



UNIVERSIDADE TÉCNICA DE LISBOA
INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO

**MODELO COMPUTACIONAL DE AVALIAÇÃO
DO RISCO SÍSMICO DE EDIFÍCIOS**

João Manuel Carvalho Estêvão
(Licenciado)

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre
em Engenharia de Estruturas

Orientador:

Doutor Carlos Alberto Ferreira de Sousa Oliveira

Júri:

Doutor Carlos Alberto Ferreira de Sousa Oliveira

Doutor Francisco Baptista Esteves Virtuoso

Doutor Alfredo Peres de Noronha Campos Costa

Dezembro de 1998

O presente trabalho visa o desenvolvimento de um modelo computacional de avaliação do risco sísmico de edifícios.

A inteligência artificial é apresentada no contexto da engenharia sísmica, nomeadamente por apresentação dos sistemas periciais, dos sistemas *fuzzy*, das redes neuronais e dos sistemas *fuzzy* neuronais.

Abordam-se os tipos mais usuais de análise da casualidade sísmica, e as condicionantes dos efeitos locais nesse tipo de análise.

Resumem-se as correntes metodologias de avaliação do risco sísmico, classificando-as em três grupos distintos: tipologistas, mecanicistas e híbridas.

Propõe-se um modelo computacional de avaliação do risco sísmico (híbrido), em que uma avaliação qualitativa é correlacionada com um valor probabilístico, através de uma rede neuronal. A rede é treinada com os resultados da fragilidade estrutural, obtida em edifícios tipo, com base em simulações numéricas (método de Monte Carlo), e com os valores de um indicador de vulnerabilidade (qualitativo), que é processado por um sistema *fuzzy*.

Inicia-se a implementação de um sistema integrado de avaliação do risco sísmico (programa SRAPOR), constituído por uma base de dados de sismos, por um sistema de informação geográfica e por um módulo de análise da casualidade sísmica.

Exemplifica-se a aplicação do modelo desenvolvido, a um edifício fictício, sito na cidade de Faro.

ABSTRACT

The aim of the present work is to develop a computer model for building assessment of seismic risk.

Artificial intelligence is reviewed in earthquake engineering context, namely by presenting expert systems, fuzzy systems, artificial neural network and neuro-fuzzy systems.

We focus the most usual seismic hazard analysis methods, and the influence of site effects on that kind of analysis.

Current methodologies used in seismic risk assessment for buildings are reviewed and categorised in three groups: typological, mechanistic and hybrid.

A computer model for seismic risk assessment (hybrid) is proposed, in which a neural network relates a qualitative evaluation with a probabilistic value. The neural network is trained with the structural fragility, obtained with a numerical simulation (Monte Carlo method), and with vulnerability index (qualitative), obtained with a fuzzy system.

We begin with the implementation of an integrated system for seismic risk assessment (the program SRAPOR), that is built in with an earthquake database, a geographic information system and a seismic hazard analysis module.

A schematic structure, sited in the city of Faro, served as an example of the application of the developed model.

PALAVRAS-CHAVE

RISCO SÍSMICO

CASUALIDADE SÍSMICA

VULNERABILIDADE SÍSMICA

FIABILIDADE ESTRUTURAL

SISTEMAS PERICIAIS DIFUSOS

REDES NEURONAIS

KEYWORDS

SEISMIC RISK

SEISMIC HAZARD

SEISMIC VULNERABILITY

STRUCTURAL RELIABILITY

FUZZY EXPERT SYSTEMS

NEURAL NETWORKS

AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Doutor Carlos Sousa Oliveira, pela orientação prestada, pela disponibilidade apresentada, e por transmitir um entusiasmo contagiante sobre tudo o que se relaciona com a engenharia sísmica.

À Escola Superior de Tecnologia da Universidade do Algarve, e em particular à Área Departamental de Engenharia Civil pelas facilidades proporcionadas para a realização deste trabalho.

Ao Eng. Carlos Martins, Director da Área Departamental de Engenharia Civil da EST/UAAlg, por me ter incentivado a enveredar pelo estudo da engenharia sísmica.

A todos os meus colegas da EST/UAAlg, que de alguma forma me ajudaram na realização deste trabalho, particularmente: ao Mário Jesus, pelos ensinamentos prestados no domínio da inteligência artificial; ao José Rodrigues, pelos esclarecimentos e pela troca de ideias no domínio dos sistemas de informação geográfica e ao Vítor Charneca, pelos esclarecimentos envolvendo a cartografia.

À Dulce, por estar sempre a meu lado, ajudando-me naquilo que lhe era possível, arcando nestes últimos dois anos com uma sobrecarga de trabalho, nomeadamente na educação dos nossos filhos, em virtude das minhas ausências em Lisboa, ou por eu estar a trabalhar.

Aos meus filhos Pedro e André, a quem dedico este trabalho, por terem compreendido as minhas ausências, e a minha falta de disponibilidade para lhes dar a atenção devida, ao longo destes dois últimos anos.

Aos meus pais e a todos os familiares e amigos que, de um modo geral, contribuíram para a realização deste trabalho.

ÍNDICE

Capítulo 1 - Introdução	1
1.1. Enquadramento geral	1
1.2. Alguns sismos importantes	2
1.3. Âmbito, motivação e objectivo da tese	6
1.4. Organização do trabalho.....	7
Capítulo 2 - A inteligência artificial na engenharia sísmica	9
2.1. Generalidades	9
2.2. Sistemas periciais.....	10
2.2.1. Peritos.....	10
2.2.2. Desenvolvimento de um sistema pericial.....	11
2.2.3. Factos e regras	11
2.2.4. Motor de inferência.....	12
2.3. Sistemas <i>fuzzy</i>	13
2.3.1. Conjuntos <i>fuzzy</i>	14
2.3.1.1. Definição.....	14
2.3.1.2. Operações básicas nos conjuntos <i>fuzzy</i>	15
2.3.1.3. Cortes α	17
2.3.1.4. Funções de pertença	18
2.3.1.5. O cálculo probabilístico e os conjuntos <i>fuzzy</i>	23
2.3.2. Lógica <i>fuzzy</i>	25
2.3.2.1. Raciocínio possibilístico	25
2.3.2.2. Sistemas periciais <i>fuzzy</i>	28
2.4. Redes neuronais.....	34
2.4.1. Características das redes neuronais	36
2.4.2. Tipos de redes neuronais	38
2.4.3. Arquitecturas de redes neuronais.....	39
2.4.4. Tipos de aprendizagem em redes neuronais	41

2.4.5. Algoritmo da retropropagação do erro	41
2.5. Sistemas <i>fuzzy</i> neuronais	44
Capítulo 3 - A casualidade sísmica e os efeitos locais	45
3.1. Análise da sismicidade.....	45
3.1.1. Distribuição no tempo.....	46
3.1.2. Distribuição das magnitudes.....	47
3.2. Casualidade sísmica.....	48
3.2.1. Modelos deterministas.....	49
3.2.2. Modelos probabilistas.....	50
3.2.3. Incertezas na análise da casualidade sísmica	53
3.3. Efeitos locais	54
3.3.1. Efeitos geológicos locais	54
3.3.2. Efeitos topográficos locais.....	55
3.3.3. Liquefacção.....	56
3.3.4. Assentamentos	57
3.3.5. Deslizamentos.....	58
3.4. Zonamento sísmico.....	58
3.5. Movimentos sísmicos consistentes com a casualidade sísmica.....	60
Capítulo 4 - Avaliação do risco sísmico de edifícios.....	61
4.1. Definição de risco sísmico	61
4.2. Vulnerabilidade sísmica de edifícios	62
4.3. Metodologias de avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios.....	63
4.3.1. Metodologias tipologistas	64
4.3.2. Metodologias mecanicistas.....	67
4.3.2.1. Índice de danos	69
4.3.2.2. Modelação e análise estrutural.....	76
4.3.2.3. Avaliação da fiabilidade estrutural usando a simulação.....	84
4.3.3. Metodologias híbridas	85
4.4. Previsão das perdas	87
Capítulo 5 - Proposta de um modelo de avaliação do risco sísmico.....	88
5.1. Fontes de informação	88
5.2. Tipos de incertezas.....	91

5.3. Esquema geral do modelo	92
5.4. A função da rede neuronal.....	94
5.5. O sistema <i>fuzzy</i>	96
5.6. A simulação numérica.....	99
5.7. A análise da casualidade sísmica	103
5.8. O cálculo do risco sísmico	104
Capítulo 6 - Início da implementação do modelo proposto	106
6.1. Organização do programa	106
6.2. Catálogo sísmico	107
6.3. Sistema de informação geográfica	109
6.4. Módulo da casualidade sísmica	113
6.4.1. Opção do modelo de Cornell	113
6.4.2. Opção do modelo de Der Kiureghian e Ang.....	114
Capítulo 7 - Exemplo de aplicação do modelo proposto	118
7.1. Objectivo	118
7.2. Análise da casualidade sísmica da cidade de Faro	118
7.3. Determinação da vulnerabilidade sísmica da tipologia	121
7.4. Cálculo do risco sísmico do edifício fictício	127
Capítulo 8 - Conclusões finais e propostas de trabalhos futuros	131
8.1. Conclusões.....	131
8.1.1. Generalidades sobre o modelo proposto	131
8.1.2. Resultados da casualidade sísmica.....	131
8.1.3. Resultados da vulnerabilidade sísmica.....	132
8.1.4. O programa SRAPOR	133
8.2. Propostas de trabalhos futuros	133
8.2.1. Desenvolvimentos futuros	133
8.2.2. Aplicações futuras.....	133
Bibliografia.....	134

ÍNDICE DE FIGURAS

Capítulo 2 - A inteligência artificial na engenharia sísmica

Figura 1 - As componentes de um sistema pericial	12
Figura 2 - Função característica χ , para um conjunto clássico e função de pertença μ , para um conjunto <i>fuzzy</i>	14
Figura 3 - Complemento, união e intercepção de conjuntos <i>fuzzy</i>	15
Figura 4 - Operações aritméticas com conjuntos <i>fuzzy</i>	16
Figura 5 - Conjuntos <i>fuzzy</i> : a) normal ; b) não normal ; c) convexo ; d) não convexo	17
Figura 6 - Cortes α	18
Figura 7 - Funções de pertença translaccionais	19
Figura 8 - Funções de pertença rotacionais.	21
Figura 9 - Representação de um modelo angular.....	22
Figura 10 - Comparação entre a lógica clássica e a lógica <i>fuzzy</i>	25
Figura 11 - Arquitectura de um sistema <i>fuzzy</i>	29
Figura 12 - Aplicação do método de Mamdani	31
Figura 13 - Controlador de informação <i>fuzzy</i>	32
Figura 14 - Exemplos do processo de <i>desfuzzificação</i>	33
Figura 15 - Esquema da constituição de uma célula do cérebro.....	34
Figura 16 - Exemplo de uma rede neuronal simples.....	35
Figura 17 - Diagrama esquemático de um neurónio artificial	35
Figura 18 - Funções de activação típicas em redes neuronais	36
Figura 19 - Aprendizagem e generalização	38
Figura 20 - Categorias das redes neuronais em função do tipo de aplicação	39
Figura 21 - Exemplo de uma rede neuronal <i>feedforward</i> de vários níveis	40
Figura 22 - Categorias das redes neuronais em função do tipo de arquitectura	40

Figura 23 - Categorias das redes neuronais em função do tipo de aprendizagem.....	41
Figura 24 - Generalizações de padrões de treino.....	43
Figura 25 - Exemplo de uma rede <i>fuzzy</i> neuronal simples.....	44
 Capítulo 3 - A casualidade sísmica e os efeitos locais	
Figura 26 - Danos causados pelo sismo do Chile de 1985, em Viña del Mar	55
Figura 27 - Exemplo de liquefacção microscópica e macroscópica	56
 Capítulo 4 - Avaliação do risco sísmico de edifícios	
Figura 28 - Evoluções típicas da vulnerabilidade sísmica para o colapso.....	63
Figura 29 - Representação esquemática da obtenção do consenso da opinião pericial	65
Figura 30 - Previsão da probabilidade de se atingir um determinado nível de danos.....	68
Figura 31 - Relação entre uma variável de dano e o índice de danos	69
Figura 32 - Modelo de comportamento hysterético do betão proposto por Tompson e Park	79
Figura 33 - Características principais do diagrama tensões-extensões do aço.....	81
Figura 34 - Modelo de comportamento hysterético do aço de Giuffrè-Menegotto-Pinto.....	82
 Capítulo 5 - Proposta de um modelo de avaliação do risco sísmico	
Figura 35 - Esquema da recolha de informação	89
Figura 36 - Esquema da medição <i>in situ</i> das características dinâmicas dos edifícios.....	90
Figura 37 - Transformada de Fourier do registo obtido no acelerógrafo colocado no topo de um dos edifícios	91
Figura 38 - Fluxograma geral do modelo proposto	93
Figura 39 - Processamento da rede neuronal de um edifício de betão armado	95
Figura 40 - Fluxograma de treino das redes neuronais propostas	96

Figura 41 - Exemplo de algumas funções de pertença.....	97
Figura 42 - Exemplo do resultado de uma avaliação qualitativa com um sistema <i>fuzzy</i>	99
Figura 43 - Fluxograma representativo da simulação proposta	102
Figura 44 - Representação esquemática de zonas sismogénicas	104

Capítulo 6 - Início da implementação do modelo proposto

Figura 45 - Aspecto geral do menu principal do programa, com apresentação do mapa de uma região seleccionada.....	107
Figura 46 - Mapa de epicentros dos sismos da base de dados	108
Figura 47 - Exemplo da edição dos sismos instrumentais de 1969	109
Figura 48 - Exemplo da obtenção dos dados de um sismo	110
Figura 49 - Exemplos dos gráficos gerados pelo SIG.....	112
Figura 50 - Exemplo da subdivisão das zonas sismogénicas em arcos de circunferência para a determinação de $P[Y > y E_j]$	113
Figura 51 - Transformação de coordenadas em polígonos convexos de quatro lados	115
Figura 52 - Zona geradora de eventos sísmicos sem orientação definida para as falhas	116

Capítulo 7 - Exemplo de aplicação do modelo proposto

Figura 53 - Mapa das zonas de geração sísmica 1 e 2	119
Figura 54 - Casualidade sísmica obtida para os modelos de análise e para as zonas consideradas	120
Figura 55 - Probabilidade de excedência e densidade de probabilidade para 50 anos.....	121
Figura 56 - Estrutura da tipologia em estudo.....	121
Figura 57 - Rede neuronal <i>Multilayer Feedforward</i> utilizada no exemplo.....	127
Figura 58 - Estruturas para as quais foi efectuada a avaliação do risco sísmico	128
Figura 59 - Curvas de fragilidade correspondentes às estruturas A e B da figura 58.....	129

ÍNDICE DE QUADROS

Capítulo 3 - A casualidade sísmica e os efeitos locais

Quadro I -	Comparação entre zonamento e microzonamento	59
------------	---	----

Capítulo 5 - Proposta de um modelo de avaliação do risco sísmico

Quadro II -	Períodos de retorno para diversos tipos de sismos.....	103
Quadro III -	Níveis de desempenho de edifícios face à ocorrência de sismos	105

Capítulo 6 - Início da implementação do modelo proposto

Quadro IV -	Valores da probabilidade $P_j[Y > y E_{j,m}]$, em função da posição relativa entre o epicentro e o local em estudo, para um dado comprimento de rotura	117
-------------	---	-----

Capítulo 7 - Exemplo de aplicação do modelo proposto

Quadro V -	Acelerações de pico (cm/s^2), ao nível do estrato rochoso, na cidade de Faro, para um período de retorno de 1000 anos e profundidade de foco de 15 km.....	119
Quadro VI -	Definição das variáveis linguísticas.....	123
Quadro VII -	Espectros de potência normalizados.....	124
Quadro VIII -	Valores médios e desvios padrão das variáveis relacionadas com o indicador de vulnerabilidade	125
Quadro IX -	Valores médios e desvios padrão das variáveis independentes do indicador de vulnerabilidade.....	125

1.1. Enquadramento geral

Os sismos são fenómenos naturais que têm atemorizado o Homem ao longo da História, dada a sua natureza imprevisível e incontável e a sua grande capacidade destrutiva. Há mais de dois mil anos já o Homem tentava prever e quantificar tais fenómenos, como mostram os artefactos arqueológicos chegados até hoje e descobertos na China.

A previsão da ocorrência espacial e temporal dos sismos não é ainda fiável, apesar dos esforços nesse sentido e dos avanços científicos e tecnológicos registados nas últimas décadas.

O Homem tem tentado minimizar o impacto dos sismos de grande capacidade de destruição, nomeadamente com a adopção de procedimentos de dimensionamento e técnicas construtivas de acordo com regulamentos elaborados à luz do conhecimento científico mais avançado existente à data. São exemplos disso, o Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (1983), com aplicação em Portugal, e o Eurocódigo 8 (1994), que se pretende que venha a ser adoptado na Europa. No entanto, esses são esforços que só têm implicações nas novas construções, e não em todo um parque habitacional que já está edificado e cuja resposta a sismos violentos é difícil de avaliar.

Alguns países estão a implementar medidas que visam reforçar o património edificado, com base nos conhecimentos que hoje temos sobre o comportamento dos edifícios, face à ocorrência de sismos. Esse conhecimento é adquirido através da observação do comportamento dos edifícios em cidades confrontadas com este tipo de fenómeno, de observações de ensaios laboratoriais ou de análises com modelos numéricos.

Face ao elevado custo das medidas de intervenção atrás referidas, é necessário desenvolver metodologias de avaliação do risco sísmico de edifícios, que permitam racionalizar as intervenções, por forma a otimizar os recursos desses países, e que permitam a elaboração de planos de actuação em cenários pós-sismos. O impacto global (económico e social) de um sismo que se faça sentir de forma muito intensa sobre um país ou região, é muito negativo, levando anos a ser restabelecido o património destruído.

Portugal, ao longo da sua História, já se deparou com cenários de catástrofe em consequência da ocorrência de sismos. No entanto, as construções recentes de betão armado não têm sido postas à prova em virtude de, nas últimas décadas, não terem ocorrido eventos sísmicos com grandes intensidades, excepção feita aos Açores, nomeadamente no caso dos sismos de 1 de Janeiro de 1980 e de 9 de Julho de 1998, que afectaram essencialmente construções de alvenaria de pequeno porte.

Face a esta situação, é necessário desenvolver, para Portugal, metodologias e ferramentas de avaliação do risco sísmico, a nível local, para que possam ser tomadas medidas com o intuito de minimizar esse mesmo risco, e que sejam consistentes com as realidades de cada local em estudo, nomeadamente a localização geográfica, a geologia local e as características das construções.

1.2. Alguns sismos importantes

Para se entender a importância da avaliação do risco sísmico das construções existentes, é necessário observar os efeitos dos sismos ocorridos no passado, relativamente a alguns dos quais se salientam aspectos que se consideram relevantes:

- 26 de Janeiro de 1531 - Causou danos no centro de Portugal continental, com epicentro provável na região de Benavente (Senos *et al.*, 1994);

- 27 de Dezembro de 1722 - Afectou vários centros urbanos do Algarve, onde se situou o epicentro, provocando danos consideráveis em Loulé (Senos *et al.*, 1994);
- 1 de Novembro de 1755 - Um dos maiores sismos de que há memória histórica. Foi o sismo com consequências mais catastróficas em Portugal, causando destruição maciça na zona de Lisboa e Algarve (Faro, Silves e Lagos), tendo sido sentido nos Açores, na Madeira, em Marrocos e por toda a Europa, fazendo cair chaminés em Espanha, a mais de 800 km do epicentro. O número de vítimas terá sido entre 60000 e 80000 pessoas, sendo grande parte desse número em consequência do maremoto. Este sismo foi e tem sido muito estudado e documentado, tendo contribuído para um primeiro desenvolvimento na forma de construir da época (Oliveira, 1977);
- 11 de Novembro de 1858 - Um dos grandes sismos que afectaram Portugal, provocando danos na zona de Setúbal (Senos *et al.*, 1994);
- 18 de Abril de 1906 - Um dos maiores sismos ocorridos na Califórnia, originado na falha de Santo André, cujo deslocamento ascendeu os 270 km, causando grande destruição na cidade de São Francisco. A observação dos deslocamentos relativos ocorridos após esse sismo serviram de suporte às teorias vindoras sobre o mecanismo de geração dos sismos (Oliveira, 1977);
- 23 de Abril de 1909 - Foi o sismo com maior intensidade que afectou Portugal continental neste século, registado em vários observatórios sismográficos, destruindo Benavente, onde se situou o epicentro (Senos *et al.*, 1994);
- 1 de Setembro de 1923 - Foi um dos sismos mais devastadores deste século, com epicentro na região de Kanto, no Japão, tendo arrasado as cidades de Yokohama e Tóquio, provocando 143000 mortos. Este sismo ficou famoso por vários motivos. Em primeiro lugar, face à destruição induzida pelos muitos incêndios surgidos (mais de 447000 casas arderam além das 128000 que ficaram destruídas pelas vibrações sísmicas). Em segundo, porque muito conhecimento foi adquirido quanto à importância dos efeitos locais no grau de

destruição das construções. Por último, porque ajudou a mostrar que era adequado, em muitos casos, o dimensionamento dos edifícios considerando a acção dos sismos como forças estáticas equivalentes. Dois anos após este sismo foi fundado o “Earthquake Research Institute” (Hu *et al.*, 1996);

- 29 de Fevereiro de 1960 - Este sismo, de relativa pequena magnitude, com epicentro próximo da cidade de Agadir, em Marrocos, destruiu essa cidade, onde, numa população de 33000 habitantes, 12000 morreram e 12000 ficaram feridos. Mesmo as construções de betão armado, que haviam sido dimensionadas para resistir a sismos, sofreram danos muito importantes, face à não existência de um regulamento adequado e convenientemente seguido (Oliveira, 1977);

- 28 de Março de 1964 - Foi um dos maiores sismos já registados, tendo provocado grandes danos em Anchorage, no Alasca, onde os violentos movimentos sísmicos causaram grande compactação e liquefacção nos solos, e deslizamentos de taludes. Este sismo originou um *tsunami* (maremoto) que devastou diversas cidades ao longo do Golfo do Alasca (Bolt, 1981);

- 16 de Junho de 1964 - Tendo tido epicentro no mar, a norte de Niigata, no Japão, provocou a liquefacção em grandes áreas, o que causou o afundamento parcial no solo de muitos edifícios sem danos estruturais. Os conhecimentos sobre o fenómeno de liquefacção evoluíram bastante com este sismo que também originou um *tsunami* (Hu *et al.*, 1996);

- 4 de Fevereiro de 1975 - Este foi um caso notável de previsão com sucesso da ocorrência de um evento sísmico, quer em termos espaciais quer em termos temporais. O sismo que teve epicentro na região de Haicheng, China, foi previsto dois anos antes, tendo as autoridades Chinesas tomados medidas de prevenção (Oliveira, 1977);

- 28 de Julho de 1976 - Este sismo, ocorrido próximo da cidade de Tangshan, na China, vitimou cerca de 240000 habitantes, mil vezes mais do que o sismo

de Haicheng, apesar dos danos serem semelhantes, o que salienta a importância das medidas de prevenção (Hu *et al.*, 1996);

- 1 de Janeiro de 1980 - Este sismo que afectou o território nacional, causou grandes estragos na cidade de Angra do Heroísmo, essencialmente em edifícios de um a dois pisos em alvenaria tradicional de pedra, danificando 15000 habitações (50% do total existente) das quais 5000 atingiram o colapso (Guedes e Oliveira, 1992);

- 12 de Setembro de 1985 - Este sismo, cujo epicentro se situou a 400 km da cidade do México provocou danos muito elevados em edifícios de betão armado com 6 a 12 pisos, devido à grande amplificação dos movimentos sísmicos induzida pelas camadas aluvionares que constituem o vale lacustre onde a cidade foi edificada. Este sismo veio realçar a importância dos efeitos locais no comportamento dos edifícios (Oliveira, 1989);

- 17 de Outubro de 1989 - O sismo de Loma Prieta foi o maior sismo que atingiu a cidade de São Francisco desde o sismo de 1906, tendo originado 62 mortos, 3757 feridos e mais de 12000 pessoas desalojados. Foram verificadas grandes amplificações dos movimentos sísmicos em aterros não consolidados (Hu *et al.*, 1996);

- 17 de Janeiro de 1994 - O sismo de Northridge afectou Los Angeles, na Califórnia, provocando danos consideráveis, 57 mortos, mais de 8000 feridos e 20000 desalojados. Neste sismo ficou provada a relevância das regras de construção sismo-resistente e do bom comportamento dos sistemas de isolamento de base (Oliveira *et al.*, 1995);

- 17 de Janeiro de 1995 - O sismo de Kobe, no Japão, foi um caso ímpar como exemplo do impacto de um sismo violento na economia de um país. Os custos da catástrofe atingiram cerca de 2% do rendimento anual Japonês, e 12% da capacidade produtiva do Japão foi afectada, perderam-se 5400 vidas humanas, registando-se 32800 feridos. Entre os edifícios de madeira, de estrutura metálica e de betão armado, 87500 atingiram o colapso (Pinto, 1997).

1.3. Âmbito, motivação e objectivo da tese

Uma forma de tentar minimizar o risco sísmico das construções, em face da ocorrência de um sismo que se faça sentir com grande intensidade no território nacional, será dividir essa difícil e morosa tarefa pelos órgãos de protecção civil locais e pelas entidades licenciadoras dos edifícios, com o apoio de universidades e instituições que efectuem investigação em Portugal. Para que essa tarefa seja coroada de sucesso, será necessária a adopção de metodologias rigorosas de avaliação do risco sísmico das construções edificadas, que possibilitem a implementação de medidas futuras no sentido da redução desse risco.

As avaliações rigorosas do risco sísmico de edifícios requerem a intervenção de peritos, dada a elevada subjectividade a elas inerentes, por um lado, e dada a elevada especificidade técnica que o assunto suscita, por outro. A existência de um número reduzido de peritos nesta área é um factor inibidor da ideia de promover avaliações por entidades locais.

A fiabilidade da avaliação do risco sísmico, ou seja, a probabilidade da avaliação estar correcta é proporcional ao rigor das metodologias adoptadas e à perícia e conhecimento dos técnicos intervenientes.

O desenvolvimento e o uso generalizado dos computadores pessoais tem vindo a permitir que técnicos menos qualificados, se socorram de programas que contêm conhecimentos periciais, captados com o recurso aos métodos da inteligência artificial.

Os sistemas periciais, que incluem ou não a lógica *fuzzy*, e as redes neuronais, são alguns dos métodos da inteligência artificial que permitem apoiar um técnico na resolução de problemas que necessitam da destreza e do conhecimento que um perito possui.

Dentro desta perspectiva, foi efectuada uma pesquisa bibliográfica sobre os assuntos relacionados com o âmbito do trabalho, tendo sido elaborado um estudo dos principais métodos da inteligência artificial utilizados na engenharia

sísmica, e foram revistas, de forma resumida, as principais metodologias existentes para a avaliação do risco sísmico de edifícios, por forma a serem cumpridos os seguintes objectivos:

- Desenvolvimento de um modelo teórico de avaliação do risco sísmico de edifícios visando a implementação em computador, por forma a que qualquer técnico possa, rapidamente, efectuar avaliações credíveis do risco sísmico de edifícios;
- Início da implementação do modelo concebido num programa, destinado a computadores pessoais, de fácil utilização, e que seja aplicável a edifícios sítos em aglomerados habitacionais de Portugal continental;
- Aplicação do modelo desenvolvido a um edifício fictício sito na cidade de Faro.

1.4. Organização do trabalho

O presente trabalho está dividido em oito capítulos como se apresentam:

- Capítulo 1, *Introdução*, que corresponde a este mesmo capítulo e que pretende enquadrar a avaliação do risco sísmico de edifícios no contexto actual, nomeadamente apresentando um resumo dos efeitos de alguns sismos considerados relevantes para o problema, assim como definir os objectivos e os motivos que levaram à realização deste trabalho;
- Capítulo 2, *A inteligência artificial na engenharia sísmica*, onde se abordam os métodos da inteligência artificial mais utilizados na engenharia sísmica. Nele é apresentada a noção de sistema pericial e abordada a teoria de conjuntos *fuzzy* e da lógica *fuzzy*, na perspectiva da sua adaptação aos sistemas periciais. Por fim, são abordadas as redes neuronais, resumindo os tipos, arquitecturas e métodos de aprendizagem mais vulgarmente utilizados;
- Capítulo 3, *A casualidade sísmica e os efeitos locais*, onde se abordam alguns modelos de análise de sismicidade e de casualidade sísmica, assim como a

consideração dos efeitos locais nessa análise. Finalmente, é abordada a questão do zonamento sísmico e do problema da quantificação dos movimentos sísmicos consistentes com as análises de casualidade sísmica;

- Capítulo 4, *Avaliação do risco sísmico de edifícios*, que resume as metodologias mais utilizadas actualmente, apresentando as principais diferenças entre elas e os respectivos campos de aplicação;

- Capítulo 5, *Proposta de um modelo de avaliação do risco sísmico*, que descreve um novo modelo computacional de avaliação do risco sísmico que tem como objectivo reunir os principais vantagens das diversas metodologias actualmente adoptadas;

- Capítulo 6, *Implementação do modelo proposto*, onde se descreve o desenvolvimento de um módulo de um programa de computador, com base no modelo proposto, destinado a efectuar análises da casualidade sísmica;

- Capítulo 7, *Exemplo de aplicação do modelo proposto*, onde se efectua a análise da casualidade sísmica da cidade de Faro, e se determina o valor do risco sísmico de um edifício fictício;

- Capítulo 8, *Conclusões finais e propostas de trabalhos futuros*, que apresenta um conjunto de conclusões resultantes do trabalho desenvolvido, e onde se propõem alguns trabalhos a efectuar no futuro.

A INTELIGÊNCIA ARTIFICIAL NA ENGENHARIA SÍSMICA

2.1. Generalidades

A definição de inteligência artificial não é consensual. No entanto, como aproximação ao conceito, é possível dizer-se que a inteligência artificial é a disciplina que estuda a forma como os computadores realizam tarefas para as quais a inteligência humana está mais apta, até ao momento. Neste sentido, a inteligência artificial abrange um campo muito vasto de problemas, que têm em comum o facto de serem de difícil e não imediata resolução (Rich, 1983).

Os sistemas periciais são um dos métodos da inteligência artificial que está a ser muito explorado pelos engenheiros civis, e são uma ferramenta muito útil para resolver problemas de engenharia, onde a intuição e a experiência são ingredientes essenciais (Blockley e Baldwin, 1987). Neste tipo de problemas, a inclusão da teoria de conjuntos *fuzzy*¹ e da lógica *fuzzy*, permite um tratamento mais eficiente das incertezas e ambiguidades que os caracterizam (Furuta *et al.*, 1991).

Durante muitos anos, inteligência artificial era quase sinónimo de sistemas periciais. Recentemente, as redes neuronais² têm emergido como um método muito poderoso, e de mais fácil implementação em computador, do que os sistemas periciais. Esta ferramenta pode ser tornada ainda mais poderosa com a inclusão de variáveis *fuzzy* (Chapman e Crossland, 1995).

¹ Uma vez que não existe, na Língua Portuguesa, uma palavra que traduza por completo o conceito “fuzzy” (vago, incerto, subjectivo), nesta dissertação não se efectuou a sua tradução. Alguns autores traduzem “fuzzy” por difuso.

² A designação “rede neuronal” tem sido utilizada como tradução de “artificial neural network”, não obstante a palavra “neuronal” não existir na Língua Portuguesa, mas sim a palavra neural.

2.2. Sistemas periciais

Um sistema pericial é um programa de computador que tenta simular a capacidade de resolver problemas e a destreza na tomada de decisões de um perito, embora num contexto restrito (Blockley e Baldwin, 1987). Os sistemas periciais tradicionais têm sido aplicados na engenharia sísmica em geral (Berrais e Watson, 1993), e em particular na avaliação do risco sísmico (Corsanego *et al.*, 1986; Thurston, 1990; Gavarini, 1992; Salvaneschi *et al.*, 1997).

Os sistemas periciais são desenvolvidos segundo um conjunto de etapas:

- Definição do problema
- Avaliação das possíveis soluções alternativas
 - Compreensão do sistema
 - Identificação dos peritos apropriados
- Escolha do ambiente de implementação do sistema
 - Designação da estrutura de conhecimento
 - Extração do conhecimento e formulação de regras
 - Criação de um protótipo
 - Validação
 - Testes de aplicação (Payne e McArthur, 1992).

2.2.1. Peritos

O conhecimento pericial é, normalmente, atribuído a pessoas. Contudo, podem existir outras fontes de conhecimento, como sejam livros, registos, e outras. Não obstante, é usual a existência de um perito (Firlej e Hellens, 1991).

Um perito deve ser uma pessoa empreendedora que, em primeiro lugar, tenha um desempenho acima da média. Na selecção de um perito devem ser tidos em conta os seguintes tópicos:

- O perito deve ser capaz de interpretar, rapidamente, a informação que é introduzida no computador;

- A experiência do perito deve permitir resolver os problemas com que os utilizadores do sistema vão ser confrontados;
- A profundidade dos conhecimentos do perito deve corresponder às necessidades dos utilizadores;
- O perito deve estar muito familiarizado com a utilização de computadores (Payne e McArthur, 1992).

2.2.2. Desenvolvimento de um sistema pericial

Para o desenvolvimento de um sistema pericial é necessário obter o conhecimento do perito e implementar, em seguida, esse conhecimento em computador. Os sistemas periciais tradicionais englobam três partes distintas:

- Factos - que descrevem aspectos do domínio do problema;
- Regras - que descrevem o que o perito poderá fazer com esses factos;
- Motor de inferência - da mesma forma que a mente humana deduz a solução de um problema com base em factos e na experiência pessoal, o motor de inferência combina os factos e as regras na base de conhecimento para chegar a uma conclusão (Payne e McArthur, 1992).

2.2.3. Factos e regras

As factos e as regras são os módulos básicos para a construção de uma base de conhecimento, e representam o que é o conhecimento (Payne e McArthur, 1992).

As regras representam o conhecimento na forma

SE <Antecedente> ENTÃO <Consequência>

em que o antecedente corresponde a uma condição (ou um teste de comparação qualquer), e a consequência é traduzida numa acção (uma conclusão ou a invocação de uma nova regra) (Hickman *et al.*, 1989).

Os antecedentes e as consequências das regras são referidos a factos específicos, em que cada facto corresponde à descrição de um aspecto particular da realidade envolvente (Payne e McArthur, 1992).

2.2.4. Motor de inferência

As regras e os factos são analisados e controlados pelo motor de inferência, uma rotina do programa (sistema pericial) que interpreta o conhecimento, como se mostra na figura 1 (Morad e Beliveau, 1991).

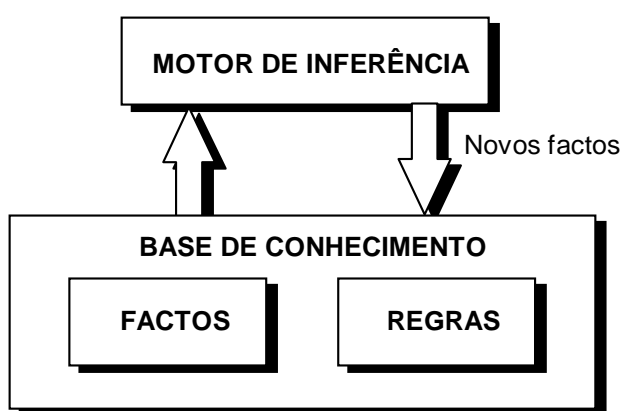


FIGURA 1 - As componentes de um sistema pericial (adaptado de Payne e McArthur, 1992).

Os motores de inferência podem ter estabelecidas várias estratégias de raciocínio e diversas formas de combinar regras e factos. O processo dedutivo consiste em procurar, na base de conhecimento, regras que coincidam com os factos existentes. Quando existe essa coincidência numa determinada regra, ela é activada e a respectiva consequência é, seguidamente, declarada na base de conhecimento como um novo facto. Este procedimento é a essência de qualquer motor de inferência, e determina a forma como o conhecimento é analisado (Payne e McArthur, 1992).

O utilizador interactua com o sistema pericial através de um sub-sistema que se designa por interface (Morad e Beliveau, 1991).

2.3. Sistemas *fuzzy*

Sistemas físicos complexos são usualmente descritos, em engenharia, por modelos matemáticos. Uma forma de simplificar estes sistemas é tolerar grande parte do carácter vago, impreciso e incerto durante a elaboração do modelo. Os sistemas resultantes não serão perfeitos mas, em muitos casos, capazes de modelar o problema de forma apropriada. A aceitação da perda de informação já se verificou como satisfatória nos sistemas baseados no conhecimento (como é o caso dos sistemas periciais), nos quais as imperfeições associadas aos peritos têm que ser tidas em conta na construção do modelo. Os sistemas *fuzzy* tentam tirar vantagem da redução da complexidade (comparativamente com outros sistemas), à custa de um sensato uso da informação imperfeita (Kruse *et al.*, 1994).

Os sistemas periciais *fuzzy*, baseados numa combinação de variáveis linguísticas e matemáticas, têm sido aplicados à indústria em geral (de electrodomésticos e de veículos automóveis, entre outras), existindo diversas aplicações comercializadas (McNeil e Thro, 1994).

A teoria de conjuntos *fuzzy* e a lógica *fuzzy* têm vindo a ser aplicadas na engenharia civil por diversos autores, como por exemplo, na análise da casualidade sísmica (Frangopol *et al.*, 1988; Deyi e Hchikawa, 1989; Hu e Chen, 1992; Shen e Yener, 1992), na avaliação de risco sísmico (Yao, 1980; Brown *et al.*, 1984; Bernardini e Modena, 1986; Dong e Shah, 1986; Souflis e Grivas, 1986; Kawamura *et al.*, 1992; Castaneda e Brown, 1994; Tatsumi *et al.*, 1994; Sato e Tatsumi, 1994; Song *et al.*, 1996), na análise de estruturas (Brown e Yao, 1983; Yao e Furuta, 1986; Hadipriono *et al.*, 1986; Klinsinski, 1988; Lin e Yang, 1988; Murlidharan, 1991; Shih e Wangsawidjaja, 1996), no controlo de danos existentes nas construções (Hadipriono, 1988; Ross *et al.*, 1990; Yeh *et al.*, 1991; Furuta *et al.*, 1991; Chou e Yuan, 1993; Pandey e Barai, 1994), na geotecnia (Elton *et al.*, 1995 ; Juang *et al.*, 1996; Rahman e El Zahaby, 1997) e no planeamento de obras (Chang *et al.*, 1990; McCahon, 1993; Lorterapong e Moselhi, 1996).

2.3.1. Conjuntos *fuzzy*

2.3.1.1. Definição

Nos anos sessenta, Zadeh introduziu o conceito de conjunto *fuzzy*, como meio de tratar matematicamente valores linguísticos (por exemplo, “alto” ou “baixo”). Na teoria de conjuntos clássica, um elemento pertence, ou não, a um dado conjunto (cujo valor lógico é 1, verdade, ou 0, falso). Na teoria de conjuntos *fuzzy*, a pertença ou não de um elemento a um conjunto, é indicada em vários graus, com valores compreendidos entre 0 e 1 (Hadipriono, 1995).

De acordo com a teoria de conjuntos clássica, os edifícios que constariam no conjunto de “edifícios altos” seriam, por exemplo, os que apresentassem alturas superiores a 30 m. Desta forma, um edifício com 29.9 m já seria incluído no conjunto dos “edifícios baixos”, o que poderá não ser a classificação mais adequada. A teoria de conjuntos *fuzzy* permite lidar com este tipo de problemas de forma mais eficaz.

Segundo Zimmerman, citado por Carvalho (1993), um conjunto *fuzzy* A, num universo X, é caracterizado e representado por um conjunto de pares ordenados $(x, \mu_{(x)})$, em que o elemento x, é um elemento genérico de X e $\mu_{(x)}$ é uma função de pertença, com $\mu_{(x)} \in [0,1]$.

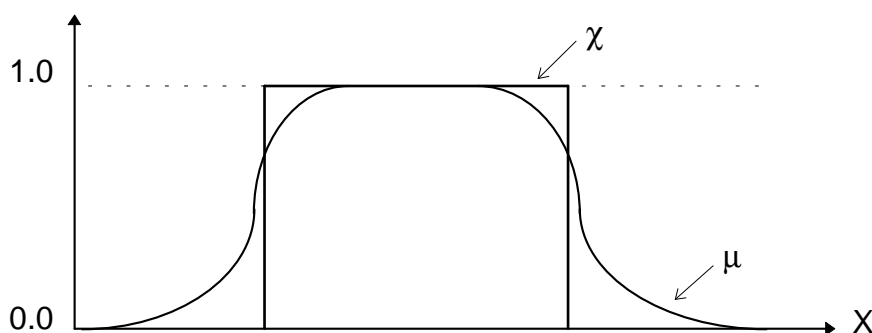


FIGURA 2 - Função característica χ , para um conjunto clássico e função de pertença μ , para um conjunto *fuzzy* (adaptado de Hu *et al.*, 1996).

Esta definição é traduzida por:

$$A = \left[(x, \mu_{(x)}) \mid x \in X \right] \text{ com } \mu : X \rightarrow [0,1] \quad (2.1)$$

e está representada graficamente na figura 2 (Hu *et al.*, 1996).

2.3.1.2. Operações básicas nos conjuntos *fuzzy*

Nos conjuntos *fuzzy*, que são extensões dos conjuntos tradicionais, também é possível definir operações de união, intercepção e complementaridade (Dutta, 1993), como se ilustra na figura 3.

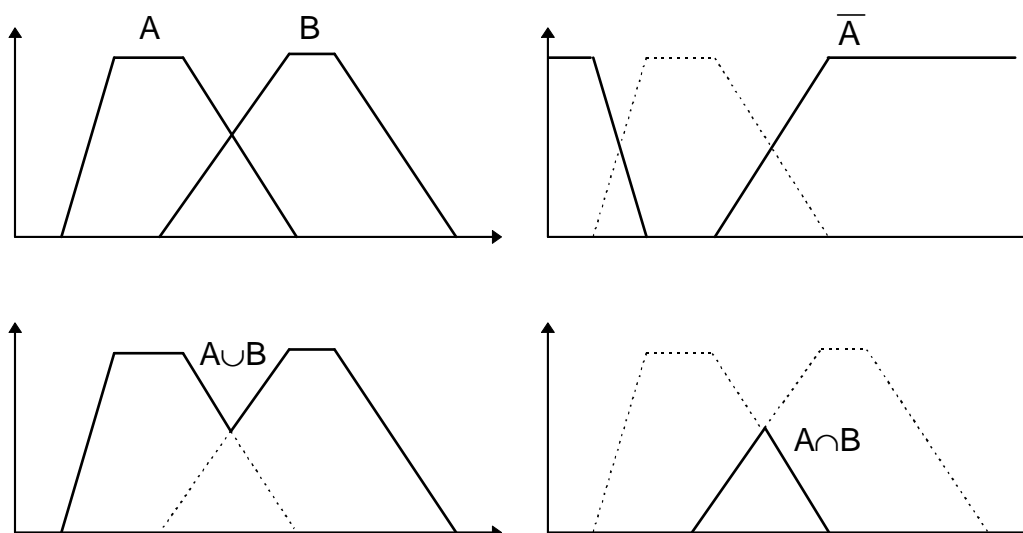


FIGURA 3 - Complemento, união e intercepção de conjuntos *fuzzy* (adaptado de Dutta, 1993).

