



**INSTITUTO POLITÉCNICO
DE VIANA DO CASTELO**

Nuno Henrique Pereira Lavandeira

AVALIAÇÃO DA VULNERABILIDADE SÍSMICA DE UM CONJUNTO DE VIADUTOS PORTUGUESES

Mestrado em Construções Civas
Especialização em Estruturas

Trabalho efetuado sob a orientação do
Professor Doutor Pedro da Silva Delgado

Maio de 2013

MESTRADO INTEGRADO EM CONSTRUÇÕES CIVIS 2011/2012

ESCOLA SUPERIOR DE TECNOLOGIA E GESTÃO

Tel. +351-258 819 700

Fax +351-258 827 636

Editado por

ESCOLA SUPERIOR DE TECNOLOGIA E GESTÃO

Av. do Atlântico, s/n

4900-648 VIANA DO CASTELO

Portugal

Tel. +351-258 819 700

Fax +351-351-258 827 636



direcção@estg.ipvc.pt



<http://www.estg.ipvc.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado em Construções Civis - 2011/2012 – Escola Superior de Tecnologia e Gestão, Instituto Politécnico de Viana do Castelo, Viana do Castelo, Portugal, 2012.*

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

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

A meus pais

Conhecimento é Poder

Francis Bacon

AGRADECIMENTOS

Desejo expressar o mais sincero agradecimento e admiração ao professor Pedro da Silva Delgado, pelo seu acompanhamento, empenho com que orientou na elaboração deste trabalho.

Ao Professor Mário Marques, pela constante disponibilidade e apoio prestado na troca de informação e discussão de alguns temas abordados no âmbito deste trabalho. Agradeço pelo apoio e a disponibilidade demonstrada, ao longo do Mestrado, pelos docentes do grupo de engenharia civil, pela transmissão dos seus conhecimentos.

A todos os meus colegas de curso que incentivaram o meu obrigado.

Gostava de forma particular, agradecer à minha família o carinho prestado, em especial aos meus pais a quem devo, pelo sacrifício e dedicação, a conclusão do percurso académico.

A todos que não foram referidos e que auxiliaram no desenvolvimento deste trabalho, o meu sincero agradecimento.

RESUMO

O estudo dos danos resultantes de abalos sísmicos em estruturas de pontes permitem verificar a necessidade da consideração do comportamento não-linear na análise e no dimensionamento sísmico destas estruturas.

A partir da definição das leis do comportamento material do betão e do aço, a partir do seu funcionamento isolado em condições de carregamento monotónico e cíclico, permitem depois idealizar o comportamento não linear dos elementos de betão armado.

É efetuada a descrição dos conceitos teóricos relativos à aplicação das modelações de análise sísmica, abordando dois modelos de análise numérica, modelo de fibras e modelo de rótulas plásticas. É mencionada também uma breve abordagem sobre a avaliação da segurança sísmica de pontes envolvendo funções de vulnerabilidade possibilitando determinar assim a probabilidade de ruína de modo a avaliar a sua segurança e permitir assim efetuar o estudo comparativo entre as metodologias abordadas.

Para o estudo comparativo do comportamento sísmico de pontes de betão armado através da análise dinâmica foram considerados quatro viadutos em betão armado com diferentes configurações, cujo comportamento do material foi modelado com a não-linearidade distribuída ao longo do elemento estrutural pelo modelo de fibras.

Obtiveram-se os valores de probabilidade de ruína para cada ponte, calculada através da metodologia probabilística e foi efetuada a discussão dos resultados obtidos entre as duas modelações estudadas.

PALAVRAS-CHAVE: Pontes de betão armado, Avaliação da vulnerabilidade sísmica, Análise dinâmica não linear, Modelo de rótulas plásticas, Modelo de fibras.

ABSTRACT

The study of damage from earthquakes in bridge structures to monitor the need for consideration of nonlinear behavior analysis and seismic design of these structures. From the definition of the laws of the material behavior of concrete and steel, from its operation in isolated conditions of monotonic loading and cyclic, then allow idealize the nonlinear behavior of reinforced concrete elements.

Complete legal description of the theoretical concepts related to the application of modeling seismic analysis, addressing two models of numerical analysis, model and fiber model plastic hinges. It also mentioned a brief approach to the evaluation of seismic safety of bridges involving vulnerability functions enabling thus determine the probability of ruin in order to assess its safety and to thereby make a comparative study between the methodologies discussed.

For a comparative study of the seismic behavior of reinforced concrete bridges by dynamic analysis were considered four bridges of reinforced concrete with different configurations, whose material behavior is modeled according to the nonlinearity distributed along the structural element model of the fibers.

We obtained values of probability of ruin for each bridge, calculated using the probabilistic approach and discussion is made of the results between the two modulations studied.

KEYWORDS: Reinforced concrete bridges, seismic vulnerability assessment, nonlinear dynamic analysis, model plastic hinges, model fibers.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	1
1.2. OBJETIVOS	2
1.3. DESCRIÇÃO DA TESE	3
2. ESTADO DE ARTE	5
2.1. INTRODUÇÃO	5
2.2. BREVE CARACTERIZAÇÃO DE PONTES DE BETÃO ARMADO	6
2.2.1. AS PONTES E OS SEUS MATERIAIS	6
2.2.2. TIPOLOGIAS, SISTEMAS ESTRUTURAIS	8
2.2.2.1. Pontes em viga	8
2.2.2.2. Pontes em arco	9
2.2.2.3. Pontes de cabos	10
2.2.3. PRINCIPAIS COMPONENTES	10
2.2.3.1. Tabuleiro	11
2.2.3.2. Juntas de dilatação	11
2.2.3.3. Encontros	11
2.2.3.4. Pilares	12
2.2.3.5. Aparelhos de apoio	12
2.2.3.6. Fundações	13
2.3. PRINCIPAIS PATOLOGIAS E CAUSAS ASSOCIADAS	13
2.3.1. PATOLOGIAS ASSOCIADAS A ERROS DE CONCEÇÃO E EXECUÇÃO	13
2.3.1.1. Consideração incorreta dos materiais e condições de exposição	14
2.3.1.2. Consideração inadequada das cargas atuantes	14

2.3.1.3. Erros de modelação	14
2.3.1.4. Tolerâncias de execução não consideradas	15
2.3.1.5. Erros de execução em obra	15
2.3.2. PROCESSOS DE DETERIORAÇÃO À DETERIORAÇÃO DO MATERIAL	15
2.3.2.1. Deterioração do betão	15
2.3.2.2. Corrosão do aço	17
2.3.3. PROCESSOS DE DETERIORAÇÃO A NÍVEL ESTRUTURAL	18
2.3.3.1. Ações acidentais	18
2.3.3.2. Fadiga dos materiais	18
2.3.3.3. Modificações das solicitações	19
2.3.3.4. Efeitos diferidos	19
2.3.3.5. Falta de manutenção	19
2.3.3.6. Ação sísmica	20
2.4. AÇÃO SÍSMICA EM PONTES DE BETÃO ARMADO	20
2.4.1. PRINCIPAIS DANOS EM PONTES	21
2.4.1.1. Danos resultantes de problemas com os solos	21
2.4.1.2. Danos resultantes da rotura das fundações	22
2.4.1.3. Danos resultantes da rotura dos pilares	23
2.4.1.4. Danos resultantes da rotura dos nós de ligação	26
2.4.1.5. Danos resultantes da rotura do tabuleiro	27
2.4.1.6. Danos resultantes de causas secundárias	28
2.5. REGULAMENTAÇÃO E DIMENSIONAMENTO SÍSMICO	29
2.6. AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA SÍSMICA	31
2.6.1. TIPOS DE ANÁLISE	32
2.6.1.1. Análise estática linear	32
2.6.1.2. Análise dinâmica linear	33
2.6.1.3. Análise estática não linear	33
2.6.1.4. Análise dinâmica não linear	34
3. COMPORTAMENTO MATERIAL	35
3.1. INTRODUÇÃO	35

3.2. COMPORTAMENTO DO BETÃO	36
3.2.1. CARREGAMENTO MONOTÓNICO	36
3.2.2. MODELO - KENT E PARK.....	37
3.2.3. MODELO - MANDER.....	40
3.3. COMPORTAMENTO DO AÇO	42
3.3.1. CARREGAMENTO MONOTÓNICO	42
3.3.2. CARREGAMENTO CÍCLICO	43
4. MODELAÇÃO ESTRUTURAL E AVALIAÇÃO SÍSMICA	45
4.1. INTRODUÇÃO	45
4.2. MODELOS DE ANÁLISE NUMÉRICA	46
4.2.1. MODELO DE FIBRAS	46
4.2.2. MODELO DE RÓTULAS PLÁSTICAS	48
4.3. TIPOS DE MODELAÇÃO ESTRUTURAL DE PONTES	51
4.3.1. MODELAÇÃO COM MODELOS TRIDIMENSIONAIS.....	52
4.3.2. MODELAÇÃO PLANA	52
4.3.3. ALGORITMO DE ANÁLISE ESTRUTURAL	53
4.3.3.1. Algoritmo iterativo incremental.....	53
4.3.3.2. Ajuste automático do passo de integração	54
4.3.3.3. Critério de convergência	54
4.4. AVALIAÇÃO DA VULNERABILIDADE SÍSMICA	55
4.4.1. DEFINIÇÃO DA AÇÃO SÍSMICA.....	56
4.4.2. CARACTERIZAÇÃO ESTATÍSTICA DA RESISTÊNCIA	57
4.4.3. DETERMINAÇÃO DA FUNÇÃO DE VULNERABILIDADE.....	57
4.4.4. CARACTERIZAÇÃO ESTATÍSTICA DO EFEITO DA AÇÃO	58
4.4.5. CÁLCULO DA PROBABILIDADE DE RUINA.....	58
5. AVALIAÇÃO DA RESPOSTA SÍSMICA DOS VIADUTOS	59
5.1. INTRODUÇÃO	59
5.2. DESCRIÇÃO GERAL DOS VIADUTOS	59
5.3. ANÁLISE SÍSMICA	60

5.3.1. AÇÃO SÍSMICA	60
5.3.2. COMPORTAMENTO ESTRUTURAL	61
5.3.3. COMPORTAMENTO MATERIAL	62
5.4. VIADUTO V33	63
5.4.1. GEOMETRIA	63
5.4.2. SECÇÃO DOS PILARES	63
5.4.3. RESULTADOS.....	64
5.4.4. AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA SÍSMICA	66
5.5. VIADUTO V31	68
5.5.1. GEOMETRIA	68
5.5.2. SECÇÃO DOS PILARES	68
5.5.3. AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA SÍSMICA	69
5.6. VIADUTO V32A	70
5.6.1. GEOMETRIA	70
5.6.2. SECÇÃO DOS PILARES	70
5.6.3. AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA SÍSMICA	71
5.7. VIADUTO V22	72
5.7.1. GEOMETRIA	72
5.7.2. SECÇÃO DOS PILARES	72
5.7.3. AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA SÍSMICA	73
5.8. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS E CONCLUSÕES	74
6. CONCLUSÕES	77
6.1. CONCLUSÕES FINAIS	77
6.2. SUGESTÕES PARA DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	78
BIBLIOGRAFIA	79

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.2.1 – Ponte D. Maria Pia, Portugal	6
Fig.2.2 – Ponte D. Luís I, Portugal	6
Fig.2.3 – Ponte da Arrábida, Portugal	7
Fig.2.4 – Ponte de S. João, Portugal	7
Fig.2.5 – Tipologias de ponte segundo o seu sistema estrutural.....	8
Fig.2.6 – P. em viga simplesmente apoiada: Viaduto Messines	9
Fig.2.7 – Ponte em pórtico: Ponte do Freixo	9
Fig.2.8 – P. em viga treliçada: Ponte de V. do Castelo	9
Fig.2.9 – Ponte em Viga Gerber: Ponte de Amarante	9
Fig.2.10 – Alguns exemplos de pontes em arco	9
Fig.2.11 – Ponte atirantada: Ponte Vasco da Gama.....	10
Fig.2.12 – Ponte suspensa: Ponte 25 de Abril	10
Fig.2.13 – Principais componentes de uma ponte	10
Fig.2.14 – Exemplos de secções transversais de tabuleiros.....	11
Fig.2.15 – Fuste múltiplo e Fuste simples	12
Fig.2.16 – Colapso do vão simplesmente apoiado devido à liquefação do solo.....	23
Fig.2.17 – Colapso do vão simplesmente apoiado devido ao deslizamento do solo, Taiwan em 1999.....	23
Fig.2.18 – Esquematização de rotura de estacas em solos de diferente rigidez	24
Fig.2.19 – Rotura da ligação do pilar à sapata.....	24
Fig.2.20 – Rotura do pilar por flexão devido a ductilidade insuficiente.	25
Fig.2.21 – Rotura por esforço transverso na zona de variação de secção transversal no pilar.....	25
Fig.2.22 – Colapso de um viaduto devido à dispensa prematura das armaduras longitudinais dos pilares	26
Fig.2.23 – Rotura por esforço transverso.....	26
Fig.2.24 – Falha nos nós	27
Fig.2.25 – Danos ocorridos por má conceção do nó.....	27
Fig.2.26 – Colapso do tabuleiro nos viadutos durante o sismo de Northridge	28

Fig.2.27 – Efeito de pounding entre a superestrutura e o pilar de um viaduto, no sismo de Loma Prieta.....	28
Fig.2.28 – Colapso de vão da ponte no sismo de Taiwan.....	29
Fig.2.29 – Tipos de comportamento sísmico previsto pelo EC8	30
Fig.2.30 – Espectro de resposta elástico e de cálculo	31
Fig.3.1 – Diagrama tensões-extensões do betão para carregamento monotónico	36
Fig.3.2 – Comportamento do betão com e sem confinamento	37
Fig.3.3 – Regras de comportamento do betão confinado sob ações cíclicas	39
Fig.3.4 – Lei constitutiva do betão proposta por Mander	41
Fig.3.5 – Diagrama tensões-extensões do aço para carregamento monotónico.	42
Fig.3.6 – Diagrama tensões-extensões do aço para carregamento cíclico.....	43
Fig.4.1 – Discretização do elemento estrutural tipo de betão armado.....	47
Fig.4.2 – Parâmetro de identificação da lei base trilinear para um sentido genérico	50
Fig.4.3 – Efeito de “pinching”.....	50
Fig.4.4 – Esquema da modelação estrutural com modelo plano	52
Fig.4.5 – Representação do processo de avaliação da segurança	56
Fig.5.1 – Configuração das pontes.....	60
Fig.5.2 – Secção transversal do tabuleiro do viaduto V33.	63
Fig.5.3 – Secção transversal dos pilares do viaduto V33.	64
Fig.5.4 – Diagrama cíclico momento-curvatura do pilar P1 e P2.....	64
Fig.5.5 – Diagramas cíclico momento-curvatura do pilar P1 para diferentes acelerações de pico (viaduto V33).....	65
Fig.5.6 – Funções de vulnerabilidade dos pilares P1 e P2.....	66
Fig.5.7 – Secção transversal do tabuleiro do viaduto V31.	68
Fig.5.8 – Funções de vulnerabilidade dos pilares P1 e P2.....	69
Fig.5.9 – Secção transversal do tabuleiro do viaduto V32	70
Fig.5.10 – Funções de vulnerabilidade dos pilares P1 e P2.....	71
Fig.5.11 – Secção transversal do tabuleiro do viaduto V22	72
Fig.5.12 – Secção transversal dos pilares do viaduto V22.	73
Fig.5.13 – Funções de vulnerabilidade do pilar P1	74

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Tipos de aparelhos de apoio.....	12
Quadro 5.1 – Dimensões das secções equivalentes adotadas	61
Quadro 5.2 – Características do betão não confinado	62
Quadro 5.3 – Capacidade resistente ao corte dos pilares do viaduto V33	67
Quadro 5.4 – Capacidade resistente ao corte dos pilares do viaduto V31	69
Quadro 5.5 – Capacidade resistente ao corte dos pilares do viaduto V32.....	72
Quadro 5.6 – Capacidade resistente ao corte dos pilares do viaduto V22.....	74
Quadro 5.7 – Probabilidade de ruína segundo as metodologias em estudo.....	75

1 INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

As estruturas em especial as pontes assumem uma elevada importância no desenvolvimento das sociedades, tendo funções essenciais como a mobilidade e comunicação entre povos. As consequências das ações dos sismos nas estruturas representam uma grande perturbação no seio de uma sociedade, quer a nível económico quer a nível social.

