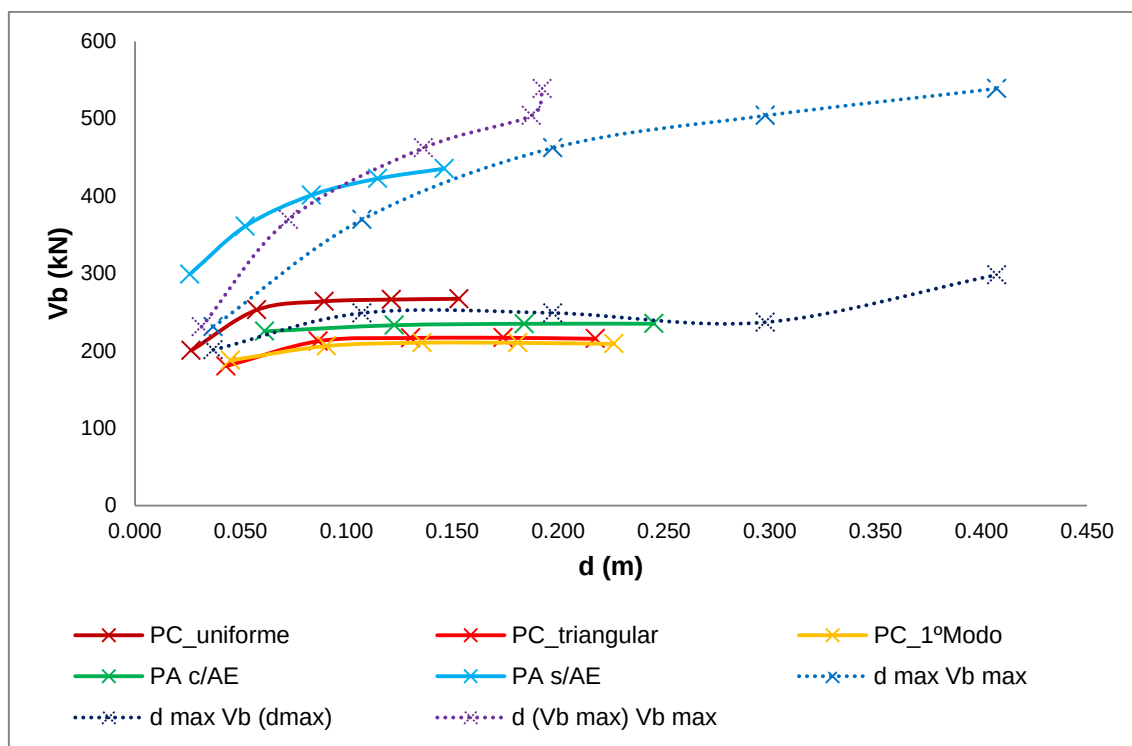
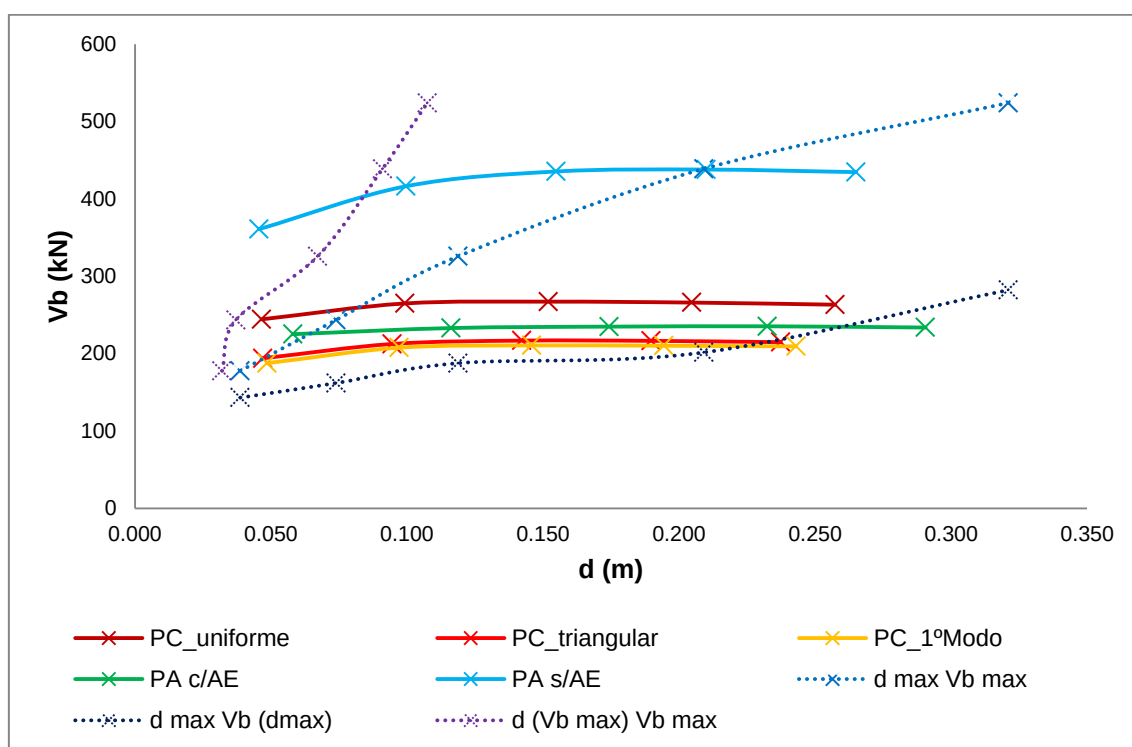