Em 1965, Zadeh, citado por Kruse *et al.* (1994), usou os seguintes operadores de conjuntos:

- União dos conjuntos *fuzzy* A e B

$$\mu_{A \cup B}(x) = \mu_A(x) \vee \mu_B(x) = \text{máximo}(\mu_A(x), \mu_B(x)) ; \forall x \in X \quad (2.2)$$

- Intercepção dos conjuntos *fuzzy* A e B

$$\mu_{A \cap B}(x) = \mu_A(x) \wedge \mu_B(x) = \text{mínimo}(\mu_A(x), \mu_B(x)) ; \forall x \in X \quad (2.3)$$

- Complemento do conjunto *fuzzy* A

$$\bar{\mu}_A(x) = 1 - \mu_A(x) ; \forall x \in X \quad (2.4)$$

Sendo os conjuntos *fuzzy* A e B representações vagas de dois números reais (números *fuzzy*), então ser-lhe-ão extensivas as operações matemáticas de adição, subtração, multiplicação e divisão (Song *et al.*, 1996), exemplificadas na figura 4.

$$\mu_{A+B}(z) = \max. \left\{ \min. [\mu_A(x), \mu_B(y)] \right\} ; \forall x,y,z \in \mathbb{R} \wedge z = x + y \quad (2.5)$$

$$\mu_{A-B}(z) = \max. \left\{ \min. [\mu_A(x), \mu_B(y)] \right\} ; \forall x,y,z \in \mathbb{R} \wedge z = x - y \quad (2.6)$$

$$\mu_{A \times B}(z) = \max. \left\{ \min. [\mu_A(x), \mu_B(y)] \right\} ; \forall x,y,z \in \mathbb{R} \wedge z = x \times y \quad (2.7)$$

$$\mu_{A/B}(z) = \max. \left\{ \min. [\mu_A(x), \mu_B(y)] \right\} ; \forall x,y,z \in \mathbb{R} \wedge z = x / y \quad (2.8)$$

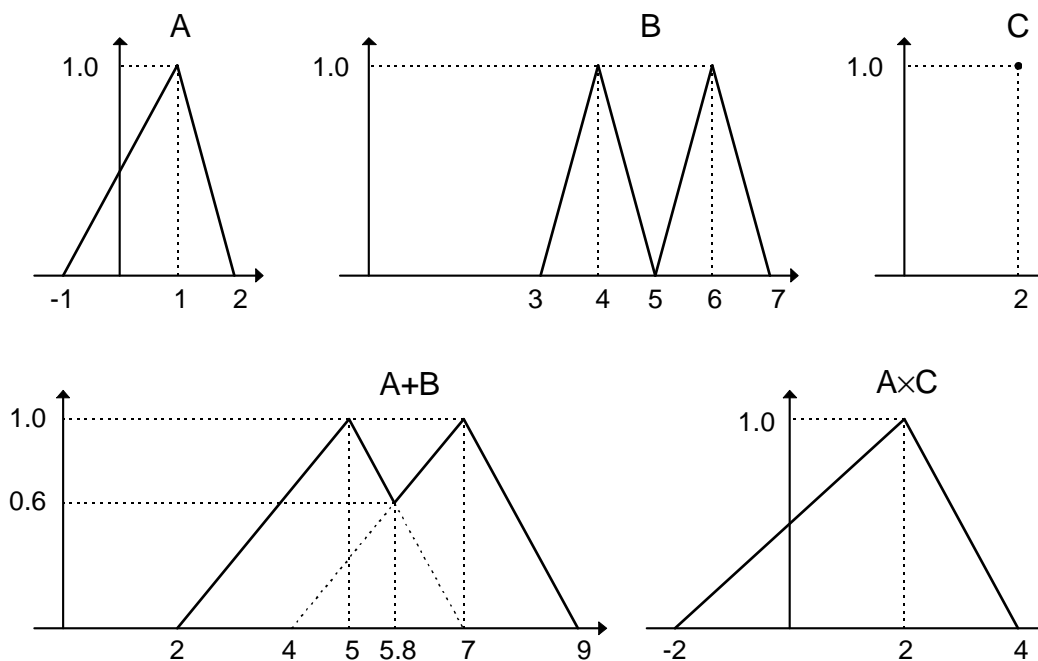


FIGURA 4 - Operações aritméticas com conjuntos *fuzzy* (adaptado de Kruse *et al.*, 1994).

Os números *fuzzy* são conjuntos *fuzzy* que contêm duas propriedades: convexidade e normalidade. Estas duas propriedades tornam atractivo o conceito de número *fuzzy*, nomeadamente para modelar quantidades

imprecisas (Lorterapong e Moselhi, 1996). O conjunto *fuzzy* A, da figura 4, é um número *fuzzy* que pode ser representado por (-1;1; 2).

Um conjunto *fuzzy* normal é um conjunto cuja função de pertença tem, pelo menos, um elemento no universo X com valor unitário. Um conjunto *fuzzy* A, contínuo, é convexo se, para todo o elemento y, $\mu_A(y) \geq \min. (\mu_A(x), \mu_A(z))$, com $x < y < z \wedge \forall x,y,z \in X$ (Ross, 1993a), como se exemplifica na figura 5.

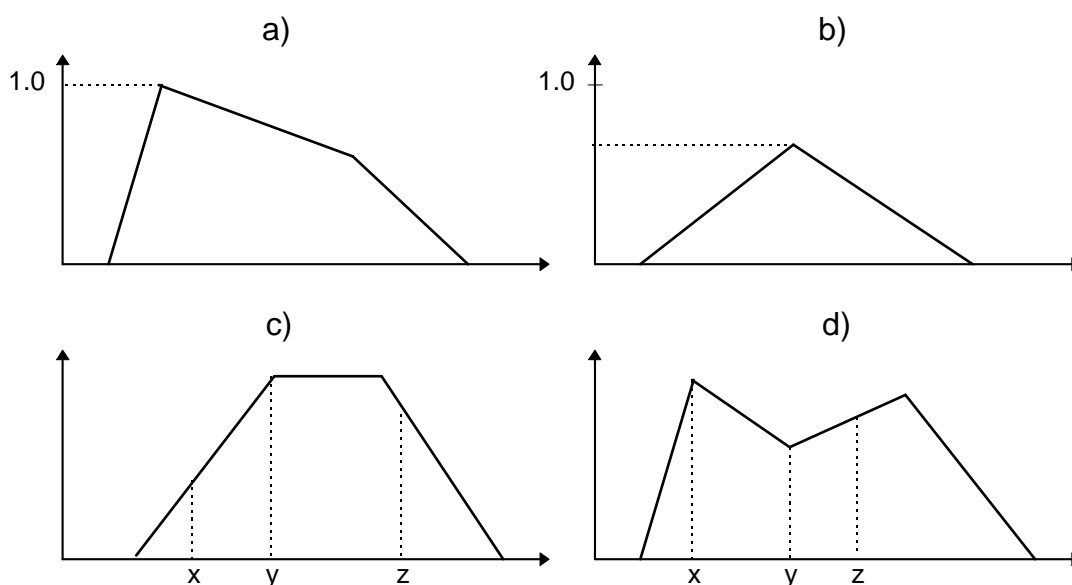


FIGURA 5 - Conjuntos *fuzzy*: a) normal ; b) não normal ; c) convexo ; d) não convexo (adaptado de Ross, 1993a).

2.3.1.3. Cortes α

Nos problemas que envolvem tomadas de decisão, é necessário um critério discreto que permita facilmente classificar se um elemento pertence ou não a um conjunto *fuzzy* (uma vez que não existe uma fronteira bem definida). Essa necessidade origina o aparecimento dos cortes α dos conjuntos *fuzzy*, que são conjuntos tradicionais A_α , tais que, $A_\alpha = [x \mid \mu_A(x) \geq \alpha]$; $\forall x \in X$ (Hu *et al.*, 1996). Esta técnica pode ser associada aos números *fuzzy* (Dong *et al.*, 1987), como se mostra na figura 6.

A distância média de corte α entre dois números *fuzzy* A e X, pode ser dada pela seguinte expressão

$$d_{X \leftrightarrow A} = \frac{1}{N} \sum_{\alpha=0}^1 \sqrt{\frac{1}{2} [(A_{\min} - X_{\min})^2 + (A_{\max} - X_{\max})^2]} \quad (2.9)$$

em que N corresponde ao número de cortes α . Se forem considerados iguais valores de incremento $\Delta\alpha$, então

$$N = \frac{1}{\Delta\alpha} + 1 \quad (2.10)$$

Este modelo tem mostrado ser eficaz na medida da similaridade entre números *fuzzy* (Juang *et al.*, 1996).

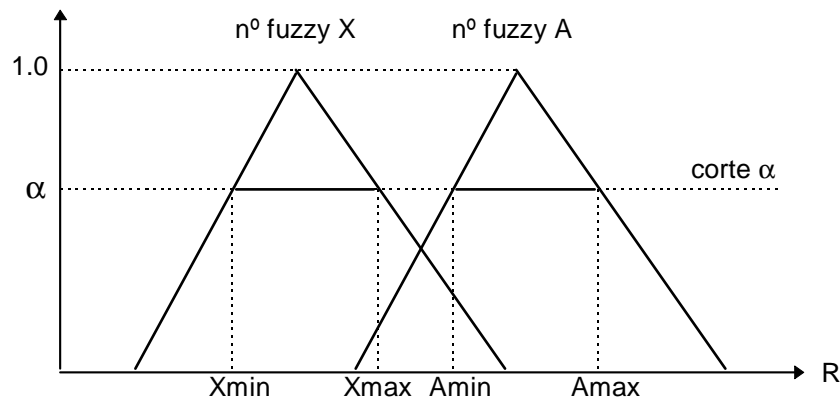


FIGURA 6 - Cortes α (adaptado de Juang *et al.*, 1996).

2.3.1.4. Funções de pertença

Os modelos de conjuntos *fuzzy* podem apresentar várias formas e formatos, consoante a subjectividade da sua natureza. No entanto, todos eles relacionam elementos x com os valores da função de pertença $\mu_{(x)}$. O desenvolvimento destas funções com base em procedimentos empíricos têm sido objecto de discussão por muitos investigadores. Basicamente, podemos associar estas funções a três características distintas: positivas, negativas e neutras. Por simplicidade, os modelos podem ser classificados em dois grupos diferentes: modelos translacionais e modelos rotacionais (Hadipriono, 1995).

Os modelos translaccionais são caracterizados pelo facto dos valores linguísticos mudarem quando deslocados horizontalmente (Hadipriono, 1995).

Expressões linguísticas do tipo “à volta de b”, constituem números *fuzzy* cujas funções de pertença são do tipo triangulares (figura 7a), em que

$$\mu_{(x;b,\sigma)} = \begin{cases} 0 & , x < b - \sigma \vee x > b + \sigma \\ 1 - \left| \frac{b-x}{\sigma} \right| & , b - \sigma \leq x \leq b + \sigma \end{cases} \quad , \text{ com } \sigma > 0 \text{ e } b \in \mathbb{R}. \quad (2.11)$$

Da mesma forma, podem ser utilizadas curvas do tipo da função de distribuição normal de Gauss (figura 7b), como

$$\mu_{(x;b,\sigma)} = e^{-\sigma(x-b)^2} \quad , \text{ com } \sigma > 0 \text{ e } b \in \mathbb{R}. \quad (2.12)$$

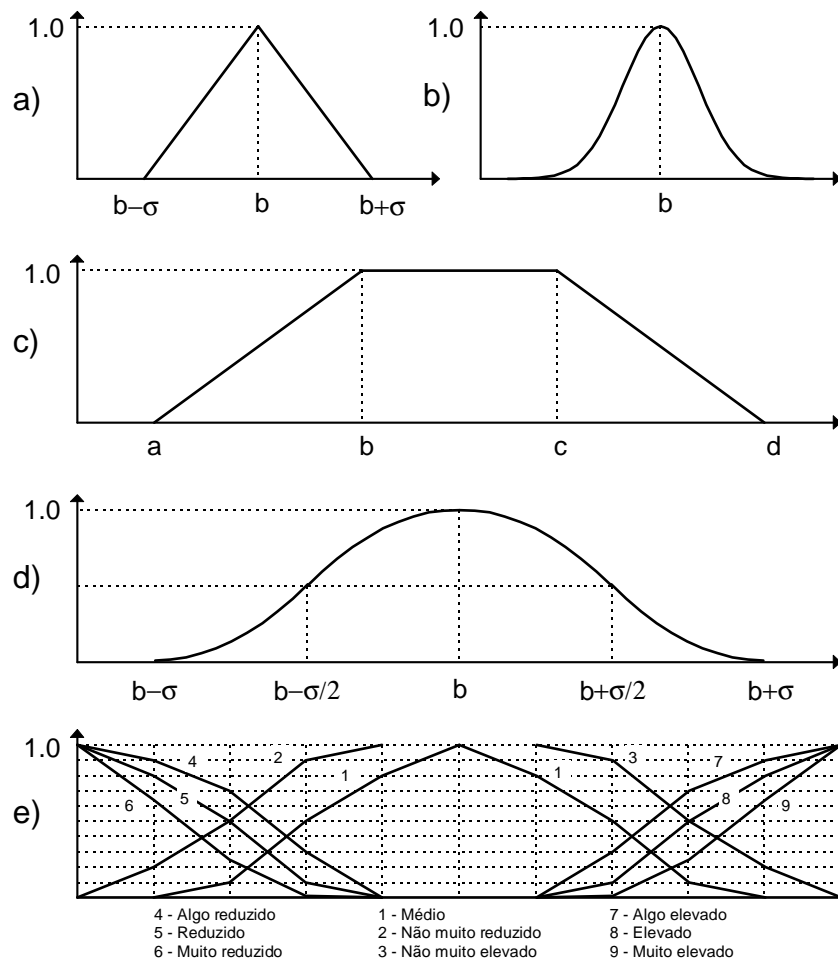


FIGURA 7 - Funções de pertença translaccionais (gráfico “e” adaptado de Hadipriono, 1995).

A expressão “aproximadamente entre b e c”, pode ser caracterizada por uma função trapezoidal, do tipo

$$\mu_{(x;a,b,c,d)} = \begin{cases} 0 & , x < a \vee x > d \\ \frac{x-a}{b-a} & , a \leq x \leq b \\ \frac{x-d}{c-d} & , c \leq x \leq d \\ 1 & , b \leq x \leq c \end{cases} \quad , \text{ com } a < b < c < d \text{ e } a, b, c, d \in \mathbb{R} \quad (2.13)$$

como se representa na figura 7c (Kruse *et al.*, 1994). Estas funções são casos particulares das funções π , propostas por Zadeh, em que

$$\mu_{(x;b,\sigma)} = \begin{cases} 0 & , x \leq b - \sigma \vee x \geq b + \sigma \\ 2 \cdot \left(\frac{x - b + \sigma}{\sigma} \right)^2 & , b - \sigma \leq x \leq b - \frac{\sigma}{2} \\ 1 - 2 \cdot \left(\frac{x - b}{\sigma} \right)^2 & , b - \frac{\sigma}{2} \leq x \leq b + \frac{\sigma}{2} \\ 2 \cdot \left(\frac{b + \sigma - x}{\sigma} \right)^2 & , b + \frac{\sigma}{2} \leq x \leq b + \sigma \end{cases} \quad , \text{ com } \sigma > 0 \text{ e } b \in \mathbb{R} \quad (2.14)$$

representadas na figura 7d (Nakajima, 1988).

São muitas vezes utilizadas, para representar atributos (de variáveis linguísticas), como “não muito”, “muito” e “algo”, expressões do tipo

$$\mu_{\text{não } A(x)} = 1 - \mu_{A(x)} \quad (2.15)$$

$$\mu_{\text{muito } A(x)} = [\mu_{A(x)}]^2 \quad (2.16)$$

$$\mu_{\text{algo } A(x)} = \sqrt{\mu_{A(x)}} \quad (2.17)$$

em que $x \in [0, 1]$ (Hadipriono, 1995), como se exemplifica na figura 7e.

Os modelos rotacionais representam um valor linguístico por uma função linear ou não linear, designadas, normalmente, por funções rampa, ilustradas na figura 8 (Hadipriono, 1995).

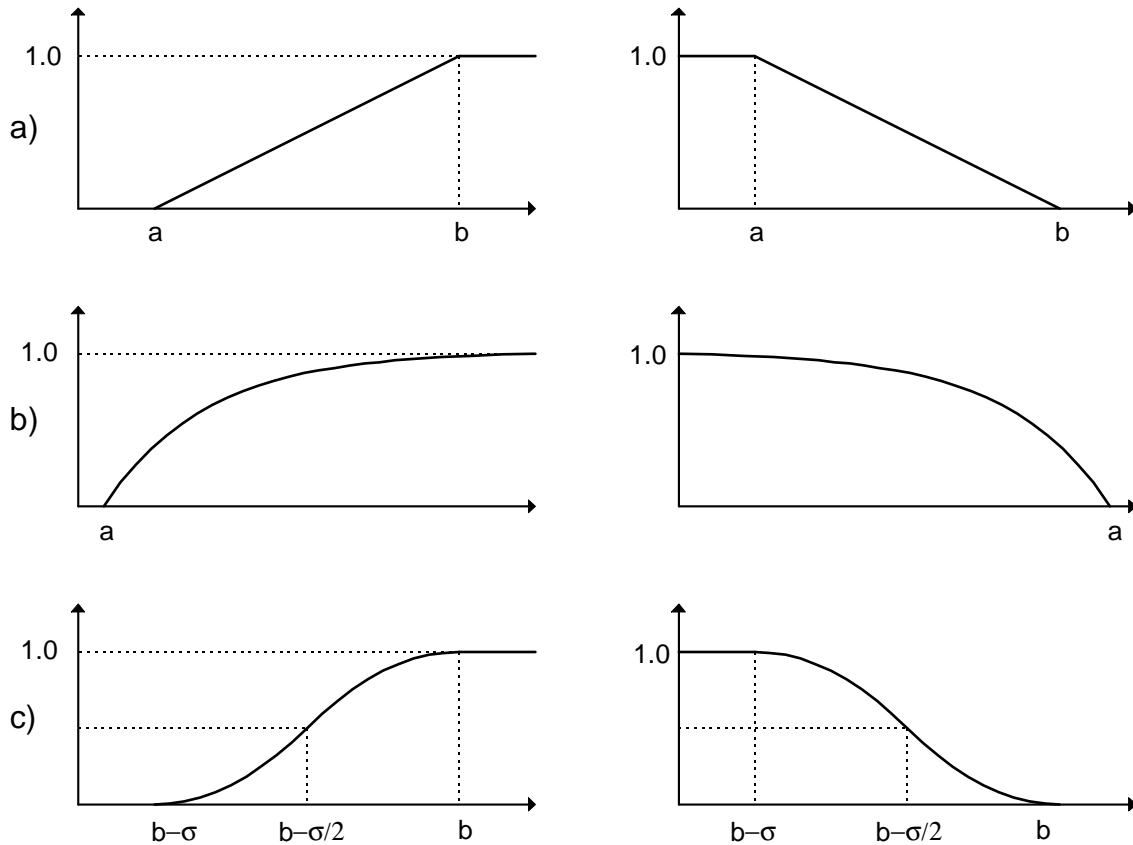


FIGURA 8 - Funções de pertença rotacionais.

As funções rampa servem para representar expressões linguísticas (do tipo “alto” ou “baixo”), como

$$\mu_{(x;a,b)} = \begin{cases} 0 & , x \leq a \\ \frac{x-a}{b-a} & , a \leq x \leq b \\ 1 & , x \geq b \end{cases} \text{ , com } a < b \text{ e } a, b \in \mathbb{R} \text{ (figura 8a)} \quad (2.18)$$

ou expressões do tipo exponencial, como

$$\mu_{(x;a,\sigma)} = \begin{cases} 0 & , x \leq a \\ 1 - e^{-\sigma(x-a)} & , x \geq a \end{cases} \text{ , com } \sigma > 0 \text{ e } a \in \mathbb{R} \quad (2.19)$$

como se apresenta na figura 8b (Kruse *et al.*, 1994).

Estas funções são casos particulares das designadas funções S (figura 8c), propostas por Zadeh, com

$$\mu_{(x,b,\sigma)} = \begin{cases} 0 & , x \leq b - \sigma \\ 2 \cdot \left(\frac{x - b + \sigma}{\sigma} \right)^2 & , b - \sigma \leq x \leq b - \frac{\sigma}{2} \\ 1 - 2 \cdot \left(\frac{b - x}{\sigma} \right)^2 & , b - \frac{\sigma}{2} \leq x \leq b \\ 1 & , x \geq b \end{cases} \quad , \text{ com } \sigma > 0 \text{ e } b \in \mathbb{R} \quad (2.20)$$

Zadeh definiu, ainda, as funções Z (Nakajima, 1988), em que

$$\mu_{Z(x)} = 1 - \mu_{S(x)} \quad (2.21)$$

representadas nos gráficos apresentados na figura 8 (coluna do lado direito).

Também têm sido desenvolvidos modelos angulares, com características rotacionais, cuja representação da função de pertinência corresponde a um semicírculo. Nestes casos, um valor linguístico é representado por um ângulo (Hadipriono, 1995), como se exemplifica na figura 9.

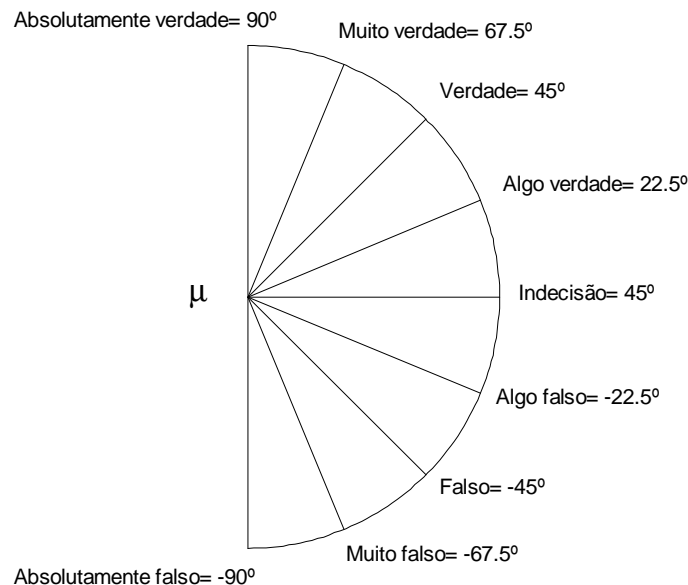


FIGURA 9 - Representação de um modelo angular (adaptado de Hadipriono, 1995).

As funções de pertença podem ser estabelecidas com recurso a vários métodos, de que se destacam dois, pela sua simplicidade:

- Método horizontal - que consiste em submeter um conjunto de peritos à pergunta “Pode o elemento x_0 ser considerado compatível com o conceito do conjunto *fuzzy* A?”. As N respostas (sim, 1, ou não, 0) são então somadas, pelo que se obtém o valor $n(x_0)$. O valor da função de pertença correspondente ao elemento x_0 será

$$\mu_{(x_0)} = \frac{n(x_0)}{N} \quad (2.22)$$

que é aceite como válido se o valor do desvio padrão de $A(x_0)$ for bastante pequeno, comparativamente com $A(x_0)$ (Pedrycz, 1993).

- Método vertical - em que a ideia subjacente consiste em fixar, aleatoriamente, determinados níveis de pertença α e pedir ao grupo de peritos para identificar colecções de elementos em X que satisfaçam o conceito do conjunto *fuzzy* A, num grau não inferior a α . Assim, a função de pertença é construída por intermédio dos cortes α do conjunto *fuzzy* A (Pedrycz, 1993).

Obtidos os graus de pertença, por um dos métodos anteriores, é efectuado um ajuste paramétrico às funções do tipo S, Z ou π (Pedrycz, 1993).

2.3.1.5. O cálculo probabilístico e os conjuntos *fuzzy*

Por definição, a probabilidade de ocorrência de um evento *fuzzy* A, é determinística e é um número rígido (assim designado por oposição a *fuzzy*) (Yao e Furuta, 1986).

Essa probabilidade será

$$P[A] = \int_{x \in A} \mu_A(x) \cdot f_X(x) dx \quad (2.23)$$

em que $\mu_A(x)$ é a função de pertença do evento *fuzzy* A, e $f_X(x)$ é a função densidade de probabilidade de X. A probabilidade do evento A condicionada ao evento B, será

$$P[A | B] = \int_{x \in A} \mu_A(x) \cdot f_{X|B}(x) dx \quad (2.24)$$

sendo $f_{X|B}(x)$ a função densidade de probabilidade condicionada ao evento B (Chou e Yuan, 1993).

Em muitos casos, a quantificação da probabilidade é feita com base em julgamentos subjectivos, como sejam as decorrentes de frases do tipo: “é muito provável”, “à volta de 0.5”, “aproximadamente 10^{-2} ”, “o colapso de uma determinada construção é provável de ocorrer nos próximos 10 anos”. Essas probabilidades linguísticas (ou *fuzzy*) são caracterizadas por uma função de pertença (Yao e Furuta, 1986 ; Hadipriono, 1995).

A probabilidade de ocorrência de um evento B (não *fuzzy*) é, por definição

$$P[B] = P_r[\tilde{a} \leq x \leq \tilde{b}] = \int_{\tilde{a}}^{\tilde{b}} f_B(x) dx \quad (2.25)$$

em que $P_r[\tilde{a} \leq x \leq \tilde{b}]$ é a probabilidade do evento B e $f_B(x)$ é a função densidade de probabilidade. Sendo os limites do intervalo números *fuzzy*, então a probabilidade será também *fuzzy* (Yao e Furuta, 1986).

O desenvolvimento de funções de pertença pode ser efectuado com base no conhecimento das funções de distribuição de probabilidade, obtidas de dados experimentais. Conhecidas as probabilidades discretas $p_1 \geq p_2 \geq \dots \geq p_n$, com $\sum p_i = 1$, os valores da função de pertença $\mu_1, \mu_2, \dots, \mu_n$ serão obtidos pela expressão

$$\mu_i = 1 - \sum_{j=1}^{i-1} (p_j - p_i) \quad (2.26)$$

com $i > 1$ (Pedrycz, 1993).

2.3.2. Lógica *fuzzy*

2.3.2.1. Raciocínio possibilístico

Cada vez mais é aceite a ideia de que é necessária a incorporação de aspectos relacionados com o vago e incerto, nos sistemas baseados em regras. Os sistemas mais antigos funcionavam de forma heurística. Posteriormente surgiram sistemas baseados na teoria das probabilidades. Estes tipos de sistemas permitem a execução de mecanismos de raciocínio com base em informação imperfeita. Uma via alternativa consiste no raciocínio possibilístico (Kruse *et al.*, 1994), como se esquematiza na figura 10.

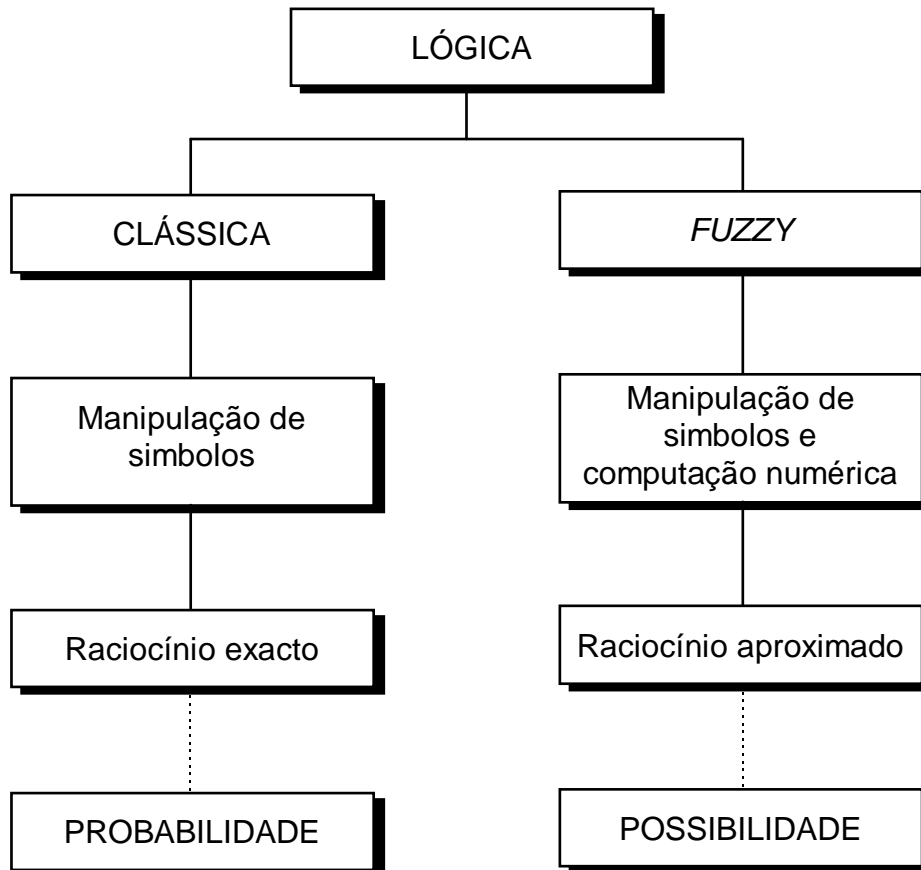


FIGURA 10 - Comparação entre a lógica clássica e a lógica *fuzzy* (adaptado de Jamshidi, 1993a).

Segundo Gupta (1988) as incertezas são classificadas em dois grupos distintos:

- Incertezas que se relacionam com o comportamento aleatório de sistemas físicos, que têm vindo a ser estudadas durante séculos, existindo teorias da estatística bastante exaustivas e muito utilizadas;
- Incertezas que, ao contrário do primeiro grupo, estão associadas à percepção, pensamento e raciocínio humanos e informação cognitiva em geral.

Não é possível tratar este segundo grupo de incertezas com o recurso à estatística, sendo muito mais apropriado o uso da matemática *fuzzy*, nomeadamente da lógica *fuzzy* (Gupta, 1988).

O principal objectivo da lógica *fuzzy* é criar fundamentos teóricos para o raciocínio, envolvendo proposições imprecisas. Uma proposição P , da lógica *fuzzy*, é uma declaração linguística que envolve alguns conceitos sem estabelecer, claramente, limites definidos. Na clássica lógica binária, uma proposição lógica é uma declaração linguística contida num universo de proposições, que são identificadas por serem estritamente verdadeiras ou estritamente falsas. Na lógica *fuzzy*, a proposição *fuzzy* P pode tomar qualquer valor de verdade no intervalo $[0,1]$, em que P é atribuída a um conjunto *fuzzy* A . Qualquer valor de verdade de P , designado por $T(P)$, é dado por $T(P) = \mu_A(x)$, com $0 \leq \mu_A(x) \leq 1$, em que o grau de verdade de $P:x \in A$ é igual ao grau de pertença de x em A (Ross, 1993b).

As conexões lógicas de negação, disjunção, conjunção e implicação, também são definidas na lógica *fuzzy*. Considerando as proposições *fuzzy* $P:x \in A$ e $Q:y \in B$, então

- Negação: $\bar{P} \Rightarrow x$ não é A

$$T(\bar{P}) = 1 - T(P) \tag{2.27}$$

- Disjunção: $P \vee Q \Rightarrow x$ é A ou B

$$T(P \vee Q) = \max [T(P) , T(Q)] \quad (2.28)$$

- Conjunção: $P \wedge Q \Rightarrow x$ é A e é B

$$T(P \wedge Q) = \min [T(P) , T(Q)] \quad (2.29)$$

- Implicação: $P \rightarrow Q \Rightarrow x$ é A, então y é B

$$T(P \rightarrow Q) = T(\bar{P} \vee Q) = \max [T(\bar{P}) , T(Q)] \quad (2.30)$$

e pode ser modelada na forma de regra

SE $\langle x \text{ é } A \rangle$ ENTÃO $\langle y \text{ é } B \rangle$

que é equivalente à relação *fuzzy* R, com

$$R = (A \times B) \cup (\bar{A} \times Y) \quad (2.31)$$

cuja função de pertença é expressa na forma

$$\mu_{R(x,y)} = \max [\mu_{A(x)} \wedge \mu_{B(y)} , 1 - \mu_{A(x)}] \quad (2.32)$$

Quando a implicação é do tipo

SE $\langle x \text{ é } A \rangle$ ENTÃO $\langle y \text{ é } B \rangle$ SENÃO $\langle y \text{ é } C \rangle$

e, então, a relação *fuzzy* equivalente será expressa como

$$R = (A \times B) \cup (\bar{A} \times C) \quad (2.33)$$

cuja função de pertença será

$$\mu_{R(x,y)} = \max [\mu_{A(x)} \wedge \mu_{B(y)} , 1 - \mu_{A(x)} \wedge \mu_{C(y)}] \quad (2.34)$$

(Ross, 1993b).

2.3.2.2. Sistemas periciais *fuzzy*

A percepção humana de um sistema é baseada na experiência, na especialização, na intuição, no conhecimento da física do sistema, ou num conjunto de preferências e metas. O nosso conhecimento de sistemas complexos é qualitativo e a um nível declarativo, baseado em termos linguísticos vagos, sendo esta situação designada por nível de conhecimento *fuzzy* de sistemas físicos. Este conhecimento é, basicamente, colocado na forma de um conjunto de restrições ao resultado, baseadas num conjunto de condições aos dados de entrada (se <condição> então <restrição>). As restrições são, genericamente, modeladas por conjuntos e relações *fuzzy* (Vadiee, 1993a).

A forma mais simples do raciocínio *fuzzy* é

Regra:	$A \Rightarrow B$
<u>Facto:</u>	A'
Consequência:	B'

em que A e A' são conjuntos *fuzzy* em X , B e B' são conjuntos *fuzzy* em Y , e a regra $A \Rightarrow B$ é traduzida na relação R em $X \times Y$, definida pela regra de implicação $\mu_{A \Rightarrow B}(x,y) = \mu_A(x) \rightarrow \mu_B(y)$ (Mizumoto, 1994a).

Um sistema pericial *fuzzy*, baseado em regras, com n dados de entrada e um resultado, pode ser apresentado como

$$\begin{aligned} R^1 &: \text{SE } \langle x_1 \text{ é } A_1^1 \rangle \text{ E } \langle x_2 \text{ é } A_2^1 \rangle \cdots \text{ E } \langle x_n \text{ é } A_n^1 \rangle \text{ ENTÃO } \langle y \text{ é } B^1 \rangle \\ R^2 &: \text{SE } \langle x_1 \text{ é } A_1^2 \rangle \text{ E } \langle x_2 \text{ é } A_2^2 \rangle \cdots \text{ E } \langle x_n \text{ é } A_n^2 \rangle \text{ ENTÃO } \langle y \text{ é } B^2 \rangle \\ &\vdots \\ R^r &: \text{SE } \langle x_1 \text{ é } A_1^r \rangle \text{ E } \langle x_2 \text{ é } A_2^r \rangle \cdots \text{ E } \langle x_n \text{ é } A_n^r \rangle \text{ ENTÃO } \langle y \text{ é } B^r \rangle \end{aligned}$$

sendo A_i^k e B^k conjuntos *fuzzy* definidos nos universos de x_i e y , respectivamente (Vadiee, 1993a).

As regras *fuzzy* são interpretadas pelo motor de inferência *fuzzy* que deduz um resultado na forma de grau de possibilidade. Um paradigma dedutivo bastante utilizado foi desenvolvido por Zadeh e Mamdani, como é citado por Binaghi *et al.* (1997). O procedimento consiste nas seguintes três etapas:

- é calculado o nível de activação para cada regra;
- são determinados os resultados de cada regra, individualmente, para o seu nível de activação e consequência (podendo ser utilizados diversos operadores de implicação);
- os resultados das regras são agregados (a agregação pode ser efectuada de diversas formas).

Na figura 11 está esquematizado o procedimento descrito.

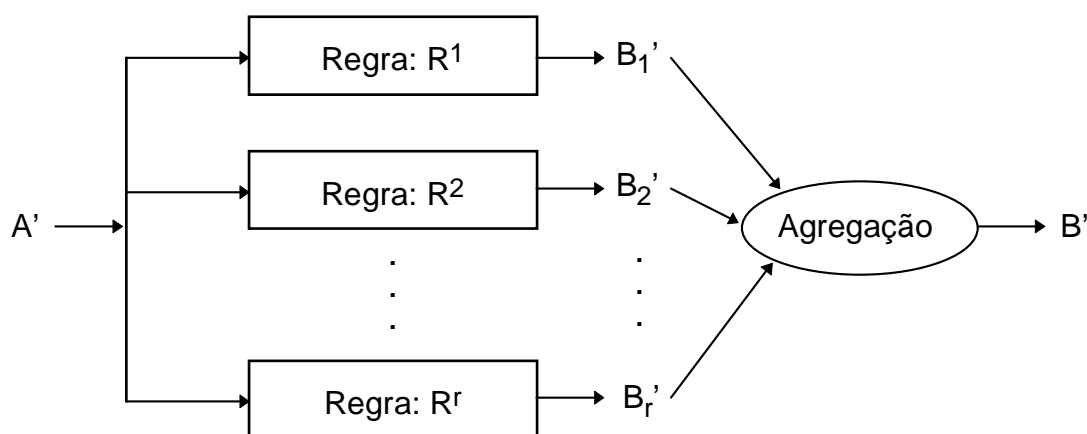


FIGURA 11 - Arquitectura de um sistema *fuzzy* (adaptado de Dickerson e Kosko, 1994).

Existem diversas técnicas para a obtenção das funções de pertença das relações *fuzzy* R de implicação (se A então B), como se apresentam em seguida:

$$\mu_{R(x,y)} = \max \left\{ \min \left[\mu_A(x), \mu_B(y) \right], 1 - \mu_A(x) \right\} \quad (2.35)$$

$$\mu_{R(x,y)} = \min \left[\mu_A(x), \mu_B(y) \right] \quad (2.36)$$

$$\mu_{R(x,y)} = \mu_A(x) \cdot \mu_B(y) \quad (2.37)$$

$$\mu_{R(x,y)} = \left\{ \min \left[\mu_{A(x)}, \mu_{B(y)} \right] \right\} \cdot \mu_{B(y)} \quad (2.38)$$

$$\mu_{R(x,y)} = \max \left[0, \mu_{A(x)} + \mu_{B(y)} - 1 \right] \quad (2.39)$$

$$\mu_{R(x,y)} = \begin{cases} \mu_{A(x)}, & \mu_{B(y)} = 1 \\ \mu_{B(y)}, & \mu_{A(x)} = 1 \\ 0, & \mu_{A(x)} < 1 \wedge \mu_{B(y)} < 1 \end{cases} \quad (2.40)$$

$$\mu_{R(x,y)} = \min \left[1, 1 - \mu_{A(x)} + \mu_{B(y)} \right] \quad (2.41)$$

$$\mu_{R(x,y)} = \min \left[1, \mu_{A(x)} + \mu_{B(y)} \right] \quad (2.42)$$

$$\mu_{R(x,y)} = \min \left[1, \frac{\mu_{B(y)}}{\mu_{A(x)}} \right] \quad (2.43)$$

$$\mu_{R(x,y)} = \max \left[\mu_{A(x)} \cdot \mu_{B(y)}, 1 - \mu_{A(x)} \right] \quad (2.44)$$

$$\mu_{R(x,y)} = \max \left[\mu_{B(y)}, 1 - \mu_{A(x)} \right] \quad (2.45)$$

$$\mu_{R(x,y)} = \left[\mu_{B(y)} \right]^{\mu_{A(x)}} \quad (2.46)$$

$$\mu_{R(x,y)} = \begin{cases} \mu_{B(y)} & \text{para } \mu_{B(y)} < \mu_{A(x)} \\ 1 & \text{restantes casos} \end{cases} \quad (2.47)$$

$$\mu_{R(x,y)} = \begin{cases} \frac{\mu_{B(y)}}{\mu_{A(x)}} & \text{para } \mu_{B(y)} < \mu_{A(x)} \\ 1 & \text{restantes casos} \end{cases} \quad (2.48)$$

$$\mu_{R(x,y)} = \begin{cases} 1, & \mu_{A(x)} \leq \mu_{B(y)} \\ 0, & \mu_{A(x)} > \mu_{B(y)} \end{cases} \quad (2.49)$$

em que $x \in X$ e $y \in Y$, sendo a expressão (2.35) a implicação de Zadeh (Dubois *et al.*, 1988 ; Kaufmann, 1988 ; Vadiée, 1993a ; Yager e Filev, 1994 ; Mizumoto, 1994a ; Mizumoto, 1994b).

A agregação de regras pode ser efectuada de diversas formas, como sejam:

$$\mu_{B'}(y) = \mu_{B^1}(y) \vee \mu_{B^2}(y) \cdots \vee \mu_{B^r}(y) \quad (2.50)$$

$$\mu_{B'}(y) = \mu_{B^1}(y) + \mu_{B^2}(y) \cdots + \mu_{B^r}(y) \quad (2.51)$$

$$\mu_{B'}(y) = \mu_{B^1}(y) \dot{+} \mu_{B^2}(y) \cdots \dot{+} \mu_{B^r}(y) \quad \text{com } i \dot{+} j = i + j - i \times j \quad (2.52)$$

$$\mu_{B'}(y) = \mu_{B^1}(y) \oplus \mu_{B^2}(y) \cdots \oplus \mu_{B^r}(y) \text{ com } i \oplus j = 1 \wedge (i + j) \quad (2.53)$$

$$\mu_{B'}(y) = \mu_{B^1}(y) \dot{\vee} \mu_{B^2}(y) \cdots \dot{\vee} \mu_{B^r}(y) \text{ com } i \dot{\vee} j = \begin{cases} i & \text{se } j = 0 \\ j & \text{se } i = 0 \\ 1 & \text{se } i, j > 0 \end{cases} \quad (2.54)$$

entre outras (Mizumoto, 1994b).

Os métodos mais usados para o raciocínio *fuzzy* são

- método de Mamdani, com a implicação (2.36) e a agregação (2.50)
- produto-soma, com a implicação (2.37) e a agregação (2.51)
- min/produto-max., com a implicação (2.38) e a agregação (2.50)
- produto-soma algébrica, com a implicação (2.37) e a agregação (2.52)
- produto limitado-soma limitada, com a implicação (2.39) e a agregação (2.53)
- produto drástico-soma drástica, com a implicação (2.40) e a agregação (2.54)

podendo ser utilizadas outras combinações (Mizumoto, 1994b).

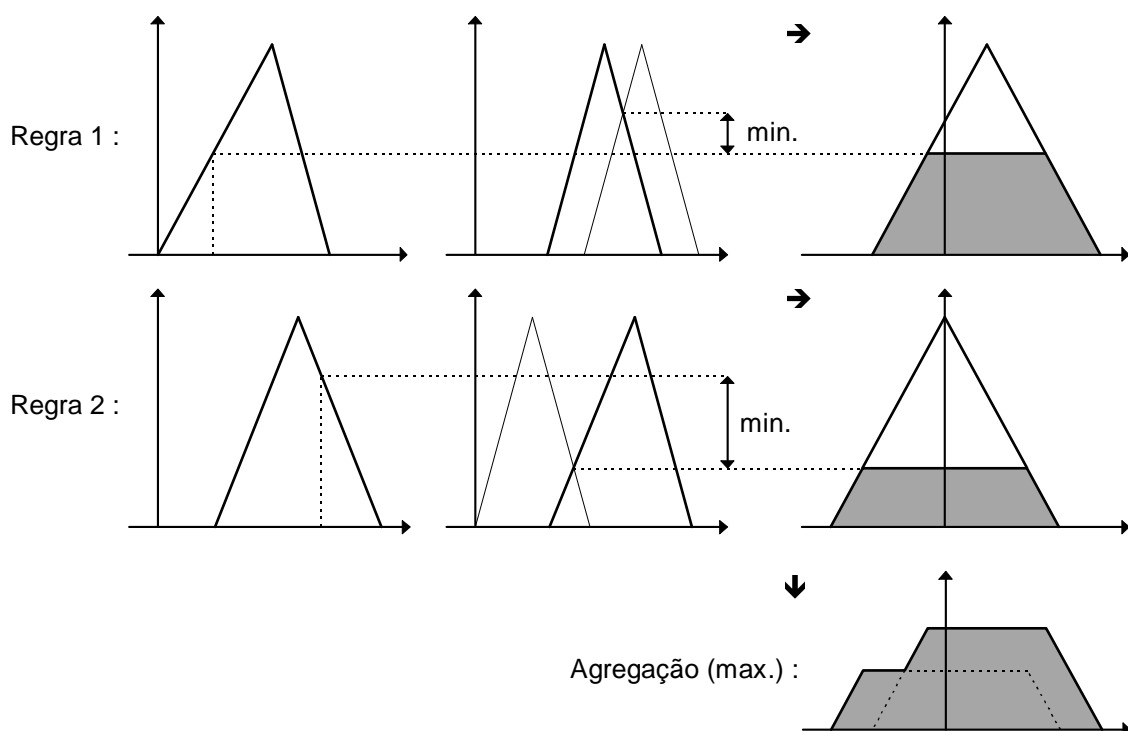


FIGURA 12 - Aplicação do método de Mamdani - max./min. (adaptado de Vadiée, 1993b).

Em agregações do tipo soma podem ser consideradas atribuições de pesos a cada uma das regras (Dickerson e Kosko, 1994 ; Yager e Filev, 1994).

Os dados de entrada de um sistema pericial *fuzzy* podem ser, grosso modo, perfeitamente definidos (valores ríspidos) ou conjuntos *fuzzy*, como também se ilustra na figura 12 (Vadiee, 1993b).

O controlo da informação *fuzzy* é, basicamente, constituído por duas componentes, como se apresenta na figura 13. A última componente consiste no processo de *desfuzzificação* da informação *fuzzy* resultante (B'), convertendo-a num valor ríspido (y^*) (Yager, 1994).