Na segunda metade do século passado e no início do presente houve uma expansão extraordinária de vias de comunicação, e por consequência, um aumento muito significativo do número de pontes associadas. Sabemos hoje em dia que muitas dessas pontes apresentam um assinalável estado de degradação evidenciando diversas anomalias. Devido a esse facto é urgente e necessário proceder a inspeções e avaliações de segurança sobre essas estruturas por forma a assegurar a sua segurança e funcionalidade.

Os recentes sismos demonstraram o impacto devastador que estes podem provocar e atualmente exige-se que estas estruturas sejam dimensionadas de modo que possibilitem na ocorrência de sismos, a salvaguarda das vidas humanas e redução dos impactos sociais e económicos. Assim, é necessário desenvolver metodologias de avaliação de segurança sísmica eficazes, de fácil utilização, de modo a dimensionar estruturas novas com melhor comportamento perante a ação de sismos e para as estruturas existentes averiguar a vulnerabilidade sísmica e proceder, se necessário, a intervenções de reforço ou reparação.

Existe, portanto, a necessidade de reduzir a vulnerabilidade sísmica das estruturas, minimizando danos que uma futura ocorrência sísmica possa provocar, sendo por isso importante mobilizarem-se esforços na busca de novas soluções para melhorar o comportamento anti-sísmico das estruturas.

1.2. OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO

O principal objetivo deste trabalho assenta no estudo da avaliação de segurança sísmica de pontes de betão armado.

Com a realização desta dissertação pretende-se alcançar, de forma faseada, os seguintes objetivos:

Recolha / pesquisa bibliográfica;

Descrição das patologias mais frequentes em pontes e viadutos de betão armado;

Principais causas de dano de pontes e viadutos de betão armado originadas pela ação sísmica;

Comportamento do betão armado perante solicitações sísmicas;

Modelação estrutural;

Avaliação de segurança sísmica de pontes e viadutos de betão armado;

Estudo comparativo da vulnerabilidade sísmica de um conjunto de viadutos;

Discussão de resultados obtidos com as metodologias em estudo.

1.3. DESCRIÇÃO DO CONTEÚDO DA DISSERTAÇÃO

De acordo com os objetivos propostos para este trabalho, a dissertação encontra-se organizada em 6 capítulos, o primeiro dos quais é constituído pela presente introdução onde se pretende enquadrar e justificar o trabalho desenvolvido bem como os seus objetivos. Nos parágrafos seguintes descrevem-se sumariamente os restantes capítulos.

No Capítulo 2 procede-se a um resumo do estado de arte relativo a pontes e viadutos de betão armado. Serve de base teórica ao estudo apresentado nos capítulos posteriores, relacionando-se com os modelos de cálculo utilizados na avaliação dos viadutos. Começa-se por fazer referências às principais tipologias estruturais e materiais utilizados nas pontes e a descrição dos diversos componentes que as constituem. São mencionadas as principais patologias, em especial as de origem sísmica, referindo o contexto em que ocorrem e as deficiências com as quais se relacionam.

No Capítulo 3 apresentam-se os pressupostos teóricos nos quais se baseiam os modelos utilizados, caracteriza-se o comportamento do betão e do aço, tendo em conta o seu funcionamento isolado em condições de carregamento monotónico e cíclico, para depois caracterizar o comportamento dos elementos de betão armado.

No Capítulo 4 procede-se à apresentação de ferramentas de avaliação da segurança sísmica de pontes, fazendo uma breve descrição dos conceitos teóricos relativos à aplicação das modelações de análise sísmica, abordando dois modelos de análise numérica de caracterização do comportamento não linear do material, o modelo de fibras e o modelo de rótulas plásticas. É mencionada uma breve abordagem sobre a avaliação da segurança sísmica de pontes, que envolve a função de vulnerabilidade da ponte, possibilitando determinar, assim, a probabilidade de ruína e avaliar a sua segurança.

O Capítulo 5 consiste na apresentação dos resultados inerentes à análise não linear dinâmica efetuada com auxílio do programa Seismostruct. Serve de discussão dos resultados obtidos no estudo comparativo entre as metodologias em estudo.

Finalmente, no Capítulo 6 são apresentadas as conclusões mais importantes a retirar do trabalho desenvolvido e são propostas também algumas linhas de orientação a desenvolver em trabalhos futuros.

2 ESTADO DE ARTE

2.1. INTRODUÇÃO

No âmbito deste capítulo, pretende-se efetuar um enquadramento geral sobre pontes de betão armado, fazendo uma caracterização geral sobre pontes e enumerar as principais patologias verificadas. Procurou-se efetuar uma breve introdução aos efeitos da ação sísmica em pontes, dando especial relevo aos principais danos observados. São ainda apresentados de uma forma sucinta alguns aspetos relacionados com os conceitos de dimensionamento sísmico segundo a legislação atual e sobre a avaliação da segurança sísmica de pontes.

Começa-se por fazer referências às principais tipologias estruturais e materiais utilizados nas pontes, assim como a descrição dos diversos componentes que as constituem.

Depois apresentam-se as patologias mais comuns assim como as possíveis origens e descrição dos fenómenos de degradação dos materiais e anomalias detetadas nos componentes das pontes.

Apresentam-se, por fim, os principais exemplos de danos de origem sísmica e uma breve referência às características de dimensionamento sísmico de pontes de betão armado e metodologias de avaliação da segurança.

2.2. BREVE CARACTERIZAÇÃO DE PONTES DE BETÃO ARMADO

2.2.1. AS PONTES E OS SEUS MATERIAIS

A palavra ponte provém do latim e refere-se, no contexto utilizado neste trabalho, a uma construção que permite a passagem de uma via de comunicação sobre um curso de água ou vale.

Desde a antiguidade até aos nossos dias o mundo tem assistido a uma constante evolução tecnológica, também responsável pelo surgimento e desenvolvimento de formas inovadoras de conceção de pontes. De seguida, faz-se uma retrospectiva das diferentes tipologias de pontes, em função do principal material de construção utilizado, e apresenta-se um estudo mais detalhado sobre pontes em betão armado.

A pedra foi um dos materiais mais utilizados em construções, julga-se que as pontes de pedra terão surgido numa época muito remota, havendo evidências deixadas por civilizações antigas como por exemplo as pontes em arco de alvenaria de pedra.

Foi o desenvolvimento do sistema estrutural em arco que permitiu a construção de estruturas com vãos de maiores dimensões, visto que ainda hoje encontramos construções que as civilizações antigas nos deixaram e que influenciaram todas as construções desenvolvidas posteriormente.

Com a revolução industrial houve avanços tecnológicos muito acentuados. A produção do aço em larga escala e a necessidade de infraestruturas para o novo meio de transporte, o comboio, fizeram com que a construção metálica dominasse a indústria da construção à escala mundial, a primeira ponte metálica, Iron Bridge foi construída em 1779 na Inglaterra.

Um século mais tarde surgiam as primeiras pontes deste género em Portugal. Duas obras de referência foram projetadas por Gustav Eiffel, a Ponte D.^a Maria Pia e por Teófilo Seyring, a Ponte D. Luís I, ilustradas na Fig. 2.1 e na Fig. 2.2, respetivamente.



Fig. 2.1 - Ponte D.^a Maria Pia, Portugal



Fig. 2.2 - Ponte D Luiz I, Portugal

A mais significativa revolução no sector da construção civil surge com o aparecimento do betão, apesar de ser um material há muito utilizado, só em 1824 foi patenteado o cimento Portland por Joseph Aspdin. [1]

Em 1852, François Coignet, engenheiro e construtor, aplicou pela primeira vez armaduras no betão. Nesse ano, Wilkinson patenteava o uso de aço abaixo da linha neutra das vigas para reforço do betão. Estes progressos levaram a um grande desenvolvimento da construção em betão. Este material pouco tempo depois passou a ser o mais utilizado no sector da construção civil, tornando-se um dos materiais mais utilizados no planeta.

Na Fig. 2.3 e na Fig. 2.4 apresentam-se duas pontes em betão armado de grande envergadura em Portugal: a Ponte da Arrábida e a Ponte de S. João.



Fig. 2.3 - Ponte da Arrábida, Portugal.



Fig. 2.4 - Ponte de S. João, Portugal

A Ponte da Arrábida foi inaugurada em 1963, sendo considerada uma das pontes em arco mais compridas do mundo. Em 1991 foi construída a Ponte de S. João, que possui um vão de 250m e foi um dos mais compridos construídos numa estrutura de betão armado do género.

O aparecimento de patologias nas estruturas de betão armado faz com que fosse visto como um material de construção com limitações, ao contrário daquilo que se julgava no início. Verifica-se assim a grande importância da escolha dos agregados e o respeito das recomendações construtivas, dos regulamentos em vigor e do controlo de qualidade na execução com o objetivo de minimizar ou evitar as referidas patologias.

2.2.2. TIPOLOGIAS, SISTEMAS ESTRUTURAIS

A construção de pontes foi desde sempre motivada por diversos fatores, tais como a disponibilidade de materiais, o avanço do conhecimento à data e os condicionalismos económicos e topográficos existentes.

A escolha por uma tipologia em detrimento de outra é sempre condicionada pelo seu comportamento estrutural aliado a sua expressão estética, permitindo ao projetista escolher uma grande variedade de formas e usar a sua liberdade arquitetónica.

Podemos diferenciar as pontes em 3 grandes grupos: as pontes em arco, as pontes em viga e as pontes de cabos, ilustradas na Fig.2.5 [2]

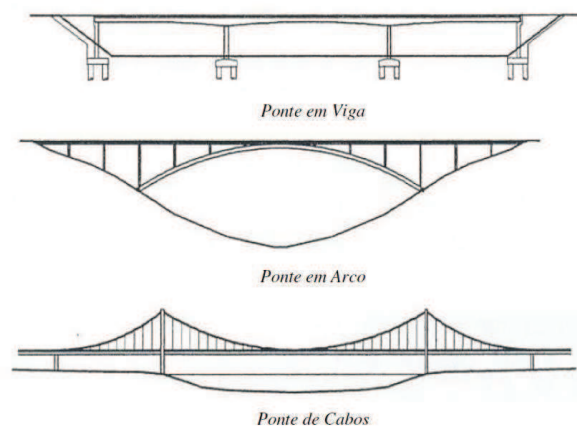


Fig. 2.5 - Tipologias de ponte segundo o seu sistema estrutural [2]

2.2.2.1. Pontes em viga

As pontes em viga são o sistema estrutural mais antigo. As primeiras civilizações construíram este tipo de pontes para transpor rios, onde fizeram a utilização de troncos de árvores e pedras.

De uma maneira geral, as pontes em viga, são pontes em que o tabuleiro se apoia entre dois encontros extremos podendo ou não ter pilares intermédios. De um ponto de vista estrutural estas pontes utilizam a flexão generalizada como mecanismo principal para transmitir as cargas.

Existem quatro tipos de pontes em viga que se podem diferenciar segundo o seu comportamento estrutural: viga simplesmente apoiada (Fig. 2.6), viga em pórtico (Fig. 2.7), viga em treliça (Fig. 2.8), e a viga Gerber (Fig. 2.9).



Fig. 2.6 – P. em viga simplesmente apoiada:
Viaduto Messines



Fig. 2.7 - Ponte em pórtico: Ponte do
Freixo



Fig. 2.8 – P. em viga treliçada: Ponte
V. do Castelo



Fig. 2.9 - Ponte em Viga Gerber: Ponte de
Amarante

2.2.2.2. Pontes em arco

Esta técnica de construção permitia a utilização de materiais de reduzidas dimensões e a possibilidade de se construir pontes com maiores vãos.

Estas estruturas em arco devido à sua curvatura, desenvolvida segundo a linha de pressões, funcionam principalmente à compressão. Este tipo estrutural de pontes é o mais apropriado para os materiais de construção como o betão e a pedra. O arco é normalmente o elemento principal de suporte do tabuleiro. A Fig. 2.10 ilustra alguns tipos de pontes em arco.



Fig. 2.10 – Alguns exemplos de pontes em arco: a) Ponte de alvenaria Romana em P. de Lima; b) Ponte de aço: New River Gorge nos EUA; c) Ponte de betão Angeles Forest nos EUA; d) Ponte da Arrábida no Porto.

2.2.2.3. Pontes de cabos

As pontes de cabos são constituídas por elementos tracionados que suportam por meio de cabos o tabuleiro os quais são os principais elementos de suporte.

Existem dois tipos comuns de pontes de cabos: as pontes atirantadas e as pontes suspensas.

Nas pontes atirantadas o tabuleiro encontra-se suspenso através de cabos inclinados que são fixados em torres, como se ilustra na Fig. 2.11. Nas pontes suspensas os cabos constituem a principal estrutura de suporte, apresentando uma configuração entre as ancoragens e eventuais pontos de fixação intermédios, que permitem suspender a restante estrutura (tabuleiro), como se ilustra na Fig. 2.12.



Fig. 2.11 - Ponte atirantada: Ponte Vasco da Gama



Fig. 2.12 - Ponte suspensa: Ponte 25 de Abril

2.2.3. PRINCIPAIS COMPONENTES

Os componentes das pontes variam de acordo com o material utilizado e a sua tipologia estrutural, no entanto existem componentes que são comuns a todos os tipos de pontes, como é caso do tabuleiro, pilares e encontros. A Fig. 2.13 ilustra os componentes comuns das pontes em betão armado.