Figura A.0.7: Curvas de desempenho (acc_14)

Figura A.0.8: Curvas de desempenho (acc_{16})Figura A.0.9: Curvas de desempenho (acc_{18})

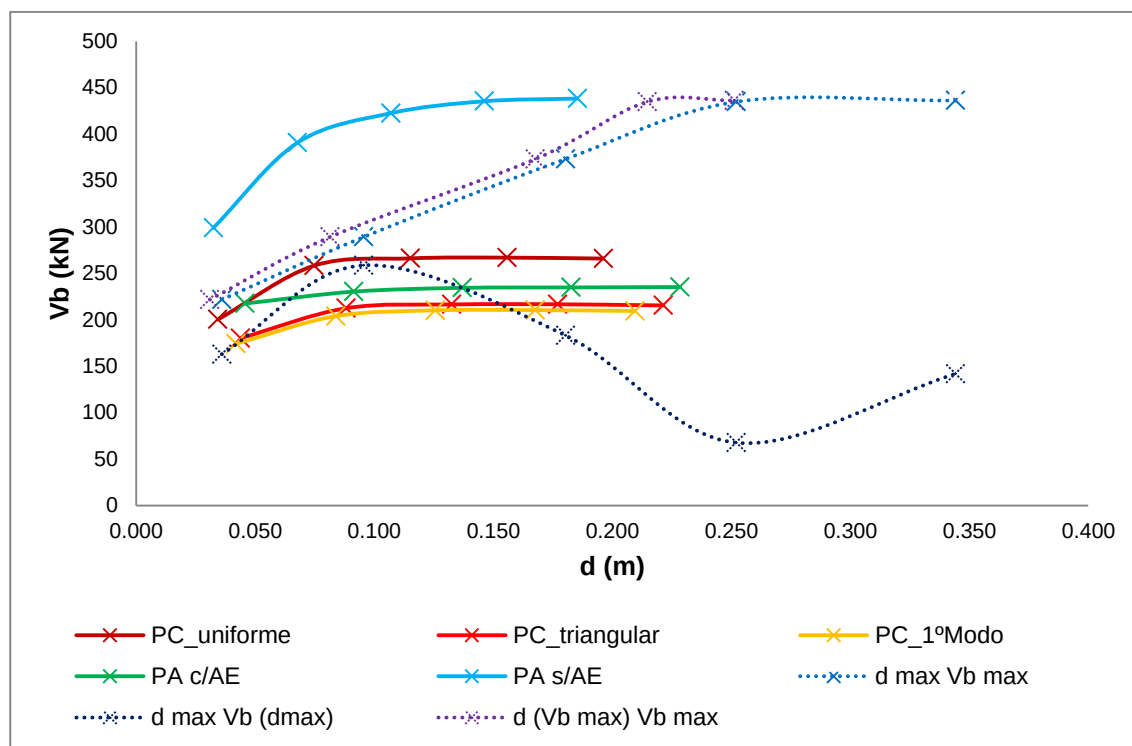


Figura A.0.10:: Curvas de desempenho (acc_20)