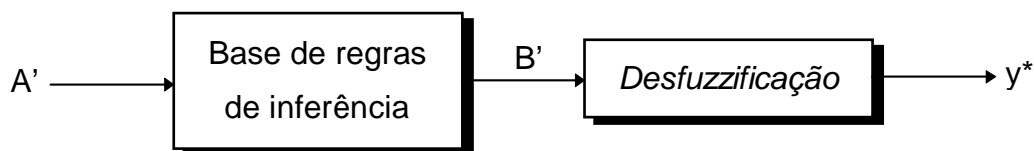


FIGURA 13 - Controlador de informação *fuzzy* (adaptado de Yager, 1994).

Os métodos de *desfuzzificação* utilizados (figura 14) são os seguintes:

- Método do critério do máximo, em que se escolhe um valor arbitrário $y \in Y$, correspondente a um dos valores máximos da função de pertença $\mu_{B'}(y)$;
- Método da média dos máximos, em que o valor corresponde à expressão

$$y^* = \frac{1}{\max[\mu_{B'}(y)]} \cdot \sum_{y_i \in \max[\mu_{B'}(y)]} y_i \quad (2.55)$$

No caso em que $\max[\mu_{B'}(y)]$ é um conjunto finito, o valor será

$$y^* = \frac{1}{\int_{y \in \max[\mu_{B'}(y)]} dy} \cdot \int_{y \in \max[\mu_{B'}(y)]} y dy \quad (2.56)$$

- Método do centro de gravidade, em se define o valor y^* , correspondente ao centro de gravidade da área definida pela função de pertinência $\mu_{B'}(y)$, o que se traduz na expressão

$$y^* = \frac{1}{\int_{y \in Y} \mu_{B'}(y) dy} \cdot \int_{y \in Y} y \cdot \mu_{B'}(y) dy \quad (2.57)$$

(Kruse *et al.*, 1994).

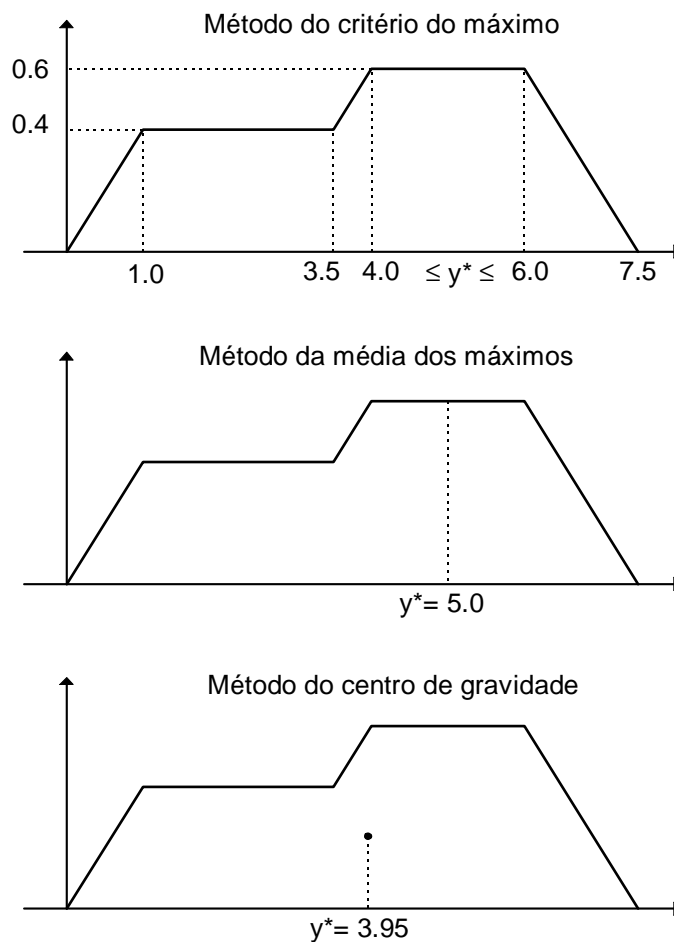


FIGURA 14 - Exemplos do processo de *desfuzzificação* (adaptado de Kruse *et al.*, 1994).

A implementação, em computador, da lógica fuzzy é relativamente fácil, dado que já existem vários algoritmos e rotinas publicados por diversos autores (Dubois *et al.*, 1988 ; Jamshidi, 1993b ; Jamshidi, 1994 ; McNeil e Thro, 1994).

2.4. Redes neuronais

Redes neuronais são modelos cujas estruturas são baseadas no conhecimento actual do sistema nervoso biológico. São redes com grande interligação de elementos simples de computação (Lippman, 1987).

Os elementos de computação (os nós da rede) tentam imitar o funcionamento dos neurónios (células cerebrais). Na figura 15 está esquematizado um neurónio e os seus constituintes. Sinais que chegam ao neurónio, são recebidos pelas dendrites, que os combinam de determinada forma, e que os transmitem para o corpo da célula. Este efectua a interpretação dos sinais que são, então, transmitidos pelos axónios. A junção entre um axónio e uma dendrite corresponde à sinapse onde, através de um processo químico, se efectua a transferência do sinal, ajustando a sua amplitude. O processo de aprendizagem do cérebro, ao que se julga, consiste no ajuste dessas amplitudes (Chapman e Crossland, 1995).

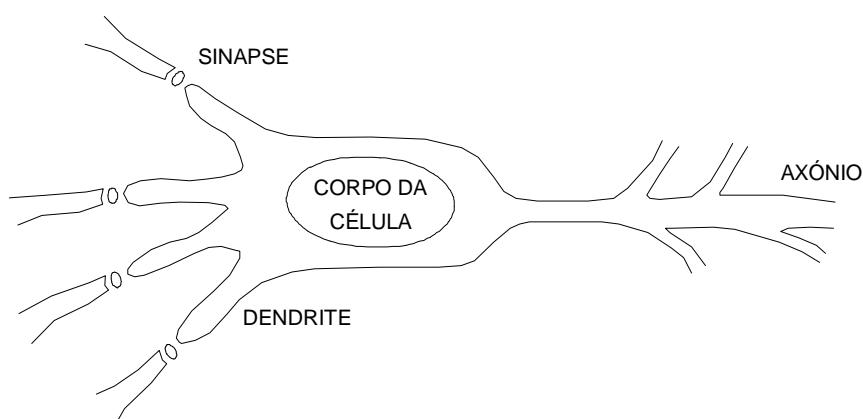


FIGURA 15 - Esquema da constituição de uma célula do cérebro (adaptado de Chapman e Crossland, 1995).

O neurónio artificial (elemento de computação) típico de uma rede neuronal é, basicamente, um elemento comparador que, ao verificar que o efeito cumulativo do sinal excede um valor limite, produz um determinado resultado (Patterson, 1996).

Associado a cada sinal de entrada x_i existem pesos w_i (amplitudes da ligação), que modelam o funcionamento das sinapses das redes biológicas, actuando de forma a aumentar ou diminuir o sinal de entrada (Freeman e Skapura, 1992), como se ilustra na figura 16.

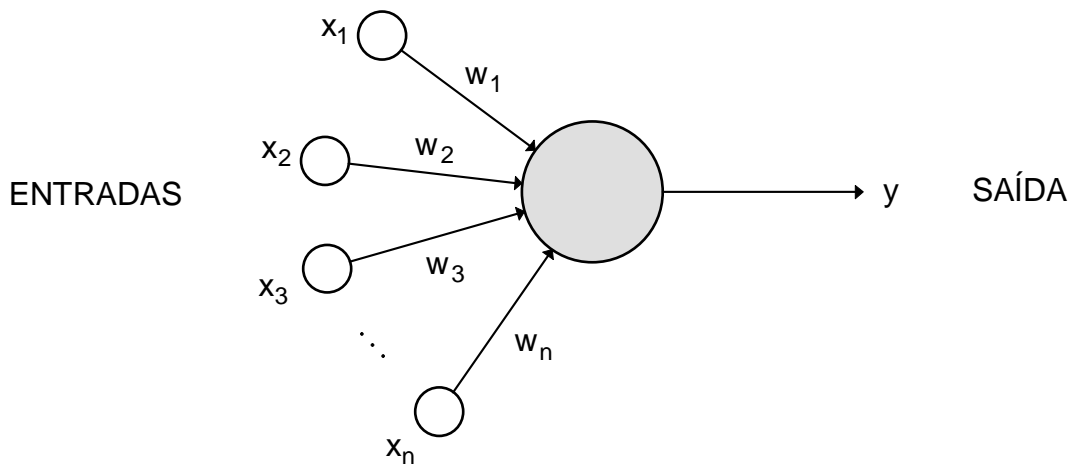


FIGURA 16 - Exemplo de uma rede neuronal simples (adaptado de Lippman, 1987).

Os neurónios artificiais têm uma actividade α , produzindo um resultado na saída $y = f(\alpha)$, que é, muitas vezes, tomado como a soma ponderada dos sinais de entrada (figura 17). Quando se deseja um limite de entrada, então é adicionado um peso w_0 (Ghaboussi *et al.*, 1991).

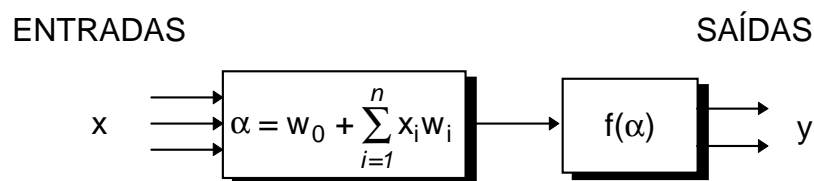


FIGURA 17 - Diagrama esquemático de um neurónio artificial (adaptado de Patterson, 1996).

As funções de activação (mapeamento) $f(\alpha)$ são, tipicamente, funções monótonas não decrescentes, cujas expressões mais utilizadas se ilustram na figura 18 (Patterson, 1996).

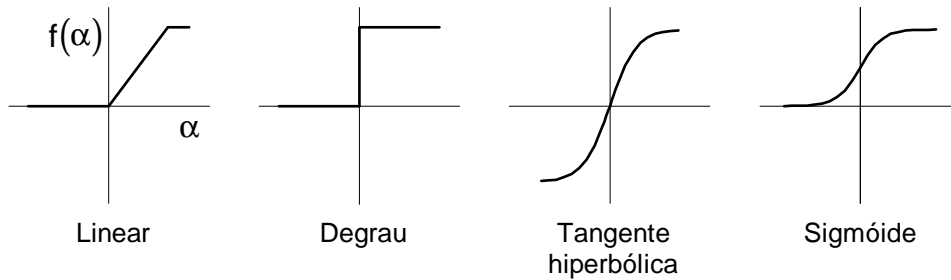


FIGURA 18 - Funções de activação típicas em redes neuronais (adaptado de Patterson, 1996).

Os modelos das redes neuronais são especificados pela topologia da rede, pelas características dos nós e pelas regras de aprendizagem e treino. Estas regras especificam um conjunto inicial de pesos e indicam como estes devem ser adaptados, durante a utilização, para melhorarem o desempenho da rede (Lippman, 1987).

2.4.1. Características das redes neuronais

O número de sistemas de redes neuronais tem vindo a aumentar rapidamente. Cada sistema tem as suas características, que determinam a adequabilidade para a resolução de determinadas classes de problemas. As redes neuronais podem ser classificadas de acordo com as seguintes características principais:

- Formato e interpretação dos dados;
- Interligação da rede;
- Modo de operação dos neurónios e respectivas ligações;
- Método de treino da rede (Flood e Kartam, 1994b).

Existem muitos sistemas de redes neuronais, estudados e usados em diferentes aplicações (Patterson, 1996), de que se destacam os seguintes:

- ADALINE (*Adaptive Linear Neural Element*)
- ART (*Adaptive Resonant Theory*)
- AM (*Associative Memories*)
- BAM (*Bidirectional Associative Memories*)

- Boltzmann *Machine*
- BSB (*Brain-State-in-a-Box*)
- CCN (*Cascade Correlation*)
- Cauchy *Machine*
- CPN (*Counter Propagation*)
- GRNN (*Generalized Regression Neural Network*)
- Hamming *network*
- Hopfield *network*
- LVQ (*Learning Vector Quantization*)
- MADALINE (*Many Adaptive Linear Neural Element*)
- MLFF-BP (*Multilayer Feedforward Backpropagation*)
- *Neocognitron network*
- NLN (*Neurologic Networks*)
- *Perceptron network*
- PNN (*Probabilistic Neural Network*)
- RBF (*Radial Basis Function*)
- RNN (*Recurrent Neural Networks*)

Entre as diversas capacidades das redes neuronais, podem ser salientadas as seguintes:

- Capacidade de mapeamento - uma rede neuronal pode ser considerada como uma caixa negra que transforma vectores de entrada x , de um espaço de dimensão n , em vectores y , de um espaço de dimensão m , com $F : x \rightarrow y$. Os tipos de mapeamento F (relações funcionais) que a rede neuronal pode aproximar, dependem da arquitectura da rede;
- Aprendizagem e generalização - generalização é uma parte essencial da aprendizagem, e consiste no processo de descrever o todo a partir de algumas partes (deduzir o caso geral a partir do específico). A aprendizagem está relacionada com a capacidade de um algoritmo encontrar um conjunto de pesos que desempenhem o desejado mapeamento com um erro tolerável. A rede

neuronal é treinada com resultados conhecidos, que são memorizados nos neurónios artificiais (figura 19);

- Processamento paralelo - as redes neuronais, tal como o cérebro, têm uma capacidade notória de processamento, a alta velocidade. Isso é possível por existirem computações paralelas através das redes (Patterson, 1996).

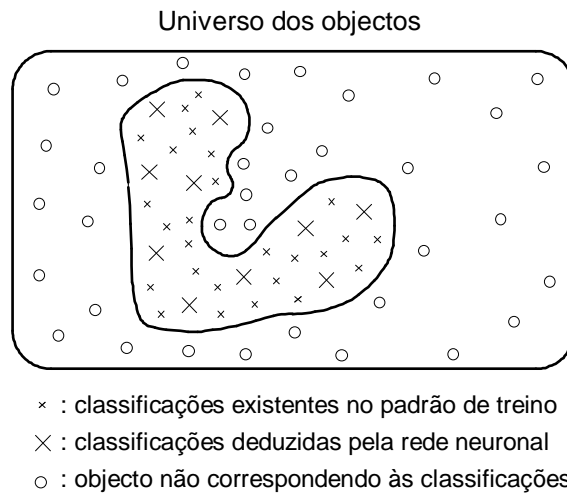


FIGURA 19 - Aprendizagem e generalização (adaptado de Patterson, 1996).

2.4.2. Tipos de redes neuronais

A história mais recente das redes neuronais remonta, provavelmente, a 1943 com os trabalhos de McCulloch e Pits, citados por Patterson (1996). Desde então, muitos tipos de redes têm sido desenvolvidos, para as mais diversas aplicações. Segundo Patterson (1996), essas aplicações podem ser agrupadas nas seguintes classes (figura 20):

- Memória associativa;
- Classificação;
- Reconhecimento de padrões;
- Previsão;
- Optimização;
- Mapeamento geral.

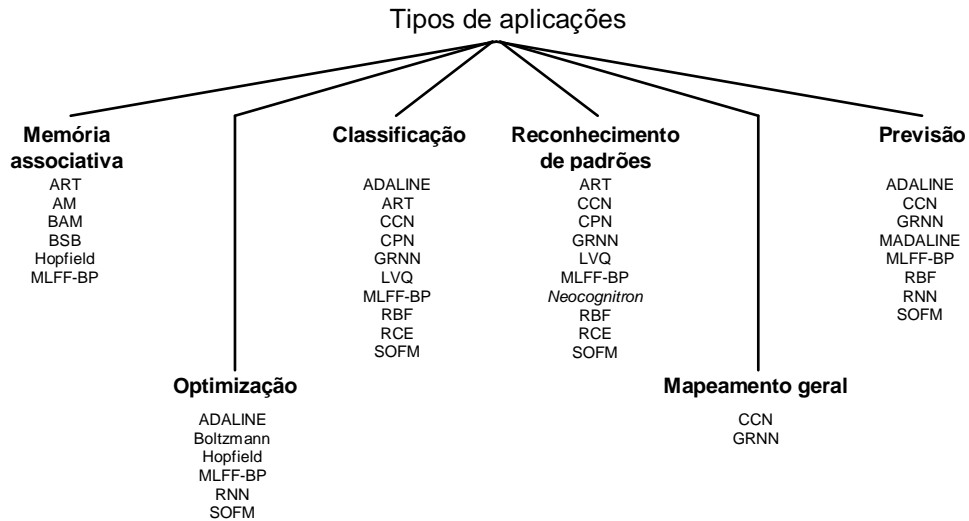


FIGURA 20 - Categorias das redes neurais em função do tipo de aplicação (adaptado de Patterson, 1996).

Nos últimos anos, o uso das redes neurais, na resolução de problemas complexos da engenharia civil, tem vindo a aumentar (Garret Jr., 1994), tendo surgido os primeiros trabalhos em 1989 (Flood e Kartam, 1994a). São vários os estudos relacionados com a aplicação das redes neurais à modelação do comportamento dos materiais (Ghaboussi *et al.*, 1991 ; Ellis *et al.*, 1995 ; Goh, 1995 ; Dias *et al.*, 1997), na análise de estruturas (Hajela e Berke, 1991 ; Adeli e Park, 1995) e na identificação de danos estruturais (Wu *et al.*, 1992 ; Elkordy *et al.*, 1993 ; Szweczyk e Hajela, 1994 ; Barai e Pandey, 1995 ; Chen *et al.*, 1995 ; Chapman e Crossland, 1995 ; Masri *et al.*, 1996).

2.4.3. Arquitecturas de redes neurais

As redes neurais têm sido desenvolvidas com diversas arquitecturas, e podem ser agrupadas nas seguintes três classes:

- *Single layer feedforward* - redes com um nível de neurónios artificiais que processam os sinais de entrada para a saída;
- *Multilayer feedforward* - redes com dois, ou mais, níveis de ligações com pesos, que processam os sinais de entrada no sentido da saída. Os níveis intermédios são designados por níveis escondidos (*hidden layers*), dado que

eles só recebem sinais internos (provenientes de outras unidades de processamento), como se ilustra na figura 21;

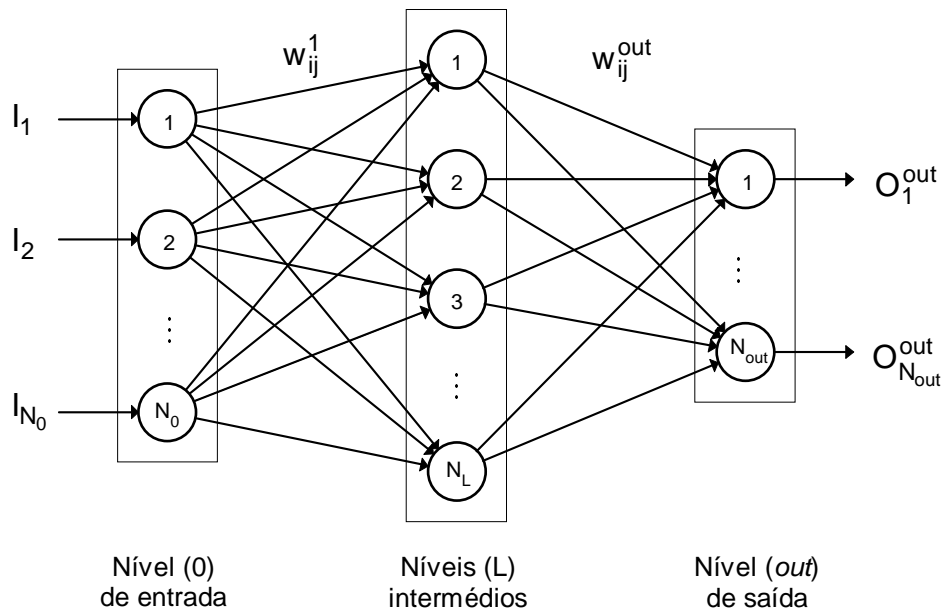


FIGURA 21 - Exemplo de uma rede neuronal *feedforward* de vários níveis.

- Redes neurais recorrentes - que possuem ligações com realimentação do sinal, que é propagado da saída de alguns neurónios para a entrada de outros (incluindo auto-realimentação), para efectuarem repetidas computações do sinal (Patterson, 1996).

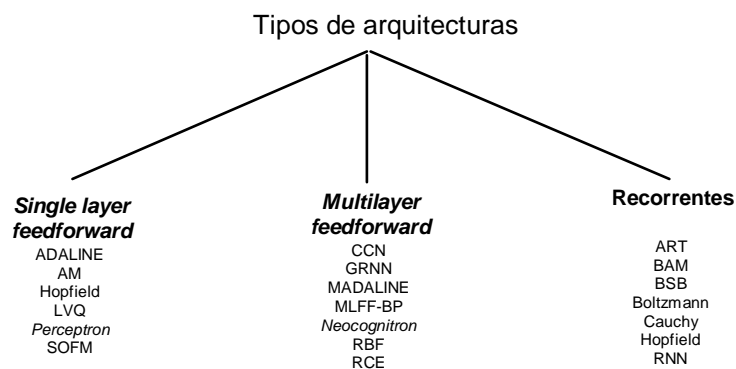


FIGURA 22 - Categorias das redes neurais em função do tipo de arquitetura (adaptado de Patterson, 1996).

2.4.4. Tipos de aprendizagem em redes neuronais

A maior preocupação no desenvolvimento de uma rede neuronal, é determinar um conjunto de pesos que permita o desejado desempenho dessa rede (Flood e Kartam, 1994a). Para a determinação desses pesos, existem vários algoritmos, possuindo determinadas características, que permitem classificá-los nos seguintes grupos (figura 23):

- Correção de erros;
- Aprendizagem de Hebbian;
- Aprendizagem competitiva;
- Aprendizagem estocástica (Patterson, 1996).

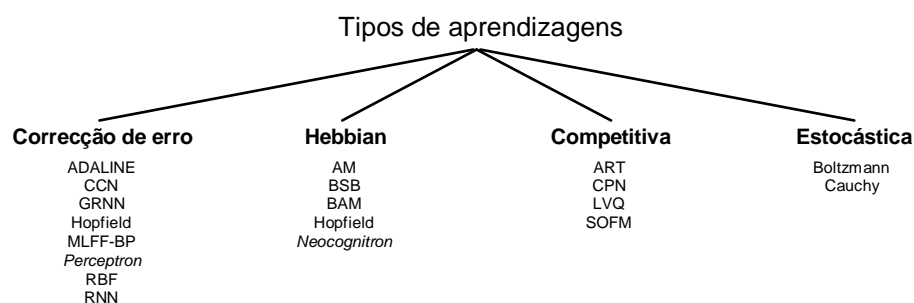


FIGURA 23 - Categorias das redes neuronais em função do tipo de aprendizagem (adaptado de Patterson, 1996).

O treino de uma rede neuronal tem a maior importância, pois dele depende, em grande parte, a eficácia da rede como ferramenta de classificação e aproximação, nomeadamente quando aplicada à engenharia civil (Flood e Kartam, 1994a ; Carpenter e Barthelemy, 1994), como se ilustra na figura 24.

2.4.5. Algoritmo da retropropagação do erro

O algoritmo da retropropagação do erro (*backpropagation*), é um dos mais utilizados em aplicações relacionadas com a engenharia civil, (Ghaboussi *et al.*, 1991 ; Hajela e Berke, 1991 ; Wu *et al.*, 1992 ; Flood e Kartam, 1994a ; Goh, 1995 ; Barai e Pandey, 1995 ; Chen *et al.*, 1995 ; Chapman e Crossland, 1995 ; Masri *et al.*, 1996 ; Dias *et al.*, 1997 ; Waszczyszyn, 1997).

O algoritmo é baseado na minimização do erro, propagado a partir da saída, sendo a aprendizagem da rede efectuada com recurso aos seguintes passos:

- Passo 0

É necessária a definição de uma função de activação que, necessariamente, deverá ser limitada e diferenciável. A mais usada é a função sigmóide.

$$f(\alpha_j) = \frac{1}{1 + e^{-\alpha_j}} \quad \text{ou} \quad f(\alpha_j) = \frac{1 - e^{-\alpha_j}}{1 + e^{-\alpha_j}} \quad (2.58-59)$$

- Passo 1

Inicializar os pesos a valores aleatórios pequenos (entre -0.5 e +0.5)

- Passo 2

Definir os N_{trn} vectores de treino I_j nas N_0 entradas e os N_{trn} vectores de resultados desejados T_j nas N_{out} saídas.

- Passo 3

Para cada vector de treino $n=1, \dots, N_{\text{trn}}$, e para cada neurónio j do nível 1 com ligações de pesos w_{ij} , determinar

$$\alpha_{j, n}^1 = w_{0j}^1 + \sum_{i=1}^{N_0} I_{i, n} \cdot w_{ij}^1 \quad \text{e} \quad O_{j, n}^1 = f(\alpha_{j, n}^1) \quad (2.60-61)$$

Nos restantes níveis $L=2, \dots, \text{out}$

$$\alpha_{j, n}^L = w_{0j}^L + \sum_{i=1}^{N_{L-1}} O_{i, n}^{L-1} \cdot w_{ij}^L \quad \text{e} \quad O_{j, n}^L = f(\alpha_{j, n}^L) \quad (2.62-63)$$

- Passo 4

A correcção dos pesos é efectuada a partir do sinal nas saídas, com erros

$$D_{i, n}^{\text{out}} = (T_{i, n} - O_{i, n}^{\text{out}}) \cdot (1 - O_{i, n}^{\text{out}}) \cdot O_{i, n}^{\text{out}} \quad (2.64)$$

e nos restantes níveis $L=1, \dots, \text{out}-1$

$$D_{i, n}^L = \left(\sum_{j=1}^{N_{L+1}} D_{j, n}^{L+1} \cdot w_{ij}^{L+1} \right) \cdot (1 - O_{i, n}^L) \cdot O_{i, n}^L \quad (2.65)$$

Em seguida são calculados os valores

$$Z_{ij, n}^1 = D_{j, n}^1 \cdot I_{i, n} \quad \text{e} \quad Z_{ij, n}^L = D_{j, n}^L \cdot O_{i, n}^{L-1} \quad (2.66-67)$$

Finalmente, os pesos são corrigidos

$$\text{novo_}w_{ij}^L = \text{actual_}w_{ij}^L + \eta \cdot \sum_{n=1}^{N_{\text{tm}}} Z_{ij, n}^L + \alpha (\text{actual_}w_{ij}^L - \text{velho_}w_{ij}^L) \quad (2.68)$$

O parâmetro de aprendizagem η (eventualmente ajustável no decorrer do treino) governa a convergência do algoritmo. Com η muito pequenos, a convergência é lenta. Com η muito grandes, a correção poderá ser demasiada, ultrapassando o erro mínimo, o que dá origem a uma convergência mais lenta. A consideração de um momento da rede α ($0 \leq \alpha \leq 1$) permite acelerar a convergência. Deste modo, é adicionada uma fracção da correção anterior, à correção da iteração em curso.

• Passo 5

O erro correspondente a um vector de treino será dado por

$$E_n = \frac{1}{2} \cdot \sum_{L=1}^{\text{out}} \sum_{j=1}^{N_L} (D_{j, n}^L)^2 \quad (2.69)$$

O erro global da rede neuronal será

$$E = \sum_{n=1}^{N_{\text{tm}}} E_n \quad (2.70)$$

Caso os erros E_n sejam inferiores a um valor máximo estabelecido e o erro global (E) seja inferior ao desejado, termina a aprendizagem da rede neuronal. Se tal não se verificar, é iniciada mais uma época de aprendizagem a partir do passo 3 (Lippman, 1987 ; Freeman e Skapura, 1992 ; Chapman e Crossland, 1995 ; Patterson, 1996).

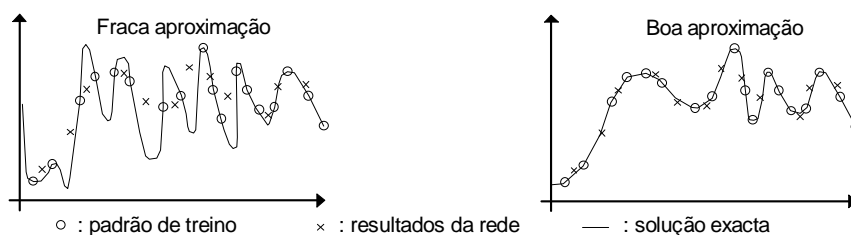


FIGURA 24 - Generalizações de padrões de treino (adaptado de Flood e Kartam, 1994a).

2.5. Sistemas *fuzzy* neuronais

Os sistemas *fuzzy* neuronais são sistemas baseados em regras que envolvem redes *fuzzy* neuronais, como se exemplifica na figura 25 (Park *et al.*, 1994).

Rede *fuzzy* neuronal é definida como sendo uma rede neuronal que processa informação *fuzzy* e/ou apresenta pesos *fuzzy*, com algoritmos de aprendizagem adaptados a essa situação (Buckley e Hayashi, 1994).

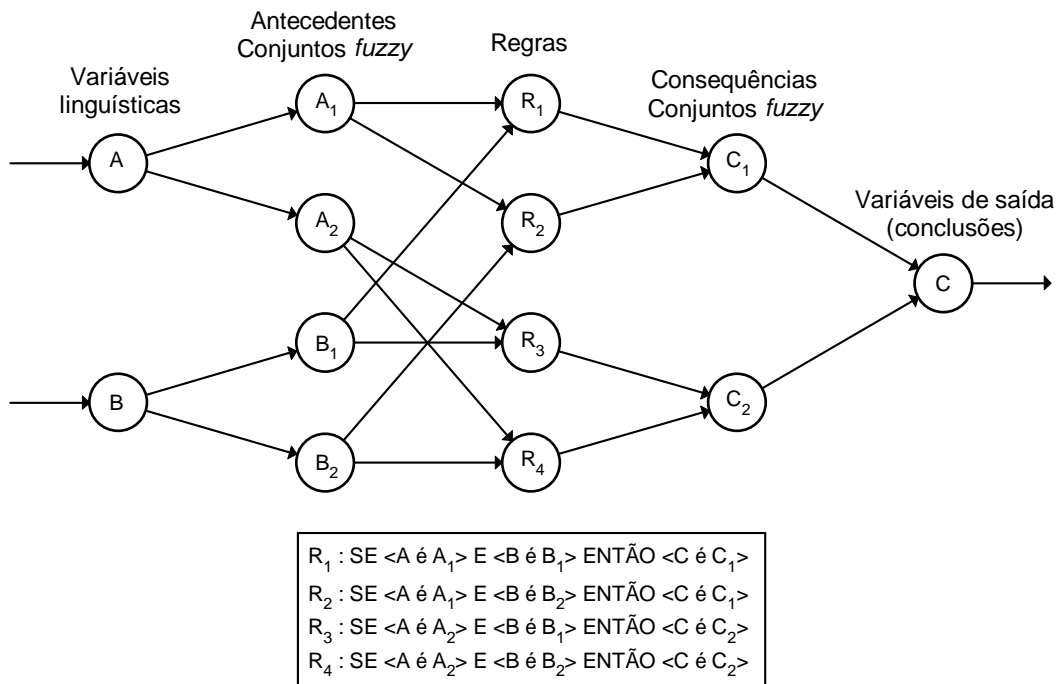


FIGURA 25 - Exemplo de uma rede *fuzzy* neuronal simples (adaptado de Patterson, 1996).

A grande vantagem destes sistemas é que conjugam o melhor das redes neuronais e dos sistemas periciais *fuzzy*, ou seja, possuem a capacidade de aprendizagem das redes neuronais mantendo o controlo do sistema através da transparência proporcionada pelas regras *fuzzy* (Chang *et al.*, 1997).

Nos últimos anos têm vindo a ser dados alguns passos na utilização de sistemas *fuzzy* neuronais aplicados à resolução de problemas da engenharia civil (Ramu e Johnson, 1995 ; Rajasekaran *et al.*, 1996 ; Kushida *et al.*, 1997).

A CASUALIDADE SÍSMICA E OS EFEITOS LOCAIS

3.1. Análise da sismicidade

A sismicidade pode ser definida como a descrição das relações entre as datas, os locais, as dimensões e a periodicidade da ocorrência de eventos sísmicos, numa dada região. A análise da sismicidade e a sua compreensão é a base de qualquer estudo sísmico. Para se efectuar essa análise são adoptados, normalmente, métodos estatísticos ou métodos empíricos (Hu *et al.*, 1996).

A análise da sismicidade de uma dada zona requer a criação de bases de dados com:

- Informação histórica de sismos - é necessária a obtenção de dados históricos, tão antigos quanto possíveis, que incluam a data do evento, intensidade epicentral ou a máxima verificada, intensidades locais, curvas de iguais intensidades (isossistas), magnitude, localização do epicentro e profundidade do foco;
- Registos instrumentais - dados obtidos por sismógrafos, permitem a obtenção de informações sobre os epicentros, profundidades dos focos e magnitudes, e registos de aparelhos “strong motion” que permitem obter os diversos parâmetros dos movimentos sísmicos do solo, nos diversos locais;
- Informação sismotectónica - esta informação fornece dados importantes sobre os movimentos tectónicos, associados a sismos históricos de elevada magnitude, nomeadamente o padrão das fracturas tectónicas, o comprimento, a profundidade, a idade e o historial das falhas, assim como o seu relacionamento com a ocorrência de sismos (Wang e Law, 1994).

3.1.1. Distribuição no tempo

A sismicidade de uma região é controlada por dois factores: pelo campo de tensões e deformações decorrentes dos movimentos das placas tectónicas e pela capacidade resistente e de deformação do local onde o sismo ocorre (Hu *et al.*, 1996).

Dado que existe grande incerteza na determinação dos parâmetros de sismicidade, os eventos sísmicos são usualmente tratados como sendo parte de um processo estocástico estacionário. Admite-se que existirá uma acumulação constante de energia que será dissipada, aleatoriamente no tempo, quando ocorre um evento sísmico, e pode-se dizer que, para um determinado intervalo de tempo, o número de sismos de uma dada magnitude por unidade de tempo é constante (Oliveira, 1977 ; Hu *et al.*, 1996).

A consideração da ocorrência de eventos sísmicos como um processo de Poisson é muito vulgar, e pressupõe a verificação das seguintes hipóteses:

- Independência - dados dois eventos sísmicos A e B, a ocorrência do evento A não é afectada pela ocorrência do evento B, nem pelo momento em que ele ocorre ou pela sua magnitude. Isso significa que o processo não tem memória, pois os eventos do passado não afectam os eventos futuros, logo, equivale a dizer que a probabilidade $P[A|B]= P[A]$;
- Estacionaridade - dado um intervalo de tempo $[t,t+\Delta t]$, a probabilidade de ocorrência de um evento no intervalo Δt depende do número de eventos ocorridos em $[t,t+\Delta t]$ e de Δt , mas não de t ;
- Não-multiplicidade - o que significa que a probabilidade de dois ou mais eventos ocorrerem no intervalo de tempo Δt , tende para zero à medida que Δt tende para zero. Assim, não são considerados eventos simultâneos (Lomnitz, 1994).

Das hipóteses anteriores, obtemos que a probabilidade de ocorrência de n eventos sísmicos no período de tempo t , é dada pela expressão

$$P(n,t) = \frac{e^{-\lambda t} \cdot (\lambda t)^n}{n!} \quad e \quad F_T(t) = 1 - e^{-\lambda t} \quad \text{com} \quad t > 0 \quad (3.1-2)$$

em que λ é o valor médio do processo na unidade de tempo (Oliveira, 1977).

3.1.2. Distribuição das magnitudes

A relação entre a frequência e a magnitude mais conhecida foi sugerida por Gutenberg e Richter, em 1944, como é citado por Hu *et al.* (1996), em que

$$\log N = a - b \cdot M \quad (3.3)$$

sendo N o número de sismos ocorridos de magnitudes iguais ou maiores que M , contidas no intervalo $[M, M_t + \Delta M]$, em que ΔM é suficientemente grande para dar origem a uma curva relativamente bem ajustada. O parâmetro “a” (actividade sísmica) está relacionado com o número total de sismos, e “b” está relacionado com a distribuição de sismos pelas diversas magnitudes. Fazendo

$$\alpha = a \cdot \ln 10 \quad e \quad \beta = b \cdot \ln 10 \quad (3.4-5)$$

vem que

$$\ln N = \alpha - \beta \cdot M \quad \text{ou} \quad N = e^{\alpha - \beta \cdot M} \quad (3.6-7)$$

Se o limite inferior da magnitude é M_0 , o número total de sismos será

$$N_T = e^{\alpha - \beta \cdot M_0} \quad (3.8)$$

e a probabilidade de ocorrência de sismos com magnitude não inferior a M será então

$$1 - F(M) = \frac{N}{N_T} = \frac{e^{\alpha - \beta \cdot M}}{e^{\alpha - \beta \cdot M_0}} = e^{-\beta(M - M_0)} \quad (3.9)$$

A probabilidade de ocorrerem sismos com magnitude não superior a M será

$$F(M) = 1 - e^{-\beta(M-M_0)} \quad (3.10)$$

sendo a função de densidade de probabilidade de M , dada por:

$$f(M) = \beta \cdot e^{-\beta(M-M_0)} \quad (3.11)$$

Embora a lei de Gutenberg-Richter dê bons resultados para sismos moderados e em grandes regiões, resulta num menor número de sismos para as magnitudes mais reduzidas e não limita os sismos de grandes magnitudes. Cornell e Vanmarcke em 1969, como citam Hu *et al.* (1996), sugeriram um limite superior M_U (sismo máximo provável), com

$$F(M) = \frac{1 - e^{-\beta(M-M_0)}}{1 - e^{-\beta(M_U-M_0)}} \quad (3.12)$$

e

$$f(M) = \frac{\beta \cdot e^{-\beta(M-M_0)}}{1 - e^{-\beta(M_U-M_0)}} \quad (3.13)$$

com $M_0 \leq M \leq M_U$. Quando M_U tende para infinito, estas expressões tendem para as inicialmente propostas.

3.2. Casualidade sísmica

É designada por casualidade sísmica¹, a probabilidade de ocorrer um evento sísmico, numa dada região, que conduza a um valor de um dado efeito, ou à sua excedência, no local em estudo (Thibault, 1994).

¹ Foi adoptada a designação de casualidade sísmica para o conceito, que em inglês, corresponde a *seismic hazard*. Alguns autores têm adoptado, também, a designação de perigosidade sísmica.

A análise da casualidade sísmica envolve, normalmente, três etapas principais:

- Localizar as zonas potenciais de geração de sismos (zonas sismogénicas), que envolvem o local em estudo, e estimar as respectivas actividades sísmicas;
- Determinar a forma de propagação das ondas sísmicas e as características da sua atenuação;
- Adoptar um modelo apropriado para a análise da casualidade sísmica, podendo ser um modelo determinista ou um modelo probabilista (Wang e Law, 1994).

3.2.1. Modelos deterministas

Embora os sismos sejam considerados eventos aleatórios, por simplicidade as incertezas não são consideradas, explicitamente, nos modelos deterministas. Os futuros sismos máximos prováveis são estimados com base nos sismos históricos e na sismotectónica, pelo que estes eventos incertos e aleatórios são transformados em eventos determinísticos (Hu *et al.*, 1996).

A análise determinística da casualidade sísmica, é efectuada mediante as seguintes etapas:

- Localizar as potenciais zonas sismogénicas que se relacionam geograficamente com o local, com base nos estudos dos sismos históricos e da informação sismotectónica disponível;
- Com base na magnitude seleccionada e na distância epicentral, avaliar os parâmetros máximos do movimento do solo, usando, na maioria dos casos, a aceleração horizontal do solo como parâmetro de projecto;
- Efectuar os ajustes convenientes aos parâmetros atrás mencionados, por forma a entrar em conta com os efeitos locais (Wang e Law, 1994).

3.2.2. Modelos probabilistas

A abordagem probabilista para a análise da casualidade sísmica, consiste em determinar a probabilidade de excedência de um dado valor de um parâmetro relacionado com os movimentos sísmicos, num dado período de tempo e no local em estudo. Para se realizar uma análise probabilista, é necessário que se efectuem os seguintes passos:

- Definir as potenciais zonas sismogénicas;
- Determinar os parâmetros de sismicidade;
- Seleccionar modelos de análise de sismicidade;
- Definir as regras de atenuação dos movimentos sísmicos;
- Calcular as probabilidades de excedência no local em estudo (Wang e Law, 1994).

Dos modelos probabilistas existentes, o modelo desenvolvido, inicialmente, por Cornell (1968) e modificado por Der Kiureghian e Ang (1977) e por Bender (1984), é dos mais utilizados em todo o mundo.

O modelo de Cornell é baseado no teorema da probabilidade total, em que a probabilidade de excedência de um efeito Y no local em estudo, é a soma das contribuições de todas as n zonas sismogénicas em consideração:

$$P[Y > y] = \sum_{j=1}^n P[Y > y | E_j] \cdot P[E_j] \quad (3.14)$$

com

$$P[Y > y | E_j] = \iint \dots \int P_j[Y > y | x_1, x_2, x_3, \dots] \cdot f_j(x_1) \cdot f_j(x_2|x_1) \cdot f_j(x_3|x_1, x_2) \dots dx_1 dx_2 dx_3 \quad (3.15)$$

em que: y é o valor de referência para o efeito Y ; E_j é o evento sísmico ocorrido na zona sismogénica j ; x_i ($i = 1, 2, 3, \dots$) são factores a ter em conta como, por exemplo, a magnitude, a distância hipocentral e o comprimento da falha; $f(x)$ é

a função de densidade de probabilidade e $P[E_j]$ é a probabilidade de ocorrência do evento sísmico E_j .

Por simplicidade, é assumido que o evento sísmico tem origem num ponto, mas a zona sismogénica pode ser um ponto, uma linha, uma área ou um volume (cujas falhas podem ter orientações definidas ou indefinidas).

Desta forma, desprezando algumas incertezas e escolhendo para as variáveis aleatórias x_i a magnitude (M) e a distância hipocentral (R), temos que

$$P[Y > y | E_j] = \iint P_j[Y > y | M, R] \cdot f_j(M) \cdot f_j(R | M) dM dR \quad (3.16)$$

Seja λ_j a taxa média anual de ocorrência de sismos de magnitude $M \geq M_0$ na zona sismogénica j , então a taxa anual total será

$$\lambda = \sum_{j=1}^n \lambda_j \quad (3.17)$$

Ocorrendo um sismo com $M \geq M_0$, a probabilidade deste ocorrer na zona j corresponderá a

$$P[E_j] = \frac{\lambda_j}{\lambda} \quad (3.18)$$

logo

$$P[Y > y] = \frac{1}{\lambda} \sum_{j=1}^n \lambda_j P[Y > y | E_j] \quad (3.19)$$

Assumindo que a ocorrência de eventos sísmicos em todas as zonas sismogénicas obedecem a um processo homogéneo de Poisson de λ , a probabilidade anual de $Y > y$ será dada pela seguinte expressão

$$P_{1 \text{ ano}}[Y > y] = 1 - e^{-\sum_{j=1}^n \lambda_j P[Y > y | E_j]} \quad (3.20)$$

Para a probabilidade de excedência em T anos, teremos

$$P_T[Y > y] = 1 - \{1 - P_{1 \text{ ano}}[Y > y]\}^T \quad (3.21)$$

O período de retorno será

$$T_r = \frac{1}{P_{1 \text{ ano}}[Y > y]} \quad (3.22)$$

Caso seja adoptada uma lei de atenuação do tipo

$$\log y = y_0 + y_1 \cdot M + y_2 \cdot \log R + y_3 \cdot R \Leftrightarrow M = m(y, R) \quad (3.23)$$

em que existe independência de M e R, então

$$P[Y > y | E_j] = \int_{r_0}^{r_1} P_j[Y > y | E_j, r] \cdot f_j(r) dr \quad (3.24)$$

em que $E_{j, r}$ é um evento sísmico ocorrido na zona j, à distância hipocentral r do local em estudo.

$$P[Y > y | R = r] = P[M > m(y, r)] = 1 - F[m(y, r)] = 1 - \frac{1 - e^{-\beta[m(y, r) - M_0]}}{1 - e^{-\beta(M_U - M_0)}} \quad (3.25)$$

sendo a probabilidade unitária quando $m(y, r) \leq M_0$ e nula quando $m(y, r) \geq M_U$, e

$$P[Y > y | E_j] = \int_{r_0}^{r_1} P_j[Y > y | R = r] \cdot f_j(r) dr \quad (3.26)$$

Este modelo (“Point-source model”) pressupõe que a energia libertada durante um sismo, irradia toda de um ponto, correspondendo ao foco. Esta hipótese pode ser válida para sismos de pequenas magnitudes, no entanto não o é para sismos de grandes magnitudes, em que a energia é libertada ao longo de uma zona de ruptura, que poderá ter várias centenas de quilómetros.