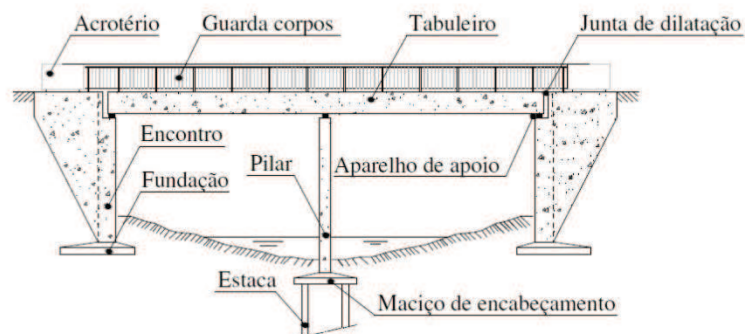


Fig. 2.13 - Principais componentes de uma ponte. [2]

2.2.3.1. Tabuleiro

O tabuleiro, muitas vezes também referido como superestrutura, constitui o elemento principal de uma ponte que suporta as diversas cargas atuantes na estrutura durante a fase de construção e de serviço. De acordo com as dimensões do tabuleiro, do desenvolvimento do vão, do material e tipologia estrutural, os tabuleiros podem apresentar vários tipos de seções transversais. Ilustra-se na Fig. 2.14 os principais tipos de seção transversal de tabuleiros.

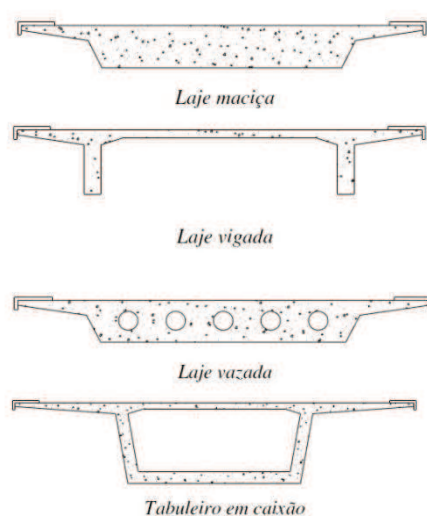


Fig. 2.14 – Exemplos de seções transversais de tabuleiros. [2]

2.2.3.2. Juntas de dilatação

As juntas de dilatação têm como objetivo garantir a continuidade do pavimento, permitindo a passagem na ponte sem condicionalismos.

São dispositivos móveis que se adaptam aos deslocamentos relativos entre as zonas fixas e os elementos móveis das pontes, permitindo em condições de segurança e comodidade a continuidade entre os diferentes elementos.

2.2.3.3. Encontros

São o elemento estrutural que faz a ligação tabuleiro da ponte e a via de comunicação que lhe dá acesso por intermédio de um aterro. Este componente tem a finalidade de receber as cargas verticais e horizontais transmitidas pela superestrutura, e por sua vez redirecionando para o aterro do solo de fundação.

2.2.3.4. Pilares

Os pilares são compostos pela fundação e pelo fuste simples (Fig. 2.15). Na parte superior, as cargas da superestrutura são transmitidas através de aparelhos de apoio ou de ligações monolíticas, no caso de pontes em pórtico.

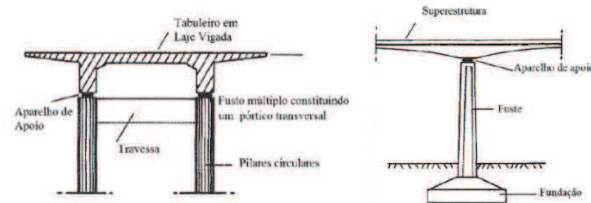


Fig. 2.15 – Fuste múltiplo e Fuste simples. [2]

2.2.3.5. Aparelhos de apoio

Estes dispositivos têm como finalidade a transmissão de esforços do tabuleiro para os pilares ou encontros, possibilitando uma eventual restrição em determinados movimentos e rotações.

A utilização destes aparelhos de apoio permite uma separação entre a infraestrutura e a superestrutura, fazendo com que seja possível a interrupção da transmissão de alguns esforços.

Quadro 2.1 - Tipos de aparelhos de apoio [2]

<p>Tipo 1 – Articulações de betão</p>	<p>Tipo 2 – AA metálico de pêndulo ou balancete</p>	<p>Tipo 3 – AA Metálicos de calote esférica ou cilíndrica – tipo "Pot-bearing"</p>
<p>Tipo 4 – AA Metálicos de rolo ou roletes (fixos)</p>	<p>Tipo 4 – AA Metálicos de roletes múltiplos</p>	<p>Tipo 4 – AA metálicos de rolete com dentes de guiamento</p>
<p>Tipo 5 – AA metálicos de contacto linear</p>	<p>Tipo 5 – AA metálicos de contacto linear</p>	<p>Tipo 5 – AA metálicos de contacto linear</p>
<p>Tipo 6 – AA elastómeros ou de Neoprene Cintado</p>	<p>Tipo 7 – AA elastómeros ou de Neoprene Cintado, deslizante longitudinalmente sobre teflon</p>	<p>Tipo 8 – AA de neoprene em caixa fixa, com elastómero e aço – tipo panela</p>

2.2.3.6. Fundações

Existem dois tipos de fundações: as fundações indiretas e as fundações diretas.

A escolha de um tipo em detrimento de outro baseia-se na capacidade resistente que o solo apresenta. Se o solo de fundação apresenta uma boa resistência a reduzida profundidade são utilizadas sapatas ou blocos em betão. Quando o solo não é capaz de absorver adequadamente a carga transmitida da superestrutura, será necessário a utilização de fundações indiretas, recorrendo-se para o efeito a estacas ou pegões.

2.3. PRINCIPAIS PATOLOGIAS E CAUSAS ASSOCIADAS

O betão é um dos materiais de construção mais utilizado em todo o mundo, no entanto verifica-se que apresenta uma degradação precoce comparativamente a outros materiais naturais. Apesar de antigamente se pensar que o betão armado duraria indefinidamente e que as armaduras se encontravam suficientemente protegidas pela camada de betão de recobrimento, com o passar dos anos tem-se vindo a verificar que as estruturas de betão armado se degradam com o tempo.

A estrutura interna do betão vai evoluindo ao longo do tempo, interagindo com o ambiente em que está inserido. Assim, para que apresente um bom comportamento ao longo da sua vida útil, deverá ter uma estrutura interna cujas propriedades satisfaçam os requisitos pretendidos, isto é, deverá ser capaz de resistir às ações de projeto (permanentes, sobrecargas, acidentais) e condições ambientais, sem apresentar deformações excessivas, desgaste ou rotura.

Apresentam-se, seguidamente, as principais patologias e as origens associadas, que podem ser diferenciadas segundo fatores de conceção e de execução, das características físicas do material e devidas ao comportamento sob a atuação de ações exteriores.

2.3.1. PATOLOGIAS ASSOCIADAS A ERROS DE CONCEÇÃO E EXECUÇÃO

A qualidade de um projeto está dependente do cumprimento das imposições regulamentares, da correta modelação da estrutura e da correta pormenorização dos diversos elementos estruturais.

Descrevem-se seguidamente as principais causas para o aparecimento de patologias nas estruturas.

2.3.1.1. Consideração incorreta dos materiais e condições de exposição

A qualidade dos materiais empregues determina a capacidade de resistência às ações agressivas externas, quer físicas quer químicas. Se isto não for tomado em consideração, certamente ocorrerão anomalias precocemente.

Para se evitar que tal aconteça, o projetista deverá avaliar corretamente as condições a que a estrutura irá estar submetida [2]. O projeto deverá contemplar a agressividade das condições a que a obra irá estar exposta, tendo em consideração as características particulares do ambiente onde irá estar inserida.

2.3.1.2. Consideração inadequada das cargas atuantes

Se uma determinada estrutura não for capaz de suportar uma determinada carga sem se danificar é porque ela foi subdimensionada para essa solicitação. Um erro muito frequente resulta da omissão ou subavaliação das ações térmicas. O subdimensionamento também pode resultar de subestimar as cargas atuantes. Por vezes, a ação do vento não é corretamente considerada em especial em estruturas flexíveis (pontes suspensas e de tirantes).

2.3.1.3. Erros de modelação

Os programas de cálculo automáticos, sendo uma ferramenta eficaz na análise de estruturas, podem levar a um inadequado funcionamento da estrutura na hipótese de a modelação não ter sido adequada, por exemplo, devido à utilização de um modelo demasiado simplificado. Ao representar uma estrutura por um modelo, certamente haverá erros associados, cujos efeitos negativos deverão ser minimizados ou eliminados através de coeficientes de segurança apropriados que a regulamentação contempla [3].

Na modelação, há erros que se mantem inalterados e outros serão minimizados tanto mais quanto maior o detalhe da modelação. Com a utilização de modelos mais simples, como é o caso dos modelos de barras ou planos, surgem erros devido à

tridimensionalidade da estrutura; com a utilização de modelos mais complexos estes erros são substancialmente reduzidos. Com a utilização de modelos mais complexos os problemas associados são a complexidade da formulação destes, porém têm a vantagem de permitir a análise não linear para o cálculo possibilitando um nível de conhecimento superior da estrutura.

2.3.1.4. Tolerâncias de execução não consideradas

Na fase de projeto, a qualidade depende do cumprimento das especificações impostas pela regulamentação em vigor, pela utilização de um modelo de cálculo adequado e pela correta pormenorização de todos os elementos estruturais. Muitos pormenores do projeto de execução, embora em conformidade com as especificações técnicas, muitas vezes não funcionam bem em obra. Existem determinados pormenores construtivos, especificados ou não no projeto, que acabam por conduzir ao aparecimento de anomalias.

2.3.1.5. Erros de execução em obra

Os erros em obra são geralmente devidos a causas humanas e estes representam cerca de 40% dos acidentes verificados em pontes. A maior parte dos problemas ocorridos em pontes são devidos a omissões, imperfeições, acidentes, etc., que ocorrem na fase de construções das estruturas [3].

É na fase de execução de obras que se verifica muitas vezes o aparecimento posterior de diversos mecanismos de deterioração de pontes, devido à má qualidade dos materiais empregues, deficiente aplicação, incorreta interpretação de projetos, deficiente fiscalização, controlo de qualidade, etc.

2.3.2. PATOLOGIAS ASSOCIADA À DETERIORAÇÃO DO MATERIAL

2.3.2.1. Deterioração do betão

A degradação do betão não está apenas relacionada com as propriedades dos seus materiais constituintes mas também pelas ações exteriores onde as estruturas das pontes estão inseridas. A deterioração do betão nas pontes pode ter origem química,

física e biológica. Apresenta-se sumariamente os principais processos de deterioração que podem contribuir para a degradação do betão.

a) Origem química

As reações de carbonatação afetam toda a superfície das estruturas de betão devido à presença de dióxido de carbono no ar ambiente.

As reações sulfáticas são reações químicas que ocorrem no interior do betão provocam a expansão do betão. Este aumento de volume origina o aparecimento de fissuração no betão fazendo com este se detiore [2].

Devido à reação química entre o ácido e um dos componentes hidratados do betão com cálcio é formado um sal. Na presença de água estes podem dissolver-se e desaparecer do local deixando vazios na estrutura. A existência de cloretos na massa de betão em elevadas quantidades é muito prejudicial, pois é responsável pela rápida deterioração, danificando a camada de passivação das armaduras, podendo dar origem à corrosão das armaduras.

b) Origem biológica

Os microrganismos podem contribuir para a degradação do betão através da acidificação das águas. Devido à atividade metabólica de diversas espécies de fungos e algas ou através do contacto das estruturas com águas poluídas, ocorrem reações de oxidação do enxofre originando a erosão do cimento constituinte do betão e posteriormente a corrosão do aço.

c) Origem física

Tensões térmicas

A variação da temperatura provoca aumentos e diminuições de volume do betão, este fenómeno provoca por vezes o destacamento da superfície da camada de revestimento do betão.

Ação do gelo

Este mecanismo surge em elementos quando submetidos a variações de temperatura que provoquem a congelação e descongelação da água. A água ao congelar aumenta o seu volume originando o aparecimento de tensões internas no betão, fissuras e desagregações.

Ação do fogo

Estas patologias podem surgir na existência de acidentes que possam originar incêndios. O betão quando submetido às elevadas temperaturas, perde humidade provocando desagregação de pequenas partes de betão e provocando a microfissuração e descasques, podem originar a ocorrência de fenómenos de distorção, encurvamento e fendilhação.

Ação da água

A água provoca nas fundações, pilares e encontros fenómenos de erosão e desgaste do betão. Em fundações pouco profundas existe o risco de estas ficarem descalçadas após sucessivas exposições a situações de erosão do solo. A contínua passagem da água e a suspensão de detritos sob os pilares provoca desgaste nestes por abrasão.

2.3.2.2. Corrosão do aço

A corrosão das armaduras é um dos principais problemas das estruturas de betão armado. O aço encontra-se protegido nestas estruturas pela envolvência do betão encontrando-se num meio básico (Ph 12 a 13). Se o PH for reduzido para valores menores que 9 o meio fica propício ao aparecimento da corrosão e pode ocorrer corrosão básica quando o PH é muito elevado.

Devido à deterioração do betão, o aço ao entrar em contacto com a atmosfera húmida ou com a água, desenvolve um mecanismo favorável à ocorrência de corrosão. O mecanismo de corrosão do aço no interior do betão, denominado de passivação do aço, é eletroquímico, surgindo por isso na presença de água ou ambientes húmidos.

A transformação do aço metálico em produtos de corrosão é em geral acompanhada por um aumento de volume, a expansão da corrosão, sendo responsável pelo

descasque do betão de recobrimento e pelo aparecimento de fissuras, acelerando deste modo o fenómeno de deterioração.

2.3.3. PROCESSOS DE DETERIORAÇÃO A NÍVEL ESTRUTURAL

2.3.3.1. Ações acidentais

As ações acidentais têm normalmente origem humana, as mais comuns são os incêndios, o choque de embarcações e de veículos.

No caso dos incêndios, dependendo da sua intensidade, tempo de atuação e a área afetada, podem levar à deterioração dos materiais e à redução da capacidade resistente de elementos estruturais.

O choque de embarcações e veículos podem ocorrer em qualquer parte da estrutura quando expostos à passagem de tráfego. Os choques acidentais podem afetar significativamente a segurança estrutural das pontes, a rotura de um pilar numa estrutura hiperestática pode levar ao colapso da estrutura.

No entanto há ações acidentais, que podem ser previamente previstas e tidas em consideração na fase de conceção.

2.3.3.2. Fadiga dos materiais

As estruturas quando submetidas a carregamentos cíclicos e repetidos no tempo podem originar a rotura de elementos estruturais mesmo quando a carga atuante não atinga a capacidade resistente do elemento em carregamento estático.

A fadiga afeta todos os materiais, com maior incidência no aço. A resistência de um dado material depende da quantidade de ciclos de tensão a que um determinado elemento é sujeito.

No betão a fadiga pode surgir associado a esforços de corte, compressão ou tração. A fadiga neste material é iniciada com a fratura da ligação do cimento e dos agregados, originando movimentos de abertura e fecho o que levam à degradação das fissuras produzindo um acréscimo de deterioração do betão e à perda da capacidade de resistência [3].

2.3.3.3. Modificações das solicitações

Os motivos que estão na origem da alteração das condições de utilização de uma ponte são diversos, podendo dever-se à mudança de uma via em cada sentido para duas, da eliminação ou alteração da dimensão dos passeios; renovação da camada de desgaste; circulação dos equipamentos de obra; alterações nos leitos dos rios; à evolução natural do tráfego rodoviário, etc.

O tráfego rodoviário evoluiu com o tempo, as estruturas mais antigas não estavam preparadas para resistir a ações mais elevadas, evidenciando sinais de degradação em serviço. O aumento crescente das cargas rodoviárias para os quais a estrutura não está dimensionada amplia o risco de fadiga.

2.3.3.4. Efeitos diferidos

O aço de pré-esforço e o betão possuem um comportamento viscoelástico quando são solicitados continuamente ao longo do tempo, ou seja, a ações permanentes. Um elemento em betão deforma-se ao longo do tempo quando sujeito a uma carga permanente, este fenómeno denomina-se por fluência. No aço de pré-esforço existe uma perda de tensão sob extensão constante ao longo do tempo, este fenómeno é denominado de relaxação.

Os efeitos atrás referidos associados à retração do betão levam a que provoque alterações na geometria inicial impondo deformações, a redistribuições de esforços nas estruturas, a concentrações locais de tensões, etc.

2.3.3.5. Falta de manutenção

É na fase de exploração que o aparecimento de danos nas pontes se torna mais evidente.

A ausência de manutenção e conservação é uma das principais causas para o aparecimento e desenvolvimento das anomalias nas estruturas em geral. A obstrução dos órgãos de drenagem, a acumulação de vegetação e detritos, a falta de reparação superficial do betão devido a causas diversas, a falta de aperto das fixações das juntas de dilatação, entre outras situações, quando resolvidas, evitam a evolução das anomalias e o agravamento do seu estado.

2.3.3.6. Ação sísmica

Em Portugal os efeitos da ação sísmica não são muito sentidos mas em países estrangeiros mais afetados verificou-se num passado recente que as pontes são as estruturas mais afetadas durante as ações sísmicas. Os danos registados nesses sismos foram: movimento das fundações devido à liquefação dos solos, rotura de pilares, nós de ligação destruídos, queda de tabuleiros.

As principais causas dos referidos danos foram: a má conceção dos nós de ligação dos pilares às vigas do tabuleiro, má disposição da armadura dos pilares, falta de ductilidade dos pilares, insuficiente comprimento de apoio do tabuleiro nos pilares, choque entre elementos estruturais e a liquefação dos solos de fundação [4].

2.4. ACÇÃO SÍSMICA EM PONTES DE BETÃO ARMADO

O historial de numerosos acidentes em pontes devido ao efeito da ação sísmica, impulsionam o estudo sobre a avaliação da segurança sísmica nestas estruturas. A necessidade de um rigoroso dimensionamento à ação sísmica torna-se assim necessário dado que estas estruturas foram das que mais danos apresentaram em sismos ocorridos num passado recente, como por exemplo os sismo de Loma Prieta e Northridge ocorridos nos EUA em 1989 e 1994, respetivamente, e o sismo de Kobe, ocorrido no Japão em 1995 [5].

O dimensionamento sísmico de pontes é complexo devido essencialmente à impossibilidade de caracterizar com exatidão a ação sísmica nos modelos de análise, visto que os sismos apresentam uma variedade de parâmetros necessários para a sua caracterização, como por exemplo a intensidade, o tipo e a distância a que estes ocorrem, e os efeitos na estrutura variam também segundo o tipo de solo de fundação e a dificuldade de representação da não linearidade dos materiais.

É durante a ocorrência de sismos que melhor se verificam as deficiências causadoras de um mau comportamento sísmico das estruturas, a observação e interpretação dos danos permite identificar os requisitos que as estruturas devem possuir de modo a apresentarem um bom desempenho sísmico e obter lições sobre aspetos de dimensionamento essenciais para que seja possível projetá-las com um bom comportamento sísmico [5].

Os danos observados em pontes de betão armado até à década de 1960 eram geralmente, localizados ou provocados pelo comportamento das infraestruturas. Os métodos construtivos e os sistemas estruturais até então influenciavam o modo de colapso, pois verificaram-se comportamentos deficientes das fundações, em que os solos de fundação apresentavam deformações excessivas e/ou atingiam a capacidade máxima de carga.

Este panorama foi substancialmente modificado após a ocorrência do sismo de San Fernando em 1971, em que se verificou um grande número de pontes de betão armado e pré-esforçado recentes, que apresentaram graves danos estruturais, conduzindo alguns deles a colapsos totais das estruturas. Os danos observados permitiram verificar que o comportamento global das estruturas foi muito mais influenciado pelo comportamento dos elementos estruturais do que pelo comportamento das fundações. Posteriormente, após o sismo de Loma Prieta de 1989, observaram-se colapsos de estruturas devido à incorreta conceção ou insuficiente comportamento sísmico dos elementos estruturais, e os elementos de fundação não sofreram danos assinaláveis [6].

Pela observação dos danos nas pontes ocorridos em sismos recentes acima mencionados, pode-se reforçar a ideia de que o comportamento global das estruturas é em grande parte influenciado pelo comportamento dos pilares. Quando estes são solicitados por fortes solicitações horizontais ficam sujeitos a uma grande exigência de ductilidade, esta sendo ultrapassada origina danos ou mesmo o colapso da estrutura.

2.4.1. PRINCIPAIS DANOS EM PONTES

Com a observação dos sismos ocorridos num passado recente, constatou-se que as pontes e os viadutos são as estruturas que mais danos apresentam devido às ações imprevisíveis dos sismos [4]. A observação e análise dos danos sofridos nas pontes originados pela ação sísmica é uma excelente ajuda para a engenharia sísmica, visto que possibilita a identificação das principais fragilidades das estruturas e assim permite o desenvolvimento de melhores regras de dimensionamento sísmico para as estruturas.

De modo a identificar os principais fenómenos que influenciam o comportamento sísmico das pontes são apresentadas os principais exemplos de danos em pontes de betão armado quando sujeitas à ação sísmica.

2.4.1.1. Danos resultantes de problemas com os solos

A ação do sismo corresponde a um carregamento cíclico de corte aplicado de forma muito rápida ao solo de fundação, onde cada ciclo gera incrementos de pressão na água dos poros do solo. Não existindo possibilidade de dissipação do excesso de pressão produzidas pelo sismo, a pressão neutra iguala o valor da tensão total. Assim, verifica-se a anulação das tensões efetivas e da perda de capacidade de resistência ao corte do solo [7].

Quando as fundações estão assentes em solos propícios à liquefação durante a ocorrência de sismos, provocam deformações excessivas e podem originar a perda de capacidade de apoio da superestrutura da ponte, devido aos deslocamentos relativos dos encontros ou pilares, e causar o colapso do vão. Na Fig. 2.16 pode-se observar a perda de suporte do tabuleiro pelo conseqüente movimento do pilar mais próximo do rio.



Fig. 2.16 - Colapso do vão simplesmente apoiado devido à liquefação do solo [8]

Existe também outra situação em que as pontes podem apresentar danos severos quando ocorre o deslizamento de solos originado pela ação sísmica. A movimentação do solo pode originar a ruína de taludes os quais suportam os encontros, provocando desse modo o colapso do vão. (Fig. 2.17).



Fig. 2.17– Colapso do vão simplesmente apoiado devido ao deslizamento do solo, Taiwan em 1999 [8]

2.4.1.2. Danos resultantes da rotura das fundações

A rotura de fundações são geralmente muito raras, mas podem ocorrer ao nível das estacas ou ao nível das sapatas. As roturas ao nível das estacas resultam de esforços de grande intensidade que originam a rotura por corte ou por flexão das estacas, e também a rotura devido ao derrube e arrancamento do conjunto maciço-estaca [9] (Fig.2.18). As roturas em sapatas são raras uma vez que a resistência máxima do solo de fundação não costuma ser atingida, no entanto, o problema consiste muitas vezes na ligação da sapata ao pilar, como se pode observar na Fig. 2.19.

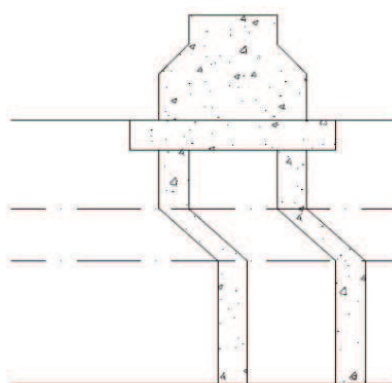


Fig. 2.18 – Esquemática de rotura de estacas em solos de diferente rigidez



Fig. 2.19 – Rotura da ligação do pilar à sapata. [8]

2.4.1.3. Danos resultantes da rotura dos pilares

O comportamento sísmico das pontes é geralmente muito influenciada pelo comportamento dos seus pilares. A falha dos pilares durante a ocorrência de um sismo é frequentemente originada pela adoção de um dimensionamento elástico, sendo o comportamento da estrutura controlado pelo esforço e não pelo deslocamento [10]. A ação sísmica exige à estrutura maiores deformações do que aquelas que são previstas para o seu comportamento elástico e assim a estrutura entra no domínio de comportamento inelástico. A falta de capacidade suficiente de ductilidade dos pilares é frequentemente a causa de graves danos ou mesmo do colapso da estrutura, isto verifica-se principalmente em construções relativamente recente de pontes, uma vez que em estruturas mais antigas, construídas até meados do século XX, os modos de rotura, após a ocorrência de sismos, eram essencialmente relacionados com um mau comportamento das fundações [2].

Os principais exemplos de danos mais comuns em pilares de pontes são apresentados seguidamente.

A rotura por flexão é frequentemente consequência de um insuficiente confinamento do betão na zona de formação de rótulas plásticas devido à armadura transversal ser inferior à necessária, o que leva a que a resistência à compressão do betão seja reduzida e ocorra o seu esmagamento. A rotura por flexão pode ser observada na Fig. 2.20.



Fig. 2.20 - Rotura do pilar por flexão devido a ductilidade insuficiente. [11]

Nos pilares em que existe uma variação das dimensões da seção transversal com a altura, a combinação dos momentos fletores com esforços de corte associados a elevados esforços axiais, leva ao aparecimento de danos abaixo da zona de transição da zona mais larga, tal como se pode observar na Fig. 2.21.



Fig. 2.21 – Rotura por esforço transversal na zona de variação de seção transversal no pilar de uma ponte do sismo de Northridge em 1994. [8]

A rotura dos pilares pode dar-se ainda devido à descontinuidade da armadura longitudinal o que conduz a uma seção com reduzida resistência, podendo desse modo ocorrer uma deformação inelástica não prevista e originar este tipo de dano. Na Fig. 2.22 pode observar-se um viaduto que colapsou devido a esta falha no dimensionamento.



Fig. 2.22 – Colapso de um viaduto devido à dispensa prematura das armaduras longitudinais dos pilares [4]

Os esforços transversos elevados podem também originar a roturas de pilares e surgir em qualquer zona do pilar, como se observa na Fig. 2.23. A rotura devido ao esforço transversal elevado pode ocorrer geralmente de uma forma frágil podendo a estrutura colapsar sem aviso prévio.

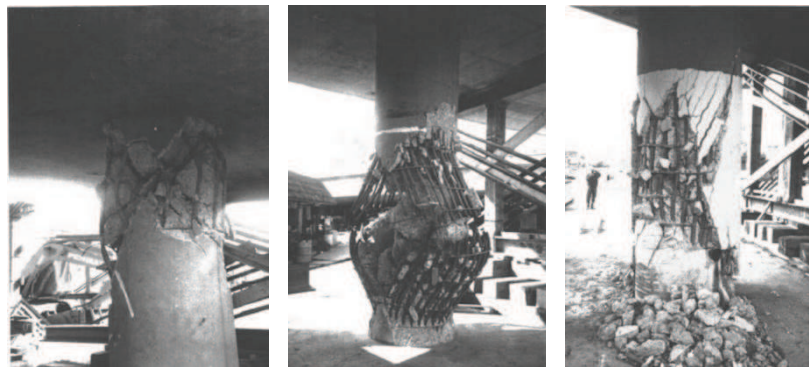


Fig. 2.23 - Rotura por esforço transversal [8]

2.4.1.4. Danos resultantes da rotura dos nós de ligação

O inadequado comportamento das ligações entre elementos face às ações sísmicas são os danos mais observados nas pontes. O incorreto dimensionamento das ligações do pilar à travessa ou capitel e das ligações do tabuleiro ao pilar faz com que não possuam a resistência necessária para garantir a transmissão dos esforços resultantes.

É comum a ocorrência de danos graves nas estruturas devido à má conceção dos nós, é nestas zonas da estrutura que se concentram grandes esforços horizontais na ocorrência de um sismo, sendo muitas vezes subavaliados, procedendo-se a um dimensionamento inadequado das armaduras ou sem as apropriadas disposições construtivas, na Fig. 2.24 e 2.25 ilustram-se os danos devido à falha de ligação.



Fig. 2.24 - Falha nos nós. [11]



Fig. 2.25 - Danos ocorridos por má concepção do nó [12]

2.4.1.5. Danos resultantes da rotura do tabuleiro

A rotura do tabuleiro em pontes é raro ocorrer, pois este elemento tem uma resistência substancialmente superior às componentes horizontais das ações sísmicas.

Geralmente o colapso dos tabuleiros está associado à incompatibilidade de resistência das ligações entre elementos. A queda de um ou mais dos seus tramos pode ser originada pela falta de apoio nas zonas de junta quando se verificam deslocamentos superiores aos previstos, como se observa na Fig. 2.26. A rotura do tabuleiro pode ser originada também pelo punçoamento dos pilares que garantem o apoio do tramo [4].



Fig. 2.26 – Colapso do tabuleiro nos viadutos durante o sismo de Northridge em 1994 [11]

2.4.1.6. Danos resultantes de causas secundárias

Este tipo de dano não está diretamente relacionado com a estrutura, mas sim com a sua localização, nomeadamente junto a outras estruturas ou quando a ponte é construída próxima de falhas geotécnicas.

O impacto entre estruturas adjacentes provocado pela ação sísmica, denominado de efeito pounding, poderia ser evitado se se procedesse a um correto planeamento das estruturas. Este efeito é gerado devido às diferenças relacionadas com o comportamento dinâmico das estruturas, quando são construídas muito próximas uma das outras resultando no impacto da superestrutura de uma delas com a outra e consequentes danos, em muitos casos a rotura do pilar por corte.



Fig. 2.27 – Efeito de pounding entre a superestrutura e o pilar de um viaduto (sismo de Loma Prieta, 1989) [11]

As pontes quando estão situadas junto de falhas geológicas podem causar deslocamentos muito elevados, e assim originar o colapso da estrutura ou de vãos, como se pode observar na Fig. 2.28.

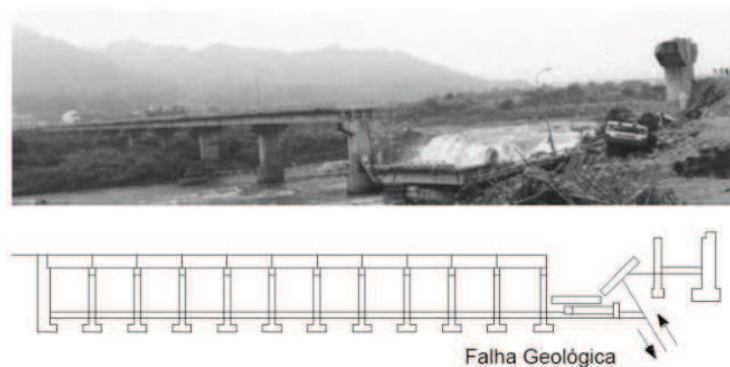


Fig. 2.28 – Colapso de vão da ponte no sismo de Taiwan em 1999 [8]

2.5. REGULAMENTAÇÃO E DIMENSIONAMENTO SÍSMICO

O dimensionamento sísmico é a conceção do sistema estrutural que é necessário conceber de acordo com as exigências sísmicas, desde as condições de serviço, à prevenção do risco de perdas de vidas e o colapso da estrutura. O dimensionamento de uma estrutura e a avaliação do seu comportamento possuem os mesmos fundamentos, no entanto no projeto os objetivos centram-se nas características estruturais baseadas em hipóteses de comportamento e os modelos de cálculo na determinação dos efeitos elásticos das ações. A avaliação centra-se na correta quantificação da resposta de uma estrutura face à imposição de uma ação sísmica.