Der Kiureghian e Ang (1977), propuseram um modelo (“Fault-rupture model”) que permite entrar em conta com o comprimento da ruptura.

Partindo da expressão proposta por Cornell

$$P[Y > y] = \frac{1}{\lambda} \sum_{j=1}^n \lambda_j P[Y > y | E_j] \quad (3.27)$$

mas com

$$P[Y > y | E_j] = \int_{m_0}^{m_U} P_j[Y > y | E_{j,m}] \cdot f_j(m) dm \quad (3.28)$$

em que $E_{j,m}$ é um evento sísmico de magnitude m ocorrido na zona j .

A probabilidade $P_j[Y > y | E_{j,m}]$ depende do tipo de zona geradora de sismos, podendo esta ser uma linha (falha conhecida), uma área, com ou sem orientação das falhas conhecidas. Esta probabilidade vai depender da distância ao epicentro, da distância focal $r(y,m)$, obtida de acordo com as leis de atenuação definidas, e do comprimento de rotura L (função da magnitude).

3.2.3. Incertezas na análise da casualidade sísmica

As leis empíricas de atenuação, a definição das zonas sismogénicas, assim como algumas inconsistências dos catálogos sísmicos, afectam os resultados das análises da casualidade sísmica. As incertezas decorrentes desse facto têm sido incluídas nos modelos de análise da casualidade sísmica de várias formas.

Der Kiureghian e Ang (1977) propuseram um modelo para considerar as incertezas associadas à relação entre intensidade-distância e comprimento da ruptura-magnitude. Bender (1986) desenvolveu uma forma de modelar as incertezas nos limites das zonas sismogénicas.

Nos últimos anos tem vindo a ser sugerido por alguns investigadores, que muitas das incertezas não são de natureza aleatória e como tal podem ser

modeladas com o auxílio da teoria de conjuntos *fuzzy* (Frangopol *et al.*, 1988 ; Hu e Chen, 1992).

3.3. Efeitos locais

Os efeitos locais, nomeadamente os efeitos geológicos e topográficos, afectam de forma substancial os resultados de uma análise da casualidade sísmica, devido à amplificação das vibrações sísmicas, que é originada por fenómenos de ressonância dos solos de fundação. Os efeitos locais colaterais das vibrações sísmicas, como sejam as deformações do solo e a liquefacção, devem ser tidos em conta numa avaliação do risco sísmico, pois dão origem a danos elevados nas construções (Booth, 1994).

3.3.1. Efeitos geológicos locais

A caracterização dos movimentos do solo, atendendo às condições locais é um processo complexo, dada a heterogeneidade das formações geológicas. De forma resumida, é possível dividir o solos em dois grupos: rígidos e brandos. Os resultados observados quando ocorrem sismos, levam a concluir que os solos brandos dão origem a amplificações duas a três vezes superiores às dos solos rígidos, para frequências inferiores a 5 Hz. A situação é invertida para frequências superiores. A amplificação devida a pequenas vibrações e a grandes vibrações não é proporcional devido ao comportamento não linear dos solos. Em média, as pequenas vibrações conduzem a maiores factores de amplificação, nos solos brandos, para frequências até aos 12 Hz. Por outro lado, as grandes vibrações conduzem a um factor de amplificação maior para os solos brandos, só até aos 5 Hz, sendo esta situação invertida para frequências maiores (Idriss, 1990 ; Aki, 1993).

Leis de atenuação que consideram os fenómenos de amplificação e a filtragem dos movimentos sísmicos têm sido desenvolvidas por vários investigadores (Campbell, 1985 ; Boore e Joyner, 1991), e são utilizadas em análises da casualidade sísmica.

3.3.2. Efeitos topográficos locais

Os efeitos da topografia local, na resposta das estruturas, são notórios nos cumes dos montes, originando grandes amplificações das acelerações induzidas ao nível da camada rochosa de base, filtrando, em simultâneo, o conteúdo energético das vibrações sísmicas (figura 26). Este fenómeno pode ser comparado ao da ressonância de um edifício (Priestley *et al.*, 1996).

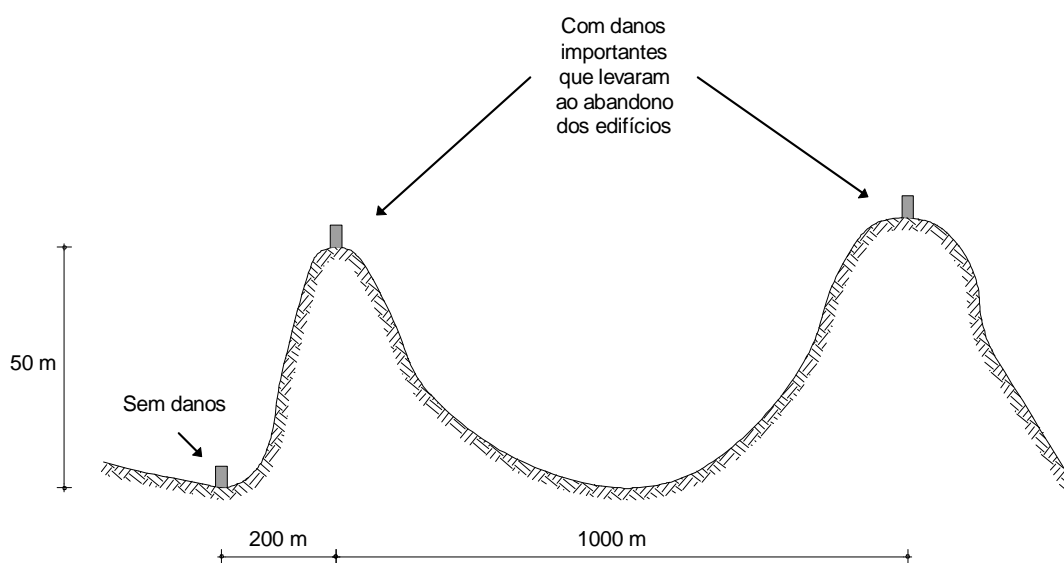


FIGURA 26 - Danos causados pelo sismo do Chile de 1985, em Viña del Mar (adaptado de Priestley *et al.*, 1996).

Estudos realizados indicam que a existência de topografia irregular afecta, não só a zona dos cumes dos montes, mas também as zonas próximas, conduzindo a uma interacção das ondas elásticas que, de forma complexa, aumentam ou reduzem o factor de amplificação. Este valor chega a atingir, em vários casos, valores superiores a vinte. A existência das irregularidades topográficas têm, também, como consequência o aumento da duração dos movimentos sísmicos (Sánchez-Sesma e Campillo, 1993).

3.3.3. Liquefacção

O fenómeno de liquefacção está associado, essencialmente, a solos incoerentes, saturados com granulometria fina ou média. Tal fenómeno ocorre quando um solo, não drenado, é sujeito a uma distorção cíclica, induzida pelas ondas sísmicas, de tal modo que a tensão na água intersticial sofre um aumento igual ao do valor da tensão efectiva inicial no solo (Das, 1993).

A liquefacção pode ser classificada como microscópica ou macroscópica, dependendo da forma de manifestação do fenómeno, como é exemplificado na figura 27. A liquefacção macroscópica está associada à visibilidade de bolhas de areia à superfície (Wang e Law, 1994).

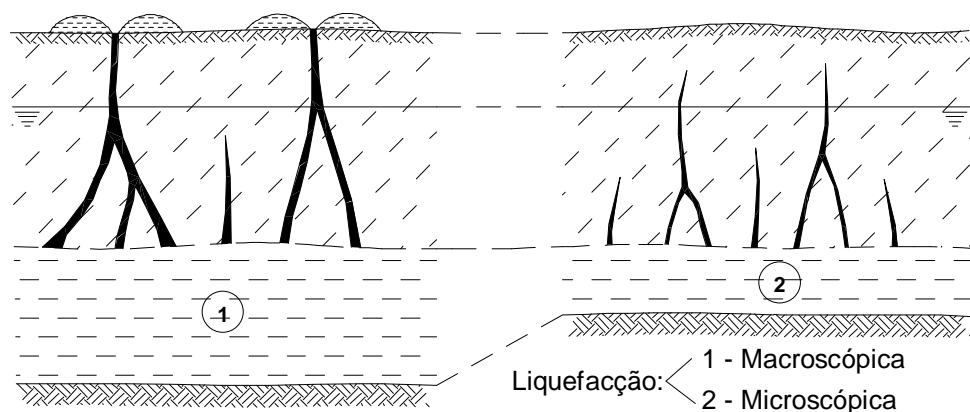


FIGURA 27 - Exemplo de liquefacção microscópica e macroscópica (adaptado de Wang e Law, 1994).

A liquefacção de solos arenosos tem sido verificada perto da superfície, a profundidades não superiores a 20 m, sendo, na maioria das vezes, a menos de 10 m. Tal facto é devido, provavelmente, a algumas das seguintes razões:

- É necessária uma pressão na água intersticial muito maior para superar a pressão efectiva a grandes profundidades;
- As areias a maiores profundidades são, normalmente, de maior densidade e possuem maior granulometria, sendo mais difícil liquefazermos;
- Os movimentos sísmicos são menores a maiores profundidades;

- É mais difícil à areia quebrar as camadas superficiais e afluir à superfície (macroliquefacção), pelo que se torna difícil identificar o fenómeno (Hu *et al.*, 1996).

Os métodos para a avaliação do potencial de liquefacção de um solo podem ser divididos em três grupos:

- Métodos baseados no comportamento observado em sismos anteriores, usando correcções empíricas entre esse comportamento e algumas características verificadas *in situ* ;
- Métodos simplificados, baseados na comparação da resistência à liquefacção obtida em testes laboratoriais dinâmicos, com as tensões induzidas pelos sismos, calculadas de forma simplificada;
- Métodos que se baseiam em modelos matemáticos (Armijo *et al.*, 1994).

Existem muitos métodos para se efectuar uma análise do risco de liquefacção devido a vibrações sísmicas. A grande maioria desses métodos lida com as incertezas estatísticas associadas às variáveis em jogo, através da teoria das probabilidades. No entanto, é difícil incluir muitas das variáveis associadas ao fenómeno de liquefacção nesses modelos. Além disso, muita da incerteza é de natureza não estatística. Dessa forma, têm surgido alguns modelos probabilistas que incluem variáveis *fuzzy* na sua formulação, reflectindo por vezes, a subjectividade da avaliação dos peritos envolvidos na análise (Elton *et al.*, 1995 ; Rahman e El Zahaby, 1997).

3.3.4. Assentamentos

Os assentamentos permanentes nos solos também podem ser induzidos pelas vibrações sísmicas. Esses assentamentos são provocados pela compactação do solo de fundação, fenómeno que afecta mais os solos granulares secos do que os solos húmidos. Tal facto é devido à existência de tensões superficiais existentes nos solos húmidos, que oferecem resistência ao rearranjo das partículas do solo numa forma mais densa. Diversos investigadores acreditam

que o parâmetro principal, responsável pelos assentamentos dos solos de fundação, devidos a vibrações induzidas, é a aceleração de pico. Grandes assentamentos também são resultantes da liquefacção (Das, 1993).

3.3.5. Deslizamentos

Existem diversos tipos de deslizamentos de terras provocados pelas vibrações sísmicas. Os taludes que necessitam de uma avaliação mais cuidadosa da sua estabilidade, face a movimentos sísmicos, são:

- Taludes argilosos com camadas de areia, ou silte, inclinados na mesma direcção que o talude;
- Taludes com afloramentos rochosos de inclinações menores do que as inclinações dos taludes, e com a mesma direcção;
- Taludes de solos com camadas sobre base rochosa inclinada com direcção desfavorável (Wang e Law, 1994).

3.4. Zonamento sísmico

O objectivo do zonamento sísmico consiste na apresentação da distribuição da casualidade sísmica numa grande região. É possível classificar o zonamento sísmico em três grupos distintos, consoante os objectivos e os indicadores utilizados:

- Zonamento de sismicidade - dividindo uma região em zonas de sismicidade distinta, incluindo a taxa de ocorrência de eventos, magnitudes e energia libertada, com o objectivo de expor a distribuição geográfica da sismicidade para o estudo da casualidade sísmica e distribuição da estrutura tectónica;
- Zonamento dos movimentos do solo - sendo o zonamento da casualidade sísmica em termos de amplitude, espectro e duração dos movimentos do solo, em conjunto com a probabilidade da sua ocorrência, com a finalidade de poder

ser usado no dimensionamento de novas estruturas e na avaliação e reforço de estruturas existentes;

- Zonamento de danos - apresentação de mapas com a distribuição geográfica dos vários tipos e níveis de perdas e danos, nomeadamente as perdas de vidas humanas, danos estruturais, danos nos solos e impacto económico (Hu *et al.*, 1996).

O zonamento sísmico pode ser dividido em macro e microzonamento, consoante a escala de intervenção (Sharma *et al.*, 1997).

Microzonamento é a divisão de uma zona sísmica (macrozona) em pequenas zonas (microzonas), de acordo com determinados critérios, para facilitar a implementação de medidas anti-sísmicas (Wang e Law, 1994).

No quadro I estão apresentadas as principais diferenças entre o zonamento sísmico (macrozonamento) e o microzonamento.

QUADRO I - Comparação entre zonamento e microzonamento (adaptado de Hu *et al.*, 1996)

	Microzonamento	Zonamento
Condições locais	considera as variações existentes na área em estudo	considera apenas vagos valores médios
Parâmetros sísmicos	aceleração, velocidade ou espectro de resposta, a liquefacção, os deslizamentos e assentamentos dos solos, servindo os propósitos da engenharia	intensidade e aceleração ou aceleração e velocidade
Área considerada	pequenas áreas, cidades	grandes áreas

Portugal foi um dos pioneiro no zonamento sísmico da casualidade, com os estudos desenvolvidos por Oliveira nos finais dos anos setenta (Hu *et al.*, 1996), tendo servido de base ao zonamento do país que consta no Regulamento de Segurança e Acções em Edifícios e Pontes de 1983 (Duarte, 1985).

3.5. Movimentos sísmicos consistentes com a casualidade sísmica

A principal vantagem da análise probabilista da casualidade sísmica é a integração de todas as possibilidades de ocorrência de sismos, no cálculo de uma probabilidade de excedência, que incorpora a taxa de ocorrência de diversos sismos e valores característicos dos movimentos dos solos. Os resultados da análise permitem a tomada de decisões na escolha dos níveis dos parâmetros sísmicos de projecto e de reforço, nas demolições, na optimização dos recursos para a redução do risco sísmico, na definição dos prémios dos seguros, entre outras. A grande desvantagem desta análise consiste na perda do conceito de “sismo de projecto”, ou seja, não existe um evento sísmico, definido em termos de magnitude e distância, que seja representativo do valor do movimento do solo, obtido da análise da casualidade sísmica, para determinado período de retorno (McGuire, 1995).

Em 1981, McGuire e Shedlock, citados por McGuire (1995), introduziram o conceito de sismo representativo com magnitude \bar{M} e à distância \bar{R} , como causador da excedência dos movimentos sísmicos, para um dado período de retorno. Este conceito foi aplicado em Portugal por Campos-Costa (1993).

Outros estudos (Kameda, 1987 ; Kameda e Nojima, 1988 ;Kameda, 1994), têm abordado o conceito de \bar{M} e \bar{R} , sem a consideração de incertezas nos dados. A ideia de base é determinar \bar{M} e \bar{R} , separadamente para cada frequência natural e para cada zona sismogénica. Essas magnitudes e distâncias possibilitam o cálculo dos movimentos sísmicos, com o recurso a leis de atenuação, sendo os valores ajustados de modo a que tenham a amplitude desejada.

É possível efectuar-se a desagregação da análise da casualidade sísmica nas suas contribuições, em termos de magnitudes e distâncias, como mostram diversos estudos (Chapman, 1995 ; McGuire, 1995). Desta forma, é possível determinar quais os eventos sísmicos que mais contribuem para a casualidade sísmica, para as diversas frequências próprias.

AVALIAÇÃO DO RISCO SÍSMICO DE EDIFÍCIOS

4.1. Definição de risco sísmico

Risco sísmico é definido como sendo a probabilidade das consequências, sobre a sociedade e/ou economia, que resultam da ocorrência de um sismo, igualarem ou excederem um valor especificado, num local, em vários locais ou numa determinada área, para um dado período de tempo (Bertero, 1997).

A avaliação do risco sísmico incorpora muitos dos elementos da mecânica estrutural probabilista, dos modelos probabilistas da análise da casualidade sísmica e da resposta de sistemas, face a sismos, procurando a resposta para as seguintes perguntas:

- Qual a frequência de ocorrência de grandes sismos nas zonas de vizinhança do edifício em estudo?
- Qual a resposta (como colapso ou níveis de danos) do edifício em estudo, face a esses sismos?
- Qual o impacto de uma resposta adversa do edifício?

Desta forma, os elementos fundamentais da avaliação do risco sísmico são:

- A análise da casualidade sísmica;
- A análise da vulnerabilidade sísmica;
- A análise da resposta do edifício;
- O apuramento das consequências (Ravindra, 1995).

É comum a representação da relação do risco sísmico com a casualidade sísmica pela seguinte expressão (Hu *et al.*, 1996):

$$\text{Risco sísmico} = \text{Casualidade sísmica} \times \sum (\text{Vulnerabilidade} \times \text{Perdas} \times \text{Consequências}) \quad (4.1)$$

4.2. Vulnerabilidade sísmica de edifícios

A vulnerabilidade sísmica de um edifício, ou de um grupo de edifícios, representa a medida dos danos relativos induzidos por um sismo, podendo corresponder a uma variável com valores entre 0 (para danos nulos) e 1 (para o colapso) (Thibault, 1994).

O risco sísmico é, essencialmente, controlado por dois factores: a resposta estrutural a um sismo (Q) e a resistência da estrutura ou um limite estabelecido para a sua resposta (R). Os danos esperados para o edifício são iguais ao produto da casualidade sísmica pela vulnerabilidade sísmica. O nível de danos (S) de uma estrutura pode ser definido pela sua capacidade R, quer de uma forma determinística quer em termos subjectivos, com a adopção de uma escala vaga de danos, como seja:

S_1 – intacto	$(Q < R_0)$
S_2 – ligeiramente danificado	$(R_0 \leq Q < R_1)$
S_3 – moderadamente danificado	$(R_1 \leq Q < R_2)$
S_4 – seriamente danificado	$(R_2 \leq Q < R_3)$
S_5 – totalmente danificado	$(R_3 \leq Q)$

sendo esta a forma mais usual de estabelecer o nível de danos, dada a sua simplicidade (Hu *et al.*, 1996).

A vulnerabilidade de um edifício para um nível de danos correspondente ao colapso, pode apresentar diversas evoluções típicas, em termos de resposta estrutural e aceleração induzida pela ocorrência de um sismo, como se apresenta na figura 28. No primeiro caso, a taxa de resposta aumenta com a aceleração, o que pode corresponder à resposta da estrutura através de um mecanismo dissipativo estável; o segundo caso é semelhante ao primeiro mas com taxa decrescente; o terceiro caso corresponde a um mecanismo que só é activado para valores de aceleração muito elevadas (Pinto, 1997).

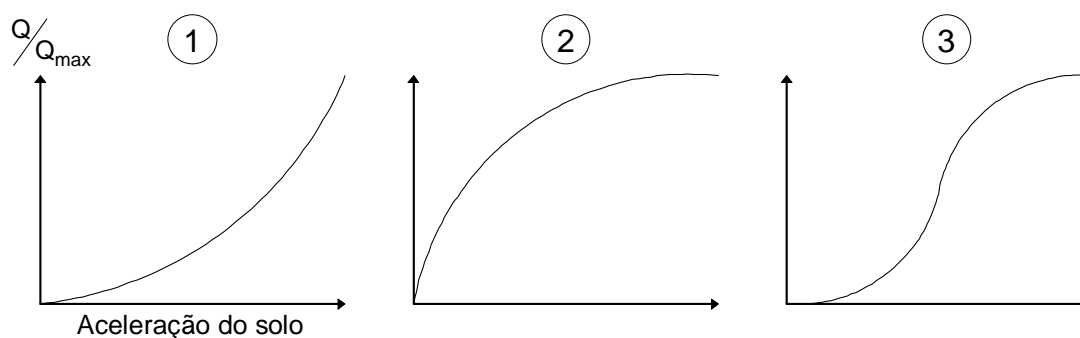


FIGURA 28 - Evoluções típicas da vulnerabilidade sísmica para o colapso (adaptado de Pinto, 1997).

4.3. Metodologias de avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios

Existe um número elevado de métodos para estimar os danos num edifício devidos à ocorrência de um sismo, que podem ser mais ou menos detalhados nas avaliações, consoante o conjunto de dados considerados e o nível de perícia exigida aos técnicos. Os dados requeridos para as análises são, em termos gerais, as áreas dos pisos, os pesos dos materiais, os tipos de sistemas estruturais, a localização do edifício, a geologia do local, a configuração do edifício, as dimensões e detalhes dos elementos estruturais, os tipos e formas das ligação entre elementos, as propriedades dos materiais que os constituem, os dados sobre os elementos não estruturais e todo um conjunto de informação sobre a estrutura, necessária à determinação da capacidade resistente do edifício sujeito a vibrações sísmicas. São, no entanto, poucos os métodos que incluem todos esses dados nos seus modelos (Reitherman, 1985).

O que todos os modelos têm em comum é o facto de se basearem nas mesmas fontes de informação, como sejam, as observações directas dos danos em edifícios (resultantes da ocorrência de sismos), em modelos de comportamento estrutural e na opinião de engenheiros. O tratamento da informação proveniente desse tipo de fontes pode ser efectuado com recurso à teoria das

probabilidades, à teoria dos conjuntos *fuzzy* ou a outros métodos matemáticos convenientes. As várias metodologias de avaliação da vulnerabilidade sísmica podem ser divididas em três categorias principais, nomeadamente,

- Tipologistas
- Mecanicistas
- Híbridas

consoante o tipo de aproximação ao problema. O primeiro grupo dá, essencialmente, uma indicação estatística, normalmente de fácil obtenção, mas pouco válida à medida que a avaliação se reduz a poucos edifícios; o segundo grupo é mais conclusivo, mas requer o conhecimento total do esquema estrutural dos edifícios; o último grupo é, talvez, o mais promissor em termos futuros, mas dá somente indicações relativas da vulnerabilidade dos edifícios. Estes três grupos de metodologias têm vantagens e inconvenientes, consoante a escala de intervenção e as condições dos edifícios no momento da avaliação (Corsanego *et al.*, 1986).

4.3.1. Metodologias tipologistas

Este grupo de métodos, baseado no reconhecimento de tipologias estruturais, comporta três abordagens principais. A primeira, identifica vastas classes tipológicas. A segunda, identifica tipologias detalhadas, por combinação de tipos de sistemas e elementos estruturais, quer verticais, quer horizontais. A última, relaciona as tipologias estruturais com as práticas de construção tradicionais. De acordo com todas estas abordagens, são associadas matrizes de danos prováveis a cada tipologia, quer por processos estatísticos de observação de eventos sísmicos ocorridos, quer pela opinião de peritos na matéria (Corsanego *et al.*, 1986).

O estudo ATC13 realizado pelo “Applied Technology Council” (1985) é um exemplo de um método tipologista. Nesse estudo foram considerados sete níveis de danos, para as intensidades VI a XII da escala modificada de Mercalli. Os valores da matriz de danos prováveis foram obtidos a partir do tratamento

estatístico dos resultados da opinião de 71 peritos, de acordo com o fluxograma da figura 29.

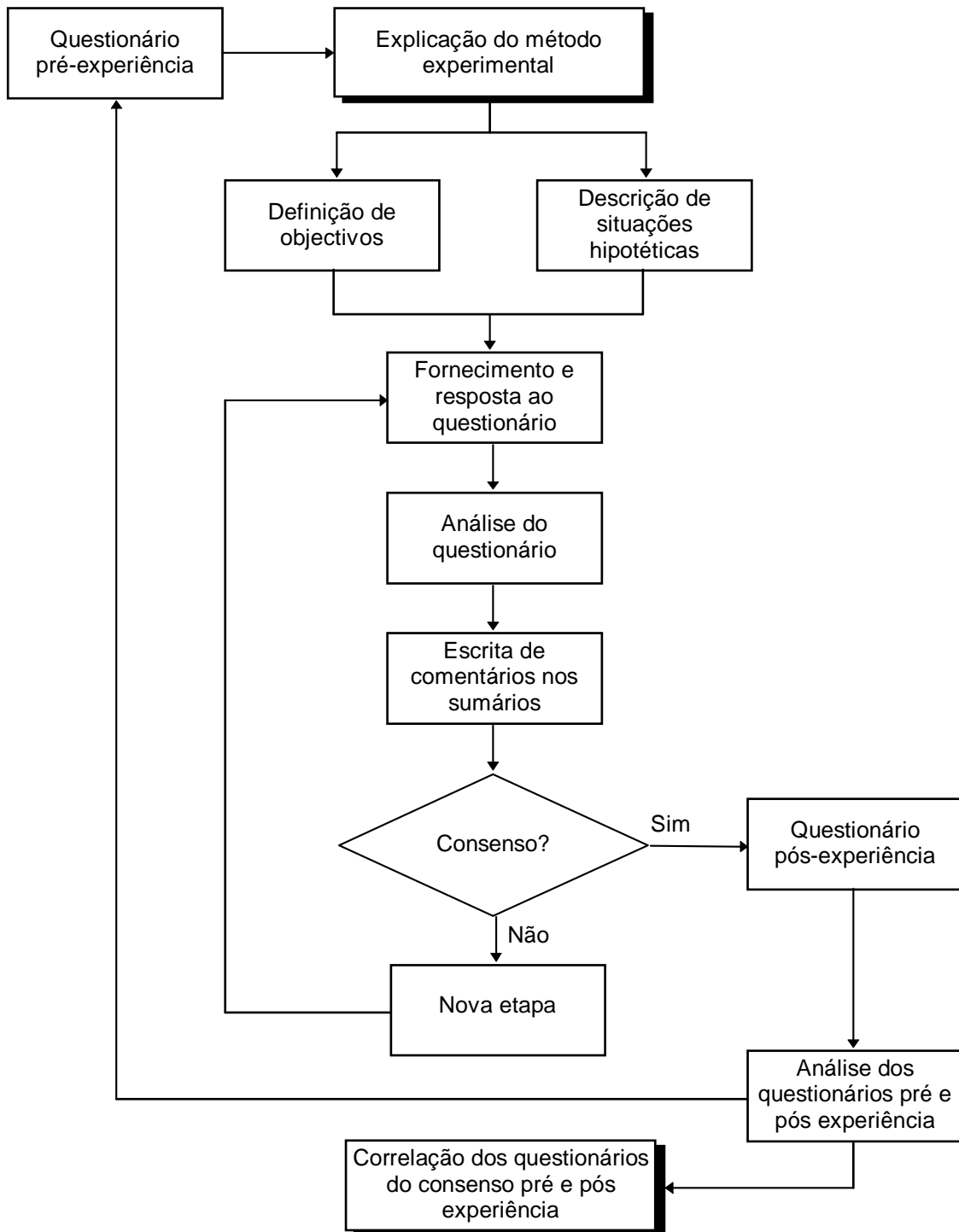


FIGURA 29 - Representação esquemática da obtenção do consenso da opinião pericial (adaptado de ATC13, 1985).

Thibault e Veklov (1994), apresentaram uma metodologia tipologista, que aplicaram a estruturas de alvenaria da cidade de Nice, estimando um índice de vulnerabilidade com base em características dos edifícios, que classificaram como desfavoráveis e favoráveis. Nas características desfavoráveis incluíram as irregularidades em planta, más condições de fundação, topografias irregulares, existência de elementos estruturais instáveis, irregularidades em altura e o estado de conservação. Nas características favoráveis incluíram o tipo de paredes, e suas ligações, e o tipo de pavimentos.

Ergünay *et al.* (1997) obtiveram um conjunto de matrizes de danos prováveis para cinco níveis de danos, com base nas estatísticas de danos da Turquia, a partir da expressão seguinte, aplicada a cada tipologia k.

$$\text{Danos}^k(Y, S)\% = \frac{N_Y}{N_S} \quad (4.2)$$

em que N_Y é o número de edifícios sujeitos a sismos que induzem um efeito Y (intensidade) e N_S é o número de edifícios com o nível de danos S.

Em Portugal, têm sido utilizadas metodologias tipologistas em diversos estudos de avaliação do risco sísmico de zonas da cidade de Lisboa (Oliveira *et al.*, 1994 ; Sousa *et al.*, 1997).

Sousa *et al.* (1997) apresentaram a expressão seguinte, baseados no estudo de Tiedmann, de 1992, a partir das estatísticas mundiais de danos sísmicos:

$$\text{Danos médios}(I, \beta)\% = e^{k_1} \cdot \beta^{k_2} \quad (4.3)$$

com

$$k_1 = 0.0188 \cdot I^3 - 0.5884 \cdot I^2 + 6.3515 \cdot I - 18.822 \quad (4.4)$$

$$k_2 = 0.0104 \cdot I^3 - 0.3047 \cdot I^2 + 3.1560 \cdot I - 11.938 \quad (4.5)$$

em que I é a intensidade sísmica e β é o coeficiente sísmico da tipologia em questão.

4.3.2. Metodologias mecanicistas

Estas metodologias de avaliação da vulnerabilidade sísmica são baseadas em modelos mecânicos simplificados dos edifícios, para a determinação de um parâmetro de comportamento (índice de danos). Os valores do parâmetro de comportamento são associados aos danos prováveis por intermédio de modelos analíticos ou numéricos, análises estatísticas e investigações experimentais (Corsanego *et al.*, 1986).

Nos métodos mecanicistas é usual a expressão da vulnerabilidade sísmica dos edifícios a partir de curvas de fragilidade, para um dado nível de danos, tendo como consequência alguma morosidade na análise, assim como requer técnicos com elevados conhecimentos de mecânica estrutural.

A probabilidade de se atingir um determinado nível de danos (S) num edifício sujeito a uma vibração sísmica será

$$P_f = \int_0^{\infty} P[R \leq Q | y] \cdot f_{Y(y)} \cdot dy \cong \sum_{i=1}^n P[R \leq Q | y_i] \cdot f_{Y(y_i)} \cdot \Delta y_i \quad (4.6)$$

em que $f_{Y(y)}$ é a densidade de probabilidade de Y , obtida da casualidade sísmica, como se ilustra na figura 30, e $P[R \leq Q | Y]$ é definida como sendo a fragilidade estrutural (Gupta e Moss, 1993).

Por outro lado, a probabilidade do edifício não atingir um determinado nível de danos, num dado intervalo de tempo, é designada por fiabilidade (L), e corresponde a

$$L = 1 - P_f \quad (4.7)$$

A fragilidade estrutural ($P[R \leq Q | Y]$) pode ser definida como a probabilidade da resposta da estrutura (Q) exceder a capacidade estrutural (R), para um movimento sísmico do solo (Y) e pode ser obtida resolvendo, para diversos valores de Y, a expressão

$$P_r[R \leq Q] = \int_0^{\infty} [1 - F_{Q(r)}] \cdot f_{R(r)} \cdot dr \quad (4.8)$$

em que $F_{Q(r)}$ é a distribuição cumulativa de probabilidade de Q e $f_{R(r)}$ é a função densidade de probabilidade de R (Hwang e Jaw, 1990).

Os métodos computacionais de simulação numérica, nomeadamente o método de Monte Carlo, podem ser utilizados na determinação de curvas de fragilidade de edifícios, para diversos níveis de danos previamente estabelecidos (Hwang e Jaw, 1990 ; Singhal e Kiremidjian, 1996 ; Barbat *et al*, 1998).

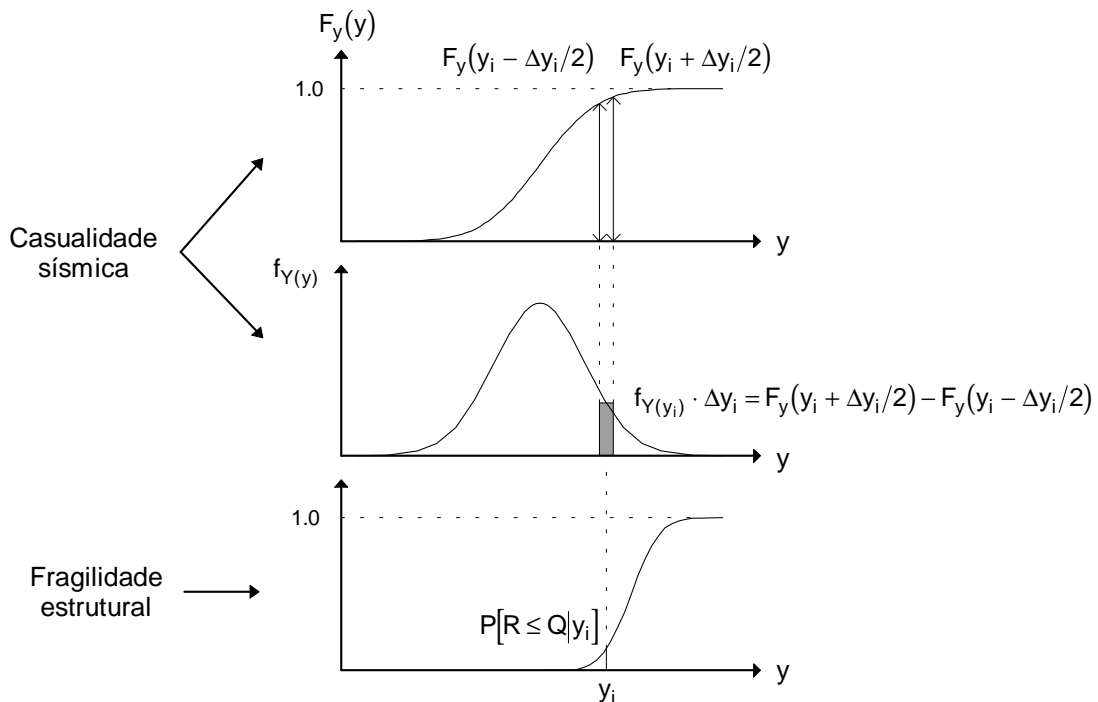


FIGURA 30 - Previsão da probabilidade de se atingir um determinado nível de danos (adaptado de Gupta e Moss, 1993).

4.3.2.1. Índice de danos

Em geral, os danos nos edifícios estão relacionados com deformações não recuperadas (inelásticas). Desse modo, qualquer parâmetro de dano (variável de dano) deve ser referido à quantificação de uma certa deformação. O índice de danos é definido como sendo um indicador, que varia entre 0 (sem danos) e 1 (colapso), e envolve uma ou mais variáveis de dano. A relação entre uma variável de dano e o índice de danos pode ser dada pela expressão seguinte

$$D = \frac{(d - d_0)^\alpha}{(d_u - d_0)^\alpha} \quad (4.9)$$

em que d é a variável de dano, D é o índice de danos, d_0 corresponde ao nível até ao qual o comportamento se mantém elástico e d_u é o valor da variável de dano quando se assume que o colapso é atingido. O expoente α é aferido experimentalmente mas, caso esses dados não existam, pode ser tomado igual à unidade. No entanto, com os resultados existentes até ao momento, considerar $\alpha > 1$, parece ser mais apropriado. A relação anterior, que se representa na figura 31, também pode incluir variáveis de dano económicas, sendo, nesse caso, preferível a adopção de um índice de danos económico definido como sendo a relação entre o custo requerido para a reparação e o custo total de reconstrução, englobando a demolição prévia da ruína existente (Kappos, 1997).

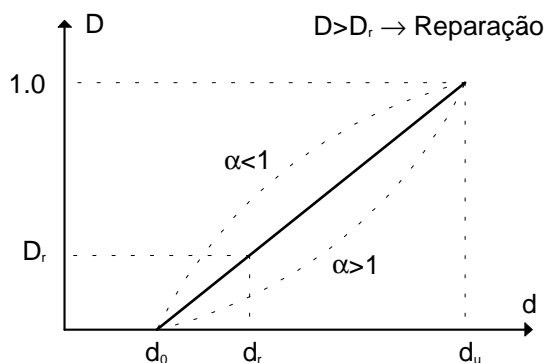


FIGURA 31 - Relação entre uma variável de dano e o índice de danos (adaptado de Kappos, 1997).

A utilização do índice de danos para traduzir a vulnerabilidade sísmica, requer uma boa correlação entre esse índice e os danos físicos obtidos dos ensaios laboratoriais ou das observações dos danos verificados em edifícios após a ocorrência de um sismo. A calibração desses índices é feita, essencialmente, com base nos resultados de testes a elementos estruturais, como sejam vigas e pilares (Pinto, 1997).

Dependendo da abordagem matemática para a quantificação dos índices de danos, assim estes se podem dividir em índices probabilísticos ou em índices determinísticos. Estes últimos, dada a sua relativa simplicidade, são os mais utilizados em aplicações práticas. No entanto, atendendo às incertezas envolvidas, os índices probabilísticos deveriam ser a opção mais apropriada, não obstante o maior esforço computacional que daí resulta.

Os muitos índices de danos estruturais, propostos por vários autores, assentam nas seguintes abordagens possíveis ao problema:

- Os valores de uma grandeza estrutural (como sejam a deformação ou a energia), impostos por um sismo, são relacionados com a correspondente capacidade estrutural de um elemento, ou da estrutura como um todo;
- A degradação de uma variável sísmica (resistência, rigidez ou energia dissipada) é comparada com um valor crítico pré-determinado, normalmente expresso como uma percentagem do valor inicial, correspondendo ao estado não danificado (Kappos, 1997).

Em virtude da escolha dos pontos de referência onde os parâmetros de danos são quantificados, os índices de danos podem ser classificados como:

- Locais - no caso de se referirem a elementos estruturais, envolvendo uma só variável de dano, como seja a máxima deformação (curvatura ou rotação) ou energia dissipada, ou duas ou mais variáveis de dano (a ductilidade e a energia dissipada, por exemplo);

- Intermédios - referidos a parte da estrutura (um andar do edifício, por exemplo);
- Globais - quando se referem a toda a estrutura, podendo ser definidos em termos de um parâmetro de dano, nomeadamente factores globais de ductilidade, baseados nos deslocamentos dos pisos ou em índices de flexibilização, que são obtidos através da relação entre os valores iniciais e finais da frequência própria da estrutura (Kappos, 1997).

Os primeiros índices de danos propostos foram baseados nos modelos de danos por fadiga, aplicados a materiais metálicos usados em componentes mecânicos. Exemplo desses índices foram desenvolvidos por Palmgren, em 1924, e Miner, em 1945, como é citado por Pinto (1997).

Esses índices podem ser definidos pela expressão

$$D = \sum_{i=1}^L \frac{n_i}{N_{u,i}} \quad (4.10)$$

em que, $N_{u,i}$ corresponde ao número de ciclos até ao colapso (ciclos de deformação constante $\Delta\delta$), L é o número de diferentes amplitudes e n_i o número de ciclos de amplitude $\Delta\delta$ (Azevedo e Bento, 1997).

Segundo Williams e Sexsmith (1995), os índices locais podem dividir-se nas seguintes categorias:

- Índices não cumulativos

As duas formas mais simples de índices de danos não cumulativos, são baseados na ductilidade ou nos deslocamentos relativos entre pisos. Os parâmetros de ductilidade, em termos de deslocamento e de rotação, são dados por:

$$\mu_{\delta} = \frac{\delta_m}{\delta_y} \quad \text{e} \quad \mu_{\theta} = \frac{\theta_m}{\theta_y} \quad (4.11-12)$$

que relacionam o deslocamento máximo (δ_m), ou a rotação máxima (θ_m), com os valores de cedência (δ_y ou θ_y).

- Índices cumulativos baseados na deformação

A acumulação de danos, que ocorrem face à actuação de uma acção cíclica, pode ser modelada com base no fenómeno de fadiga de poucos ciclos (menos de 100).

Stephens e Yao, em 1987, citados por Williams e Sexsmith (1995), desenvolveram um índice de danos cumulativo, com base no incremento de deslocamentos plásticos, em que

$$D = \sum \left(\frac{\Delta\delta^+}{\Delta\delta_f} \right)^{1-b \cdot r}, \quad \text{com} \quad r = \frac{\Delta\delta^+}{\Delta\delta^-} \quad (4.13-14)$$

em que $\Delta\delta^+$ e $\Delta\delta^-$ são as amplitudes máximas de deslocamentos positivos e negativos e $\Delta\delta_f$ é o valor de amplitude do deslocamento $\Delta\delta^+$, no ensaio à ruptura de um único ciclo (é recomendado valores de $b=0.77$ e de $\Delta\delta_f=10\%$ da altura entre pisos).

- Índices cumulativos baseados em energia

McCabe e Hall (1989) desenvolveram um índice de danos de modo a relacionar a energia histerética dissipada com a energia histerética correspondente ao colapso (E_T), dado por

$$D = \left(\frac{E^+ + E^-}{E_T} \right)^2 + \left(\frac{E^+ - E^-}{E_T} \right)^2 \quad (4.15)$$

com E^+ e E^- correspondendo às parcelas de energia histerética positiva e negativa, respectivamente.

Krätzig e Meskouris (1997) definiram um índice de danos que é decomposto em duas partes, uma correspondente às deformações positivas (D^+) e outra às deformações negativas (D^-), sendo

$$D = D^+ + D^- - D^+ \cdot D^- \quad (4.16)$$

com

$$D^+ = \frac{\sum E_{si}^+ + \sum E_i^+}{E_u^+ + \sum E_i^+} \quad \text{e} \quad D^- = \frac{\sum E_{si}^- + \sum E_i^-}{E_u^- + \sum E_i^-} \quad (4.17-18)$$

em que, para o ciclo i , E_{si}^+ corresponde à área do diagrama histerético para forças positivas e deformações positivas, E_i^+ corresponde à área do diagrama histerético para forças negativas e deformações positivas, E_{si}^- e E_i^- têm o mesmo significado, mas para deformações negativas. E_u^+ e E_u^- são as áreas dos diagramas monotônicos (positivo e negativo) até ao colapso.

- Índices combinados

Pinto (1997) refere que o primeiro índice de danos, baseado em dois parâmetros de dano, foi proposto por Banon *et al.*, em 1982. Esse índice resulta de uma combinação não linear da taxa de danos por flexão (expressa em termos da rigidez inicial K_i e da rigidez secante final K_f) e da energia dissipada normalizada (E_n), dado pela expressão seguinte

$$D = \frac{1}{12} \sqrt{\left(1.1 \cdot E_n^{0.38}\right)^2 + \left(\frac{K_i}{K_f} - 1\right)^2} \quad (4.19)$$

O índice de danos mais conhecido e utilizado foi desenvolvido por Park e Ang (1985) e é baseado em dois parâmetros de dano, designadamente, a deformação e a energia dissipada, como se apresenta

$$D = \frac{\delta_M}{\delta_U} + \frac{\beta}{R_y \delta_U} \int dE \quad (4.20)$$

em que δ_M é a máxima deformação registada devido ao sismo, δ_U é a deformação última sob um carregamento monotónico, R_y é a resistência associada à cedência (se a resistência máxima R_U for inferior a R_y , esta deve ser substituída, na expressão, por R_U), β é um parâmetro não negativo de deterioração, obtido experimentalmente, e dE é a energia histerética absorvida incrementalmente.

Pinto (1997) refere que, em 1993, Fardis efectuou uma adaptação do índice de danos desenvolvido por Park e Ang, de acordo com a expressão:

$$D = \frac{\max E_d}{E_{d,u}} + \frac{\beta}{E_{d,u}} \int dE_h \quad (4.21)$$

sendo $\max E_d$, o valor máximo da energia de deformação; $E_{d,u}$ a energia de deformação sob carregamento monotónico até ao colapso; dE_h a energia histerética dissipada incrementalmente e β o parâmetro de Park e Ang.

Os índices de danos globais podem ser formulados quer por combinação de índices locais, quer por consideração de algumas características gerais da estrutura, normalmente parâmetros modais. Segundo Williams e Sexsmith (1995), podem dividir-se em:

- Índices baseados em médias ponderadas

Os índices globais e intermédios podem ser obtidos a partir da média ponderada dos índices locais (DiPasquale *et al.*, 1990). No entanto, esta abordagem tende a não identificar os colapsos devidos à existência de pisos vazados, vulgarmente designados por “soft storeys” (Kappos, 1997).

Park *et al.* (1985,1987) sugerem, para índice global, a expressão

$$D_T = \sum_{i=1}^{nel} \lambda_i D_i \quad \text{com} \quad \lambda_i = \frac{E_i}{\sum_{i=1}^{nel} E_i} \quad (4.22-23)$$

em que E_i é a energia dissipada no ponto i e D_i é o índice de danos desse mesmo ponto. Valores de $D_T \leq 0.4$ correspondem a danos reparáveis e $D_T \geq 1$, ao colapso total.