Os efeitos originados pela ação devastadora dos sismos podem ser prevenidos com a implementação de características que visem garantir a resistência a sismos, sendo, para isso importante identificar os mecanismos de resposta sísmica da estrutura e a identificação das zonas sensíveis e mais vulneráveis de modo a poder traduzir adequadamente através de modelos numéricos o real comportamento das estruturas.

Em pontes correntes o procedimento normal de dimensionamento sísmico das estruturas traduz-se na aplicação de uma análise dinâmica ou estática linear, em que as características físicas da estrutura se baseiam em propriedades elásticas e não sofrem alteração ao longo da análise [13]. Os esforços obtidos são aqueles que se obteriam caso a estrutura respondesse elasticamente à atuação da ação sísmica, e a correspondente parcela não linear de comportamento é considerada através da introdução de um coeficiente de comportamento corrigindo os esforços elásticos.

O Eurocódigo 8 (EC8) é atualmente a regulamentação utilizada para o dimensionamento sísmico de estruturas. Este documento faz parte de um conjunto de nove Eurocódigos que visam regulamentar edifícios e obras de Engenharia Civil sobre aspetos específicos de resistência das estruturas à ação sísmica. O EC8 divide-se em 5 partes, visando cada uma delas a aspetos particulares, sendo a parte 2 especificamente dedicada ao dimensionamento sísmico de pontes.

As regras ditadas pelo EC8 para o dimensionamento sísmico de pontes têm como principal objetivo o cumprimento de dois estados limites, designados por ‘Estado Limite de Utilização’ e ‘Estado Limite Último’.

O estado limite de utilização é definido como um estado pós-sísmico, no qual a estrutura pode sofrer danos em elementos secundários mas deve manter a sua total funcionalidade e os eventuais custos de reparação devem ser insignificantes.

O estado limite último deve garantir a integridade estrutural e manter uma adequada capacidade resistente residual, onde são admissíveis danos controlados em zonas de dissipação de energia, e cuja reparação deve ser técnica e economicamente viável. A ponte deve manter-se minimamente operacional para situações de emergência.

As pontes são classificadas à luz do regulamento em três classes, segundo a probabilidade de existir um elevado número de vítimas em caso de colapso, a sua importância para a manutenção das comunicações no caso da ocorrência de um sismo ou mesmo a dimensão da ponte. Relativamente às classes são estabelecidos níveis crescentes da ação sísmica para o seu dimensionamento.

É permitido ao projetista optar por explorar ou não a ductilidade dos pilares, definindo assim o tipo de comportamento estrutural da ponte, podendo optar por um comportamento dúctil ou com ductilidade limitada, essencialmente elástico, aos quais estão associados diferentes critérios de verificação da segurança (Fig. 2.29). No entanto, no caso de pontes mais importantes ou em zonas de média ou elevada sismicidade, as estruturas devem apresentar um comportamento dúctil [10].

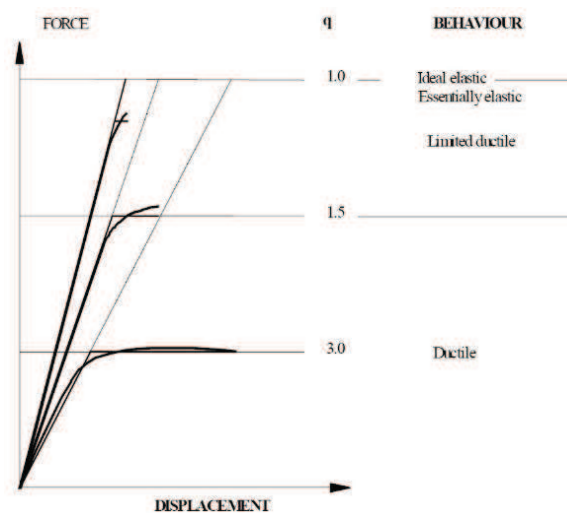


Fig. 2.29 – Tipos de comportamento sísmico previsto pelo EC8

Relativamente à ação sísmica, esta é traduzida através de espectros de resposta elásticos, sendo estes definidos para cada país nos respetivos documentos nacionais de aplicação (DNA). O espectro de resposta de cálculo é obtido a partir do espectro

de resposta elástica através da afetação de um coeficiente de comportamento q que é definido em função da tipologia estrutural da ponte. A Fig. 2.30 ilustra de uma forma genérica a relação entre estes espectros.

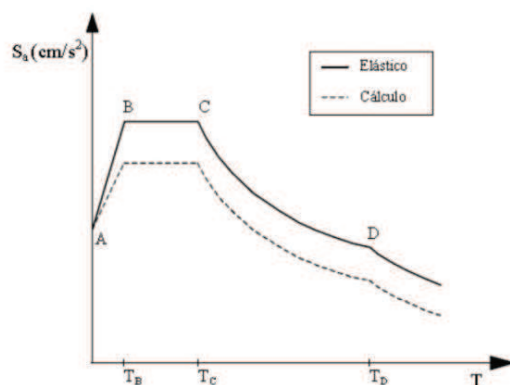


Fig. 2.30 - Espectro de resposta elástico e de cálculo [12]

O regulamento indica ainda que é necessário ser considerada a variabilidade espacial do sismo de projeto de pontes com comprimento superior a 600 metros e construídas em solos com significativa variação das suas características, os quais aumentam os efeitos de amplificação das vibrações.

2.6. AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA SÍSMICA

Com a avaliação estrutural pretende-se conhecer o nível de segurança de uma estrutura, no seu estado de conservação atual, quando solicitada por determinadas ações. Essa avaliação estrutural quantifica o nível de segurança da estrutura através de um indicador de desempenho ou de determinados critérios de desempenho. Qualquer que seja o método a utilizar para avaliar a segurança de uma estrutura, esta baseia-se sempre na comparação de efeitos das ações exteriores na estrutura com a sua capacidade resistente, e permitem assim determinar se a estrutura pode suportar com segurança um determinado tipo de solicitações.

Existem várias metodologias para avaliação de estruturas, as quais se dividem essencialmente em métodos de carácter determinístico ou probabilístico. Os métodos determinísticos utilizam por exemplo expressões empíricas ou a análise pushover para estimar os efeitos da estrutura, e a capacidade é geralmente definida pelos

valores médios das propriedades resistentes, no entanto estes métodos de avaliação não permitem obter explicitamente o valor da probabilidade de ruína [12].

Os métodos probabilísticos, possibilitam definir a capacidade resistente da estrutura através de uma função de probabilidade e permitem obter o valor de probabilidade de ruína, e os quais serão utilizados neste trabalho.

As principais razões de proceder a uma avaliação de segurança de uma estrutura, podem ser quando:

- . Existe um acréscimo das ações e das cargas não previstos no projeto inicial;
- . São cometidos erros de projeto ou de construção e que levaram a uma menor capacidade resistente da estrutura do que inicialmente previsto;
- . A estrutura apresenta evidências da acentuada deterioração do betão e do aço;
- . Existe ocorrência de impactos acidentais, de sismos, etc.;
- . São feitas intervenções de reabilitação ou reforço na estrutura.

2.6.1. TIPOS DE ANÁLISE

Dependendo dos objetivos pretendidos podem-se escolher vários tipos de análise a efetuar para determinar os efeitos e a quantificação das tensões e deformações nos elementos da estrutura [13].

Segundo o autor, a análise não linear envolve a aplicação de um maior número de conceitos teóricos de comportamento estrutural e dos materiais onde é possível determinar os efeitos de 2ª ordem através da posição da deformada e da evolução das características físicas dos elementos estruturais durante a aplicação do carregamento. A análise não linear pode ser estática ou dinâmica, a análise estática não linear permite ter em consideração do comportamento não linear. A análise dinâmica não linear é o processo mais exato, pois possibilita a conjugação de todas parcelas relativas ao movimento e a possibilidade de integração direta da equação de equilíbrio dinâmico.

2.6.1.1. Análise estática linear

Este tipo de análise tem por base a consideração das propriedades elásticas dos materiais e a simulação da ação sísmica é efetuada através de uma distribuição de forças atuantes na estrutura. Esta análise não permite considerar diretamente a

influência dos efeitos não lineares dado que utiliza como base de cálculo a rigidez elástica. Apesar de que durante a ação sísmica pode ocorrer algum tipo de dano na estrutura, esta análise não permite entrar com esse tipo de consideração mas é possível com recurso a um fator de redução converter esforços elásticos em inelásticos, que deverão surgir na estrutura [13].

2.6.1.2. Análise dinâmica linear

Incluem-se neste categoria dois tipos de análises distintas, baseados no comportamento dinâmico da estrutura, onde são introduzidas todas as componentes do movimento, a velocidade, a aceleração e os deslocamentos da estrutura. O primeiro tipo de análise é efetuado através de espectros de resposta e o segundo corresponde à análise da resposta da estrutura ao longo do tempo durante a atuação de uma aceleração na base.

A análise baseada em espectros de resposta consiste numa metodologia de resolução de equações de movimento a partir de uma aceleração espectral. A análise dinâmica ao longo do tempo é caracterizada pela integração direta das equações dinâmicas, onde a aceleração é previamente definida em cada intervalo de tempo, permitindo assim determinar a resposta da estrutura baseada no movimento nesse intervalo.

2.6.1.3. Análise estática não linear

Este tipo de análise consiste numa sequência de análises estáticas considerando a não linearidade dos materiais e dos elementos estruturais, em que cada passo da análise estática, são consideradas constantes as características físicas dos materiais, onde são exercidas forças que originam o desenvolvimento do estado de degradação das seções transversais dos elementos e da estrutura até ser atingido o estado limite considerado, o qual pode ser o colapso local ou global da estrutura.

A análise estática não linear também designada de Pushover, possibilita o cálculo expedito da ductilidade, definindo estádios de deformação relacionados com os danos verificados nos elementos estruturais, e assim definir bases de cálculo para metodologias baseadas em deslocamentos. Os deslocamentos observados ao longo da análise permitem determinar o comportamento final da estrutura quando é sujeita a uma ação sísmica, sendo possível definir o desempenho da estrutura a partir da ação

e da deformação. Esta análise permite obter uma curva de capacidade sendo determinada pela aplicação contínua e crescente de um determinado carregamento sobre a estrutura e em cada passo é feita uma atualização do seu estado de deformação de cada seção.

2.6.1.4. Análise dinâmica não linear

A análise dinâmica não linear assemelha-se à integração direta da análise dinâmica linear, com a exceção da consideração do comportamento não linear dos materiais da estrutura. Em relação às análises estáticas não lineares, esta análise possibilita a utilização direta de modelos hysteréticos e da ação sísmica através de acelerogramas.

As dificuldades associadas a este tipo de análise consistem na consideração de modelos realistas para os diversos elementos estruturais e os seus resultados são muito sensíveis a modificações na sua modelação. Outro problema consiste também na quantidade de dados e a forma da apresentação de resultados os quais envolvem uma grande capacidade de análise e podem originar dificuldades na sua interpretação. Apesar deste condicionalismo, este tipo de análise é considerada a mais exata em comparação com os outros métodos existentes.

3 COMPORTAMENTO MATERIAL

3.1. INTRODUÇÃO

Após terem sido apresentadas no capítulo anterior as principais características estruturais de pontes e suas patologias, assim como as características gerais do comportamento sísmico de pontes e as metodologias de avaliação sísmica, segue-se, neste capítulo, a caracterização dos modelos de comportamento dos materiais com vista à identificação dos fenómenos que condicionam e regulam o comportamento estrutural perante a ação dos sismos.

Durante as ações sísmicas, o betão armado das pontes fica submetido a cargas cíclicas e alternadas, sendo por isso essencial numa primeira abordagem analisar isoladamente o comportamento dos materiais constituintes. No capítulo seguinte será caracterizada a atuação conjunta que define o comportamento global das estruturas aos sismos.

Serão assim, apresentadas as características das leis de comportamento dos materiais aço e betão individualmente, tanto para carregamento monotónico como para carregamento cíclico, sendo também abordado a influência do confinamento nas características de resistência e ductilidade do betão armado.

3.2. COMPORTAMENTO DO BETÃO

3.2.1. CARREGAMENTO MONOTÓNICO

O betão quando sujeito a um carregamento monotónico em compressão de intensidade crescente atravessa diferentes fases no seu comportamento, correspondendo a diferentes níveis de danos, os quais vão desde a microfissuração até à rotura.

Através de um diagrama de tensões – extensões do betão em compressão, é possível relacionar as tensões normais com as respetivas extensões para deformações axiais crescentes, como se pode observar na Fig. 3.1.

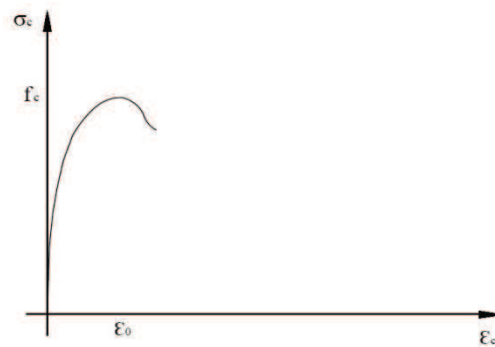


Fig. 3.1 – Diagrama tensões-extensões do betão para carregamento monotónico.

Verifica-se numa primeira fase uma zona linear até cerca metade da tensão máxima, em seguida o comportamento é não linear devido à diminuição de rigidez que está associada ao aparecimento da microfissuração. Esta curva pode ser traduzida por uma parábola do segundo grau. A zona de tensão máxima da curva tensão-extensão é evidenciada pelo pico, a que corresponde um valor de extensão ϵ_0 , tomando valores de cerca de 0,2% para betões correntes. Após ter sido atingido o pico máximo de tensão de compressão, o betão continua a resistir a tensões de compressão, embora com declive negativo o qual para extensões crescentes se observa uma acentuável diminuição das tensões até se verificar a extensão última.

Para ter em consideração o efeito do confinamento e o comportamento cíclico do betão existem vários modelos disponíveis, sendo descrito nos pontos seguintes dois dos modelos mais utilizados em análises numéricas.

3.2.2. MODELO - KENT E PARK

O comportamento do betão depende muito do efeito de confinamento, adquirido pela introdução da armadura transversal, pois influencia as características de resistência e ductilidade. O confinamento possibilita reduzir a extensão lateral do betão de modo a que este não se desagregue. Este efeito permite conferir um aumento de tensão máxima e correspondente extensão, contribuindo assim para a melhoria da ductilidade fazendo com que a inclinação do tramo diminua após ser atingido o pico máximo e possibilita manter uma tensão residual para grandes extensões.

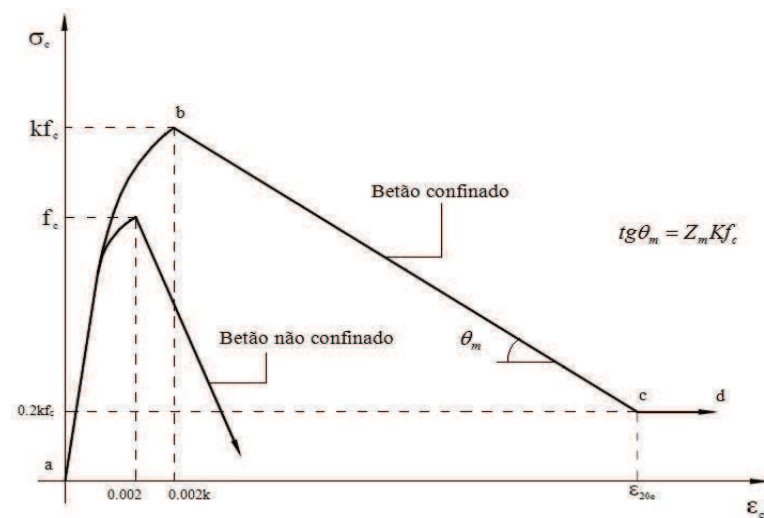


Fig. 3.2 – Comportamento do betão com e sem confinamento. [4]

O modelo representado na Fig. 3.2, proposto por Kent e Park [14], traduz o confinamento do betão, através da introdução de um fator K e Z_m . O fator K corresponde ao aumento da resistência à compressão do betão cintado e da extensão a que essa resistência é atingida e o fator Z_m está relacionado com a diminuição da inclinação do tramo descendente, desse modo, é considerado a melhoria introduzida pelas características de ductilidade do betão cintado. Este modelo considerado para a análise de estruturas de betão confinado foi desenvolvido por Priestley e Park [15], em que a envolvente é representada pela relação tensão-extensão sob cargas monotónicas, e na qual é possível distinguir 3 zonas descritas pelas seguintes expressões:

Zona a-b ($\varepsilon_c < 0.002k$)

$$\sigma_c = kf_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{0.002k} - \left(\frac{\varepsilon_c}{0.002k} \right)^2 \right] \quad (3.1)$$

Zona b-c ($0.002k \leq \varepsilon_c < \varepsilon_{20c}$)

$$\sigma_c = kf_c [1 - Z_m(\varepsilon_c - 0.002k)] \quad (3.2)$$

Zona c-d ($\varepsilon_c \geq \varepsilon_{20c}$)

$$\sigma_c = 0.2kf_c \quad (3.3)$$

Sendo,

$$k = 1 + \frac{\rho_v f_{syt}}{f_c} \quad (3.4)$$

$$Z_m = \frac{0.5}{\frac{3 + 0.29f_c}{145f_c - 1000} + \frac{3}{4} \rho_v \sqrt{\frac{h'_c}{s}} - 0.002k} \quad (3.5)$$

Sendo:

σ_c - tensão normal no betão confinado (MPa);

ε_c - extensão longitudinal do betão;

ε_{20c} - extensão correspondente a 20% da tensão máxima na região B-C;

f_c - resistência à compressão do betão não confinado (MPa);

f_{syt} - tensão de cedência da armadura transversal (MPa);

ρ_v - razão entre o volume de armadura transversal e o volume de betão cintado, calculado este em relação à face exterior das cintas;

h' - largura do núcleo cintado (medida também à face exterior das cintas);

s - espaçamento da armadura transversal.

Para caracterizar o comportamento cíclico do betão considerando a degradação de rigidez devido às cargas e descargas, é ilustrado na Fig. 3.3 o modelo de Thompson e Park [16]. Este modelo serve de base para a formulação do comportamento cíclico do betão no programa de cálculo “automático” PNL e que será utilizado no presente estudo de avaliação da segurança sísmica de um conjunto de quatro viadutos desenvolvido neste trabalho.

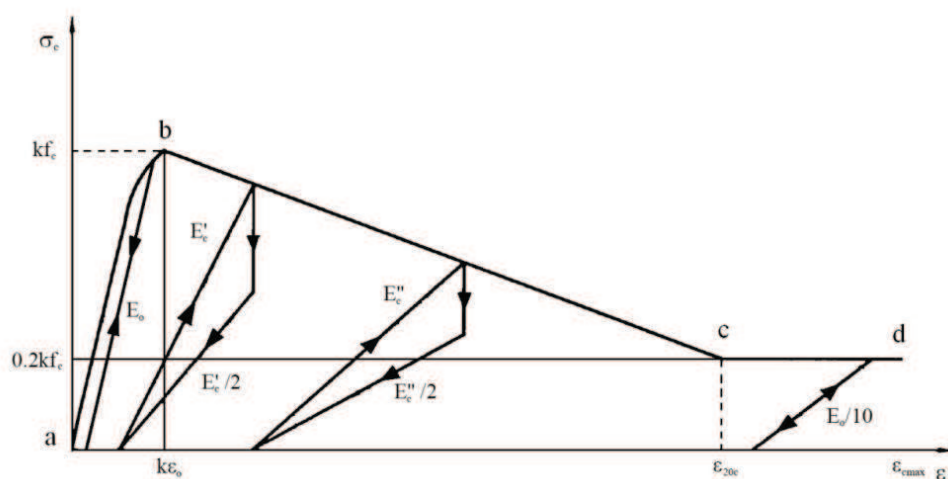


Fig. 3.3 – Regras de comportamento do betão confinado sob ações cíclicas. (adaptado de [17])

Neste modelo são propostas 3 zonas do diagrama distintas, com ramos lineares de carga e descarga.

Zona a-b - Em descargas com extensões inferiores à extensão correspondente à tensão máxima, a inclinação do ramo de descarga é linear e corresponde ao módulo de elasticidade tangente na origem. A recarga segue a mesma trajetória que a descarga, não existindo histerese nesta zona;

Zona b-c - Em descargas onde a extensão se situa entre $k\epsilon_0$ e ϵ_{20c} são admitidas 2 fases: na primeira fase existe a redução de 50 % da tensão, a extensão constante, seguindo-se um tramo com inclinação $E'_c/2$. A recarga segue um ramo linear com inclinação E'_c , sendo estes valores dos módulos de elasticidade menores à medida que a extensão aumenta e obtidos pela seguinte expressão:

$$E'_c = E_0 \left(0.8 - 0.7 \frac{\varepsilon_c - k\varepsilon_0}{\varepsilon_{20c} - k\varepsilon_0} \right) \quad (3.6)$$

Zona c-d – Para descargas com extensões superiores a ε_{20c} o ramo segue uma trajetória linear de inclinação $E_0 / 10$, independentemente da extensão a que se inicia a descarga, sendo a recarga efetuada pelo mesmo tramo.

3.2.3. MODELO - MANDER

O modelo serve de base para a formulação do comportamento cíclico do betão armado considerado no programa Seismostruct, desenvolvido por Stelios Antoniou e Rui Pinho (www.seissoft.com) [17], e que será também utilizado no presente trabalho para analisar a segurança sísmica de um conjunto de quatro viadutos. Este é um modelo não linear uniaxial em que se considera um confinamento constante, traduzido por uma lei inicialmente proposta por Madas [18], que para carregamentos monotonicos segue uma relação proposta por Mander *et al.* [19] e para o comportamento cíclico segue as regras propostas por Martinez-Rueda e Elnashai [20], Fig. 3.4.

Os efeitos do confinamento associados às armaduras de esforço transversal estão incorporados no modelo proposto por Mander *et al.* [19], onde é considerada uma tensão de confinamento constante durante todo o percurso no domínio das tensões-deformações do betão. Este é um modelo que tem em consideração o aumento da degradação da resistência e rigidez ao comportamento cíclico, garantindo de uma forma mais eficiente a convergência.

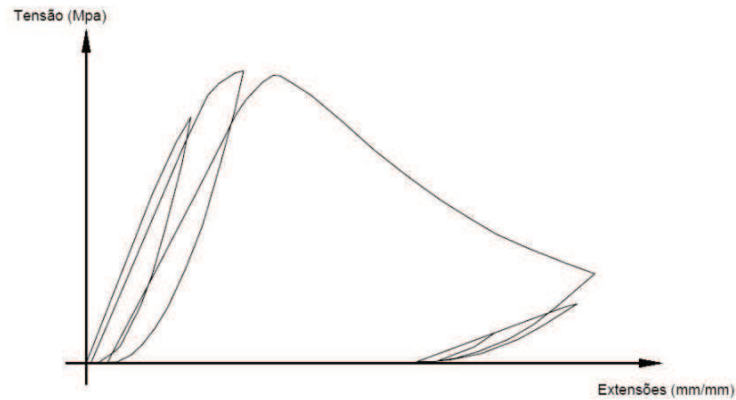


Fig. 3.4 – Lei constitutiva do betão proposta por Mander (adaptado [17])

As características mecânicas do material adotado no programa de cálculo Seismostruct são definidas segundo cinco parâmetros. O parâmetro referente à tensão resistente à compressão, f_c , varia normalmente entre 15 e 45 MPa. O parâmetro referente à tensão resistente à tração, f_t , é um parâmetro que é geralmente estimado a partir da expressão (3.6), onde k_t varia entre 0.5 e 0.75.

$$f_t = k_t \sqrt{f_c} \quad (3.7)$$

O parâmetro que define a extensão na tensão máxima, ϵ_c , representa a deformação correspondente ao pico de tensão de compressão no betão não confinado, f_c . Este valor está compreendido entre 0.0020 e 0.0022, tendo sido utilizado neste trabalho o valor de 0.002.

O parâmetro k_c representa o fator de confinamento constante, que é definido como a relação entre a tensão de compressão do betão confinado, $f_{c,c}$, e a tensão de compressão do betão não confinado, f_c , sendo usado para aumentar a relação tensão-deformação do betão, em toda a gama possível de deformações:

$$k_c = \frac{f_{c,c}}{f_c} \quad (3.8)$$

Este valor pode tomar diversos valores para vários modelos de confinamento propostos, no entanto é recomendado o uso do modelo proposto por Mander *et al.* [19]. Este valor varia geralmente entre 1.0 e 1.3 em elementos de betão armado.

3.3. COMPORTAMENTO DO AÇO

3.3.1. CARREGAMENTO MONOTÓNICO

Para carregamentos monotónicos o comportamento do aço apresenta inicialmente uma região linear elástica onde é válida a lei de Hooke, sendo possível assim definir o módulo de elasticidade nesta zona inicial. A segunda região é caracterizada pela cedência do aço, em que a tensão se mantém constante para incrementos de extensão. Na parte final o aço apresenta um aumento da tensão devido ao endurecimento deste, até ser atingido o pico de tensão, verifica-se a partir desse pico um decréscimo da tensão até se chegar à rotura.

O diagrama de tensão-extensão do aço, ilustrado na Fig. 3.5, é obtido através de um carregamento imposto contínuo de deslocamentos, em ensaios de tração. Adotou-se, neste trabalho, o comportamento do aço descrito por uma curva bilinear composta por uma reta inicial até ser atingido a tensão de cedência f_{sy} , sendo este troço linear e elástico com módulo de elasticidade E_s , e um segundo troço definido por uma reta com declive E_{sl} , representado pela rigidez do endurecimento. O coeficiente de endurecimento é obtido através da relação E_{sl} e E_s .

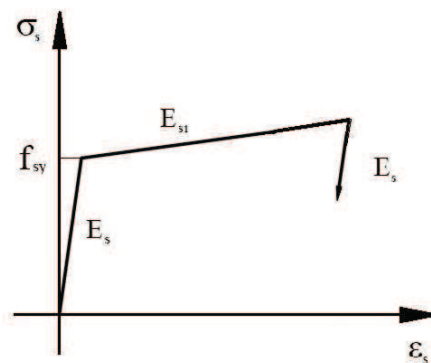


Fig. 3.5 – Diagrama tensões-extensões do aço para carregamento monotónico. (adaptado de [4])

3.3.2. CARREGAMENTOS CÍCLICOS

Quando o aço é sujeito a carregamentos cíclicos e alternados sofre alterações nas suas características de resistência e rigidez, originadas pelas inversões de sentido do carregamento. O aço apresenta por isso um comportamento histerético associado à dissipação de energia elástica localizada, devido à degradação de rigidez.

Para carregamentos cíclicos o modelo do comportamento do aço adotado no presente trabalho foi o de Giuffré-Menegotto-Pinto. Este modelo foi desenvolvido originalmente por Giuffré-Pinto e mais tarde aplicado por Menegotto-Pinto [21], no qual o comportamento cíclico do aço é definido através de troços curvos que se desenvolvem assintoticamente a duas retas com declive E_1 , sendo baseadas no troço elástico do diagrama monotónico, e a outras duas retas de declive E_2 , relacionadas com a rigidez de endurecimento (Fig.3.6).

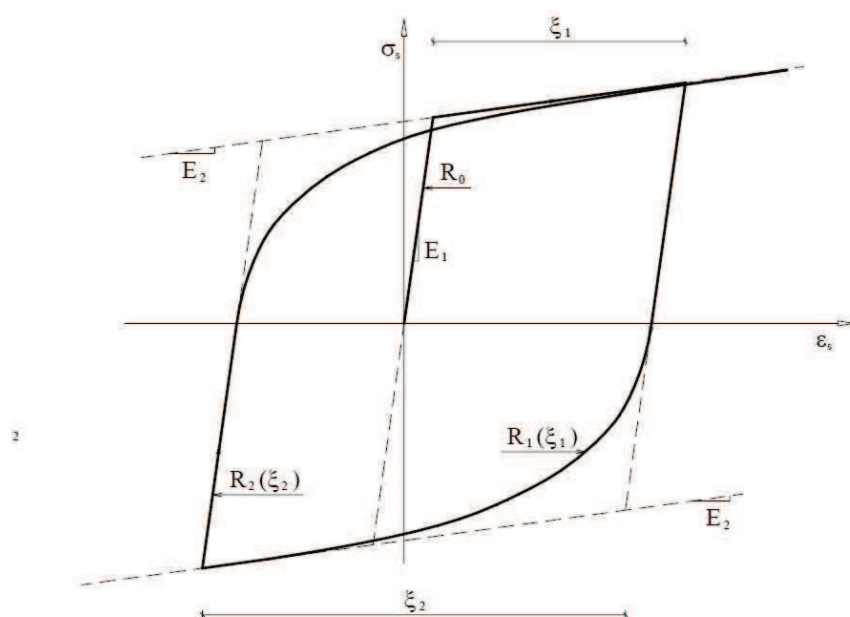


Fig. 3.6 – Diagrama tensões-extensões do aço para carregamento cíclico. (Adaptado de [4])

O aço apresenta um comportamento histerético devido essencialmente à dissipação de energia localizada nas fases de descarga e recarga, por causa da degradação de rigidez, o qual é denominado por efeito de bauschinger. Este ocorre após a armadura tracionada ter atingido o troço de endurecimento e imediatamente depois de se dar uma alternância de carga, apresentando um comportamento não linear do aço para valores consideravelmente inferiores ao valor inicial da tensão de cedência. Este efeito pode ser traduzido pelo parâmetro R , que descreve a curva de transição do troço elástico para o troço de endurecimento após ocorrer o primeiro ciclo, e é definido pela equação (3.9).

$$R = R_0 - \frac{a_1 \zeta}{a_2 + \zeta} \quad (3.9)$$

O parâmetro ζ define o valor absoluto da deformação plástica da incursão anterior e R_0 o valor de R durante o primeiro carregamento. Os parâmetros a_1 , a_2 e R_0 traduzem propriedades dos materiais, e consideram-se os valores sugeridos por Menegotto e Pinto [21] de: $a_1 = 18.5$, $a_2 = 0.15$ e $R_0 = 20.0$.