- Índices baseados em parâmetros modais

DiPasquale *et al.* (1990), apresentaram os índices seguintes, baseados na degradação de rigidez, por comparação dos períodos fundamentais (T) antes e depois do edifício estar sujeito à acção de um sismo.

$$D_f = 1 - \frac{(T)_{\text{inicial}}^2}{(T)_{\text{final}}^2} \quad \text{e} \quad D_p = 1 - \frac{(T)_{\text{final}}^2}{(T)_{\text{max}}^2} \quad (4.24-25)$$

em que D_f é o índice de degradação final e D_p corresponde à degradação plástica.

Kappos *et al.*, em 1996, citados por Pinto (1997), propuseram um índice de danos em elementos não estruturais, com base no deslocamento relativo entre pisos (Δ em %):

$$D = \begin{cases} 0 & , \Delta < 0.1 \\ \frac{\Delta - 0.1}{0.3} & , 0.1 \leq \Delta \leq 0.4 \\ 1 & , \Delta > 0.4 \end{cases} \quad (4.26)$$

- Índices financeiros

Alguns investigadores têm tentado desenvolver índices que tenham em conta os custos resultantes dos efeitos dos sismos nas construções, como um índice de danos global (Heidebrecht, 1997). Estes índices são tipicamente utilizados pelas seguradoras, na definição dos seguros contra sismos (Kappos, 1997).

Foram efectuados estudos comparativos envolvendo diversos índices de danos, verificando-se que os resultados médios do índice de Fardis é o mais concordante com os valores experimentais, nomeadamente para $\beta=0.02$ (Kappos, 1997).

4.3.2.2. Modelação e análise estrutural

A análise de estruturas, com o objectivo de obter o valor da fragilidade estrutural, exige a adopção de modelos estruturais que considerem o comportamento não linear dos edifícios. Estes modelos podem ser facilmente agrupados em modelos contínuos e modelos discretos, de acordo com a sua formulação. A utilização de modelos contínuos é bastante restrita em face da dificuldade de obtenção de soluções globais para problemas complexos (estes modelos só são aplicados em sistemas contínuos de comportamento linear e com condições de fronteira muito simples). Por outro lado, os modelos discretos são largamente utilizados em análises de todo o tipo de sistemas. Estes modelos têm como base da sua formulação, a divisão dos sistemas contínuos num número finito de pequenos elementos, sendo depois resolvido o sistema de equações diferenciais de equilíbrio dinâmico.

Uma abordagem numérica para a análise da resposta dinâmica de estruturas sujeitas a movimentos sísmicos do solo, com aceleração \ddot{q}_s , consiste em efectuar uma integração, passo a passo, das equações de equilíbrio dinâmico, admitindo que a aceleração relativa, $\ddot{q}(\tau)$, varia linearmente, no intervalo de tempo Δt , correspondente a cada passo. Desta forma temos que

$$\dot{q}_1 = \dot{q}_0 + \int_0^{\Delta t} \ddot{q}(\tau) d\tau \quad \text{e} \quad q_1 = q_0 + \int_0^{\Delta t} \dot{q}(\tau) d\tau \quad (4.27-28)$$

em que, q_0 e q_1 são os deslocamentos, relativos ao solo, nos instantes $t = t_0$ e $t = t_0 + \Delta t = t_1$, respectivamente e \dot{q}_0 e \dot{q}_1 são as velocidades relativas, nos mesmos instantes. Sendo

$$\ddot{q}(\tau) = \ddot{q}_0 + \frac{(\ddot{q}_1 - \ddot{q}_0)}{\Delta t} \tau \quad (4.29)$$

$$\dot{q}(\tau) = \dot{q}_0 + \ddot{q}_0 \tau + \frac{(\ddot{q}_1 - \ddot{q}_0)}{\Delta t} \cdot \frac{\tau^2}{2} \quad (4.30)$$

$$q(\tau) = q_0 + \dot{q}_0\tau + \ddot{q}_0 \frac{\tau^2}{2} + \frac{(\ddot{q}_1 - \ddot{q}_0)}{\Delta t} \cdot \frac{\tau^3}{6} \quad (4.31)$$

logo temos que

$$\Delta\ddot{q} = \ddot{q}_1 - \ddot{q}_0 \quad (4.32)$$

$$\Delta\dot{q} = \dot{q}_1 - \dot{q}_0 = \ddot{q}_0\Delta t + \Delta\ddot{q} \frac{\Delta t}{2} \quad (4.33)$$

$$\Delta q = q_1 - q_0 = \dot{q}_0\Delta t + \ddot{q}_0 \frac{\Delta t^2}{2} + \Delta\ddot{q} \frac{\Delta t^2}{6} \quad (4.34)$$

Estabelecendo as equações de equilíbrio dinâmico no instante $t = t_0$, obtemos o sistema

$$[m]\{\ddot{q}_0\} + [c_0]\{\dot{q}_0\} + [k_0]\{q_0\} = -[m]\{1_r\}\ddot{q}_{s0} \quad (4.35)$$

Da mesma forma, no instante $t = t_1$, teremos

$$[m]\{\ddot{q}_1\} + [c_1]\{\dot{q}_1\} + [k_1]\{q_1\} = -[m]\{1_r\}\ddot{q}_{s1} \quad (4.36)$$

Subtraindo às equações (4.35) do instante t_1 as equações (4.36) do instante t_0 , vamos obter

$$[m]\{\Delta\ddot{q}\} + [c_{(t)}]\{\Delta\dot{q}\} + [k_{(t)}]\{\Delta q\} = -[m]\{1_r\}\Delta\ddot{q}_s \quad (4.37)$$

As matrizes de amortecimento $[c_{(t)}]$ e de rigidez $[k_{(t)}]$ correspondem a valores médios no intervalo Δt . No entanto, por simplicidade, é prática comum a adoção dos valores no instante t_0 de cada passo de integração, logo

$$[m]\{\Delta\ddot{q}\} + [c_0]\{\Delta\dot{q}\} + [k_0]\{\Delta q\} = -[m]\{1_r\}\Delta\ddot{q}_s \quad (4.38)$$

Para garantir a estabilidade do método, assume-se que a aceleração varia linearmente num intervalo de tempo estendido, e que corresponde ao valor $\theta\Delta t$

(com $\theta > 1.37$). Este procedimento é designado por método de Wilson, e dá origem a que

$$\hat{\Delta}\ddot{q} = \theta \cdot \Delta\ddot{q} \quad (4.39)$$

$$\hat{\Delta}\dot{q} = \dot{q}_0\theta\Delta t + \hat{\Delta}\ddot{q} \frac{\theta\Delta t}{2} \quad (4.40)$$

$$\hat{\Delta}q = \dot{q}_0\theta\Delta t + \dot{q}_0 \frac{(\theta\Delta t)^2}{2} + \hat{\Delta}\ddot{q} \frac{(\theta\Delta t)^2}{6} \quad (4.41)$$

Rescrevendo o sistema de equações, obtido por subtracção, de modo a que

$$[k_{ef}]\{\hat{\Delta}q\} = \{\Delta p\} \quad (4.42)$$

onde a rigidez efectiva será

$$[k_{ef}] = [k_0] + \frac{3}{\theta\Delta t}[c_0] + \frac{6}{(\theta\Delta t)^2}[m] \quad (4.43)$$

e a variação da excitação efectiva será

$$\{\Delta p\} = -[m]\{1_r\}\Delta\ddot{q}_s + [c_0]\left(3\{\dot{q}_0\} + \frac{\theta\Delta t}{2}\{\ddot{q}_0\}\right) + [m]\left(\frac{6}{\theta\Delta t}\{\dot{q}_0\} + 3\{\ddot{q}_0\}\right) \quad (4.44)$$

A grande vantagem dos métodos de integração passo a passo reside no facto de permitirem a análise directa do sistema acoplado de equações diferenciais de equilíbrio dinâmico. Este facto, permite que estes métodos sejam utilizados em modelos discretos de análise não linear. Os diversos métodos de integração passo a passo estão descritos, de forma detalhada, por alguns autores (Duarte e Azevedo, 1985 ; Clough e Penzien, 1993 ; Hu *et al.*, 1996).

Os modelos discretos podem ser divididos em três grandes grupos:

- Modelos macroscópicos - onde se incluem os modelos equivalentes de um grau de liberdade e os modelos baseados no comportamento ao corte de edifícios. Estes modelos só permitem obter valores de resposta global, como

sejam os deslocamentos entre pisos, e possibilitam, possivelmente, a obtenção de uma estimativa dos danos globais;

- Modelos microscópicos - em que se incluem os modelos de fibras (ao nível da secção transversal, isoladamente ou em conjunto, com a consideração ao nível do eixo longitudinal) e a generalidade dos métodos de elementos finitos;
- Modelos globais de elemento - nestes modelos a discretização coincide com os elementos estruturais existentes, e apresentam formulações em que a plasticidade é concentrada em determinados pontos ou é distribuída ao longo do elemento (com óbvias diferenças a nível do esforço computacional) (Kappos, 1997).

As análises não lineares, com recurso a qualquer um dos modelos anteriores, requerem a adopção de leis constitutivas que traduzam o comportamento histerético dos materiais que constituem o edifício.

Nos edifícios de estrutura em betão armado, é bastante comum o uso do modelo de comportamento do betão, face a cargas cíclicas, proposto em 1980 por Thompson e Park, citado por Monteiro e Carvalho (1985) e por Bento (1996) e representado esquematicamente na figura 32.

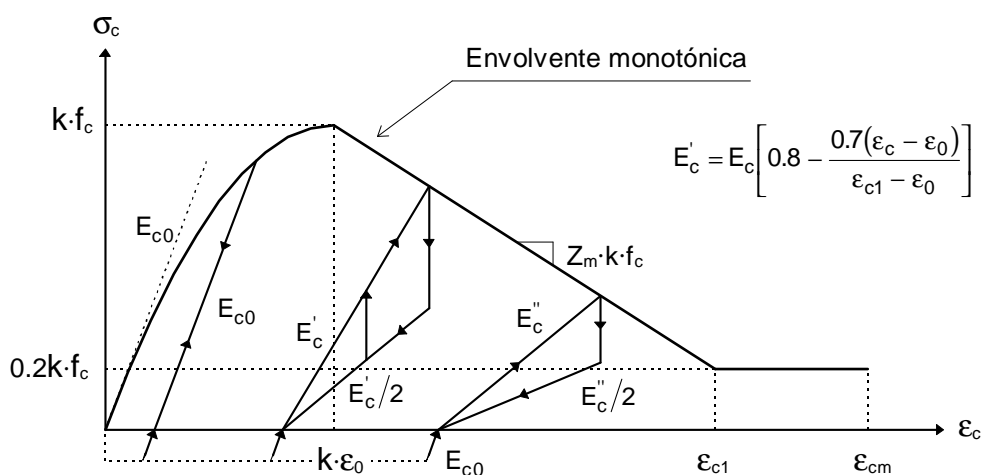


FIGURA 32 - Modelo de comportamento histerético do betão proposto por Thompson e Park (adaptado de Monteiro e Carvalho, 1985 ; Bento, 1996).

O comportamento do betão face a cargas monotónicas, corresponde ao modelo apresentado por Scott, Park e Priestley, em 1982, citado por Monteiro e Carvalho (1985), em que a relação tensão-extensão está associada de forma directa ao grau de confinamento conferido pelas armaduras transversais.

- Para $\varepsilon_c \leq k \cdot \varepsilon_0$

$$\sigma_c = k \cdot f_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{k \cdot \varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon_c}{k \cdot \varepsilon_0} \right)^2 \right] \quad (4.45)$$

- Para $\varepsilon_c > k \cdot \varepsilon_0$

$$\sigma_c = k \cdot f_c \left[1 - Z_m(\varepsilon_c - k \cdot \varepsilon_0) \right] \geq 0.2k \cdot f_c \quad (4.46)$$

com

$$k = 1 + \frac{\rho_v f_{sy}}{f_c} \quad \text{e} \quad Z_m = \frac{0.5}{\frac{3 + 0.29f_c}{145f_c - 1000} + \frac{3}{4} \rho_v \sqrt{\frac{h}{s}} - k \cdot \varepsilon_0} \quad (4.47-48)$$

em que f_c é a resistência à compressão uniaxial do betão sem armaduras transversais, f_{sy} é a tensão de cedência da armadura transversal, ε_c é a extensão longitudinal no betão, σ_c é a tensão normal no betão confinado ($k=1$, no caso de não existirem armaduras transversais a confinar o betão), h é a altura do núcleo confinado, s é o espaçamento entre as armaduras transversais e ρ_v é a relação volumétrica da armadura transversal (relação entre o volume de armadura transversal e o volume de betão).

Os modelos de comportamento histerético do aço devem traduzir o andamento da curva que se apresenta na figura 33.

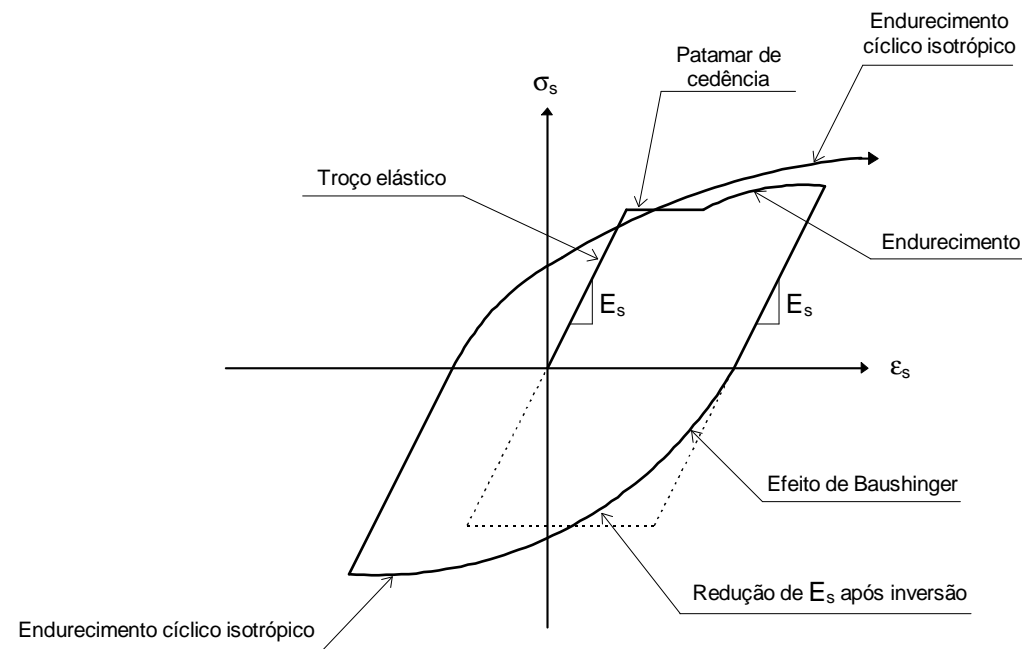


FIGURA 33 - Características principais do diagrama tensões-extensões do aço (adaptado de Bento, 1996 ; Gomes e Appleton, 1997).

De forma sintética, pode-se dizer que os modelos devem:

- apresentar uma curva monotónica correspondente a um troço elástico, um patamar de cedência e uma curva de endurecimento;
- considerar o efeito de Baushinger (que consiste no comportamento não linear do aço, após a alternância de carga, com tensões substancialmente mais baixas do que as tensões de cedência) e com degradação de rigidez;
- atender ao endurecimento cíclico isotrópico (Gomes e Appleton, 1997).

Um dos modelos mais utilizados para simular o comportamento cíclico do aço foi proposto por Giuffrè e Pinto, em 1970, e mais tarde, em 1973, utilizado por Menegotto e Pinto, conforme é citado por Gomes e Appleton (1997).

Neste modelo, apresentado na figura 34, temos

$$\sigma_s^* = \beta \cdot \varepsilon_s^* + (1 - \beta) \frac{\varepsilon_s^*}{\sqrt[1+R]{1 + (\varepsilon_s^*)^R}} \quad (4.49)$$

com a extensão (ε_s^*) e a tensão (σ_s^*) normalizadas dadas por

$$\varepsilon_s^* = \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_{s0}} \quad \text{e} \quad \sigma_s^* = \frac{\sigma_s}{\sigma_{s0}} \quad (4.50-51)$$

e depois da primeira inversão dadas por

$$\varepsilon_s^* = \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{sa}}{2\varepsilon_{s0}} \quad \text{e} \quad \sigma_s^* = \frac{\sigma_s - \sigma_{sa}}{2\sigma_{s0}} \quad (4.52-53)$$

e com

$$\beta = \frac{E_{s1}}{E_s} \quad \text{e} \quad R = R_0 - \frac{a_1 \xi}{a_2 + \xi} \quad (4.54-55)$$

em que R é uma constante que tem em conta o efeito de Baushinger, R_0 , a_1 e a_2 são constantes do material.

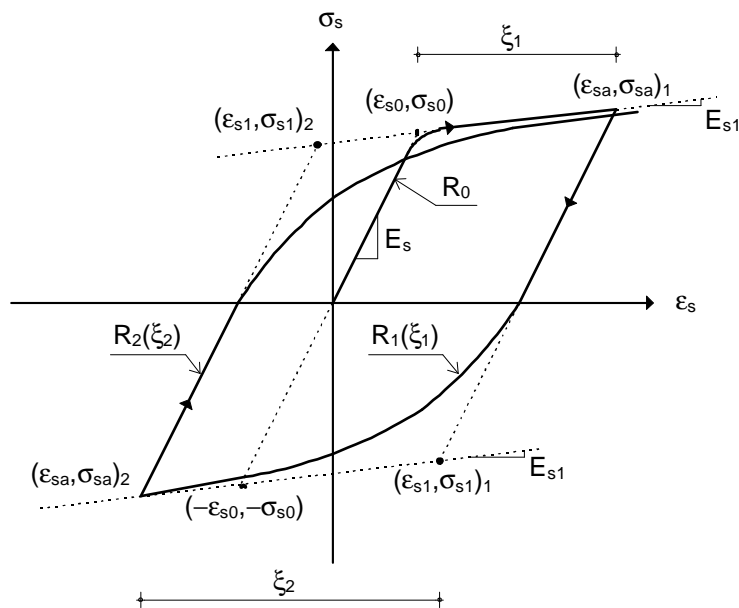


FIGURA 34 - Modelo de comportamento histerético do aço de Giuffrè-Menegotto-Pinto (adaptado de Gomes e Appleton, 1997).

Este modelo tem como inconveniente não simular o endurecimento cíclico isotrópico. No entanto, Gomes e Appleton (1997), referem que Filippou *et al.* propuseram, em 1983, duas modificações ao modelo anterior.

A primeira modificação proposta consiste numa nova mudança de variáveis, com o intuito de melhorar a precisão do modelo, traduzindo-se numa alteração às expressões que definem a extensão e a tensão normalizadas, do seguinte modo:

$$\varepsilon_s^* = \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{sa}}{\varepsilon_{s1} - \varepsilon_{sa}} \quad \text{e} \quad \sigma_s^* = \frac{\sigma_s - \sigma_{sa}}{\sigma_{s1} - \sigma_{sa}} \quad (4.56-57)$$

A segunda consiste na mudança da tensão de cedência para ter em conta o endurecimento cíclico isotrópico, após uma inversão de carga, com

$$\sigma_{s0}^e = \sigma_{s0} \cdot a_3 \left(\frac{\varepsilon_{s\max}}{\varepsilon_{s0}} - a_4 \right) \quad (4.58)$$

em que $\varepsilon_{s\max}$ é o máximo valor absoluto da extensão antes de uma inversão de carga, a_3 e a_4 são constantes do material.

Nestes modelos também é possível considerar uma curva de descarregamento correspondente à encurvadura dos varões que constituem as armaduras (Bento, 1996 ; Gomes e Appleton, 1997).

Modelos que simulam o comportamento hysterético dos materiais que constituem as paredes de alvenaria (resistente ou não) dos edifícios têm sido propostos por vários autores nos últimos anos, nomeadamente nos trabalhos de Tomazevic e Lutman (1996), Lourenço (1996) e Gambarotta e Logomarsino (1997).

Os métodos mais recentes da inteligência artificial têm possibilitados novas abordagens ao problema da simulação do comportamento hysterético dos materiais. São exemplo disso, os trabalhos de Ghaboussi *et al.* (1991) e Dias *et*

al. (1997), em que redes neuronais são treinadas com dados de ensaios experimentais, para traduzir o comportamento histerético dos materiais.

A opção pela utilização de um determinado modelo de análise não linear de edifícios, depende do âmbito do estudo e do maior ou menor esforço computacional desejado. No caso da avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios é desejável que o modelo seja o mais próximo possível da realidade, entrando em conta com o comportamento não linear, quer dos elementos estruturais, quer dos elementos não estruturais. Estes últimos afectam o comportamento dos edifícios, muitas vezes de forma significativa, nomeadamente para níveis de danos mais baixos.

4.3.2.3. Avaliação da fiabilidade estrutural usando a simulação

A função que revela o desempenho de um elemento ou de um sistema estrutural, indicando a margem de segurança, para um dado nível de danos, será

$$R - Q = g(X_1, X_2, \dots, X_n) \quad (4.59)$$

em que R é a capacidade da estrutura, Q é a resposta da estrutura, X_i ($i = 1, 2, \dots, n$) são n variáveis aleatórias e $g(\cdot)$ é uma relação funcional entre o conjunto de variáveis aleatórias e a segurança do sistema. A função de desempenho da estrutura ($R - Q$) irá traduzir a falha do sistema para valores em que $R - Q < 0$, enquanto que para $R - Q > 0$ é garantido o funcionamento do sistema (para o nível de danos estipulado). No limite dessas regiões, teremos os valores em que $R - Q = 0$ (função limite). Desta forma, a probabilidade do sistema falhar será

$$P_f = \iiint \dots \int f_X(x_1, x_2, \dots, x_n) dx_1 dx_2 \dots dx_n \quad (4.60)$$

em que f_X é a função de densidade de probabilidade conjunta das variáveis X_1, X_2, \dots, X_n , sendo a integração efectuada na região em que $R - Q < 0$. A

dificuldade de resolução do integral anterior leva a que se utilize o método de Monte Carlo para se obter uma aproximação do valor de P_f (Ayyub e McCuen, 1995).

A simulação directa usando o método de Monte Carlo, é a forma mais simples de estimar a probabilidade P_f . Deste modo, a função de desempenho da estrutura é calculada para N ciclos de simulação (com variáveis X_i , de função de distribuição cumulativa $F_{X_i}(x)$, geradas aleatoriamente), sendo depois contabilizados os N_f valores em que $R - Q < 0$. O valor aproximado de P_f será igual a

$$\bar{P}_f = \frac{N_f}{N}, \text{ com } \bar{P}_f \rightarrow P_f \text{ quando } N \rightarrow \infty \quad (4.61)$$

O número N de ciclos estabelecido para a simulação será um valor tal que garanta a convergência do processo com um erro mínimo, existindo diversas técnicas por forma a garantir essa convergência num número mínimo de ciclos (Ayyub e McCuen, 1995).

4.3.3. Metodologias híbridas

Este grupo de metodologias combina características das metodologias tipologistas e das metodologias mecanicistas, normalmente introduzindo avaliações heurísticas do comportamento dos edifícios. Os métodos híbridos apresentam como resultado um indicador de vulnerabilidade que traduz uma avaliação relativa dos edifícios. A grande vantagem destas metodologias é a possibilidade de incorporarem informação subjectiva, tendo como desvantagem não efectuarem a correlação entre o indicador de vulnerabilidade e os danos prováveis (Corsanego *et al.*, 1986).

O desenvolvimento dos métodos da inteligência artificial e dos sistemas informáticos tem sido precursor da proliferação dos métodos híbridos de avaliação da vulnerabilidade sísmica. São exemplo disso, o desenvolvimento de

sistemas periciais com capacidade de lidar com complexos sistemas estruturais.

Muitos dos sistemas periciais, aplicados a problemas de vulnerabilidade sísmica, são baseados em regras do tipo:

SE:

<EDIFÍCIO tipo “X”> E <com ATRIBUTOS “Y”>

E <SISMO de intensidade “I”>

ENTÃO:

<DANOS do nível “S”>

Thurston (1990) desenvolveu o sistema pericial “QUIKTILT” que sistematiza o processo de avaliação da vulnerabilidade sísmica de alguns edifícios, baseado na experiência e intuição de um perito quando procura os elos fracos de um sistema estrutural.

Gavarini (1992) propôs um conjunto de sistemas periciais para efectuar a assistência a engenheiros não especializados na avaliação de situações de emergência em edifícios danificados por sismos, e para avaliar a vulnerabilidade de edifícios de alvenaria e de betão armado (com base em informação recolhida em inquéritos efectuados com formatos específicos).

O recente sistema “IGOR” (Salvaneschi *et al.*, 1997) é um sistema bastante completo que inclui: uma base de dados (com os dados referentes ao conjunto de edifícios, podendo ser uma cidade); um sistema de informação geográfica (representando os dados geo-referenciados acerca do conjunto de edifícios); modelos de comportamento de um edifício de alvenaria (relacionado com a base de dados e com o sistema de informação geográfica); um módulo que produz explicações para as causas dos danos esperados; e um módulo de planeamento de reforço sísmico. Este sistema foi aplicado a muitos edifícios de alvenaria, inclusive a uma zona de Alfama, na cidade de Lisboa.

A inclusão da teoria dos conjuntos *fuzzy* e da lógica *fuzzy* tem vindo a ser proposta, nas últimas décadas, por vários autores, como forma de tratar, mais eficazmente, o carácter subjectivo das avaliações da vulnerabilidade sísmica (Yao, 1980; Brown *et al.*, 1984; Bernardini e Modena, 1986; Dong e Shah, 1986; Souflis e Grivas, 1986; Kawamura *et al.*, 1992; Castaneda e Brown, 1994; Tatsumi *et al.*, 1994; Sato e Tatsumi, 1994; Song *et al.*, 1996).

Outros tipos de abordagens têm vindo a ser propostos por diversos autores, baseadas na medição *in situ* das características dinâmicas dos edifícios construídos, e são, em grande parte, resultante dos avanços tecnológicos verificados nos instrumentos de medição actualmente comercializados (Salawu, 1997). Esses métodos englobam o uso de redes neuronais, treinadas com as medições efectuadas, que permitem estimar o nível de danos nos edifícios em cenários pós-sismos (Elkordy *et al.*, 1993 ; Wu *et al.*, 1992 ; Chen *et al.*, 1995 ; Masri *et al.*, 1996).

4.4. Previsão de perdas

A previsão de perdas (relativas a consequências económicas ou sociais, como sejam, o número de feridos e mortos) é normalmente efectuada com base em dados estatísticos obtidos em eventos sísmicos passados. Estudos deste tipo têm sido efectuados por alguns investigadores, de que se destaca o trabalho efectuado por Ergünay *et al.* (1997), que propuseram a expressão

$$V = k \cdot S_C^{1,32} \quad (4.62)$$

em que V é o número de vítimas mortais e S_C é o número de edifícios seriamente, ou totalmente, danificados. A constante k depende do tipo de construção, e os valores médios observados são:

Edifícios de betão armado	$k = 0.003$
Edifícios de alvenaria resistente de tijolo	$k = 0.008$
Edifícios de alvenaria resistente de pedra ou adobe	$k = 0.010$

PROPOSTA DE UM MODELO DE AVALIAÇÃO DO RISCO SÍSMICO

5.1. Fontes de informação

A avaliação do risco sísmico de edifícios com recurso a um sistema informático, requer a existência de um conjunto de informação disponível sobre o problema. O computador terá como finalidade processar a informação recolhida por um técnico (qualitativa e quantitativa) durante a avaliação do edifício e da análise de outros elementos, como sejam os projectos de arquitectura e de estabilidade, e resultados de medições *in situ* das características dinâmicas do edifício.

Para que um sistema informático possa converter os dados introduzidos pelo técnico, numa medida da vulnerabilidade do edifício, é necessário que o computador possua uma base de conhecimento pericial e que tenha a capacidade de inferir sobre a vulnerabilidade, baseado nesse conhecimento.

A constituição de uma base de conhecimento pericial pressupõe a recolha de informação existente sobre o comportamento de edifícios, face à ocorrência de um sismo. A informação pode ser obtida, por exemplo, nos dados resultantes da observação do comportamento dos edifícios durante sismos ocorridos no passado (nomeadamente com a obtenção de registos dos movimentos sísmicos), em testes experimentais laboratoriais, em modelos numéricos de análise de estruturas (para os quais será necessário o apoio informático) e na opinião de peritos.

Os procedimentos descritos estão esquematizados na figura 35.

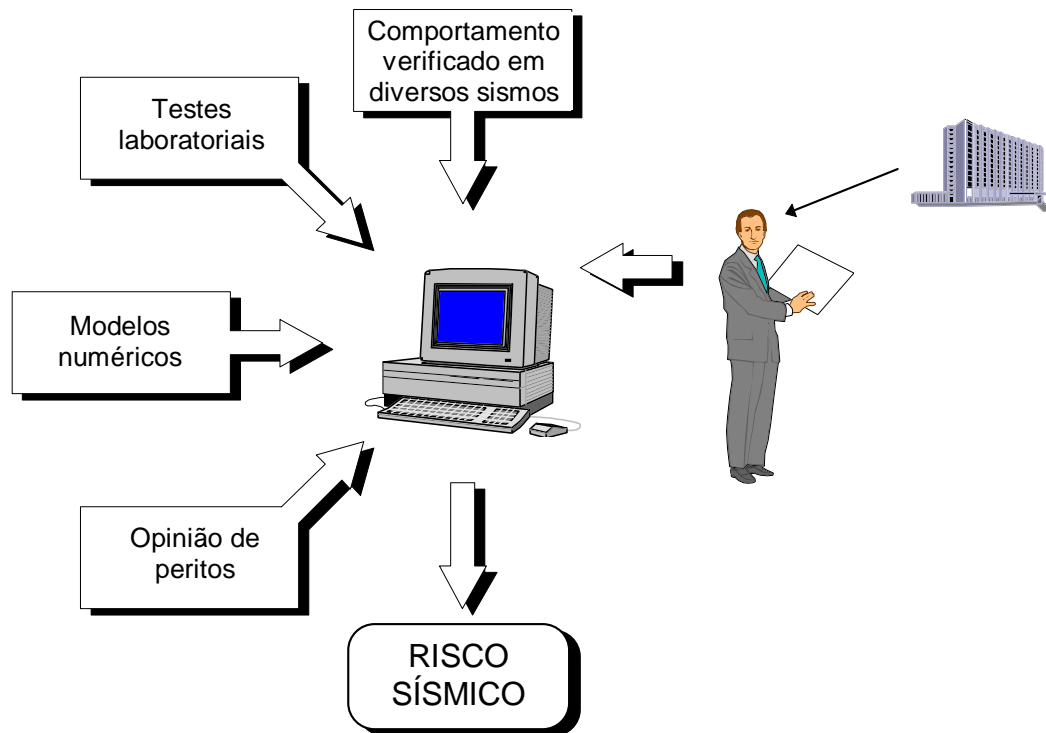


FIGURA 35 - Esquema da recolha de informação.

Os inquéritos de avaliação das potenciais deficiências dos edifícios, a efectuar pelos técnicos intervenientes, devem contemplar, segundo Allen e Rainer (1995), as seguintes categorias:

- O edifício como um todo;
- O sistema estrutural vertical;
- O sistema estrutural horizontal;
- As ligações entre os diversos elementos estruturais;
- As fundações e a geologia local;
- Os elementos não estruturais.

Em edifícios que oferecem dúvidas sobre o seu comportamento, face à ocorrência de um sismo, é possível o recurso a alguns ensaios *in situ*, não destrutivos. De entre eles, salientam-se a identificação das características dinâmicas de edifícios, com recurso a acelerógrafos digitais, que registam a resposta do edifício ao ruído ambiental.

A transformada de Fourier do registo permite identificar os primeiros modos de vibração do edifício, assim como calcular o amortecimento. Esses valores dizem respeito ao comportamento real do edifício como um todo, em regime elástico, o que corresponde à resposta inicial a quando da ocorrência de um sismo. Este procedimento tem sido adoptado por alguns investigadores (Oliveira, 1997).

A utilização simultânea de dois acelerómetros, um na base e outro no topo (figura 36), permite a determinação da função de transferência $H_{(i\omega)}$, nesse grau de liberdade (Hu *et al.*, 1996).



FIGURA 36 - Esquema da medição *in situ* das características dinâmicas dos edifícios.

$$H_{(i\omega)} = \frac{Y_{(i\omega)}}{X_{(i\omega)}} \quad (5.1)$$

com

$$X_{(i\omega)} = \frac{1}{T_P} \int_0^{T_P} x(t) \cdot e^{-i\omega t} dt \quad e \quad Y_{(i\omega)} = \frac{1}{T_P} \int_0^{T_P} y(t) \cdot e^{-i\omega t} dt \quad (5.2-3)$$

Com estes procedimentos, foi efectuada uma campanha de medições em alguns edifícios sitos na cidade de Faro. Os resultados obtidos num dos edifícios estão apresentados na figura 37.

Esta informação permite aferir os modelos de análise de estruturas e ajudar a desenvolver a base de conhecimento pericial, necessária à implementação do modelo computacional de avaliação do risco sísmico de edifícios.

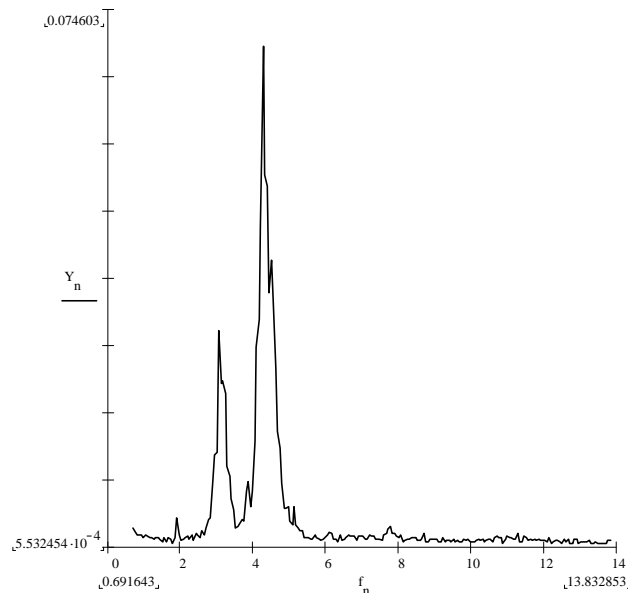


FIGURA 37 - Transformada de Fourier do registro obtido no acelerógrafo colocado no topo de um dos edifícios.

5.2. Tipos de incertezas

A grande dificuldade no desenvolvimento de um modelo de avaliação do risco sísmico de edifícios reside no elevado número de incertezas que envolvem o problema. Existem as incertezas de como, onde e quando vai ocorrer um sismo, de qual vai ser o comportamento dos solos de fundação, de como irá responder o edifício e de quais as consequências dessa resposta, nas pessoas e em termos económicos. Da mesma forma, também existem incertezas nas características geométricas e mecânicas do edifício. Este tipo de incertezas, que caracterizam os sistemas físicos, podem ser tratadas com o recurso ao cálculo probabilístico, existindo muitos métodos para os diversos problemas (como foram abordados nos capítulos anteriores). No entanto, as incertezas associadas à avaliação cognitiva (marcadamente subjectiva) efectuada pelos técnicos não pode ser tratada de forma eficaz com o recurso ao cálculo probabilístico. Neste caso é claramente mais aconselhável o recurso à teoria dos conjuntos *fuzzy* e à lógica *fuzzy*.

Um modelo computacional de avaliação do risco sísmico de edifícios deve ser capaz de tratar a informação imperfeita associada ao comportamento aleatório dos sistemas físicos, assim como deve poder lidar com a subjectividade associada à capacidade cognitiva e à forma de raciocinar do cérebro humano.

5.3. Esquema geral do modelo

Como foi descrito no capítulo 4, existem, actualmente, diversas metodologias de avaliação do risco sísmico de edifícios, todas elas com vantagens e inconvenientes.

O modelo que aqui é proposto (que se pode classificar como um modelo híbrido), pretende sintetizar as vantagens de cada uma das metodologias abordadas anteriormente, minorando os seus inconvenientes. Deste modo, o modelo a desenvolver deverá, em termos gerais, possuir a facilidade de utilização das metodologias tipologistas, dar a confiança nos resultados proporcionada pelas metodologias mecanicistas e ter a capacidade das metodologias híbridas em lidar com a informação subjectiva.

Para que o modelo possa ser implementado em computador, é necessária a captação da informação existente nas variadas fontes, de modo a ser constituída uma base de conhecimento.

O processo de avaliação de um edifício passa pelo preenchimento de um inquérito detalhado (que deverá ser de rápida realização) a efectuar pelo técnico interveniente. Desta forma, o edifício é classificado numa dada tipologia, são obtidos os dados sobre as características geométricas e mecânicas (em termos de valores médios) e é efectuada uma análise qualitativa do mesmo.

O tratamento rigoroso de toda a informação recolhida só é possível caso os dados quantitativos, de carácter objectivo (as dimensões do edifício e dos elementos estruturais, entre outros), sejam tratados separadamente dos dados

qualitativos, de cariz subjectivo (opiniões do técnico sobre a qualidade da construção, com identificação de possíveis elos fracos do sistema estrutural).

No modelo proposto, a informação qualitativa, descrita em termos de valores linguísticos, é processada por um sistema *fuzzy*, cujo resultado (*desfuzzificado*) consiste num indicador de vulnerabilidade, que traduz o desvio ao valor probabilístico médio da fragilidade estrutural da tipologia em questão (figura 38).

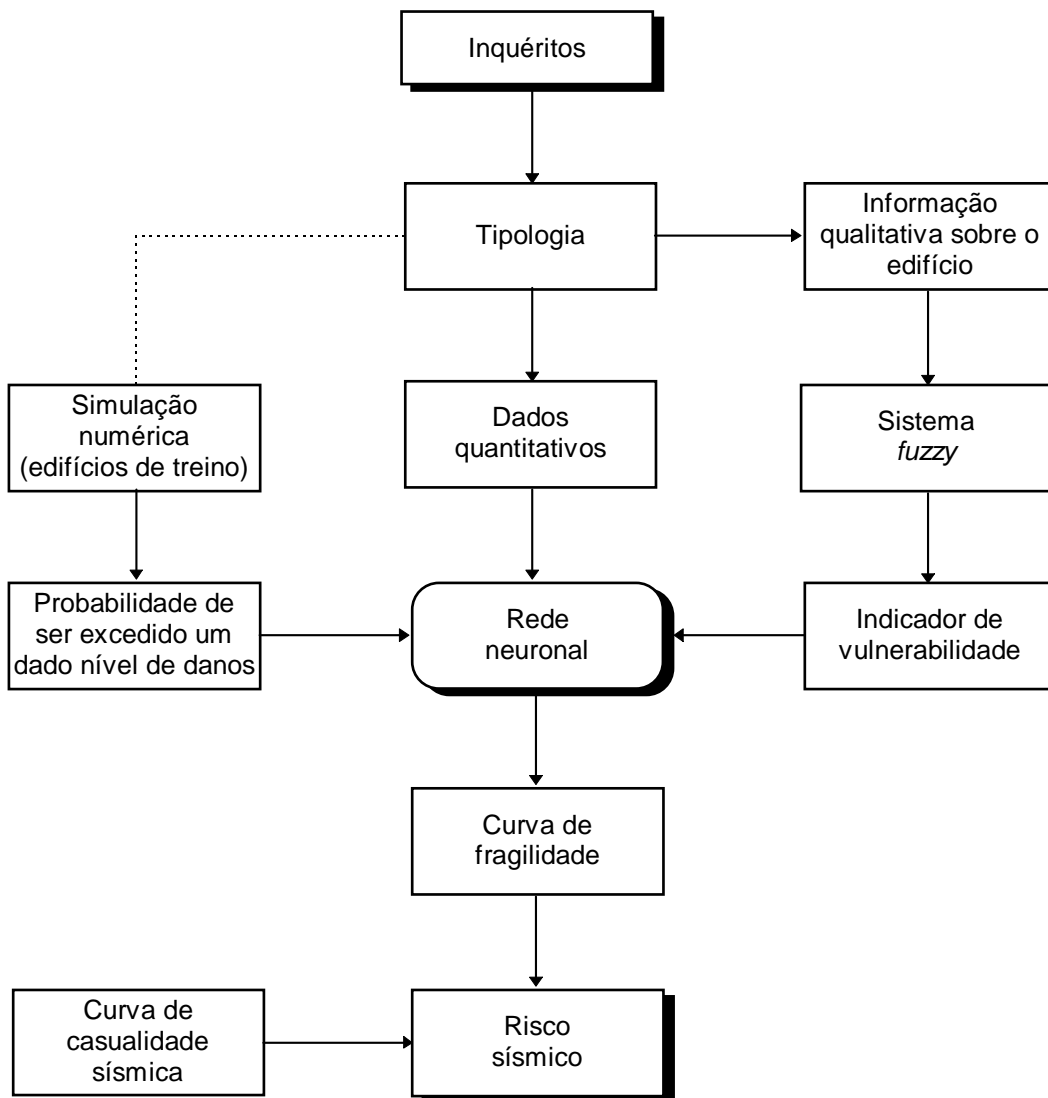


FIGURA 38 - Fluxograma geral do modelo proposto.

O uso de uma rede neuronal, para cada tipologia (que depende do tipo de estrutura e das características mecânicas dos materiais que a constituem), previamente treinada com valores de probabilidade de excedência de um dado nível de danos, irá permitir converter o indicador de vulnerabilidade, conjuntamente com os dados objectivos recolhidos, na fragilidade estrutural ajustada à especificidade do edifício em questão.

Obtidas a curva de fragilidade estrutural e a curva da casualidade sísmica, então é possível, por integração, obter um valor do risco sísmico para um dado edifício.

5.4. A função da rede neuronal

A quantificação da vulnerabilidade de um edifício a partir de curvas de fragilidade, para uma dada tipologia, tem como inconveniente o facto dessa vulnerabilidade só poder ser contabilizada com base em valores médios. Para atender às características próprias de cada edifício seria necessário um número de curvas de fragilidade a tender para infinito.

No modelo proposto, é adoptado o uso de redes neuronais que funcionam como funções de interpolação dos valores da fragilidade estrutural. O uso de redes neuronais em conjunto com simulações numéricas, já foi proposto por alguns investigadores (Saraiva e Ebecken, 1998). A forma como a rede efectua as interpolações, deixa de ser controlada pelo utilizador, desconhecendo-se, por completo, as relações entre as diversas variáveis intervenientes.

A primeira tarefa da rede neuronal consiste na aprendizagem de como a vulnerabilidade de um edifício (de uma dada tipologia) é afectada pelas características geométricas do edifício, efectuando uma correlação com o indicador que resulta de uma avaliação subjectiva.

Após a aprendizagem, a rede terá como função deduzir um valor aproximado da probabilidade de se atingir um dado valor de danos, para uma determinada

aceleração de pico do solo, quaisquer que sejam as características geométricas do edifício e os resultados de uma avaliação qualitativa desse mesmo edifício.

No caso de edifícios de betão armado, como se esquematiza na figura 39, é proposto o desenvolvimento de uma rede neuronal para cada tipologia, número de pisos e características do solo de fundação (que podem ser tipificados).

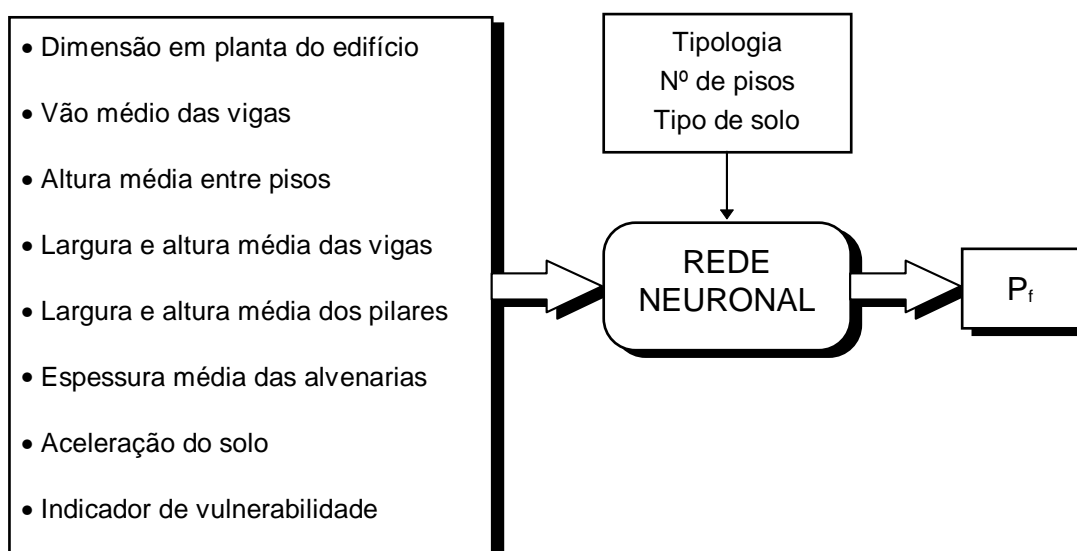


FIGURA 39 - Processamento da rede neuronal de um edifício de betão armado.