4 MODELAÇÃO ESTRUTURAL E AVALIAÇÃO SÍSMICA

4.1. INTRODUÇÃO

No capítulo anterior foram abordados os modelos que caracterizam o comportamento monotónico e cíclico dos materiais aço e betão. Procede-se agora no âmbito deste quarto capítulo, à definição do seu comportamento conjunto, e ao estudo de metodologias utilizadas para a modelação estrutural de pontes em betão armado. Pretende-se também abordar neste capítulo modelos numéricos que representam o comportamento estrutural quando sujeitos às ações sísmicas, assim como um procedimento probabilístico de avaliação da segurança sísmica de pontes.

As pontes são estruturas de grandes dimensões, sujeitas a um conjunto de esforços de elevada intensidade e apresentam geralmente uma configuração estrutural simples e com uma redundância reduzida. As metodologias de análise sísmica utilizadas são geralmente complexas pois envolvem a consideração do comportamento dinâmico e não linear da estrutura tridimensional, fazendo com que os tempos de cálculo sejam consideravelmente maiores, dificultando a obtenção de resultados de resposta, em especial quando é necessário um elevado número de análises. A utilização de um modelo mais simples que possibilite reduzir o número de graus de liberdade e facilite a obtenção de resultados da resposta sísmica ainda assim com exatidão das análises mais complexas, possibilita a avaliação da segurança de estruturas de um modo mais rápido e no entanto suficientemente fiável.

4.2. MODELOS DE ANÁLISE NUMÉRICA

Os elementos estruturais que representam o tabuleiro da ponte, não apresentam habitualmente esforços assinaláveis quando comparados com os dos pilares sendo por isso o seu funcionamento considerado elástico. No entanto, os pilares perante um carregamento monotónico atravessam diversas fases de comportamento, e quando sujeitos a carregamentos cíclicos e alternados desenvolvem-se diversos fenómenos que provocam a alteração da capacidade resistente da seção e que controlam a dissipação de energia histerética.

Deste modo, para caracterizar o comportamento dos elementos estruturais de betão armado serão abordadas duas filosofias de modelação analítica do comportamento não linear de estruturas quando sujeitas a ações sísmicas: a idealização da plasticidade distribuída e a caracterização da plasticidade concentrada.

Assim, para ser caracterizado o comportamento de elementos de betão armado de um modo realista são apresentadas duas modelações que serão objeto de estudo neste trabalho; o modelo de fibras, onde é considerada a distribuição da não linearidade ao longo do elemento, e o modelo de rótulas plásticas, onde se concentram os efeitos não lineares dos elementos estruturais.

4.2.1. MODELO DE FIBRAS

Este modelo caracteriza o comportamento estrutural de elementos de betão armado descritizando por elementos o betão (confinado e não confinado) e o aço. O comportamento não linear é distribuído ao longo do elemento e da área da seção transversal, pelo que a determinação do comprimento da rótula plástica não é considerada para a análise, pois a distribuição das curvaturas é realizada ao longo do desenvolvimento do elemento estrutural e é definida através da interpolação cúbica a partir dos pontos de Gauss de cada elemento [10]. O estado de tensão-extensão das seções dos elementos é obtido integrando a resposta não linear de cada uma das fibras constituintes da seção do elemento estrutural na qual foi dividida. Para a integração das equações da formulação cúbica que definem a resposta, são necessários dois pontos de gauss por cada elemento.

Este tipo de modelação numérica baseada em elementos finitos divide a estrutura em elementos de barra 3D, onde são subdivididos em fibras longitudinais, como ilustra a Fig. 4.1. As fibras constituem uma malha transversal ao nível das suas secções transversais, e não existe interações de forças entre as fibras, ou seja, cada fibra representa a força correspondente à posição da malha que define a secção transversal.

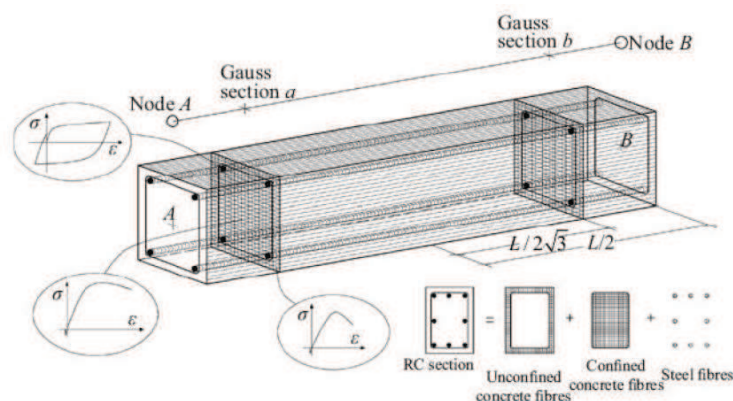


Fig. 4.1 – Discretização do elemento estrutural tipo de betão armado. [22]

Este tipo de modelação da não-linearidade distribuída permite realizar uma análise com maior detalhe e realismo às características mecânicas dos elementos estruturais de betão armado, sendo apenas necessário fornecer as características dos materiais e os dados geométricos da estrutura para a realização da análise. A propagação da não linearidade pela secção transversal do elemento e pelo seu desenvolvimento longitudinal, possibilita um maior rigor na determinação do dano estrutural [22].

As análises não lineares realizadas neste trabalho têm por base modelos de plasticidade distribuída, tendo sido utilizado para o efeito o programa de cálculo automático Seismostruct (adiante referido também por SS). Este programa utiliza o modelo de fibras tridimensional baseado em elementos finitos, capaz de prever o comportamento de uma estrutura tridimensional sujeita a carregamentos estáticos ou dinâmicos, tendo em consideração a não linearidade geométrica da estrutura e o comportamento fisicamente não linear dos materiais [23]. O modelo numérico permite o estudo analítico preciso de diferentes tipos de estruturas, como edifícios, pontes, ou instalações industriais, sujeitas aos efeitos da ação sísmica.

A principal característica deste programa consiste na capacidade de considerar a distribuição da plasticidade ao longo do comprimento dos elementos e da sua secção, sendo esta modelada explicitamente, permitindo uma estimativa bastante precisa da

distribuição de dano ao longo da estrutura e permite também a determinação precisa da resposta não linear da estrutura e da carga de colapso de qualquer elemento estrutural.

4.2.2. MODELO DE RÓTULAS PLÁSTICAS

As principais zonas de dissipação de energia em pontes são, como já mencionadas, as extremidades dos pilares. Quando as estruturas são sujeitas a ações sísmicas de grande intensidade é frequente a formação de deformações plásticas concentradas nas extremidades desses elementos estruturais. Nessas zonas, os esforços excedem o limite de capacidade elástica e originam a formação de rótulas plásticas, influenciando o comportamento da estrutura, verificando-se nessas zonas fenómenos de comportamento não linear, e geralmente desenvolvem-se numa extensão de comprimento igual à altura útil da seção do pilar.

Os elementos de barra planos considerados neste modelo são constituídos pela associação em série de três subelementos, por forma a simular o comportamento não linear dos elementos estruturais sujeitos a carregamentos cíclicos, originando concentrações de incursões plásticas nas extremidades desse elementos. Na zona central, localiza-se um subelemento com comportamento elástico e nas zonas extremas encontram-se dois subelementos com comportamento inelástico, nos quais se situa a formação das rótulas plásticas.

O modelo de fibras ao nível das seções, desenvolvido por Vaz C. [6], baseia-se nos modelos de tensões-extensões do comportamento dos materiais referidos nos pontos anteriores e permite definir a curva-base do comportamento em flexão das seções de betão armado. De acordo com este modelo os elementos estruturais de betão armado são discretizados segundo o seu eixo longitudinal em seções em filamentos com comportamento uniaxial segundo a direção longitudinal, sendo desprezados os efeitos do esforço transversal. Admite-se que as seções se mantêm planas após a deformação, permitindo desse modo determinar as extensões axiais em cada filamento da seção em função da extensão axial média e das curvaturas e, uma vez obtidas as extensões para cada filamento, as tensões respetivas através das relações tensões-extensões.

Através do modelo de fibras ao nível das seções é possível obter uma lei ajustada constituída por três tramos lineares, ou seja, uma lei trilinear. Esta lei é definida através da rigidez de cada tramo, sendo apresentadas cada uma por uma determinada inclinação e por dois pontos que representam as mudanças de rigidez, e são a base da definição do comportamento cíclico de uma seção de betão armado [4].

O modelo de rótulas plásticas utilizado para simular o comportamento não linear dos elementos estruturais de betão armado quando sujeito a ação sísmica, é baseado no modelo de Takeda, implementado por Costa e Costa no programa PNL [24], modelo que mais tarde foi complementado com algumas particularidades por Varum [25]. Apresentam-se de seguida as principais regras do comportamento do modelo que traduz o comportamento hysterético.

Nos elementos de betão armado quando sujeitos a carregamentos cíclicos e alternados verificam-se alterações de resistência das seções, salientando-se a diminuição de rigidez, a diminuição da resistência e o efeito de “pinching” ou aperto. A estes fatores estão associados parâmetros usualmente designados respetivamente de α , γ e β .

A degradação de rigidez é causada pela fendilhação do betão, na ocorrência de descarga ou recarga, contribuindo assim para a redução da inclinação do diagrama esforço-deformação. Com o aumento da fendilhação da seção, atinge-se progressivamente maiores deformações para o mesmo nível de esforço. A degradação está dependente do número de ciclos acumulados, sendo que o momento máximo mobilizado diminui em função da degradação acumulada da seção.

Segundo o autor, o modelo considera a relação momento-curvatura como bilinear sem degradação de rigidez e resistência até a curvatura máxima absoluta não atingir, em cada passo, a curvatura de cedência, ρ_y . Quando a curvatura máxima, ρ_{max} , ultrapassa ρ_y e ao ocorrer a inversão do sentido do carregamento observa-se uma degradação de rigidez nesse troço de descarga, como se pode observar na Fig. 4.2.

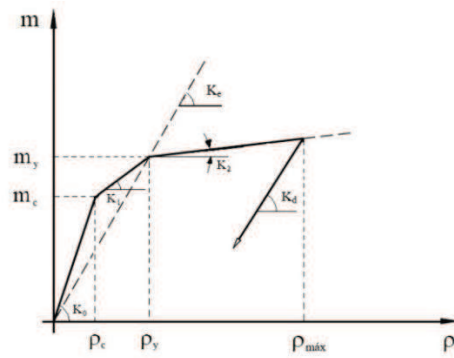


Fig. 4.2 – Parâmetro de identificação da lei base trilinear para um sentido genérico. (Adaptado [4])

Verifica-se também uma degradação de rigidez na ocorrência da recarga, que corresponde a uma inversão do sinal do momento sendo função do momento máximo, m_{max} , e da curvatura máxima ρ_{max} atingida no ciclo anterior.

O efeito de aperto, designado também de efeito “pinching”, pode ser traduzido por uma diminuição da rigidez na recarga devido à compressão da armadura após ter entrado em cedência por tração, considera-se no início de cada recarga um valor de rigidez inferior, até ser atingido a reta definida pela origem das coordenadas e o ponto com curvatura máxima do ciclo anterior.

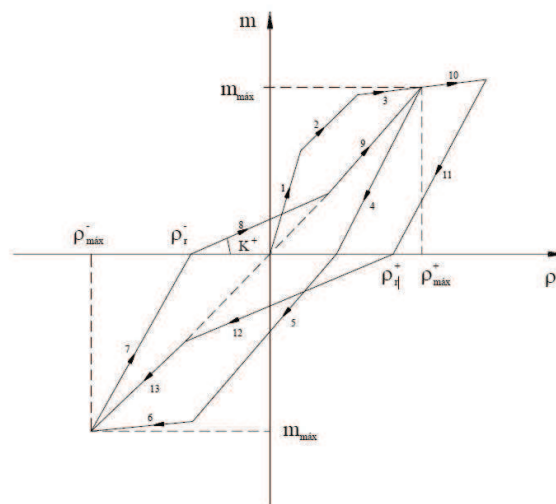


Fig. 4.3 – Efeito de “pinching”. (Adaptado [4])

Quando se verifica a recarga, para além da ocorrência da degradação de rigidez, pode também haver uma degradação de resistência, desse modo o ramo de descarga K_r passa a ser definido pela mesma curvatura máxima mas com um momento inferior ao atingido anteriormente.

4.3. TIPOS DE MODELAÇÃO ESTRUTURAL DE PONTES

Para analisar a resposta estrutural de pontes, quando sujeitas a ações horizontais, é necessário utilizar modelos de cálculo que considerem de um modo bastante realista o comportamento dos materiais e dos vários elementos estruturais, como o tabuleiro, os pilares, os apoios e as ligações entre elementos. Dada a simplicidade estrutural que caracteriza uma ponte, esta pode ser descrita em termos genéricos como conjunto de pilares que estão ligados nas suas extremidades ao tabuleiro, podendo ser visto assim como uma viga.

Na análise estrutural de pontes sob ações horizontais, é fundamental que o modelo utilizado caracterize adequadamente a interação entre os diversos elementos que as constituem, permitindo assim uma reprodução da resposta estrutural com elevado grau de fiabilidade.

As metodologias de modelação e análise geralmente utilizadas apresentam alguma complexidade, como a incorporação do comportamento tridimensional da estrutura para simular a complexidade dos esforços instalados assim como a análise nas diversas direções de atuação das solicitações. Estas metodologias podem ser muito morosas, dificultando normalmente a avaliação quando é necessário efetuar um grande número de análises considerando o comportamento dinâmico e não linear da estrutura.

Serão assim, descritas nos pontos seguintes duas modelações abordadas neste trabalho para análise dos viadutos.

4.3.1. MODELAÇÃO TRIDIMENSIONAL

Para a determinação da resposta sísmica de pontes quando solicitados por ações sísmicas na direção perpendicular ao tabuleiro, é possível a sua análise através de uma modelação tridimensional. No presente trabalho foi utilizado um modelo de fibras 3D [20], que utiliza uma modelação estrutural tridimensional baseada em elementos finitos.

4.3.2. MODELAÇÃO PLANA

A modelação de pontes através de modelos planos, que foi utilizada na análise efetuada com o programa PNL, constitui uma forma simples e eficiente de caracterizar o comportamento tridimensional, através de um modelo bidimensional em que se mantenham as características essenciais do seu comportamento sujeito a ações horizontais, ou seja, é possível criar um modelo estrutural simplificado que simule numa análise plana o comportamento tridimensional da ponte [4].