Cada rede neuronal será treinada com os valores da fragilidade estrutural resultantes de simulações numéricas para diversas características geométricas de edifícios, cujo processo se esquematiza na figura 40.

São propostas redes neuronais de arquitectura *Multilayer Feedforward*, treinadas com o algoritmo da retropropagação do erro, cujas características foram abordadas no ponto 2.4, por existirem diversos estudos relacionados com a análise de estruturas, sem excluir outras hipóteses válidas.

A definição do número de níveis intermédios, do número de neurónios artificiais por nível e do tipo de função de activação, será um processo baseado em tentativas e em função dos resultados das simulações.

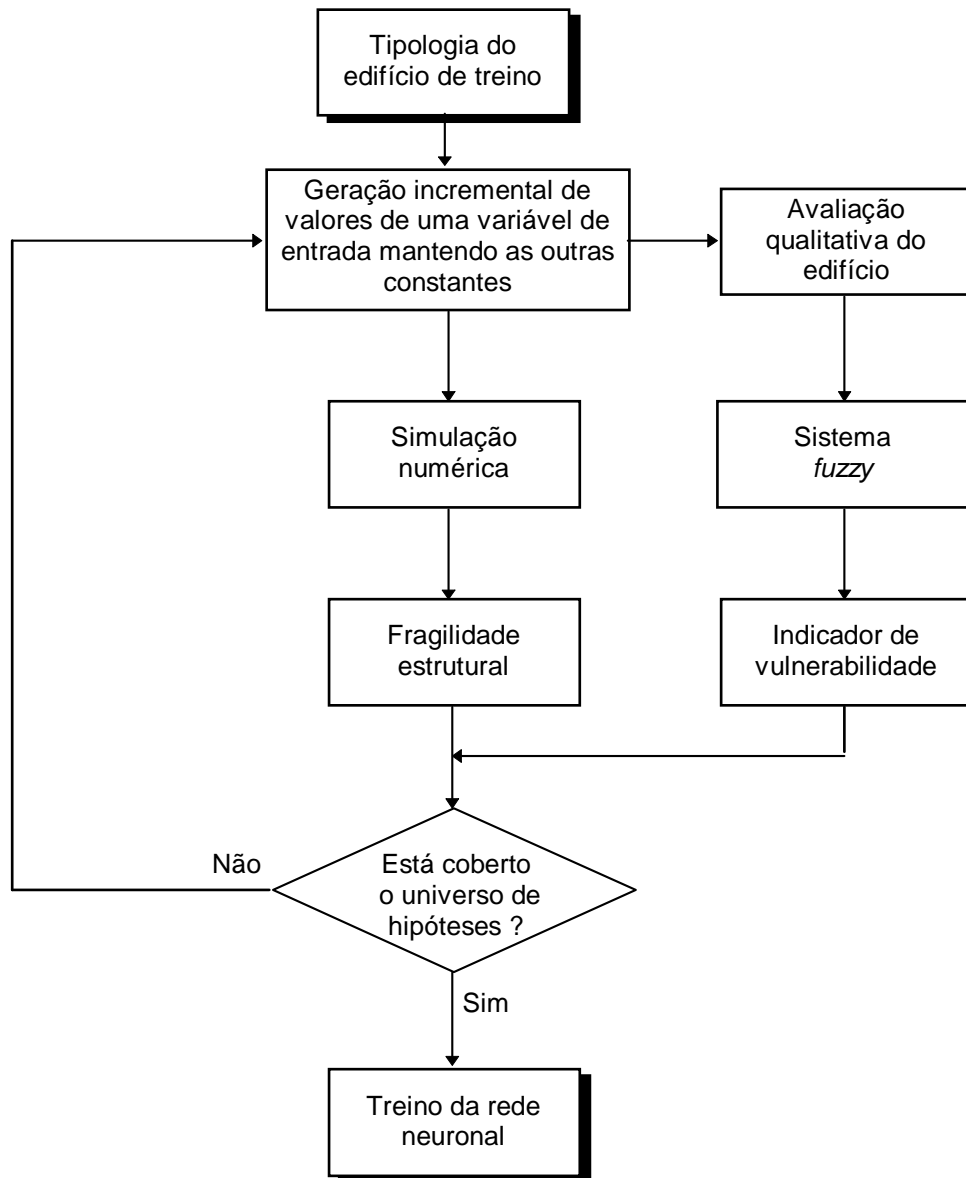


FIGURA 40 - Fluxograma de treino das redes neuronais propostas.

5.5. O sistema *fuzzy*

As diversas fontes de informação proporcionam o conhecimento que irá ser implementado num sistema *fuzzy*. Esse sistema poderá ser um sistema pericial *fuzzy* ou um sistema *fuzzy* neuronal, ambos baseados em regras.

O primeiro passo para o desenvolvimento de um sistema *fuzzy* será a definição das funções de pertença correspondentes aos diversos atributos das variáveis

linguísticas. Cada variável linguística corresponde a um parâmetro da avaliação qualitativa do edifício (essas variáveis poderão ser a “cintagem de pilares”, a “regularidade do edifício”, a “qualidade das ligações”, entre outras).

Como exemplo, a figura 41 representa hipotéticas funções de pertinência de conjuntos *fuzzy* correspondentes aos diversos atributos das variáveis linguísticas: “nº de pilares curtos”, “cintagem de pilares” e “vulnerabilidade”.

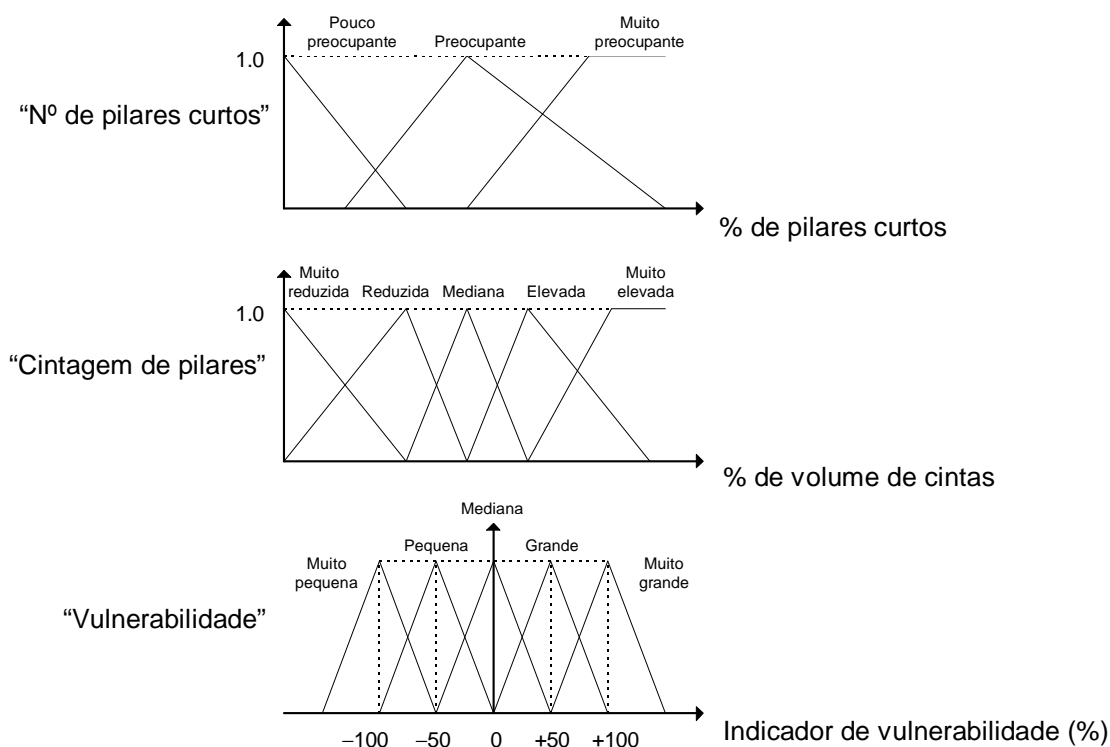


FIGURA 41 - Exemplo de algumas funções de pertinência.

O número de atributos, proposto neste trabalho, para cada variável linguística é de três ou de cinco, por se julgar que estes números estão em consonância com a capacidade de discernimento da mente humana, conforme o estudo efectuado por Souflis e Grivas (1986).

O resultado da avaliação qualitativa corresponde à variável linguística “vulnerabilidade”, aqui proposta, que contém cinco atributos. O indicador de vulnerabilidade daí resultante está compreendido entre -100% e +100%.

O desenvolvimento das diversas funções de pertença pode ser efectuado com o recurso aos métodos descritos no ponto 2.3.1.4.

O conhecimento pericial, apoiado em análises numéricas e nos dados existentes sobre o comportamento dos edifícios face à ocorrência de sismos, será traduzido na forma de regras do tipo:

R₁: SE <“nº de pilares curtos” é MUITO PREOCUPANTE>
E <“cintagem de pilares” é MUITO REDUZIDA>
ENTÃO <“vulnerabilidade” é MUITO GRANDE>

R₂: SE <“nº de pilares curtos” é POUCO PREOCUPANTE>
E <“cintagem de pilares” é MEDIANA>
ENTÃO <“vulnerabilidade” é MODERADA>

Aos resultados de cada uma das regras poderá ser atribuído um determinado peso, quando for feita a agregação, correspondendo à importância da regra no cômputo total da avaliação (no exemplo apresentado na figura 42 foram atribuídos pesos unitários às duas regras anteriores).

Os inquéritos a preencher pelo técnico que efectua a avaliação do risco sísmico do edifício, são traduzidos em conjuntos *fuzzy*, correspondentes aos dados de entrada do sistema *fuzzy*. O motor de inferência vai deduzir um resultado (como é descrito no ponto 2.3.2.2 ou no ponto 2.5, de acordo com o tipo de sistema *fuzzy* adoptado) na forma de conjunto *fuzzy*. Esse conjunto deverá ser *defuzzyficado*, nomeadamente com base no método do centro de gravidade, obtendo-se o valor do indicador de vulnerabilidade.

A grande vantagem da adopção de um sistema *fuzzy* neuronal reside no facto dos pesos atribuídos a cada regra resultarem do treino da rede com valores de resultados conhecidos. No caso dos sistemas periciais *fuzzy*, o ajuste dos pesos é feito essencialmente à custa da experiência dos peritos intervenientes no desenvolvimento do sistema.

INQUÉRITO DE AVALIAÇÃO QUALITATIVA EFECTUADO PELO TÉCNICO

• O número de pilares curtos é:

Pouco preocupante Preocupante Muito preocupante

• A cintagem dos pilares é:

Muito reduzida Reduzida Mediana Elevada Muito Elevada

• Resultados das regras:

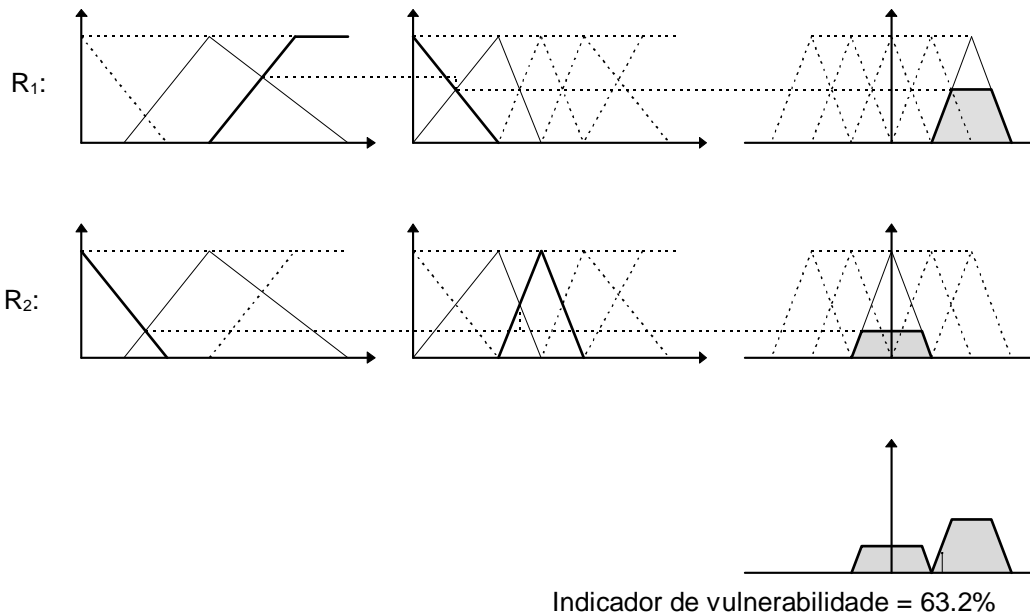


FIGURA 42 - Exemplo do resultado de uma avaliação qualitativa com um sistema *fuzzy*.

5.6. A simulação numérica

A função de desempenho proposta neste trabalho é baseada em índices de danos e corresponde a

$$D_S - D = g(X_1, X_2, \dots, X_n) \quad (5.4)$$

em que D_S corresponde ao índice de danos que está associado ao nível de danos S , D é o índice de danos que resulta da resposta da estrutura ao sismo, X_i ($i = 1, 2, \dots, n$) são n variáveis aleatórias escolhidas consoante o tipo de edifício em estudo, e $g(\cdot)$ é a relação funcional descrita no ponto 4.3.2.3.

A probabilidade de se atingir o nível de danos S , para uma dada aceleração Y , será

$$P_S = P[D_S \leq D | Y] = \iiint \dots \int f_X(x_1, x_2, \dots, x_n) dx_1 dx_2 \dots dx_n \quad (5.5)$$

pelo que se propõe a adopção de uma simulação directa, usando o método de Monte Carlo, para o cálculo dessa probabilidade.

As n variáveis aleatórias escolhidas vão depender do tipo de edifício em estudo. No caso dos edifícios de betão armado propõe-se que as variáveis sejam as dimensões das secções transversais das vigas e dos pilares, as dimensões dos vãos das vigas, o comprimento dos pilares, a espessura das paredes de alvenaria, o conteúdo energético e a duração do acelerograma artificial gerado para a análise.

Admitindo, à partida, que as variáveis apresentam uma distribuição normal, elas são geradas aleatoriamente, com valores médios e desvios padrão consistentes com os valores das variáveis linguísticas, associadas às avaliações qualitativas dos edifícios de treino da rede neuronal.

Em cada ciclo de simulação são obtidos, aleatoriamente, os valores das diversas variáveis a partir de números aleatórios gerados por computador ($0 \leq u \leq 1$). A cada variável aleatória irá corresponder um valor x_i de modo a que a função de distribuição cumulativa seja

$$F_{X_i}(x_i) = u_i \quad (5.6)$$

O número de ciclos da simulação deverá ser um valor que conduza a um coeficiente de variação da probabilidade aproximada \bar{P}_S , tão baixo quanto o desejado.

O valor aproximado do coeficiente de variação de \bar{P}_S pode ser dado por

$$\text{COV}(\bar{P}_S) \cong \frac{\sqrt{\frac{(1-\bar{P}_S)\bar{P}_S}{N}}}{\bar{P}_S} \quad (5.7)$$

com $\text{COV}(\bar{P}_S)$ a tender para zero quando N tende para infinito (Ayyub e McCuen, 1995).

A determinação do índice de danos D, em cada ciclo de simulação, requer o uso de um programa de análise não linear de estruturas de edifícios. Essa análise deve ter em conta o comportamento dos elementos estruturais e dos elementos não estruturais (painéis de alvenaria), permitindo a obtenção de padrões de danos induzidos pela flexão e pelo corte.

O modelo de blocos rígidos e molas, desenvolvido por Meguro e Tagel-Din (1997), contempla todos os pontos atrás focados. Por esse motivo, propõe-se a adoção desse modelo, em conjunto com as leis constitutivas dos materiais e o método de análise dinâmica, que se apresentaram no ponto 4.3.2.2. A sua implementação em computador, possibilitará as análises não lineares dos edifícios, de uma determinada tipologia, com vista à determinação das probabilidades \bar{P}_S , com o rigor desejado.

A sequência geral da simulação numérica destinada à obtenção da fragilidade estrutural aproximada de edifícios, para um dado nível de danos e quando sujeitos a uma determinada aceleração de pico do solo, está descrita, de forma resumida, na figura 43.

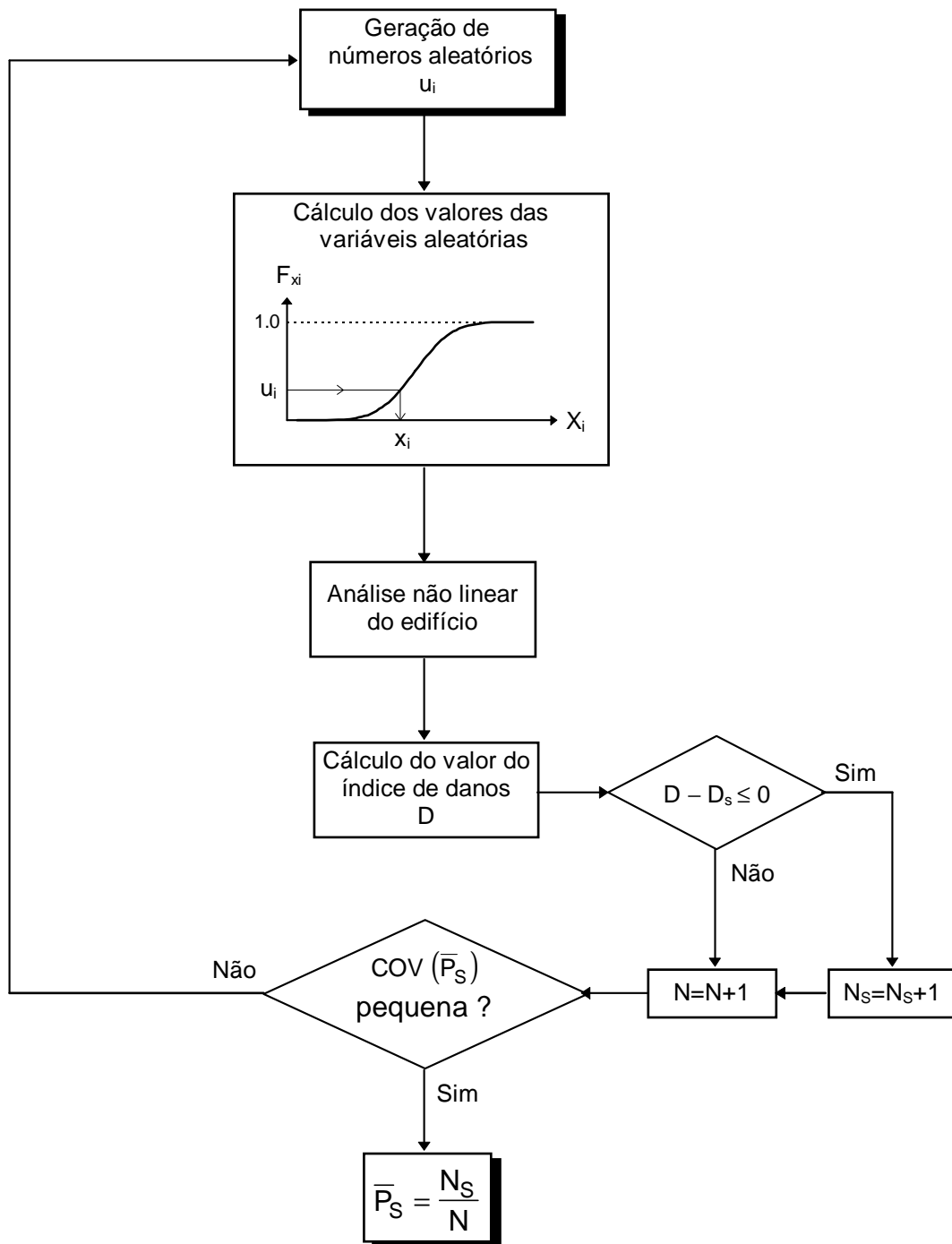


FIGURA 43 - Fluxograma representativo da simulação proposta.

5.7. A análise da casualidade sísmica

A análise da casualidade sísmica tem como objectivo a determinação de uma curva de casualidade sísmica, ou seja, uma curva que represente a probabilidade de excedência da aceleração de pico, no local em estudo e para um dado intervalo de tempo, ou represente o período de retorno.

O estudo Vision 2000, efectuado pela “Structural Engineers Association of California”, em 1995, citado por Bertero (1997), considera quatro períodos de retorno, de acordo com o tipo de sismo estabelecido para a análise, como é apresentado no quadro II.

QUADRO II - Períodos de retorno para diversos tipos de sismos
(adaptado de Bertero, 1997)

Tipo de sismo	Período de retorno	Probabilidade de excedência
Frequente	43 anos	50% em 30 anos
Ocasional	72 anos	50% em 50 anos
Raro	475 anos	10% em 50 anos
Muito raro	970 anos	10% em 100 anos

Neste trabalho, propõe-se um modelo probabilista de análise da casualidade sísmica, como é descrito no ponto 3.2.2. Esse modelo baseia-se na consideração dos eventos sísmicos como constituindo um processo de Poisson (ponto 3.1.1) e na lei de Gutenberg-Richter, traduzida pela expressão (3.3), com truncatura inferior (M_0) e superior (M_U).

Propõe-se ainda que seja adoptada uma lei de atenuação de acelerações de pico ao nível do estrato rochoso. A amplificação das vibrações sísmicas pelos solos, deverá ser tida em conta com a definição de curvas de amplificação para cada tipo de corte geológico existente nos locais em análise. Estas curvas devem ser obtidas a partir de modelos numéricos não lineares ou resultantes de medições *in situ*.

As zonas sismogénicas propostas são constituídas por conjuntos de polígonos quadrangulares convexos, correspondendo a zonas onde a orientação das

falhas é desconhecida ou a zonas onde a orientação das falhas está definida, como se esquematiza na figura 44.

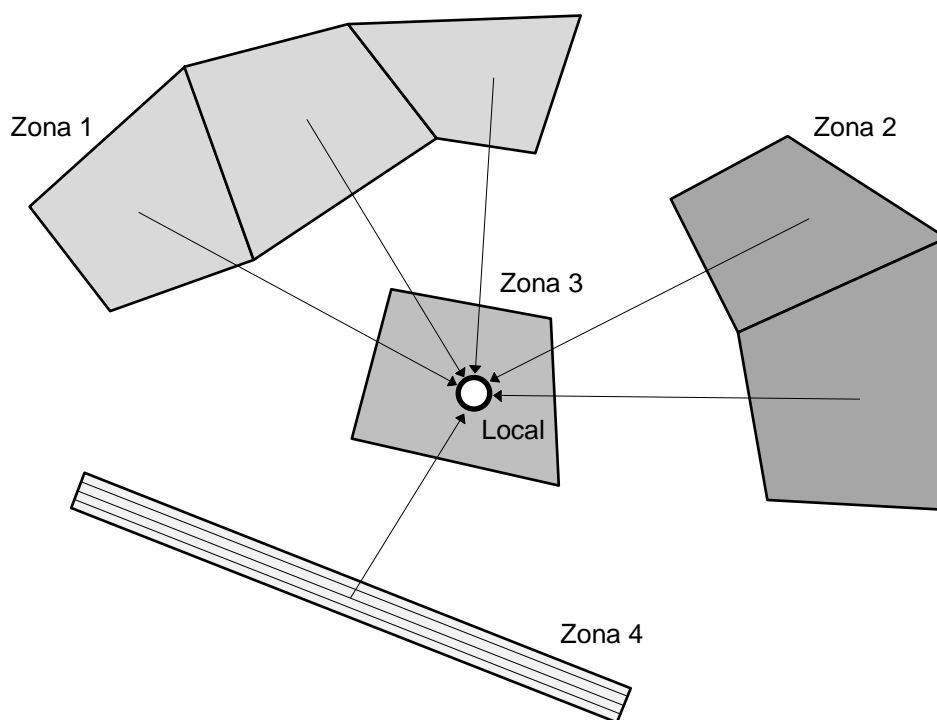


FIGURA 44 - Representação esquemática de zonas sísmicas.

5.8. O cálculo do risco sísmico






Depois da obtenção da curva de casualidade sísmica (com base num modelo probabilista), e das curvas de fragilidade estrutural (obtidas da rede neuronal), é possível a determinação do risco de serem atingidos determinados níveis de danos nos edifícios. Esse risco é obtido por integração das curvas, como é descrito no ponto 4.3.2, e está esquematizado na figura 30.

Para que seja possível a obtenção do risco sísmico, em termos de consequências económicas, será necessário relacionar os danos prováveis com os custos de reparação, à data da avaliação. Da mesma forma, as perdas de vidas humanas ou o número de feridos, poderão ser correlacionados com os níveis de danos correspondentes ao colapso ou próximo do colapso. Esta

correlação pode ser efectuada com o recurso aos dados das estatísticas mundiais.

A implementação deste modelo poderá contribuir para que seja possível estabelecer medidas de intervenção no património edificado, identificando quais os edifícios que apresentam maior risco sísmico. O reforço desses edifícios será efectuada de modo a que sejam atingidos os níveis de segurança desejados, em conformidade com a sua importância e com o mínimo custo possível. Alguns níveis de desempenho dos edifícios, para determinados níveis de danos, estão apresentados no quadro III.

QUADRO III - Níveis de desempenho de edifícios face à ocorrência de sismos (adaptado de Poland e Hom, 1997)

NÍVEL DE DANOS	DESEMPENHO DO EDIFÍCIO	
NEGLIGENCIÁVEL	 Totalmente operacional	Sem danos e continuamente em serviço Sempre em serviço, desempenhando, após o sismo, as funções que lhe foram atribuídas inicialmente. Danos estruturais e não estruturais desprezáveis
LIGEIRO	 Operacional	A maioria da funcionalidade pode ser reposta de imediato. Reparações serão necessárias para restaurar alguns serviços não essenciais. Danos ligeiros. A estrutura é segura para ocupação imediata após o sismo. A operacionalidade dos serviços essenciais está protegida, contrariamente a alguns não essenciais.
MODERADO	 Sem perdas de vidas	Os danos são moderados. Alguns edifícios seleccionados podem estar protegidos de danos. As vidas humanas são protegidas na generalidade. A estrutura está danificada mas mantém-se estável.
SEVERO	 Próximo do colapso	O colapso da estrutura é evitado. Alguns elementos não estruturais poderão cair. Danos estruturais severos, mas o colapso é evitado. Queda de elementos não estruturais.
TOTAL	 Colapso	Partes do sistema estrutural atingem o colapso. O colapso da estrutura é completo.

Desempenho desejado

INÍCIO DA IMPLEMENTAÇÃO DO MODELO PROPOSTO

6.1. Organização do programa

Neste trabalho deu-se início à implementação do modelo proposto no capítulo anterior. O programa concebido foi desenvolvido em Object Pascal, nomeadamente com recurso ao compilador Delphi3, da Borland International, de 1997. O programa tem a designação SRAPOR¹ e destina-se a ser utilizado em computadores pessoais com o sistema operativo Windows 95.

A versão do programa SRAPOR, desenvolvido no âmbito deste trabalho, é constituída pelos seguintes módulos:

- Uma base de dados - que contém toda a informação do catálogo sísmico (e em versões futuras, terá informação sobre a geologia, os edifícios e a rede viária do local em estudo);
- Um sistema de informação geográfica (SIG) - que gere a manipulação dos mapas (de Portugal continental, da região seleccionada e do local escolhido para análise) e a geo-referenciação da informação contida na base de dados;
- Um módulo de análise da casualidade sísmica - que permite a obtenção das curvas da casualidade sísmica em qualquer localidade da região seleccionada de Portugal continental (com recurso à base de dados e ao SIG).

O menu principal do programa possibilita a mudança, instantânea, do mapa visível, bem como o acesso a todas as opções do programa. Na figura 45 apresenta-se o aspecto geral do menu principal do SRAPOR.

¹ De Seismic Risk Assessment (avaliação do risco sísmico) - PORTugal.

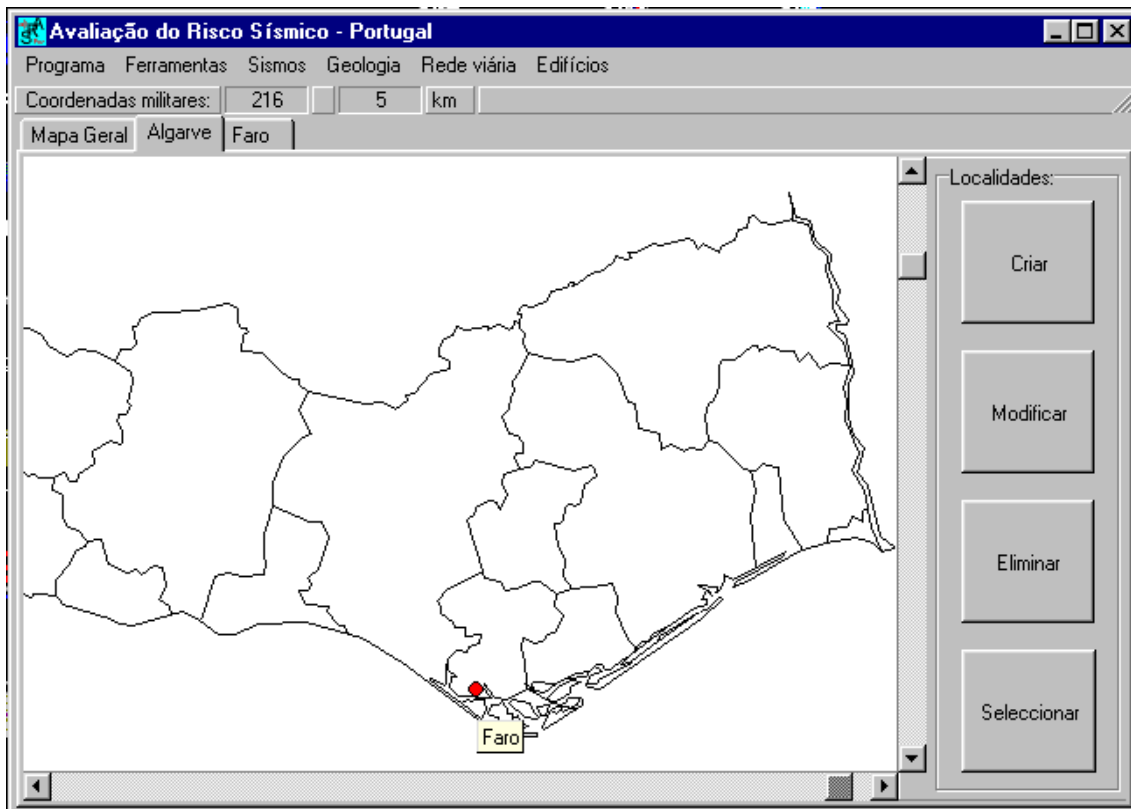


FIGURA 45 - Aspecto geral do menu principal do programa, com apresentação do mapa de uma região seleccionada.

6.2. Catálogo sísmico

A base de dados do programa incorpora o catálogo sísmico correspondente ao trabalho de Sousa *et al.* (1992). O catálogo é constituído por sismos registados no período instrumental (1910 a 1991) e por sismos históricos (33 a 1909) cujos dados são baseados em parâmetros macrossísmicos, tais como a intensidade macrossísmica. Na figura 46 estão apresentados os epicentros dos sismos, existentes na base de dados, cujas localizações se situam na área envolvente de Portugal continental.

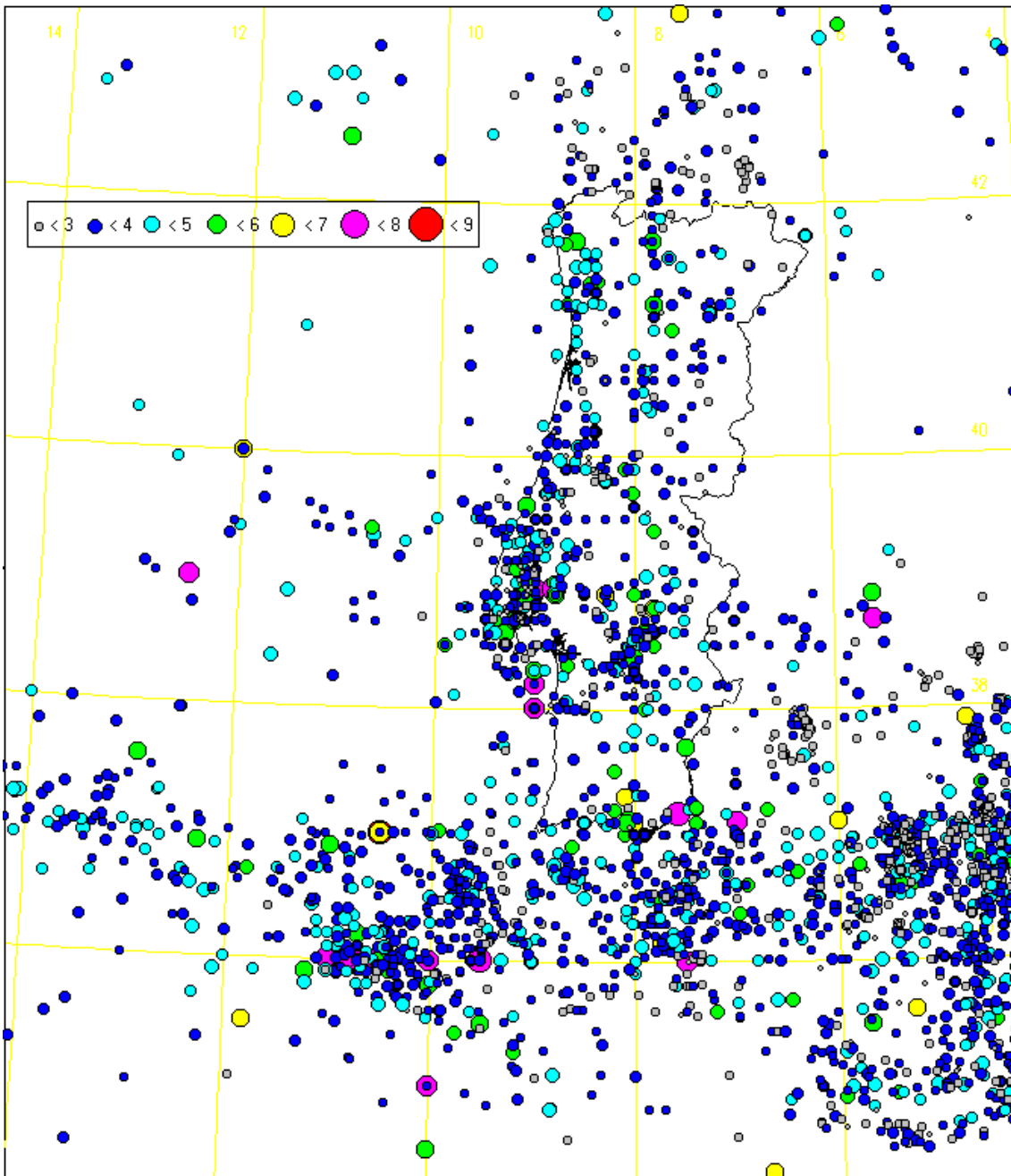


FIGURA 46 - Mapa de epicentros dos sismos da base de dados
(adaptado de Sousa *et al.*, 1992).

Os dados relativos aos sismos históricos e aos sismos instrumentais constantes no catálogo, são introduzidos separadamente. Estes dados referem-se à localização geográfica (ϕ - latitude ; λ - longitude), à profundidade do foco, à magnitude, à intensidade máxima verificada e algumas observações relevantes, como seja a zona do território mais afectado pelo sismo. A edição dos dados

sobre os sismos é efectuada por conjuntos de eventos ocorridos no ano seleccionado, como se exemplifica na figura 47.

nº	Data	Hora	Latitude(N)	Longitude(W)	Prof.Foco	Magnitude	Int.	Observações
1	1969-1-27	23:15:0	36°27'36.00"	4°27'36.00"	60	2.7		
2	1969-2-22	8:9:0	35°12'0.00"	4°0'0.00"	10	2.9		
3	1969-2-22	8:14:0	35°10'48.00"	4°0'0.00"	20	3.2		
4	1969-2-24	12:15:0	38°43'12.00"	8°22'12.00"	48	3.8	III	
5	1969-2-28	2:40:0	35°59'24.00"	10°48'36.00"	20	7.3	VII	Algarve e Lisboa
6	1969-2-28	4:25:0	36°12'0.00"	10°42'0.00"		5.7	IV	
7	1969-2-28	4:42:0	36°18'0.00"	10°24'0.00"	40	3.6		
8	1969-2-28	4:45:0	36°18'0.00"	10°12'0.00"	48	4.4		
9	1969-2-28	5:33:0	36°12'0.00"	10°36'0.00"	25	3.5		
10	1969-2-28	8:48:0	35°54'0.00"	10°24'0.00"	25	3.8		
11	1969-2-28	9:59:0	35°54'0.00"	10°54'0.00"	42	4.6	III	
12	1969-2-28	10:24:0	36°0'0.00"	11°6'0.00"		3.8		
13	1969-2-28	12:43:0	35°54'0.00"	10°36'0.00"		4.1		

Número: 5

Data: 1969-2-28 Latitude: 35° 59' 24.00" Prof. foco: 20 Observações: Algarve e Lisboa

Hora: 2:40:0 Longitude: 10° 48' 36.00" Magnitude: 7.3 Int.: VII

OK Cancelar Eliminar Terminar

FIGURA 47 - Exemplo da edição dos sismos instrumentais de 1969.

Os sismos que constituem a base de dados são filtrados pelo programa, mediante determinadas opções do utilizador. A filtragem pode ser efectuada por intervalos de tempo, intervalos de magnitude e com a opção de não serem considerados os sismos históricos ou os sismos instrumentais. Os sismos filtrados são depois tratados pelos SIG e é com base neles que é efectuada a análise da casualidade sísmica.

6.3. Sistema de informação geográfica

Dadas as características dos dados necessários à análise da casualidade sísmica, foi implementado no programa um sistema de informação geográfica (de alguma simplicidade), que permite trabalhar esses dados de forma eficaz.

O sistema cartográfico incorporado no programa é caracterizado pelo elipsóide de Hayford (também designado por elipsóide Internacional), posicionado pelo datum de Lisboa ($\phi = 08^{\circ}07'54.862''$ e $\lambda = 39^{\circ}40'00''$) e pela projecção cartográfica de Gauss-Kruger (também conhecida por Mercator Transversa). A representação cartográfica tem como sistema de coordenadas o sistema militar, com origem no ponto fictício a Oeste do Cabo de S. Vicente.

A representação cartográfica dos sismos da base de dados filtrada, é efectuada após uma transformação de coordenadas. O SIG permite a obtenção dos dados de qualquer sismo seleccionado no mapa (posicionando o cursor sobre o local), como é exemplificado na figura 48.

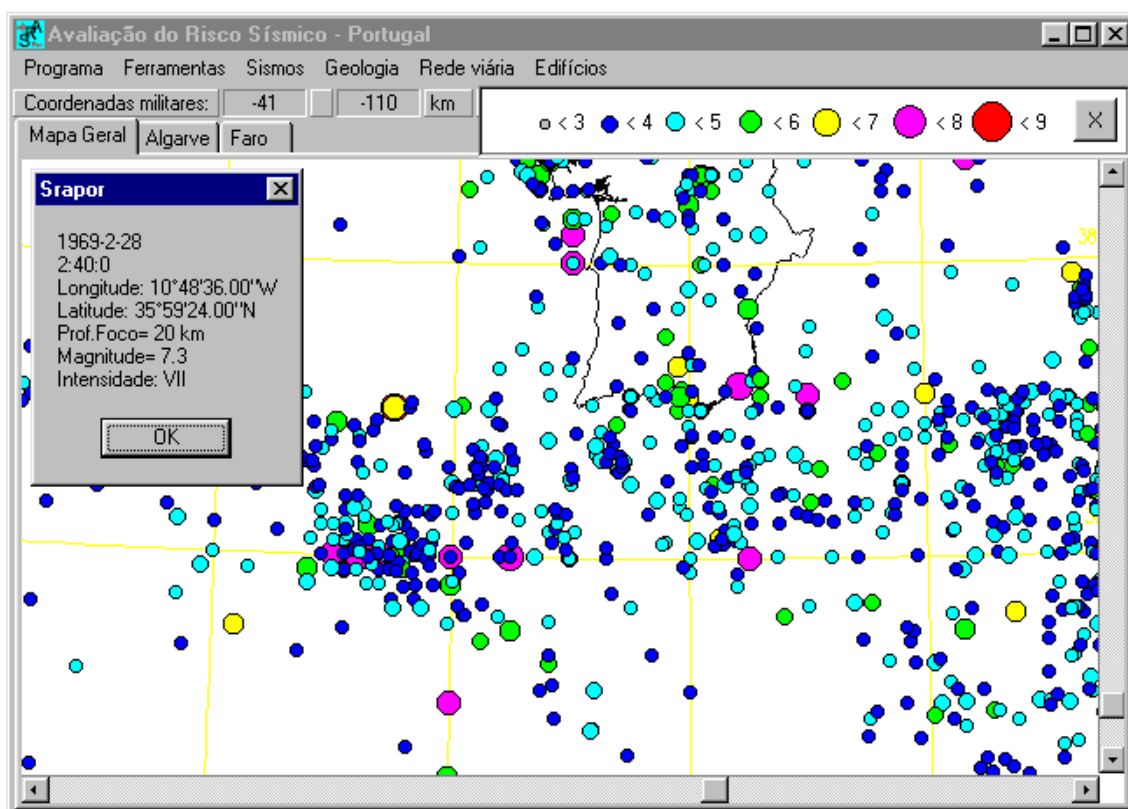


FIGURA 48 - Exemplo da obtenção dos dados de um sismo.

A transformação das coordenadas geodésicas (ϕ, λ) em coordenadas cartográficas (M,P), é feita através das expressões que se apresentam em seguida.

$$M = R_N \left(\Delta\lambda \cos(\phi) + C_3 \frac{\Delta\lambda^3}{3!} \cos^3(\phi) + C_5 \frac{\Delta\lambda^5}{5!} \cos^5(\phi) \right) \quad (6.1)$$

$$P = \sigma(\phi) - \sigma(\phi_0) + R_N \operatorname{tg}(\phi) \left(\frac{\Delta\lambda^2}{2!} \cos^2(\phi) + C_4 \frac{\Delta\lambda^4}{4!} \cos^4(\phi) + C_6 \frac{\Delta\lambda^6}{6!} \cos^6(\phi) \right) \quad (6.2)$$

em que

$$\Delta\lambda = \lambda - \lambda_0 \quad (6.3)$$

$$C_3 = 1 - \operatorname{tg}^2(\phi) + \eta(\phi) \quad (6.4)$$

$$C_4 = 5 - \operatorname{tg}^2(\phi) + 9\eta(\phi) + 4\eta^2(\phi) \quad (6.5)$$

$$C_5 = 5 - 18\operatorname{tg}^2(\phi) + \operatorname{tg}^4(\phi) + 14\eta(\phi) - 58\operatorname{tg}^2(\phi)\eta(\phi) \quad (6.6)$$

$$C_6 = 61 - 58\operatorname{tg}^2(\phi) + \operatorname{tg}^4(\phi) + 270\eta(\phi) - 330\operatorname{tg}^2(\phi)\eta(\phi) \quad (6.7)$$

$$\eta(\phi) = \varepsilon^2 \cos^2(\phi) \quad (6.8)$$

$$R_N = \frac{a}{\sqrt{1 - e^2 \sin^2(\phi)}} \quad \text{e} \quad R_M = \frac{a(1 - e^2)}{\sqrt{(1 - e^2 \sin^2(\phi))^3}} \quad (6.9-10)$$

$$\sigma(\phi) = \int_0^\phi R_M d\phi \quad ; \quad e^2 = \frac{a^2 - b^2}{a^2} \quad ; \quad \varepsilon^2 = \frac{e^2}{1 - e^2} \quad (6.11-13)$$

com

$$a = 6378388 \text{ m} \quad ; \quad b = 6356911.9 \text{ m} ;$$

$$\phi_0 = 39^\circ 41' 37.33'' \text{N} \quad ; \quad \lambda_0 = 08^\circ 07' 53.43'' \text{W} \quad (\text{vértice geodésico Melriça})$$

A obtenção do valor de $\sigma(\phi)$ é efectuada com base na integração analítica do desenvolvimento em série de Taylor de R_M (até à sexta derivada).

O ponto fictício, origem do sistema de coordenadas militares, corresponde a

$$M = -200\,000 \text{ m} \quad \text{e} \quad P = -300\,000 \text{ m}$$

Este assunto está apresentado de um modo mais aprofundado no trabalho apresentado por Bugayevskiy e Snyder (1995).

O SIG permite obter diversos gráficos sobre as áreas sismogénicas, nomeadamente a representação da lei de Gutenberg-Richter, a distribuição temporal dos eventos sísmicos e a energia libertada em valores acumulados. A figura 49 apresenta um exemplo em relação a toda a área envolvente a Portugal.

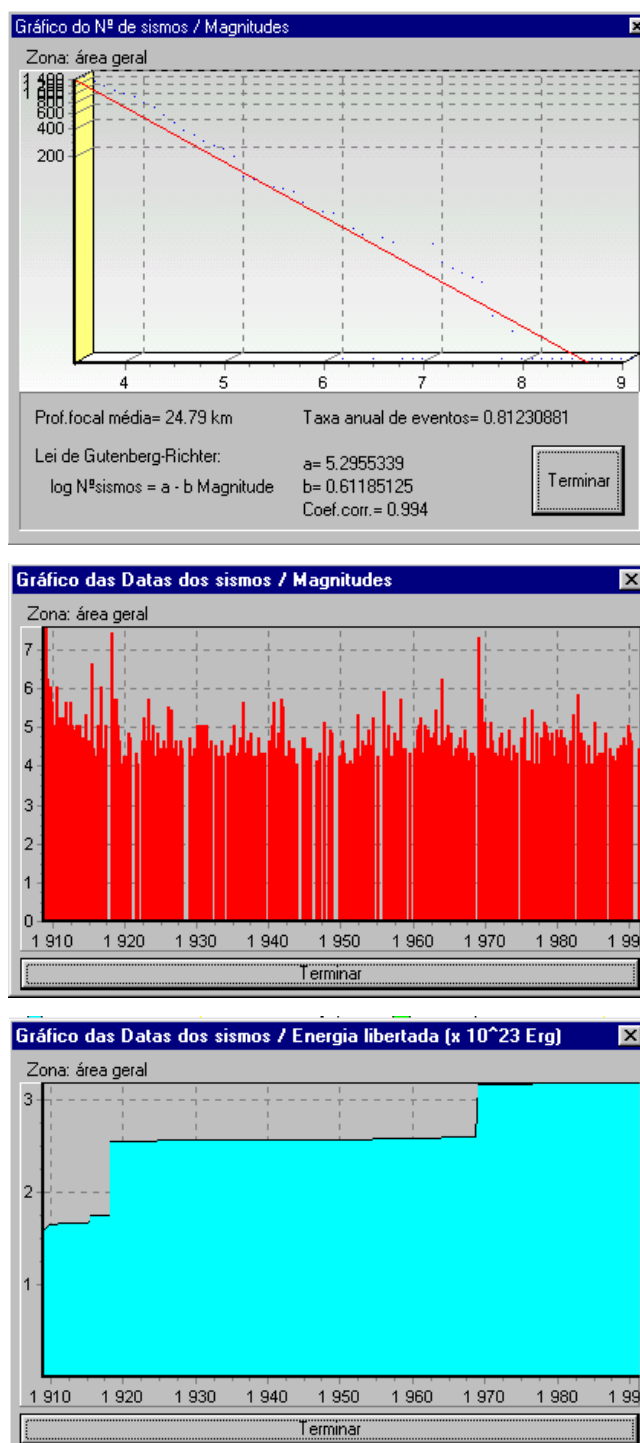


FIGURA 49 - Exemplos dos gráficos gerados pelo SIG.

6.4. Módulo da casualidade sísmica

Foram implementados dois modelos probabilistas no módulo da análise de casualidade sísmica: o modelo de Cornell (1968) e o modelo de Der Kiureghian e Ang (1977), ambos referidos no ponto 3.2.2.

Para se proceder a uma análise da casualidade sísmica é necessário definir um conjunto de zonas de geração sísmica. As zonas são constituídas por associações de polígonos convexos de quatro lados, em que um dos lados é comum ao polígono adjacente. A definição dos polígonos é efectuada graficamente com recurso ao SIG.

6.4.1. Opção do modelo de Cornell

Nesta opção, a probabilidade de excedência

$$P[Y > y | E_j] = \int_{r_0}^{r_1} \left[1 - \frac{1 - e^{-\beta[m(y,r) - M_0]}}{1 - e^{-\beta(M_U - M_0)}} \right] \cdot f_j(r) dr \quad (6.14)$$

é determinada por integração numérica. Para tal, o programa efectua a subdivisão dos polígonos que constituem as zonas sismogénicas, em arcos de circunferência centrados no local em estudo, como se exemplifica na figura 50.

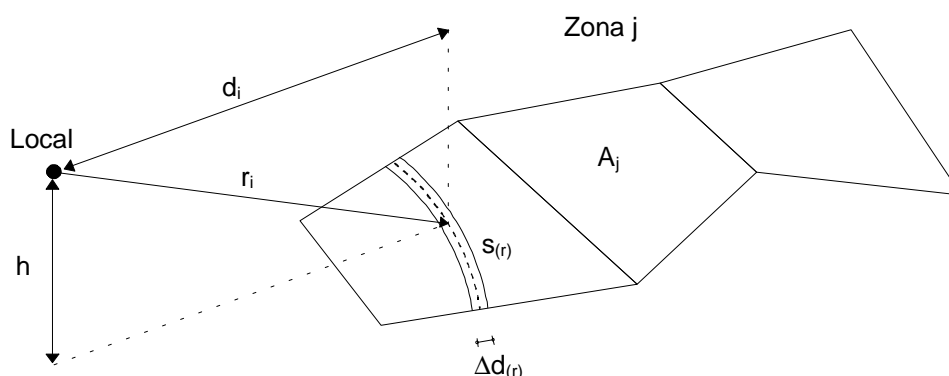


FIGURA 50 - Exemplo da subdivisão das zonas sismogénicas em arcos de circunferência para a determinação de $P[Y > y | E_j]$.

Deste modo, teremos a densidade de probabilidade

$$f_j(r) = \frac{s_{(r)} \cdot \Delta d_{(r)}}{A_j} \quad (6.15)$$

em que $s_{(r)}$ é o comprimento do arco à distância hipocentral r , $\Delta d_{(r)}$ é o incremento de d (distância epicentral) para um valor de Δr , e A_j é a área da zona geradora de eventos sísmicos j (Correia, 1996).

Assim, teremos que

$$P[Y > y | E_j] = \sum_{i=1}^n \left[1 - \frac{1 - e^{-\beta[m(y,r_i) - M_0]}}{1 - e^{-\beta(M_U - M_0)}} \right] \cdot \frac{s_{(r_i)} \cdot \Delta d_{(r_i)}}{A_j}, \quad r_i = r_{i-1} + \Delta r \quad (6.16)$$

6.4.2. Opção do modelo de Der Kiureghian e Ang

Para a implementação deste modelo, admitiu-se que os eventos sísmicos têm origem nas zonas sismogênicas, em falhas cujas orientações e localizações são desconhecidas. Para a obtenção da probabilidade de excedência

$$P[Y > y | E_j] = \frac{1}{A_j} \int_{x_1}^{x_2} \int_{y_1}^{y_2} \int_{m_0}^{m_U} P_j[Y > y | E_j, m] \cdot f_j(m) \, dm \, dy \, dx \quad (6.17)$$

foi adoptado um processo análogo ao da transformação de coordenadas usada nos elementos isoparamétricos, nos modelos de análise por elementos finitos, como foi proposto por Oliveira (1977). Esse processo está esquematizado na figura 51, para os polígonos que constituem as zonas sismogênicas.

A transformação é expressa do seguinte modo:

$$x = \sum_{i=1}^4 \Psi_i x_i \quad e \quad y = \sum_{i=1}^4 \Psi_i y_i \quad (6.18-19)$$

com

$$\Psi_i = \frac{1}{4} (1 + \xi \cdot \xi_i) (1 + \eta \cdot \eta_i) \quad (6.20)$$

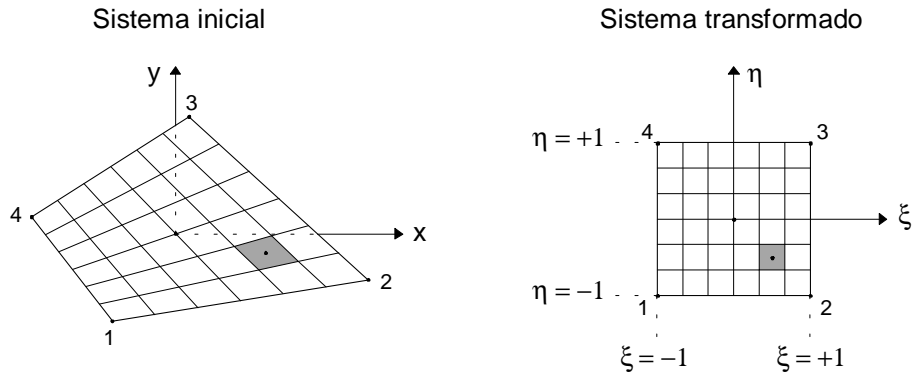


FIGURA 51 - Transformação de coordenadas em polígonos convexos de quatro lados.

Após a transformação de coordenadas, a probabilidade desejada poderá ser obtida por integração numérica (método dos trapézios), sendo

$$P[Y > y | E_j] = \frac{1}{A_j} \int_{\xi_1}^{\xi_2} \int_{\eta_1}^{\eta_2} P_j[Y > y | E_j, m] \cdot \frac{\beta \cdot e^{-\beta(m-M_0)}}{1 - e^{-\beta(M_U-M_0)}} dm |J| d\eta d\xi \quad (6.21)$$

com o determinante do Jacobiano da transformação igual a

$$|J| = \begin{vmatrix} \frac{\partial x}{\partial \xi} & \frac{\partial x}{\partial \eta} \\ \frac{\partial y}{\partial \xi} & \frac{\partial y}{\partial \eta} \end{vmatrix} \quad (6.22)$$

A probabilidade $P_j[Y > y | E_j, m]$ depende da menor distância $r=r(y,m)$ desde o local em estudo até à ruptura. O valor de $r(y,m)$ pode ser obtido a partir da lei de atenuação escolhida, pelo método de Newton-Raphson.

O comprimento da ruptura L pode ser determinado com o recurso a expressões empíricas do tipo

$$L = 10^{(am+b)} \quad \text{ou} \quad L = e^{(am+b)} \quad (6.23-24)$$

sendo “a” e “b” constantes a estabelecer.

As possíveis orientações da ruptura estão limitadas por uma circunferência de centro no foco e raio igual a metade do comprimento de ruptura, como se apresenta na figura 52.

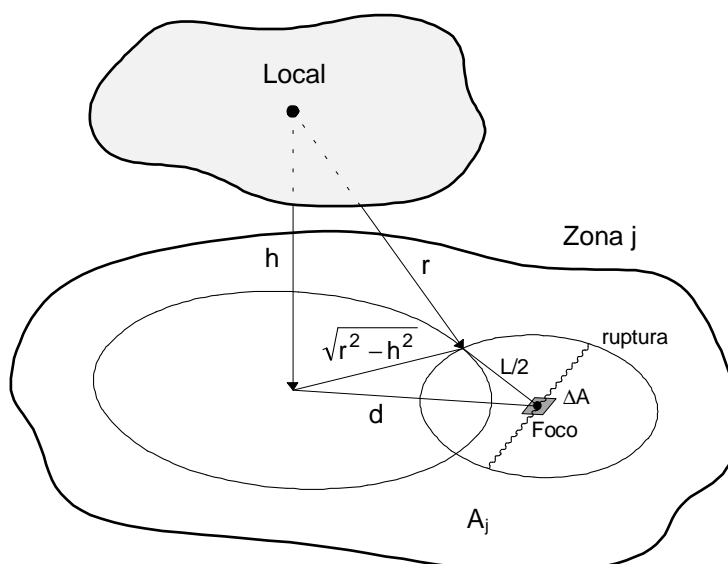


FIGURA 52 - Zona geradora de eventos sísmicos sem orientação definida para as falhas (adaptado de Der Kiureghian e Ang, 1977).

Os valores da probabilidade $P_j[Y > y | E_{j,m}]$ encontram-se discriminados no quadro IV, em que

$$d_0 = \sqrt{r^2 - h^2} \quad (6.25)$$

$$d_1 = d_0 + \frac{L}{2} \quad (6.26)$$

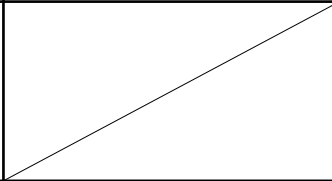
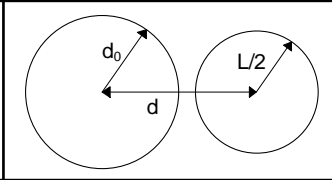
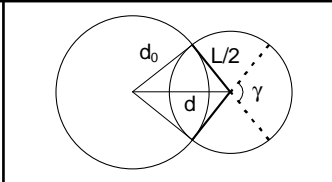
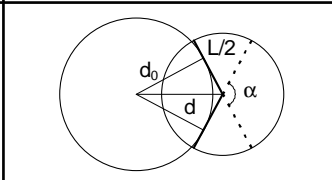
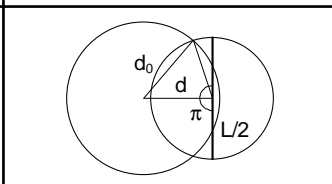
$$d_2 = \sqrt{r^2 - h^2 + \frac{L^2}{4}} \quad (6.27)$$

e os ângulos γ e α são obtidos pelas seguintes expressões:

$$\gamma = 2 \cdot \arccos \left[\frac{4(h^2 + d^2 - r^2) + L^2}{4Ld} \right] \quad (6.28)$$

$$\alpha = 2 \cdot \arcsen \left(\frac{d_0}{d} \right) \quad (6.29)$$

QUADRO IV - Valores da probabilidade $P_j[Y > y | E_{j,m}]$, em função da posição relativa entre o epicentro e o local em estudo, para um dado comprimento de rotura (adaptado de Der Kiureghian e Ang, 1977).

Situações	$P_j[Y > y E_{j,m}]$	Posições relativas
$r < h$	0.0	
$d_1 < d$	0.0	
$d_2 < d \leq d_1$	$\frac{\gamma}{\pi}$	
$d_0 < d \leq d_2$	$\frac{\alpha}{\pi}$	
$d \leq d_0$	1.0	

EXEMPLO DE APLICAÇÃO DO MODELO PROPOSTO

7.1. Objectivo

O objectivo do exemplo que se apresenta neste capítulo, é ilustrar a aplicação do modelo proposto neste trabalho, a um edifício fictício, supostamente sito na cidade de Faro. O edifício é constituído por uma estrutura porticada, muito simples, de um tramo e um andar.

O exemplo foi dividido em três partes distintas: a análise da casualidade sísmica da cidade de Faro, a determinação da vulnerabilidade sísmica da tipologia de edifícios em questão, e o cálculo do risco sísmico de duas estruturas de características semelhantes.

7.2. Análise da casualidade sísmica da cidade de Faro

Os resultados das análises da casualidade sísmica são muito influenciados pelos modelos adoptados e pela definição das zonas de geração sísmica. Por esse motivo, foi feita uma análise comparativa dos resultados obtidos para dois modelos de análise (modelo A - Cornell; modelo B - Der Kiureghian e Ang) e dois modelos de zonas de geração sísmica (zonas 1 e zonas 2), como se apresentam na figura 53.

O modelo designado por zonas 1, corresponde ao modelo adoptado por Sousa (1996). O outro modelo (zonas 2), que se propõe neste trabalho, teve como base a minimização da área delimitada por cada zona sismogénica, garantindo a inclusão da generalidade dos sismos que existem na base de dados, com magnitude superior a 3.5. É de salientar que não foram efectuados quaisquer estudos de validação estatística deste modelo de zonas sismogénicas. No entanto, foi tido o cuidado de garantir que as curvas de regressão linear,

correspondentes à lei de Gutenberg-Richter, não apresentassem coeficientes de correlação inferiores a 0.96.

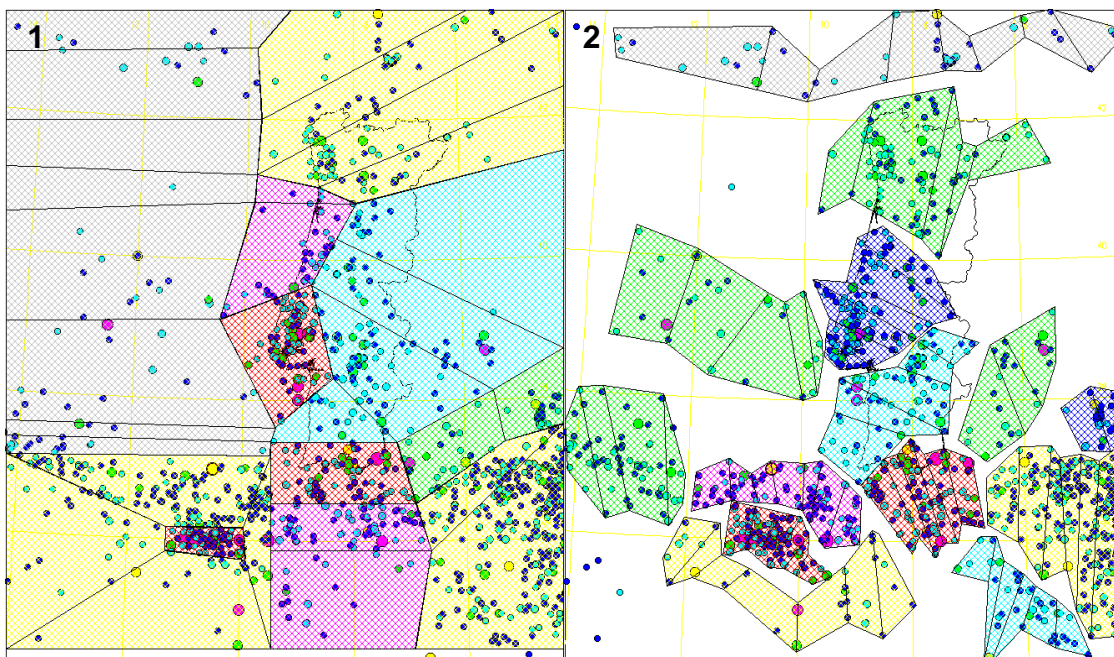


FIGURA 53 - Mapa das zonas de geração sísmica 1 e 2.
(Zonas 1 adaptadas de Sousa, 1996)

Os resultados das análises da casualidade sísmica foram obtidos através do programa SRAPOR (referido no capítulo 6). Os valores da aceleração de pico, correspondendo a um período de retorno de 1000 anos, estão descritos no quadro V. As curvas de casualidade sísmica (período de retorno/aceleração de pico) estão apresentadas na figura 54.

QUADRO V - Acelerações de pico (cm/s^2), ao nível do estrato rochoso, na cidade de Faro, para um período de retorno de 1000 anos e profundidade de foco de 15 km.

Tipos de zonas geradoras definidas	Modelo de análise da casualidade sísmica	
	Cornell (A)	Der Kiureghian e Ang (B)
1	160	259
2	198	311

Nas análises da casualidade sísmica foi adoptada a lei de atenuação, proposta por Ambraseys e Bommer (1991) para a Europa, em que

$$\log y = -0.87 + 0.217 \cdot M - \log R - 0.00117 \cdot R \quad (\text{em g}) \quad (7.1)$$

relaciona a aceleração de pico (y) no estrato rochoso com a magnitude (M) e a distância hipocentral (R). Para a determinação do comprimento da ruptura, nas análises com recurso ao modelo de Der Kiureghian e Ang, foi utilizada a expressão proposta por Krinitzsky, em 1974, aplicável a qualquer zona do globo terrestre, como é citado por Der Kiureghian e Ang (1977), em que

$$L = e^{(1.15M - 3.35)} \quad (7.2)$$

com o comprimento de ruptura (L) expresso em quilómetros (km). A profundidade de foco considerada foi de 15 km.

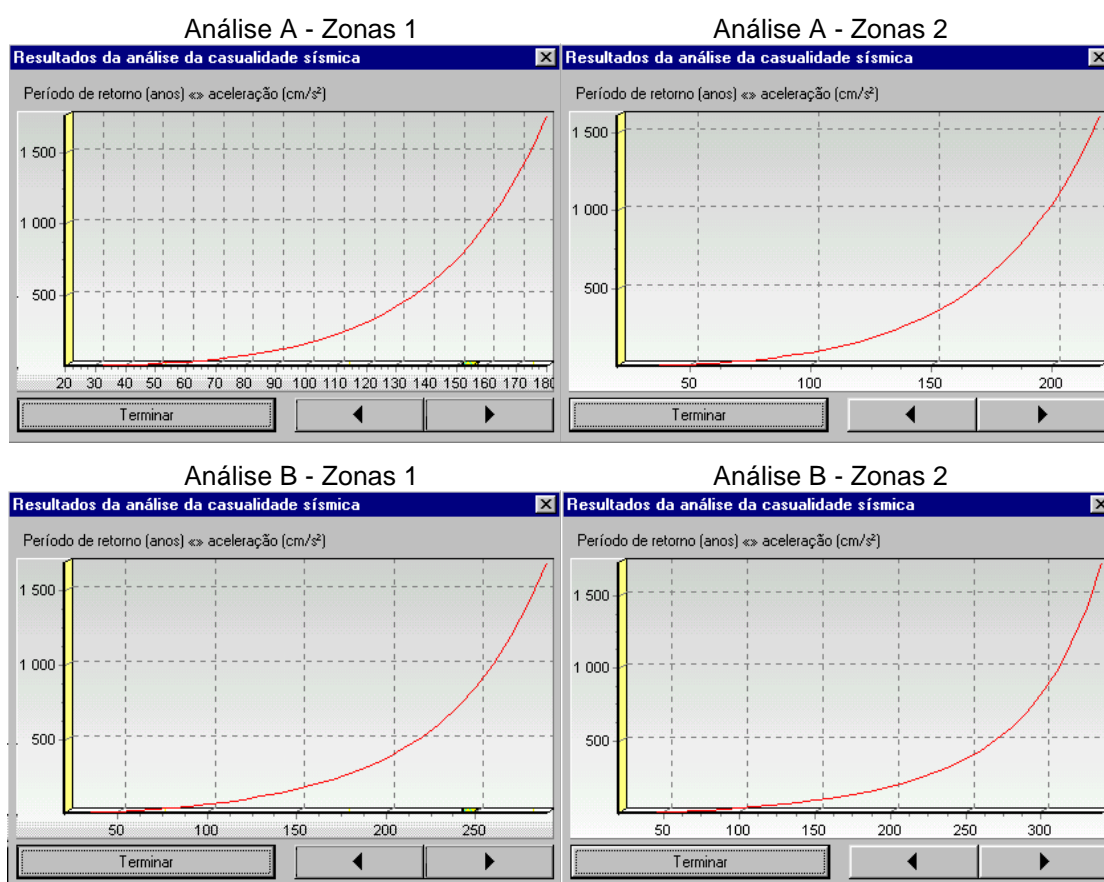


FIGURA 54 - Casualidade sísmica obtida para os modelos de análise e para as zonas consideradas.

Dado que os resultados da análise da casualidade sísmica, com o modelo B (Der Kiureghian e Ang) e as zonas sismogénicas 2, apresentam valores mais elevados, da ordem de grandeza dos obtidos por Campos-Costa (1993), foi com base neles que se definiu a função de densidade de probabilidade (figura 55) que se utilizou na avaliação do risco sísmico da estrutura do exemplo.

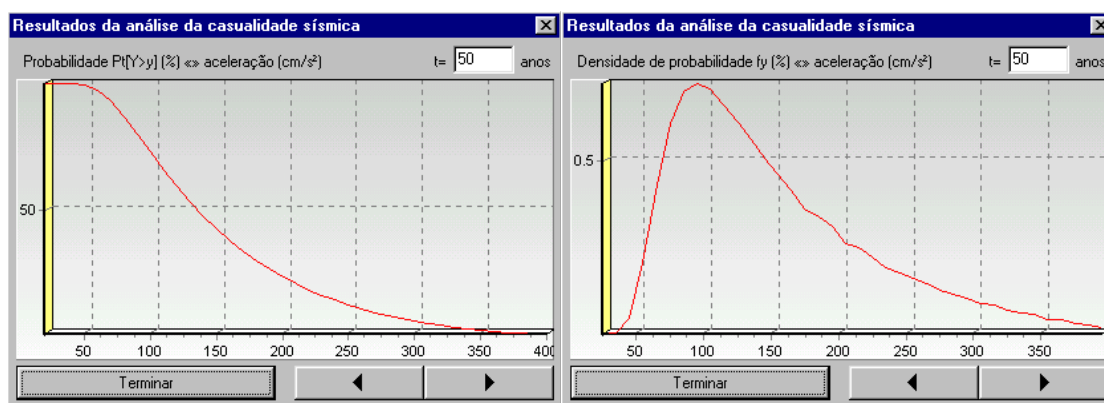


FIGURA 55 - Probabilidade de excedência e densidade de probabilidade para 50 anos.

7.3. Determinação da vulnerabilidade sísmica da tipologia

Neste ponto vamos ilustrar a forma como pode ser obtida a vulnerabilidade sísmica de um edifício, de uma determinada tipologia, e para um nível de danos estabelecido. A tipologia escolhida, é definida para pequenos armazéns, cuja estrutura é constituída por pórticos de betão armado (classe B25) de um tramo e um andar, fundados em solo rochoso (figura 56).

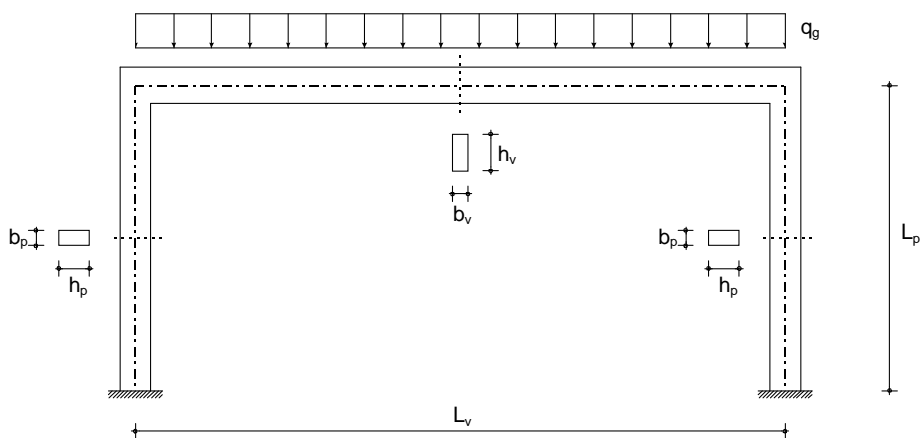


FIGURA 56 - Estrutura da tipologia em estudo.

O nível de danos estabelecido, e que se pode designar por “danos ligeiros”, corresponde ao início da existência de danos estruturais. O parâmetro de danos, que foi considerado como sendo o limite desse nível de danos, corresponde ao deslocamento relativo entre pisos

$$\Delta_s = \frac{\delta_{\text{horizontal}}}{L_p} \times 100 \leq 0.16\% \quad (7.3)$$

Esse valor, como é proposto por Kappos *et al.*, em 1996, e citado por Pinto (1997), corresponde a um índice de danos, em elementos não estruturais, da ordem dos 20 %.

De acordo com o modelo proposto (capítulo 5), a vulnerabilidade sísmica é expressa em termos de curvas de fragilidade, que são obtidas por simulação numérica, e são aferidas com o resultado de uma avaliação qualitativa.

A avaliação qualitativa, efectuada através do preenchimento de inquéritos, é traduzida num indicador de vulnerabilidade por intermédio de um sistema *fuzzy* baseado em regras. Para ilustrar esse procedimento, admitiu-se que o sistema *fuzzy* se resumia às seguintes três regras:

- | | | | | |
|------------------|-------|-------------------------------------|---|--------------------------------|
| R ₁ : | SE | <“b _p ” é GRANDE > | E | <“h _p ” é GRANDE > |
| | E | <“b _v ” é GRANDE > | E | <“h _v ” é GRANDE > |
| | ENTÃO | <“vulnerabilidade” é MUITO PEQUENA> | | |
| R ₂ : | SE | <“b _p ” é MÉDIO > | E | <“h _p ” é MÉDIO > |
| | E | <“b _v ” é MÉDIO > | E | <“h _v ” é MÉDIO > |
| | ENTÃO | <“vulnerabilidade” é MODERADA> | | |
| R ₃ : | SE | <“b _p ” é PEQUENO > | E | <“h _p ” é PEQUENO > |
| | E | <“b _v ” é PEQUENO > | E | <“h _v ” é PEQUENO > |
| | ENTÃO | <“vulnerabilidade” é MUITO GRANDE> | | |

em que “vulnerabilidade” é a variável linguística definida no ponto 5.5 (figura 41), e as restantes variáveis linguísticas estão definidas no quadro VI. É de notar que o número reduzido de regras reduz a avaliação aos três casos, dado que o mecanismo de inferência não possui conhecimento suficiente (factos e regras) sobre a importância relativa de cada uma das variáveis linguísticas, pois atribui igual importância a cada uma delas.

QUADRO VI - Definição das variáveis linguísticas.

Variável linguística	Atributos (números <i>fuzzy</i>)		
	Pequeno	Médio	Grande
“b _p ”	(0.15;0.20;0.25)	(0.20;0.25;0.30)	(0.2625;0.3125;0.3625)
“h _p ”	(0.10;0.40;0.50)	(0.20;0.50;0.80)	(0.325;0.625;0.925)
“b _v ”	(0.15;0.20;0.25)	(0.20;0.25;0.30)	(0.2625;0.3125;0.3625)
“h _v ”	(0.28;0.48;0.68)	(0.40;0.60;0.80)	(0.55;0.75;0.95)

O indicador de vulnerabilidade, que resulta das regras *fuzzy*, estará compreendido entre -100% e +100%. A aferição do valor da fragilidade estrutural, com base no indicador de vulnerabilidade, foi efectuada por uma rede neuronal, após o seu respectivo treino.

A fragilidade estrutural $P_S = P[\Delta_S \leq \Delta | Y]$, foi obtida recorrendo a uma simulação directa, usando o método de Monte Carlo.

A quantificação da resposta máxima da estrutura (em termos de Δ) foi feita com base num modelo mecânico simplificado do edifício (pórtico plano) de comportamento linear, e com recurso aos espectros de potência (Sismo tipo 1 ou 2 e terreno tipo I), do Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (1983), normalizado para a aceleração máxima ao nível do solo (quadro VII). Desta forma, foi possível a obtenção da resposta máxima do edifício (S_a), em aceleração, para qualquer valor de pico no solo (y), de amortecimento da estrutura (ζ), de frequência própria (f) e de tipo de sismo, mantendo o conteúdo espectral dos espectros do referido regulamento.

A resposta máxima da estrutura foi obtida pela expressão apresentada por Duarte (1985):

$$S_a(y, \zeta, f, \text{tipo}) = \sqrt{2 \cdot \lambda_0 \cdot (\ln(v \cdot T) - \ln(\ln(2)))} \quad (7.4)$$

e com

$$\lambda_i = \int_0^{+\infty} \frac{1 + \left(2\zeta \frac{\bar{f}}{f}\right)^2}{\left[\left(1 - \frac{\bar{f}^2}{f^2}\right)^2 + \left(2\zeta \frac{\bar{f}}{f}\right)^2\right]} (2\pi f)^i \cdot \bar{S}_{(\bar{f})} \cdot y^2 \cdot d\bar{f} \quad \text{e} \quad v = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{\lambda_2}{\lambda_0}} \quad (7.5-6)$$

QUADRO VII - Espectros de potência normalizados.

Tipo 1 (T=10 s)		Tipo 2 (T=30 s)	
\bar{f} (Hz)	$\bar{S}_{(\bar{f})}$ ((cm/s ²) ² /Hz)	\bar{f} (Hz)	$\bar{S}_{(\bar{f})}$ ((cm/s ²) ² /Hz)
0.04	0.00000000	0.04	0.00000000
1.05	0.00798326	0.60	0.01905656
2.10	0.01149590	1.20	0.02598621
4.20	0.01149590	2.40	0.01299311
8.40	0.00510929	4.80	0.00563035
16.8	0.00159665	9.60	0.00173241
20.0	0.00063866	20.0	0.00000000

O deslocamento relativo entre pisos foi obtido a partir da expressão (para um oscilador de um grau de liberdade):

$$\Delta_S = \frac{M}{K \cdot L_p} S_a(y, \zeta, f, \text{tipo}) \quad (7.7)$$

com a massa (M) e a frequência própria da estrutura (f) dadas por

$$M = \frac{L_v}{9.8} (q_g + 25 \cdot b_v \cdot h_v) \quad \text{e} \quad f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K}{M}} \quad (7.8-9)$$

A rigidez K, relativamente ao deslocamento horizontal, foi obtida por condensação da matriz global.

A função de desempenho da estrutura corresponde a

$$\Delta_S - \Delta = g(\text{tipo de sismo}, \zeta, E, q_g, L_v, L_p, b_p, h_p, b_v, h_v) \quad (7.10)$$

com as variáveis aleatórias apresentando distribuições normais, exceptuando a variável “tipo de sismo” (“tipo 1” ou “tipo 2”). Os valores médios e desvios padrão das variáveis estão apresentados nos quadros VIII e IX.

QUADRO VIII - Valores médios e desvios padrão das variáveis relacionadas com o indicador de vulnerabilidade.

Variável aleatória	Valor médio (m)			Desvio padrão (m)
	-100%	0%	+100%	
b_p	0.3125	0.25	0.20	0.0125
h_p	0.625	0.50	0.40	0.075
b_v	0.3125	0.25	0.20	0.0125
h_v	0.75	0.60	0.48	0.05

QUADRO IX - Valores médios e desvios padrão das variáveis independentes do indicador de vulnerabilidade.

Variável aleatória	Valor médio	Desvios padrão
ζ	0.05	0.0075
E	29 GPa	0.038 GPa
L_v	variável	0.05 m
L_p	4 m	0.25 m
q_g	60 kN/m	12 kN/m

As variáveis que correspondem aos parâmetros de entrada da rede neuronal são a aceleração de pico ($y = 25, 50, 75, \dots, 375, 400 \text{ cm/s}^2$), o vão do pórtico ($L_v = 4, 6, 8, 10 \text{ m}$) e o indicador de vulnerabilidade ($vul. = -100, 0, +100$). Logo executamos $16 \times 4 \times 3 = 192$ simulações, que deram origem a 183 vectores de treino da rede neuronal correspondentes a $P_S > 0$.

Em cada ciclo de cada uma das simulações, foram geradas as variáveis aleatórias ($\zeta, E, q_g, L_v, L_p, b_p, h_p, b_v, h_v$) pelo método da rejeição, como é descrito por Dai e Wang (1992), dado que a obtenção da função inversa da

distribuição acumulada de probabilidade é difícil de determinar para distribuições normais. Para a obtenção do tipo de sismo (1 ou 2), foram gerados sismos a partir de números aleatórios u ($0 \leq u \leq 1$ com $F_{(M)} = u$), e com magnitude correspondendo a

$$M = F_{(M)}^{-1} = M_0 - \frac{1}{\beta} \ln \left[1 + (u - 1) \cdot \left(1 - e^{-\beta(M_U - M_0)} \right) \right] \quad (7.11)$$

em que $M_0=4.5$, $M_U=8.7$ e $\beta=1.3741866288$ (correspondendo à área envolvente a Portugal continental e para o intervalo de magnitudes estabelecido).

Foram considerados sismos tipo 2 todos os que correspondiam a distâncias hipocentrais superiores a 30 km, obtidas da lei de atenuação de Ambraseys e Bommer (1991), para a magnitude do sismo gerado e para a aceleração de pico desejada. Os restantes foram considerados do tipo 1.

O número ciclos (N) de cada simulação, dependem do coeficiente de variação, cujo valor mínimo estabelecido, foi de 0.01. A contagem do número de ciclos (N_s) em que $\Delta_s - \Delta < 0$, permitiu obter a probabilidade desejada:

$$\bar{P}_s = \frac{N_s}{N} \quad (7.12)$$

Depois de obtidos os vectores de treino, treinou-se a rede neuronal da figura 57 (algoritmo da retropropagação do erro), com o auxílio do programa NEUNET desenvolvido pelo autor do presente trabalho.

A definição da arquitectura da rede neuronal teve como base as sugestões apresentadas por Saraiva e Ebecken (1998). Dessa forma, o número de neurónios e o número de níveis intermédios foram obtidos através de uma pesquisa sistemática entre diversas arquitecturas de redes possíveis. Cada nova rede estudada tinha mais um neurónio do que a rede anterior. A escolha recaiu sobre a que apresentou maior taxa de convergência.

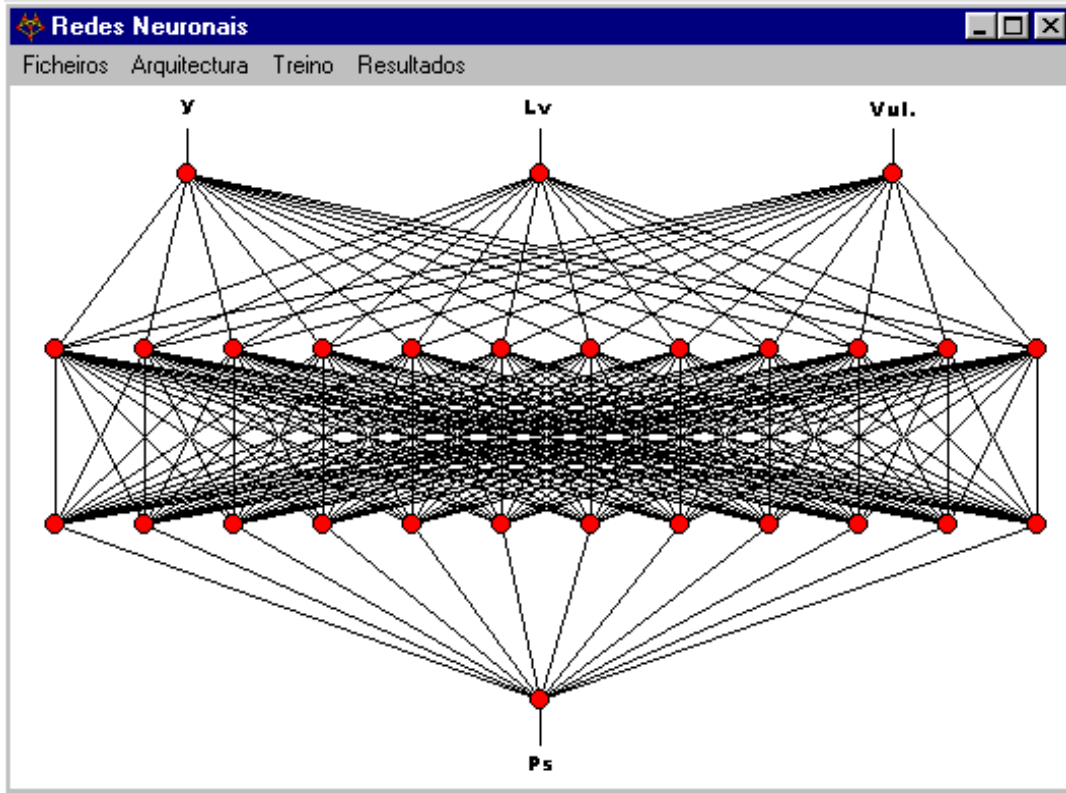


FIGURA 57 - Rede neuronal *Multilayer Feedforward* utilizada no exemplo.

7.4. Cálculo do risco sísmico do edifício fictício

O risco de se atingir o nível de danos estabelecido no ponto anterior, será dado pelo seguinte integral:

$$P_f = \int_0^{\infty} P[\Delta_S \leq \Delta \mid y] \cdot f_{Y(y)} \cdot dy \quad (7.13)$$

Se considerarmos, como exemplo, as estruturas da figura 58, conhecendo as curvas de fragilidade e a função de densidade de probabilidade da acção, podemos obter o valor do risco sísmico de cada uma delas.

As curvas de fragilidade foram obtidas a partir da rede neuronal, previamente treinada (desvio médio de 0.12%, e máximo de 0.50%), e após uma avaliação qualitativa a cada uma das estruturas em análise (figura 58).

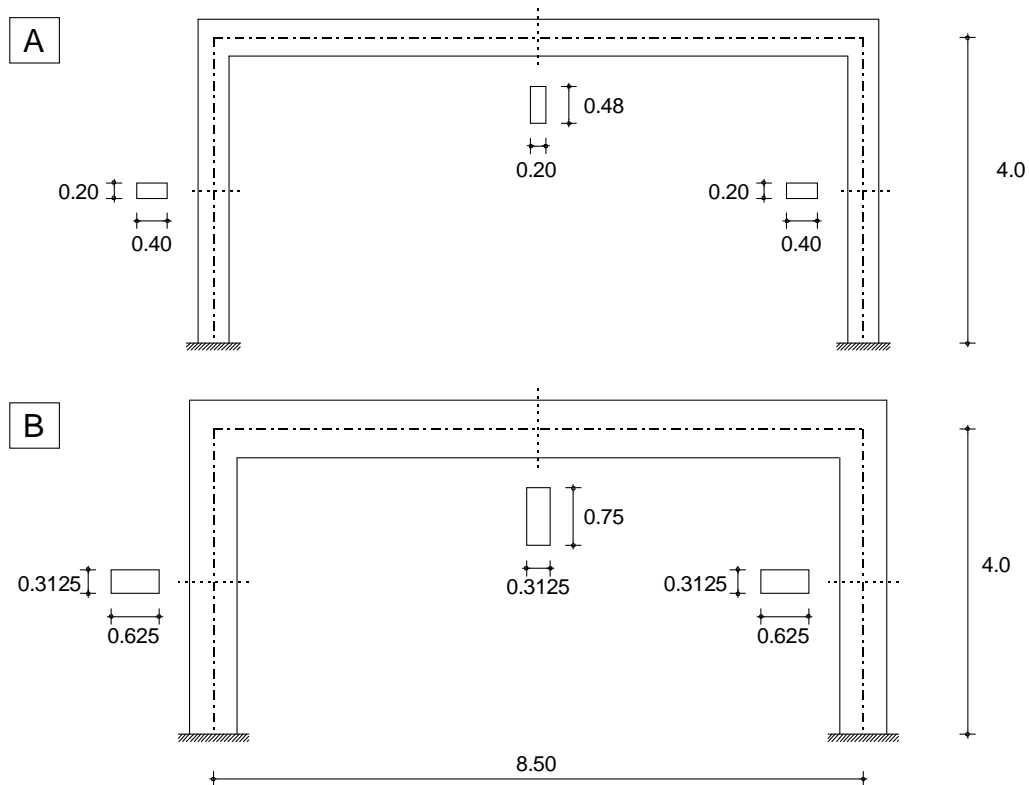


FIGURA 58 - Estruturas para as quais foi efectuada a avaliação do risco sísmico.

O inquérito efectuado sobre as estruturas, originou os seguintes valores linguísticos:

Estrutura A → “ h_p, b_p, h_v, b_v ” são PEQUENOS

Estrutura B → “ h_p, b_p, h_v, b_v ” são GRANDES

O sistema *fuzzy*, correspondendo às três regras apresentadas, traduziu a avaliação qualitativa (de carácter subjectivo) num indicador de vulnerabilidade de +100% para a estrutura A e de -100% para a estrutura B.

Em resultado da avaliação qualitativa (indicador de vulnerabilidade) e da avaliação quantitativa (valor de L_v), a rede neuronal gerou as curvas de fragilidade que se apresentam na figura 59.

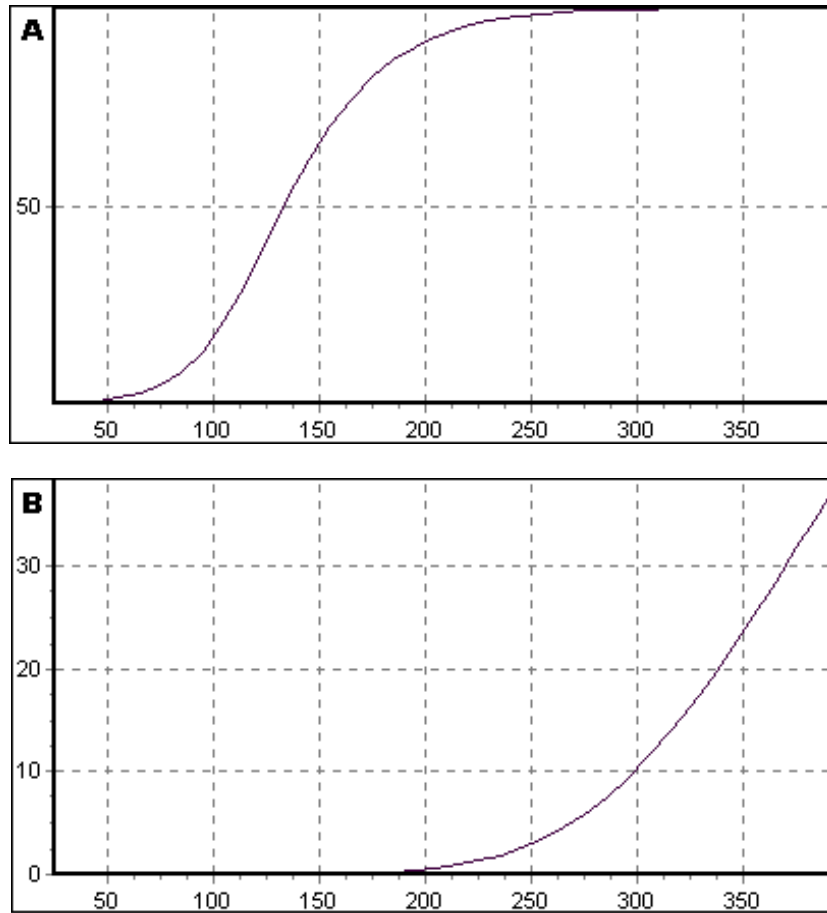


FIGURA 59 - Curvas de fragilidade correspondentes às estruturas A e B da figura 58.

Da integração numérica (método de Simpson) das curvas de fragilidade da figura 59, com a curva de densidade de probabilidade obtida para Faro (figura 55), resultaram nos valores seguintes de risco sísmico, para o nível de danos estabelecido (ligeiro) e para um período de 50 anos:

$$\text{Estrutura A} \rightarrow P_f = 51.41 \%$$

$$\text{Estrutura B} \rightarrow P_f = 1.57 \%$$

Para comparação dos resultados, foram determinadas as curvas de fragilidade da figura 59, por simulação numérica directa (risco sísmico: A $\rightarrow P_f = 46.34 \%$ e B $\rightarrow P_f = 1.57 \%$). Tal processo verificou-se muito moroso (os tempos obtidos num computador pessoal, com um microprocessador Pentium MMX 200MHz, para os 38 pontos existentes nos gráficos da figura 59, foram superiores a 48 minutos, por cada curva), o que inviabiliza avaliações, edifício a edifício, em

elevado número. A obtenção das curvas de fragilidade, com o recurso à rede neuronal, previamente treinada, foi praticamente instantânea (no mesmo computador, registaram-se tempos muito inferiores a 1 segundo).

É de salientar que os valores do risco sísmico, obtidos através da rede neuronal, corresponderam a um treino com 16 pontos de aceleração de pico, para vãos diferentes de 8.5 m (4, 6, 8, 10 m), enquanto que as simulações de comparação foram feitas para 38 pontos e com o vão de 8.5 m. O erro obtido nos resultados da rede neuronal, é diminuído com o aumento do número de vectores de treino da rede, contemplando um maior número de vãos, e com a redução do erro no treino da rede neuronal (o que iria exigir a utilização de computadores mais potentes). Por outro lado, os resultados que se obtêm das simulações numéricas, apresentam alguma dispersão (neste exemplo, a dispersão é máxima para o caso A e mínima para o caso B). Tal facto é comprovado com base em estudos efectuados (Singhal e Kiremidjian, 1996). A rede neuronal, ao ajustar um hiperplano aos valores aproximados das simulações, tenta minimizar esses desvios.

Em virtude dos resultados obtidos, julga-se ser possível, por este processo, efectuar rápidas avaliações individuais do risco sísmico de edifícios, de grandes aglomerados habitacionais, e com valores próximos dos reais.

Chama-se a atenção para a importância da aferição dos valores dos dados necessários às simulações numéricas, designadamente no que diz respeito às distribuições de probabilidade das variáveis aleatórias. Para tal, pode-se recorrer a medições *in situ*, nomeadamente das frequências próprias, dos amortecimentos, dos módulos de elasticidade e das dimensões geométricas dos elementos estruturais e não estruturais dos edifícios.

CONCLUSÕES FINAIS E PROPOSTAS DE TRABALHOS FUTUROS

8.1. Conclusões

Face aos múltiplos assuntos que foram abordados dentro do âmbito da avaliação computacional do risco sísmico, as conclusões foram divididas por diversos pontos, consoante o assunto a que se referem.

8.1.1. Generalidades sobre o modelo proposto

Deste trabalho, nomeadamente do exemplo efectuado, pode concluir-se que o modelo proposto constitui uma boa contribuição para o desenvolvimento de modelos computacionais de avaliação do risco sísmico de edifícios, dentro da recente linha de investigação, que recorre às técnicas da inteligência artificial. No essencial, pode-se concluir que a ideia de tratar separadamente a informação qualitativa e a informação quantitativa, dá origem a resultados que permitem uma avaliação com um rigor próximo do resultante de uma metodologia puramente mecanicista. Por outro lado, verificou-se que o modelo proposto é compatível com numerosas avaliações de edifícios, nomeadamente na avaliação de grandes áreas edificadas. Essa facilidade pode ser comparada à das metodologias tipologistas. No entanto, estas só apresentam um valor médio de risco para uma dada tipologia, não entrando em conta com a especificidade de cada edifício.

8.1.2. Resultados da casualidade sísmica

O uso dos sistemas de informação geográfica permitem otimizar a execução das análises da casualidade sísmica, por facilitarem quer a introdução de dados, quer a obtenção e o tratamento dos resultados.

Da aplicação dos dois modelos implementados, à cidade de Faro, pode concluir-se o seguinte:

- O modelo de Cornell (“Point-source model”), dá origem a valores da casualidade sísmica muito inferiores aos obtidos pelo modelo de Der Kiureghian e Ang (“Fault-rupture model”);
- Os resultados das análises são bastante sensíveis à definição das zonas de geração sísmica. Uma delimitação espacial dos sismos, filtrados do catálogo sísmico, conduz ao aumento da probabilidade de excedência da aceleração de pico, muito embora se estejam a desprezar zonas potenciais de geração sísmica, onde existe pouca actividade sísmica conhecida, mas onde poderão ocorrer eventos;
- A maior aceleração de pico obtida, ao nível do estrato rochoso, para um período de retorno de 1000 anos, de entre todas as análises efectuadas para a cidade de Faro (311 cm/s^2), é bastante superior ao valor máximo, já majorado, que consta no Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (1983) (Sismo tipo 1 e terreno tipo I : $\cong 1.5 \times 177 = 267 \text{ cm/s}^2$).

8.1.3. Resultados da vulnerabilidade sísmica

Do trabalho efectuado para obtenção das curvas de fragilidade, do exemplo apresentado no capítulo 7, pode concluir-se que:

- As simulações numéricas parecem ser uma boa ferramenta na determinação de curvas de fragilidade, sendo, no entanto, necessário recorrer a técnicas de amostragem que permitam acelerar as simulações, principalmente para as probabilidades menores;
- O uso de sistemas *fuzzy* em conjunto com as redes neuronais, permitem obter as curvas de fragilidade, individualmente para cada edifício, com erros que se julgam aceitáveis, e possibilitam grandes velocidades de processamento.

8.1.4. O programa SRAPOR

O desenvolvimento de sistemas integrados de avaliação do risco sísmico, permite efectuar essas avaliações com maior rapidez e com maior amplitude de intervenção. O motivo reside no facto da troca de informação entre os diversos módulos ser feita directamente. Isso ficou patente na utilização do programa SRAPOR (cujo desenvolvimento foi iniciado neste trabalho), na realização das análises da casualidade sísmica para a cidade de Faro.

8.2. Propostas de trabalhos futuros

8.2.1. Desenvolvimentos futuros

Em consequência do trabalho realizado, verificou-se que alguns pontos necessitam de maior aprofundamento, sendo necessário o desenvolvimento de novas ferramentas de avaliação do risco sísmico. Deste modo, propõe-se alguns trabalhos futuros:

- Concepção de um modelo, não estacionário, de análise da casualidade sísmica, recorrendo à simulação numérica (método de Monte Carlo);
- Desenvolvimento de um programa de análise não linear, que esteja adaptado à execução automática de simulações numéricas, em elevado número, e que permita a análise conjunta de elementos de betão armado e de alvenaria (resistente e não resistente);
- Implementação de um sistema pericial *fuzzy* para avaliação qualitativa da vulnerabilidade sísmica de edifícios;
- Ampliação das capacidades do programa SRAPOR, por criação dos módulos de análise da vulnerabilidade sísmica e de cálculo do risco sísmico.

8.2.2. Aplicações futuras

A análise da casualidade sísmica efectuada para Faro, permitirá aplicar o modelo proposto, à avaliação do risco sísmico dos edifícios dessa cidade.

BIBLIOGRAFIA

- ADELI, H. ; PARK, H. S. - Counterpropagation neural networks in structural engineering. *Journal of Structural Engineering*. Vol. 121, nº 8 (1995), p. 1205-1212.
- AKI, K. - Local site effects on weak and strong ground motion. *Tectonophysics*. Vol. 218, nº 1-3 (1993), p. 93-111.
- ALLEN, D. E. ; RAINER, J. H. - Guidelines for the seismic evaluation of existing buildings. *Canadian Journal of Civil Engineering*. Vol. 22, nº 3 (1995), p. 500-505.
- AMBRASEYS, N. N. ; BOMMER, J. J. - The attenuation of ground accelerations in Europe. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. Vol. 20, nº 12 (1991), p. 1179-1202.
- ARMIJO, G. ; SOLA, P. ; SERRANO, C. ; OTEO, C. - Review of methods for evaluating liquefaction potential based on the observed behaviour in previous earthquakes. **In** Proceedings of the Second International Conference on Earthquake Resistant Construction and Design. Rotterdam: A. A. Balkema, 1994. Vol. 1, p. 251-258.
- ATC13 - Earthquake damage evaluation data for California Federal Emergency Management. Palo Alto, California: Applied Technology Council, 1985.
- AYYUB, B. M. ; McCUEN, R. H. - Simulation-based reliability methods. **In** SUNDARARAJAN, C. - Probabilistic Structural Mechanics Handbook: Theory and industrial applications. New York: Chapman & Hall, 1995. p. 53-69.
- AZEVEDO, J. ; BENTO, R. - Avaliação probabilística de coeficientes de comportamento em estruturas de betão armado. **In** 3º Encontro Nacional sobre Sismologia e Engenharia Sísmica. Lisboa: Instituto Superior Técnico, 1997. p. 337-346.
- BARAI, S. V. ; PANDEY, P. C. - Vibration signature analysis using artificial neural networks. *Journal of Computing in Civil Engineering*. Vol. 9, nº 4, (1995), p. 259-265.
- BARBAT, A. H. ; MENA, U. ; MOYA, F. Y. - Evaluación probabilista del riesgo sísmico en zonas urbanas. *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*. Vol. 14, nº 2 (1998), p. 247-268.
- BENDER, B. - Seismic hazard estimation using a finite-fault rupture model. *Bulletin of the Seismological Society of America*. Vol. 74, nº 5 (1984), p. 1899-1923.

BENDER, B. - Modeling source zone boundary uncertainty in seismic hazard analysis. *Bulletin of the Seismological Society of America*. Vol. 76, nº 2 (1986), p. 329-341.

BENTO, R. - Avaliação do comportamento sísmico de estruturas porticadas de betão armado: uma abordagem baseada em índices de danos. Lisboa: IST, Universidade Técnica de Lisboa, 1996. Tese de doutoramento.

BERNARDINI, A. ; MODENA, C. - The vulnerability of masonry buildings typologies in a seismic area. **In** Proceedings of the 8th European Conference on Earthquake Engineering. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1986. Vol. 1, p. 2.3/57-64.

BERRAIS, A. ; WATSON, A. S. - Expert systems for seismic engineering: the state of the art. *Engineering Structures*. Vol. 15, nº 3 (1993), p. 146-154.

BERTERO, V. V. - Performance-based seismic engineering: a critical review of proposed guidelines. **In** Proceedings of the International Workshop on Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes, Bled/Slovenia. Rotterdam: A. A. Balkema, 1997. p. 1-31.

BINAGHI, E. ; MADELLA, P. ; MONTESANO, M. G. ; RAMPINI, A. - Fuzzy contextual classification of multisource remote sensing images. *IEEE Transactions on Geoscience and Remote Sensing*. Vol. 35, nº 2 (1997), p. 326-339.

BLOCKLEY, D. I. ; BALDWIN, J. F. - Uncertain inference in knowledge-based systems. *Journal of Engineering Mechanics*. Vol. 113, nº 4 (1987), p. 467-481.

BOLT, B. A. - Terramotos. Barcelona: Editorial Reverté S.A., 1981.

BOORE, D. M. ; JOYNER, W. B. - Estimation of ground motion at deep-soil sites in eastern North America. *Bulletin of the Seismological Society of America*. Vol. 81, nº 6 (1991), p. 2167-2185.

BOOTH, E. - Concrete structures in earthquake regions: design & analysis. England: Longman Scientific & Technical, 1994.

BROWN, C. B. ; YAO, J. T. P. - Fuzzy sets and structural engineering. *Journal of Structural Engineering*. Vol. 109, nº 5 (1983), p. 1211-1225.

BROWN, C. B. ; JOHNSON, J. L. ; LOFTUS, J. J. - Subjective seismic safety assessments. *Journal of Structural Engineering*. Vol. 110, nº 9 (1984), p. 2212-2233.

BUCKLEY, J. J. ; HAYASHI, Y. - Fuzzy neural networks. **In** YAGER, R. R. ; ZADEH, L. A. - Fuzzy sets, neural networks, and soft computing. New York: Van Nostrand Reinhold, 1994. p.233-249.

BUGAYEVSKIY, L. M. ; SNYDER, J. P. - Map projections: a reference manual. London: Taylor & Francis, Ltd., 1995.

CAMPBELL, K. W. - Strong motion attenuation relations: A ten-year perspective. *Earthquake Spectra*. Vol. 1, nº 4 (1985), p. 759-804.

CAMPOS-COSTA, A. - A acção dos sismos e o comportamento das estruturas. Porto: FEUP, Universidade do Porto, 1993. Tese de doutoramento.

CASTANEDA, D. ; BROWN, C. - Methodology for forensic investigations of seismic damage. *Journal of Structural Engineering*. Vol. 120, nº 12 (1994), p. 3506-3524.

CARPENTER, W. C. ; BARTHELEMY, J-F. - Common misconceptions about neural networks as approximators. *Journal of Computing in Civil Engineering*. Vol. 8, nº 3 (1994), p. 345-358.

CARVALHO, T. - Controlo de processos mineralúrgicos: uma abordagem fuzzy. *Geo-Sistemas*. Vol. 2 (1993), p. 113-120.

CHANG, H.-C. ; CHEN, H.-C. ; FANG J.-H. - Lithology determination from well logs with fuzzy associative memory neural network. *IEEE Transactions on Geoscience and Remote Sensing*. Vol. 35, nº 3 (1997), p. 773-780.

CHANG, T. C. ; IBBS, C. W. ; CRANDALL, K. C. - Network Resource Allocation with Support of a Fuzzy Expert System. *Journal of Construction Engineering and Management*. Vol. 116, nº 2 (1990), p. 239-260.

CHAPMAN, J. V. ; CROSSLAND, A. D. - Neural networks in probabilistic structural mechanics. **In** SUNDARARAJAN, C. - Probabilistic Structural Mechanics Handbook: Theory and industrial applications. New York: Chapman & Hall, 1995. p. 317-330.

CHAPMAN, M. C. - A probabilistic approach to ground motion selection for engineering design. *Bulletin of the Seismological Society of America*. Vol. 85, nº 3 (1995), p. 937-942.

CHEN, H. M. ; QI, G. Z. ; YANG, J. C. S. ; AMINI, F. - Neural network for structural dynamic model identification. *Journal of Engineering Mechanics*. Vol. 121, nº 12 (1995), p. 1377-1381.

CHOU, K. C. ; YUAN, J. - Fuzzy-Bayesian approach to reliability of existing structures. *Journal of Structural Engineering*. Vol. 119, nº 11 (1993), p. 3276-3290.

CLOUGH, R. W. ; PENZIEN, J. - Dynamics of structures. 2th ed. Singapore: McGraw-Hill International Editions, 1993.

CORNELL, C. A. - Engineering seismic risk analysis. *Bulletin of the Seismological Society of America*. Vol. 58, nº 5 (1968), p. 1583-1606.

CORREIA, R. M. - Avaliação probabilística da perigosidade sísmica. Informação técnica. Geotecnia. ITG 23. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1996.

CORSANEGO, A. ; DEL GROSSO, A. ; STURA, D. - Seismic vulnerability assessment for buildings: a Critical review of current methodologies. **In** Proceedings of the 8th European Conference on Earthquake Engineering. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1986. Vol. 1, p.2.3/17-23.

DAI, S-H. ; WANG, M. - Reliability analysis in engineering applications. New York: Van Nostrand Reinhold, 1992.

DAS, B. M. - Principles of soil dynamics. Boston: PWS-Kent Publishing Company, 1993.

Der KIUREGHIAN, A.; ANG, A. H.-S. - A fault rupture model for seismic risk analysis. *Bulletin of the Seismological Society of America*. Vol. 67, nº 4 (1977), p. 1173-1194.

DEYI, F. ; ICHIKAWA, M. - Quantitative estimation of time-variable earthquake hazard by using fuzzy set theory. *Tectonophysics*. Vol. 169, nº 1-3 (1989), p. 175-196.

DIAS, J. ; BENTO, J. ; NDUMU, D. - Aplicações de redes neuronais à análise sísmica de estruturas. **In** 3º Encontro Nacional sobre Sismologia e Engenharia Sísmica. Lisboa: Instituto Superior Técnico, 1997. p. 267-276.

DICKERSON, J. A. ; KOSKO, B. - Ellipsoidal learning and fuzzy throttle control for platoons of smart cars. **In** YAGER, R. R. ; ZADEH, L. A. - Fuzzy sets, neural networks, and soft computing. New York: Van Nostrand Reinhold, 1994. p. 63-84.

DiPASQUALE, E. ; JU, J.-W. ; ASKAR, A. ; ÇAKMAK, A. S. - Relation between global damage indices and local stiffness degradation. *Journal of Structural Engineering*. Vol. 116, nº 5 (1990), p. 1440-1456.

DONG, W. ; SHAH, H. C. - Approximate reasoning for evaluating seismic risk. **In** Proceedings of the 8th European Conference on Earthquake Engineering. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1986. Vol. 1, p. 2.4/39-46.

DONG, W. M. ; CHIANG, W.-L. ; WONG, F. S. - Propagation of uncertainties in deterministic systems. *Computers & Structures*. Vol. 26, nº 3 (1987), p. 415-423.

DUARTE, R. T. - Definição das acções sísmicas. **In** Curso sobre estruturas de betão armado sujeitas à acção dos sismos. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1985.

DUARTE, R. T. ; AZEVEDO, A. V. - Métodos de análise. **In** Curso sobre estruturas de betão armado sujeitas à acção dos sismos. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1985.

DUBOIS, D. ; MARTIN-CLOUAIRE, R. ; PRADE, H. - Practical computing in fuzzy logic. **In** GUPTA, M. M. ; YAMAKAWA, T. - Fuzzy computing: Theory, hardware, and applications. Amsterdam: Elsevier Science Publishers B.V., 1988. p. 11-34.

DUTTA, S. - Fuzzy logic applications: Technological and strategic issues. *IEEE Transactions on Engineering Management*. Vol. 40, n° 3 (1993), p. 237-254.

ELKORDY, M. F. ; CHANG, K. C. ; LEE, G. C. - Neural networks trained by analytically simulated damage states. *Journal of Computing in Civil Engineering*. Vol. 7, n° 2 (1993), p.130-145.

ELLIS, G. W. ; YAO, C. ; ZHAO, R. ; PENUMADU, D. - Stress-strain modeling of sands using artificial neural networks. *Journal of Geotechnical Engineering*. Vol. 121, n° 5 (1995), p.429-435.

ELTON, D. J. ; JUANG, C. H. ; SUKUMARAN, B. - Liquefaction susceptibility evaluation using fuzzy sets. *Soils and Foundations*. Vol. 35, n° 35 (1995), p. 49-60.

ERGÜNAY, O. ; GENCOGLU, S. ; GÜLKAN, P. - Earthquake vulnerability, loss and risk assessment in Turkey. **In** VOGEL, A. ; BRANDES, K. - Mitigating the impact of impending earthquakes: earthquake prognostics strategy transferred into practice. Rotterdam: A. A. Balkema, 1997. p. 269-282.

EUROCODE 8 - Design provisions for earthquake resistance of structures. ENV 1998-1-1, CEN/TC250/SC8/N.nn, 1994.

FIRLEJ, M. ; HELLENS, D. - Knowledge elicitation: a practical handbook. [S.I.] Prentice Hall Ltd., 1991.

FLOOD, I. ; KARTAM, N. - Neural networks in civil engineering. I:Principles and understanding. *Journal of Computing in Civil Engineering*. Vol. 8, n° 2 (1994a), p. 131-148.

FLOOD, I. ; KARTAM, N. - Neural networks in civil engineering. II:Systems and application. *Journal of Computing in Civil Engineering*. Vol. 8, n° 2 (1994b), p. 149-162.

FREEMAN, J. A. ; SKAPURA, D. M. - Neural networks: algorithms, applications, and programming techniques. New York: Addison-Wesley Publishing Company, Inc., 1992.

FURUTA, H. ; SHIRAISHI, N. ; UMANO, M. ; KAWAKAMI, K. - Knowledge-based expert system for damage assessment based on fuzzy reasoning. *Computers & Structures*. Vol. 40, n° 1 (1991), p. 137-142.

FRANGOPOL, D. M. ; IKEJIMA, K. ; HONG, K. - Seismic hazard prediction using a probabilistic-fuzzy approach. *Structural Safety*. Vol. 5, nº 2 (1988), p. 109-117.

GAMBAROTTA, L. ; LAGOMARSINO, S. - Damage models for the seismic response of brick masonry shear walls. Part I: The mortar joint model and its applications. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. Vol. 26, nº 4 (1997), p. 423-439.

GARRET Jr, J. H. - Where and why artificial neural networks are applicable in civil engineering. *Journal of Computing in Civil Engineering*. Vol. 8, nº 2 (1994), p. 129-130.

GAVARINI, C. - Toward the systematic use of expert systems in seismic risk reduction. **In** Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering. Rotterdam: A. A. Balkema, 1992. Vol. 10, p. 6297-6302.

GHABOUSSI, J. ; GARRETT Jr., J. H. ;WU, X. - Knowledge-based modeling of material behavior with neural networks. *Journal of Engineering Mechanics*. Vol. 117, nº 1 (1991), p.132-153.

GOH, A. T. C. - Modeling soil correlations using neural networks. *Journal of Computing in Civil Engineering*. Vol. 9, nº 4 (1995), p. 275-278.

GOMES, A. ; APPLETON, J. - Nonlinear cyclic stress-strain relationship of reinforcing bars including buckling. *Engineering Structures*. Vol. 19, nº 10 (1997), p. 822-826.

GUEDES, J. H. C. ; OLIVEIRA, C. S. - Caracterização da edificação de alvenaria tradicional. Elementos para o estudo do comportamento e recuperação do parque habitacional aquando do sismo de 1/1/80 nos Açores - **In** OLIVEIRA, C. S. ; LUCAS, A. R. A. ; GUEDES, J. H. C. - 10 anos após o sismo dos Açores de 1 de Janeiro de 1980. Açores: SRHOP ; Lisboa: LNEC, 1992. Vol 2, p. 357-459.

GUPTA, A. M. ; MOSS, P. J. - Guidelines for design of low-rise buildings subjected to lateral forces. Boca Raton, Florida: CRC Press, Inc., 1993.

GUPTA, M. M. - Cognition, perception and uncertainty. **In** GUPTA, M. M. ; YAMAKAWA, T. - Fuzzy computing: Theory, hardware, and applications. Amsterdam: Elsevier Science Publishers B.V., 1988. p. 3-6.

HADIPRIONO, F. C. ; LIM C.-L. ; WONG K.-H. - Event tree to prevent failures in temporary structures. *Journal of Construction Engineering*. Vol. 112, nº 4 (1986), p. 500-513.

HADIPRIONO, F. C. - Fuzzy set concepts for evaluating performance of constructed facilities. *Journal of Performance of Constructed Facilities*. Vol. 2, nº 4 (1988), p. 209-225.

HADIPRIONO, F. C. - Fuzzy sets in probabilistic structural mechanics. **In** SUNDARARAJAN, C. - Probabilistic Structural Mechanics Handbook: Theory and industrial applications. New York: Chapman & Hall, 1995. p. 280-316.

HAJELA, P. ; BERKE, L. - Neurobiological computational models in structural analysis and design. *Computers & Structures*. Vol. 41, n° 4 (1991), p. 657-667.

HEIDEBRECHT, A. C. - Seismic level of protection for building structures. *Canadian Journal of Civil Engineering*. Vol. 24, n° 1 (1997), p. 20-33.

HICKMAN, F. R. ; KILLIN, J. L. ; MULHALL, L. L. T. ; PORTER, D. ; TAYLOR, R. M. - Analysis for knowledge-based systems: a practical guide to the KADS methodology. London: Ellis Horwood Limited, 1989.

HU, Y. ; CHEN, H.-Y. - Probabilistic analysis of uncertainties in seismic hazard assessment. *Structural Safety*. Vol. 11, n° 3-4 (1992), p. 245-253.

HU, Y.-X. ; LIU, S.-C. ; DONG, W. - Earthquake engineering. London: E & FN Spon, 1996.

HWANG, H. H. M. ; JAW, J.-W. - Probabilistic damage analysis of structures. *Journal of Structural Engineering*. Vol.116, n° 7 (1990), p. 1992-2007.

IDRISS, I. M. - Response of soft soil sites during earthquakes. **In** Memorial Symposium Proceedings. Vancouver : BiTech Publishers Ltd., 1990. Vol. 2, p. 273-289.

JAMSHIDI, M. - Introduction. **In** Fuzzy logic and control: Software and hardware applications. New Jersey: PTR Prentice Hall Inc., 1993a. p. 1-9.

JAMSHIDI, M. - Fuzzy logic software and hardware. **In** Fuzzy logic and control: Software and hardware applications. New Jersey: PTR Prentice Hall Inc., 1993b. p. 112-148.

JAMSHIDI, M. - On software and hardware applications of fuzzy logic. **In** YAGER, R. R. ; ZADEH, L. A. - Fuzzy sets, neural networks, and soft computing. New York: Van Nostrand Reinhold, 1994. p. 396-430.

JUANG, C. H. ; HUANG, X. H. ; HOLTZ, R. D. ; CHEN, J. W. - Determining relative density of sands from CPT using fuzzy sets. *Journal of Geotechnical Engineering*. Vol. 122, n° 1 (1996), p. 1-6.

KAMEDA, H. - Engineering application of stochastic earthquake motion models with non-linear soil amplification. **In** Proceedings of the 9th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, 1987. Vol. A, p. 327-336.

- KAMEDA, H. - Probabilistic seismic hazard and stochastic ground motions. *Engineering Structures*. Vol. 16, n° 7 (1994), p. 547-563.
- KAMEDA, H. ; NOJIMA, N. - Simulation of risk-consistent earthquake motion. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. Vol. 16, n° 7 (1988), p. 1007-1019.
- KAPPOS, A. J. - Seismic damage indices for RC buildings: evaluation of concepts and procedures. *Progress in Structural Engineering and Materials*. Vol. 1, n° 1 (1997), p. 78-87.
- KAUFMAN, A. - Logic's for expert-systems: with fuzzy sets, interval of confidence, probabilistic sets and expertons. In GUPTA, M. M. ; YAMAKAWA, T. - Fuzzy computing: Theory, hardware, and applications. Amsterdam: Elsevier Science Publishers B.V., 1988. p. 225-241.
- KAWAMURA, H. ; TANI, A. ; KAMBARA, H. - Aseismic structural planning system by fuzzy network. In Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering. Rotterdam: A. A. Balkema, 1992. Vol. 10, p. 6271-6275.
- KLISINSKI, M. - Plasticity theory based on fuzzy sets. *Journal of Engineering Mechanics*. Vol. 114, n° 4 (1988), p. 563-582.
- KRÄTZIG, W. ; MESKOURIS, K. - Seismic damage evaluation treated as a low-cycle fatigue process. In Proceedings of the International Workshop on Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes, Bled/Slovenia. Rotterdam: A. A. Balkema, 1997. p. 139-149.
- KRUSE, R. ; GEBHARDT, J. ; KLAWONN, F. - Foundations of fuzzy systems. Chichester: John Wiley & Sons Ltd., 1994.
- KUSHIDA, M. ; MIYAMOTO, A. ; KINOSHITA, K. - Development of concrete bridge rating prototype expert system with machine learning. *Journal of Computing in Civil Engineering*. Vol. 11, n° 4 (1997), p. 238-247.
- LIN, S. ; YANG, X. - A fuzzy model for load combination in structural analysis. *Computers & Structures*. Vol. 30, n° 4 (1988), p. 845-850.
- LIPPMAN, R. P. - Introduction to computing with neural nets. *IEEE Acoustic, Speech, and Signal Processing Magazine*. (April 1987), p. 4-22.
- LORTERAPONG, P. ; MOSELHI, O. - Project-network analysis using fuzzy sets theory. *Journal of Construction Engineering and Management*. Vol. 122, n° 4, (1996), p. 308-318.
- LOMNITZ, C. - Fundamentals of earthquake prediction. New York: John Wiley & Sons, Inc., 1994.

LOURENÇO, P. B. - Um micro-modelo para a análise de estruturas de alvenaria. *Engenharia Civil, UM*. Vol. 3 (1996), p. 15-28.

MASRI, S. F. ; NAKAMURA, M. ; CHASSIAKOS, A. G. ; CAUGHEY, T. K. - Neural network approach to detection of changes in structural parameters. *Journal of Engineering Mechanics*. Vol. 122, nº 4, (1996), p. 350-360.

McCABE, S. L. ; HALL, W. J. - Assessment of seismic structural damage. *Journal of Structural Engineering*. Vol. 115 nº 9 (1989), p. 2166-2183.

McCAHON, C. S. - Using PERT as an approximation of fuzzy project-network analysis. *IEEE Transactions on Engineering Management*. Vol. 40, nº 2 (1993), p. 146-153.

McGUIRE, R. K. - Probabilistic seismic hazard analysis and design earthquakes: closing the loop. *Bulletin of the Seismological Society of America*. Vol. 85, nº 5 (1995), p. 1275-1284.

McNEAL, F. M. ; THRO, E. - Fuzzy logic: a practical approach. London: Academic Press Limited, 1994.

MEGURO, K. ; TAGEL-DIN, H. - A new efficient technique for fracture analysis of structures. *Bull. ERS*. Nº 30 (1997), p. 103-116.

MIZUMOTO, M. - Multifold fuzzy reasoning as interpolative reasoning. In YAGER, R. R. ; ZADEH, L. A. - Fuzzy sets, neural networks, and soft computing. New York: Van Nostrand Reinhold, 1994a. p. 188-193.

MIZUMOTO, M. - Fuzzy controls under product-sum-gravity methods and new fuzzy control methods. In KANDEL, A. ; LANGHOLZ, G. - Fuzzy control systems. Boca Raton: CRC Press Inc., 1994b. p. 276-294.

MONTEIRO, V. ; CARVALHO, E. C. - Comportamento de elementos de betão armado sujeitos a acções repetidas e alternadas. In Curso sobre estruturas de betão armado sujeitas à acção dos sismos. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1985.

MORAD, A. A. ; BELIVEAU, Y. J. - Knowledge-based planning system. *Journal of Construction Engineering and Management*. Vol. 117, nº 1 (1991), p. 1-12.

MURLIDHARAN, T. L. - Fuzzy behavior of beams on winkler foundation. *Journal of Engineering Mechanics*. Vol. 117, nº 9 (1991), p. 1953-1972.

NAKAJIMA, N. - A generalized fuzzy set and its representation. In GUPTA, M. M. ; YAMAKAWA, T. - Fuzzy computing: Theory, hardware, and applications. Amsterdam: Elsevier Science Publishers B.V., 1988. p. 139-153.

OLIVEIRA, C. S. - Sismologia, sismicidade e risco sísmico. Aplicações em Portugal. Relatório. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1977.

OLIVEIRA, C. S. - Efeitos dos sismos sobre as construções - Parte I - Danos mais frequentes. *Engenharia e Arquitectura*. Ano 3, nº 13 (1989), p. 34-52.

OLIVEIRA, C. S. - Frequências próprias de estruturas com base em medições *in-situ*. In 3º Encontro Nacional sobre Sismologia e Engenharia Sísmica. Lisboa: Instituto Superior Técnico, 1997. p.465-474.

OLIVEIRA, C. S. ; AZEVEDO, J. ; DELGADO, R. ; COSTA, A. G. ; COSTA, A. C. - O sismo de Northridge, Los Angeles, de 17 de Janeiro de 1994: Ensinaamentos para Portugal. Lisboa: IST ; Porto: FEUP, 1995.

OLIVEIRA, C. S. ; PAIS, I. ; CABRAL, J. ; COSTA, P. T. - Definição de cenários de danos e planeamento de emergência: Aplicação à cidade de Lisboa. In 2º Encontro Nacional sobre Sismologia e Engenharia Sísmica. Porto : Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1994. p.I.105-I.114.

PANDEY, P. C. ; BARAI, S. V. - Sensitivity-based weighted-average in structural damage assessment. *Journal of Performance of Constructed Facilities*. Vol. 8, nº 4 (1994), p. 243-263.

PARK, D. ; KANDEL, A. ; LANGHOLZ, G. - hybrid neural-fuzzy reasoning model with application to fuzzy control. In KANDEL, A. ; LANGHOLZ, G. - Fuzzy control systems. Boca Raton: CRC Press Inc., 1994. p. 356-373.

PARK, Y.-J. ; ANG, A. H.-S. - Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete. *Journal of Structural Engineering*. Vol. 111, nº 4 (1985), p. 722-739.

PARK, Y.-J. ; ANG, A. H.-S. ; WEN, Y. K. - Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings. *Journal of Structural Engineering*. Vol. 111, nº 4 (1985), p. 740-757.

PARK, Y.-J. ; ANG, A. H.-S. ; WEN, Y. K. - Damage-limiting aseismic design of buildings. *Earthquake Spectra*. Vol. 3, nº 1 (1987), p. 1-26.

PATTERSON, D. W. - Artificial neural networks: theory and applications. Singapore: Simon & Schuster (Asia) Pte Ltd, 1996.

PAYNE, C. ; McARTHUR, R. C. - Developing expert systems: a knowledge engineer's handbook for rules & objects. New York: John Wiley & Sons Inc., 1990.

PEDRYCZ, W. - Fuzzy control and fuzzy systems. 2nd ed. Chichester: John Wiley & Sons Inc., 1993.

PINTO, A. V. - Earthquake performance of structures: behavioural, safety and economical aspects. Lisboa: IST, Universidade Técnica de Lisboa, 1997. Tese de doutoramento.

POLAND, C. D ; HOM, D. B. - Opportunities and pitfalls of performance based seismic engineering. **In** Proceedings of the International Workshop on Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes, Bled/Slovenia. Rotterdam: A. A. Balkema, 1997. p. 69-78.

PRIESTLEY, M. J. N. ; SEIBLE, F. ; CALVI, G. M. - Seismic design and retrofit of bridges. New York: John Wiley & Sons, Inc., 1996.

RAHMAN, M. S. ; EL ZAHABY, K. M. - Probabilistic liquefaction risk analysis including fuzzy variables. *Soil Dynamics & Earthquake Engineering*. Vol. 16, nº 1 (1997), p. 63-79.

RAJASEKARAN, S. ; FEBIN, M. F. ; RAMASAMY, J. V. - Artificial fuzzy neural networks in civil engineering. *Computers & Structures*. Vol. 61, nº 2 (1996), p. 291-302.

RAMU, S. A. ; JOHNSON, V. T. - Damage assessment of composite structures - a fuzzy logic integrated neural network approach. *Computers & Structures*. Vol. 57, nº 3 (1995), p. 491-502.

RAVINDRA, M. K. - Seismic risk assessment. **In** SUNDARARAJAN, C. - Probabilistic Structural Mechanics Handbook: Theory and industrial applications. New York: Chapman & Hall, 1995. p.429-464.

REGULAMENTO de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes. Decreto-lei nº235/83, de 31 de Maio. Lisboa: Imprensa Nacional - Casa da Moeda, 1983.

REITHERMAN, R. - A review of earthquake damage estimation methods. *Earthquake Spectra*. Vol. 1, nº 4 (1985), p. 805-847.

RICH, E. - Artificial intelligence. Singapore: McGraw-Hill Inc., 1983.

ROSS, T. J. - Set theory - classical and fuzzy sets. **In** Fuzzy logic and control: Software and hardware applications. New Jersey: PTR Prentice Hall Inc., 1993a. p. 10-35.

ROSS, T. J. - Propositional calculus - predicate logic and fuzzy logic. **In** Fuzzy logic and control: Software and hardware applications. New Jersey: PTR Prentice Hall Inc., 1993b. p. 36-50.

ROSS, T. J. ; SORENSEN, H. C. ; SAVAGE, S. J. ; CARSON, J. M. - DAPS: expert system for structural damage assessment. *Journal of Computing in Civil Engineering*. Vol. 4, nº 4 (1990), p. 327-348.

SALAWU, O. S. - Detection of structural damage through changes in frequency: a review. *Engineering Structures*. Vol. 19, nº 9 (1997), p. 718-723.

SALVANESCHI, P. ; CADEI, M. ; LAZZARI, M. - A causal modelling framework for the simulation and explanation of the behaviour of structures. *Artificial Intelligence in Engineering*. Vol. 11 (1997), p. 205-216.

SÁNCHEZ-SESMA, F. J. ; CAMPILLO, M. - Topographic effects for incident P, SV and Rayleigh waves. *Tectonophysics*. Vol. 218, nº 1-3 (1993), p. 113-125.

SARAIVA, J. M. F. ; EBECKEN, N. F. F. - Aplicação de redes neuronais artificiais no estudo da confiabilidade estrutural. *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*. Vol. 14, nº 2 (1998), p. 167-179.

SATO, Y. ; TATSUMI, Y. - Verification of a seismic damage evaluation system. **In** Proceedings of the Second International Conference on Earthquake Resistant Construction and Design. Rotterdam: A. A. Balkema, 1994. Vol. 2, p. 1063-1070.

SENOS, M. L. ; RAMALHETE, D. ; TAQUELIM, M. J. - Estudo dos principais sismos que atingiram o território de Portugal continental. **In** 2º Encontro Nacional sobre Sismologia e Engenharia Sísmica. Porto : Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1994. p.1.75 - 1.84.

SHARMA, R. D. ; GUPTA, S. ; KUMAR, S. ; BANSAL, B. K. - Earthquake hazard zonation. **In** Proceedings of the International Conference on Seismic Behaviour of Ground and Geotechnical Structures. Rotterdam: A. A. Balkema, 1997. p. 103-111.

SHEN, H. ; YENER, M. - Fuzzy evaluation and statistical analysis of site intensity. **In** Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering. Rotterdam: A. A. Balkema, 1992. Vol. 1, p. 399-403.

SHIH, C. J. ; WANGSAWIDJAJA, R. A. S. - Mixed fuzzy-probabilistic programming approach for multiobjective engineering optimization with random variables. *Computers & Structures*. Vol. 59, nº 2 (1996), p. 283-290.

SINGHAL, A. ; KIREMIDJIAN, A. S. - Method for probabilistic evaluation of seismic structural damage. *Journal of Structural Engineering*. Vol. 122, nº 12 (1996), p. 1459-1467.

SONG, B. ; HAO, S. ; MURAKAMI, S. ; SADOHARA, S. - Comprehensive evaluation method on earthquake damage using fuzzy theory. *Journal of Urban Planning and Development*. Vol. 122, nº 1 (1996), p. 1-17.

SOUFLIS, C. ; GRIVAS, D. A. - Fuzzy set approach to linguistic seismic load and damage assessments. *Journal of Engineering Mechanics*. Vol. 112, nº 6 (1986), p. 605-618.

SOUSA, M. L. - Modelos probabilistas para avaliação da casualidade sísmica em Portugal continental. Lisboa: IST, Universidade Técnica de Lisboa, 1996. Dissertação de mestrado.

SOUSA, M. L. ; MARTINS, A. ; OLIVEIRA, C. S. - Compilação de catálogos sísmicos da região Ibérica. Relatório 36/92 - NDA. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1992.

SOUSA, M. L. ; CAMPOS-COSTA, A. ; OLIVEIRA, C. S. - Modelos probabilísticos para a avaliação de perdas causadas por sismos: aplicação à cidade de Lisboa. **In** 3º Encontro Nacional sobre Sismologia e Engenharia Sísmica. Lisboa: Instituto Superior Técnico, 1997. p.109-118.

SZEWCZYK, Z. P. ; HAJELA, P. - Damage detection in structures based on feature-sensitive neural networks. *Journal of Computing in Civil Engineering*. Vol. 8, nº 2 (1994), p. 163-178.

TATSUMI, Y. ; SATO, Y. ; NAGANO, M. - Some discussion on seismic risk management. **In** Proceedings of the Second International Conference on Earthquake Resistant Construction and Design. Rotterdam: A. A. Balkema, 1994. Vol. 2, p. 1031-1038.

THIBAUT, Ch. - Quantitative evaluation of the seismic risk. **In** Proceedings of the Second International Conference on Earthquake Resistant Construction and Design. Rotterdam: A. A. Balkema, 1994. Vol. 2, p. 1017-1024.

THIBAUT, Ch. ; VEKLOV, P. - Evaluation of seismic vulnerability criteria for the old urban nuclei of Nice. **In** Proceedings of the Second International Conference on Earthquake Resistant Construction and Design. Rotterdam: A. A. Balkema, 1994. Vol. 2, p. 1047-1054.

THURSTON, H. M. - Seismic damage evaluation of tilt-up buildings. *Journal of Computing in Civil Engineering*. Vol. 4, nº 4 (1990), p. 349-369.

TOMAZEVIC, M. ; LUTMAN, M. - Seismic behavior of masonry walls: modeling of hysteretic rules. *Journal of Structural Engineering*. Vol. 122, nº 9 (1996), p. 1048-1054.

VADIEE, N. - Fuzzy rule-based expert systems I. **In** Fuzzy logic and control: Software and hardware applications. New Jersey: PTR Prentice Hall Inc., 1993a. p. 51-85.

VADIEE, N. - Fuzzy rule-based expert systems II. **In** Fuzzy logic and control: Software and hardware applications. New Jersey: PTR Prentice Hall Inc., 1993b. p. 86-111.

WANG, J. G. Z. Q. ; LAW, K. T. - Siting in earthquake zones. Rotterdam: A. A. Balkema, 1994.

WASZCZYSZYN, Z. - Some applications of artificial neural networks in structural engineering. **In** Aspects in modern computational structural analysis. Rotterdam: A. A. Balkema, 1997. p.369-383.

WILLIAMS, M. S. ; SEXSMITH, R. G. - Seismic damage indices for concrete structures: a state of the art review. *Earthquake Spectra*. Vol. 11, n° 2 (1995), p. 319-349.

WU, X. ; GHABOUSSI, J. ; GARRET Jr., J. H. - Use of neural networks in detection of structural damage. *Computers & Structures*. Vol. 42, n° 4 (1992), p. 649-659.

YAGER, R. R. - Alternative structures for knowledge representation in fuzzy logic controllers. **In** KANDEL, A. ; LANGHOLZ, G. - Fuzzy control systems. Boca Raton: CRC Press Inc., 1994. p.100-137.

YAGER, R. R. ; FILEV, D. P. - On a flexible structure for fuzzy systems models. **In** YAGER, R. R. ; ZADEH, L. A. - Fuzzy sets, neural networks, and soft computing. New York: Van Nostrand Reinhold, 1994. p. 1-28.

YAO, J. T. P. - Damage assessment of existing structures. *Journal of Engineering Mechanics Division*. Vol. 106, n° EM4 (1980), p. 785-799.

YAO, J. T. P. ; FURUTA, H. - Probabilistic treatment of fuzzy events in civil engineering. *Probabilistic Engineering Mechanics*. Vol. 1, n° 1 (1986), p. 58-64.

YEH, Y.-C. ; HSU, D.-S. ; KUO, Y.-H. - Expert system for diagnosing damage of prestressed concrete pile. *Journal of Construction Engineering and Management*. Vol. 117, n° 1 (1991), p.13-26.