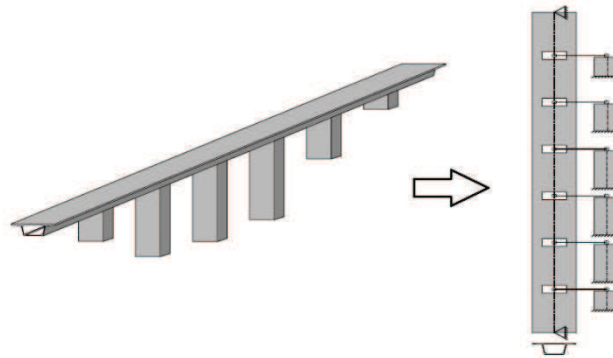


Fig. 4.4 – Esquema da modelação estrutural com modelo plano. [4]

A ligação entre o tabuleiro e os pilares é efetuada através da utilização de barras fictícias que permitem modelar as características de ligação. As barras fictícias são consideradas com elevada rigidez axial e reduzida inércia à flexão permitindo deste modo simular a real articulação entre o tabuleiro e os pilares. A maior desvantagem da utilização deste tipo de modelação consiste na não consideração da rigidez torsional do tabuleiro, no entanto este efeito poderá ser considerado desprezável na generalidade dos casos, pois praticamente não influencia os resultados finais. A utilização desta modelação possibilita um cálculo rápido e simples, e permite formular os problemas com um número relativamente pequeno de graus de liberdade, quando comparado com as modelações tridimensionais e no entanto apresenta um excelente grau de realismo.

4.3.3. ALGORITMO DE ANÁLISE ESTRUTURAL

De modo a determinar a resposta sísmica utilizou-se o programa de cálculo automático Seismostruct [17], o qual possibilita a análise dinâmica de estruturas reticuladas com comportamento não linear.

As análises efetuadas no Seismostruct são tratadas como potenciais não lineares, sendo necessário a utilização de um procedimento iterativo incremental, onde são aplicados incrementos de cargas pré-definidos, equilibrados através de um procedimento iterativo [22]. Neste ponto apresenta-se de um modo sintético os aspetos mais importantes do algoritmo de análise estrutural presente no programa.

4.3.3.1. Algoritmo iterativo incremental

O algoritmo da solução é bastante flexível uma vez que permite a utilização dos procedimentos Newton-Raphson, Newton-Raphson modificado e o procedimento híbrido entre estes dois. É utilizada a mistura dos dois procedimentos, sendo a matriz de rigidez atualizada apenas nas primeiras iterações a cada incremento de carga, originando normalmente melhores resultados.

Este procedimento iterativo apresenta uma metodologia igual à utilizada nas análises não lineares convencionais, onde são calculadas as forças internas associadas a um incremento nos deslocamentos e é avaliada a convergência. Sempre que a convergência não é atingida, são aplicadas à estrutura forças exteriores e é imposto um novo incremento nos deslocamentos. Este procedimento continua até ser atingida a convergência, ou seja quando é atingido o número máximo de interações especificadas pelo utilizador.

4.3.3.2. Ajuste automático do passo de integração

Em cada incremento, são efetuadas um grande número de iterações até ser obtida a convergência. Se esta convergência não é atingida no intervalo especificado para o número de interações definido, o passo de integração ou o incremento de carga é reduzido e a análise é reiniciada a partir do último ponto de equilíbrio do último passo de integração ou incremento de carga.

Após a conclusão do passo de integração, é determinado um indicador do nível de convergência caracterizado como sendo o máximo das relações entre os fatores de convergência e as forças e deslocamentos obtidos e os pretendidos. Nesse momento é considerado um fator de redução específico de acordo com a distância onde a análise ficou para atingir a convergência no cálculo do passo seguinte de integração. O produto entre este fator e o passo de integração resulta no passo de integração reduzido que será necessário para o incremento seguinte.

De modo a evitar que as análises que não atingem a convergência continuem a correr indefinidamente, é permitido ao utilizador definir um parâmetro relativo ao passo de integração, para que a mesma termine quando esse valor seja atingido. Assim, para minimizar o tempo de cálculo, é necessário que uma vez atingida a convergência, o incremento do passo de integração seja restituído ao seu valor inicial.

4.3.3.3. Critério de convergência

O Seismostruct utiliza quatro tipos de metodologias diferentes para o cálculo da convergência da solução no final de cada iteração, as quais se baseiam em dois critérios distintos: deslocamentos/rotações e forças/momentos. Na análise efetuada no presente trabalho foi utilizado o método pré-definido pelo programa, o método de deslocamentos/rotações.

Este método baseado em deslocamentos/rotações verifica se o deslocamento/rotação atual é inferior ou igual à tolerância especificada, em cada grau de liberdade da estrutura, e permite ao utilizador controlar a precisão ou aproximação pretendida na solução do problema. Na maioria das análises, este controlo é suficiente para garantir uma precisão global na solução final obtida. Como tal, é este o critério de convergência pré-definido no Seismostruct, com uma tolerância nos deslocamentos de 0.1 mm e uma tolerância nas rotações de 10^{-4} rad, o que leva a soluções precisas e estáveis na maioria dos casos. Quando todos os valores de deslocamentos ou rotações que resultam da aplicação do vetor de forças da iteração são menores ou iguais à tolerância para deslocamentos/rotações, pode-se considerar que a solução convergiu.

4.4. AVALIAÇÃO DA VULNERABILIDADE SÍSMICA

A metodologia probabilística de avaliação da segurança sísmica de estruturas, baseada na determinação de funções de vulnerabilidade, sendo mais rigorosa e exata, permite quantificar a sua probabilidade de colapso. O método consiste em estudar a resposta de cada uma das pontes à ação sísmica fazendo uma análise dinâmica não linear com recurso a um programa de cálculo automático e de uma forma rigorosa avaliar a segurança disponível de uma dada estrutura através da quantificação da probabilidade de colapso.

Esta metodologia permite determinar de uma forma mais rigorosa a segurança de estruturas através de uma abordagem probabilística, sendo para isso necessário caracterizar a ação sísmica e as resistências através de métodos estatísticos, onde são considerados os valores médios e os coeficientes de variação, possibilitando desse modo obter as correspondentes funções de densidade de probabilidade.

A obtenção da função de vulnerabilidade da estrutura possibilita a transformação da ação em efeito da ação e a função de distribuição dos valores máximos da resposta sísmica. A probabilidade de ocorrer o colapso da ponte é definida através da convolução desta função com a função de densidade de probabilidade das resistências. Na Fig. 4.5 pode ser observado um esquema simplificado da metodologia.

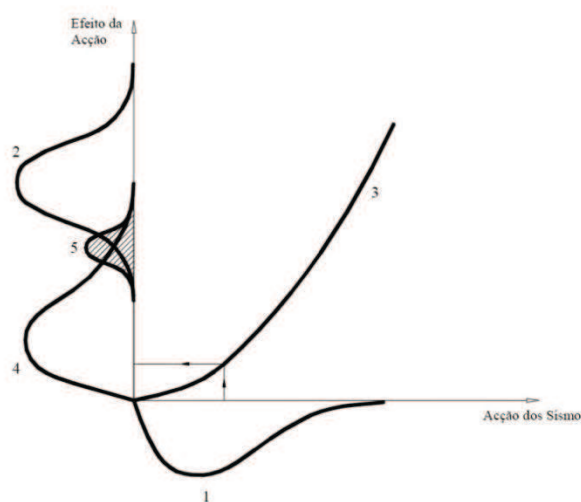


Fig. 4.5 – Representação do processo de avaliação da segurança. [4]

4.4.1. DEFINIÇÃO DA AÇÃO SÍSMICA

A função densidade de probabilidade da ação sísmica é geralmente definida segundo uma função de distribuição de valores extremos, Gumbel tipo I. O parâmetro utilizado para a caracterização da severidade da ação sísmica é a aceleração de pico (a), tendo sido utilizada neste trabalho a função de distribuição representada nas equações (4.1) e (4.2) [26]:

$$f(a) = \alpha \times e^{y-e^y} \quad (4.1)$$

$$y = -\alpha(a-u) \quad (4.2)$$

Sendo para a ação sísmica do tipo I considerado $\alpha = 22.49 \text{ E-3}$ e $u = 87.38$

4.4.2. CARACTERIZAÇÃO ESTATÍSTICA DA RESISTÊNCIA

A resistência de uma estrutura pode ser caracterizada em função do dano ou da ductilidade disponível de uma seção de uma estrutura. Neste trabalho foi utilizado a ductilidade em curvaturas como parâmetro caracterizador da resistência.

A caracterização estatística da resistência das seções dos pilares é considerada através de uma função densidade de probabilidade segundo uma lei Normal, sendo definida segundo a correspondente função densidade de probabilidade (curva 2 da Fig. 4.5).

Os parâmetros necessários para a definição das funções de distribuição das ductilidades, a ductilidade média e o respetivo coeficiente de variação foram considerados a partir do trabalho desenvolvido por Marques *et al.* [28] onde se realizou uma análise de seção em curvatura de cada pilar dos viadutos em estudo.

4.4.3. DETERMINAÇÃO DA FUNÇÃO DE VULNERABILIDADE

A função vulnerabilidade (curva 3 da Fig.4.5) relaciona a ação sísmica e o seu efeito na estrutura, isto é, traduz a severidade que uma dada ação sísmica tem sobre uma seção. A obtenção destas funções de vulnerabilidade, para os viadutos considerados,

é feita a partir de vários pontos da função densidade de probabilidade (curva 1 da Fig. 4.5), determinando a ductilidade exigida aos elementos estruturais para vários graus de intensidade sísmica.

Neste trabalho os pontos da função de vulnerabilidade foram determinados através da média das ductilidades exigidas por intermédio de 5 acelerogramas mediante cada aceleração de pico correspondente ao ponto considerado da função densidade de probabilidade da ação sísmica. Começando por 0.5 a aceleração de pico, e aumentando sucessivamente com intervalos de 0.5 até ao valor máximo considerado de 2.5 a aceleração de pico, foram determinados 5 pontos para cada função, sendo aproximada por uma função polinomial do 2º grau pelo método dos mínimos quadrados.

4.4.4. CARACTERIZAÇÃO ESTATÍSTICA DO EFEITO DA AÇÃO

O efeito da ação sísmica numa seção pode ser obtido através de uma função densidade de probabilidade (curva 4 da Fig. 4.5) que corresponde à distribuição probabilística das ductilidades máximas da seção. Esta lei de probabilidade das ductilidades verificadas nos pilares dos viadutos, é obtida a partir da função de vulnerabilidade, anteriormente definida.

Assim a partir da função densidade de probabilidade da ação sísmica, pode ser obtida a distribuição de extremos das acelerações de pico, onde é efetuada uma transformação da probabilidade da ação $f(a)$ em efeito da ação EA , através da função de vulnerabilidade.

4.4.5. CÁLCULO DA PROBABILIDADE DE RUÍNA

A probabilidade de ruína de uma estrutura define-se pela ocorrência da probabilidade de o efeito da ação ultrapassar o valor da resistência disponível de uma dada seção, ou seja:

$$P_R = P(R - EA < 0) \quad (4.3)$$

Assim, a probabilidade de ocorrência de colapso da estrutura é determinada através da função de distribuição do efeito da ação, F_{EA} , e da função de densidade de probabilidade da resistência, f_R , através de uma função convolução [27], de acordo com a expressão 4.4:

$$P_R = \int_{-\infty}^{+\infty} (1 - F_{EA}) f_R dx \quad (4.4)$$

5 AVALIAÇÃO DA RESPOSTA SÍSMICA DOS VIADUTOS

5.1. INTRODUÇÃO

As pontes de betão armado quando sujeitas aos efeitos de sismos recentes demonstraram um comportamento insatisfatório e muitas não apresentam níveis de segurança adequados podendo mesmo algumas delas apresentar elevado risco de colapso. Assim, torna-se necessário desenvolver e aplicar metodologias de avaliação do comportamento sísmico de pontes que possibilitem de um modo seguro e simples avaliar a vulnerabilidade e averiguar a necessidade de intervenção de reforço com o intuito de restabelecer e aumentar os níveis de segurança sísmica.

No âmbito deste capítulo, pretende-se avaliar a segurança sísmica de um conjunto de viadutos e efetuar um estudo comparativo entre as duas metodologias de avaliação abordadas nos pontos anteriores, o modelo de fibras (Seismostruct) e o modelo de rótulas plásticas (PNL). Para o efeito foi utilizada para a análise o modelo numérico implementado através do programa de cálculo Seismostruct, que utiliza um modelo de fibras tridimensional com não linearidade distribuída.

5.2. DESCRIÇÃO GERAL DOS VIADUTOS

Foram analisados quatro viadutos, com o objetivo abarcar um conjunto diverso e distinto de casos possíveis. Estas estruturas possuem 3 seções de tabuleiro distintas e apresentam as mesmas condições de apoio, apoiadas nos pilares e nos encontros, e outras condições geométricas diferenciadas, como são o número de alinhamentos, o número de pilares por alinhamento, os comprimentos dos pilares e dos vãos [28].

Os viadutos foram designados de V33, V31, V32 e V22, representando o primeiro dígito o número de tramos do tabuleiro e o segundo dígito o número de pilares por alinhamento. (Fig. 5.1)

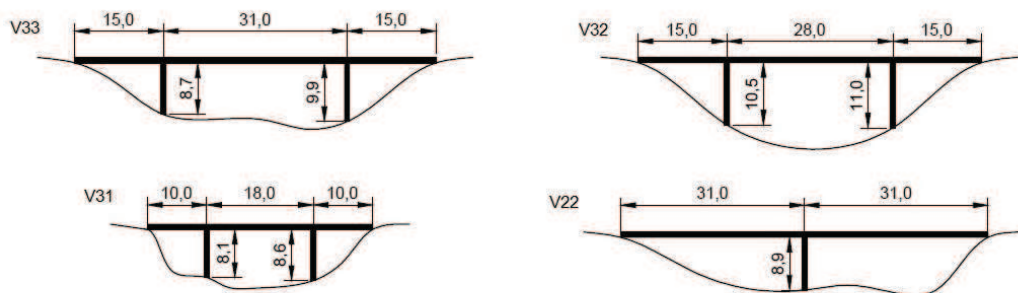


Fig. 5.1 - Configuração das pontes.

Os viadutos V33, V31 e V32 situam-se no IC28, em Ponte da Barca, que corresponde à zona sísmica D, a de menor severidade, e outro viaduto (V22) situa-se na autoestrada do sul A2, Grândola-Aljustrel (zona sísmica B).

5.3. ANÁLISE SÍSMICA

Para a análise sísmica dos viadutos em estudo, foi utilizado o modelo numérico descrito em 4.2.1 deste trabalho. Deste modo, considerou-se uma análise dinâmica não linear do viaduto na direção perpendicular ao eixo do tabuleiro, utilizando a modelação tridimensional com recurso ao programa de cálculo automático Seismostruct.

Os resultados obtidos que importa estudar, centram-se na evolução do deslocamento do topo dos pilares ao longo do tempo e os respetivos diagramas momento-

curvaturas, permitindo com estes últimos avaliar a energia dissipada e a ductilidade máxima exigida, aspetos essenciais para a caracterização da curva de vulnerabilidade dos pilares.

5.3.1. AÇÃO SÍSMICA

Para avaliar o desempenho sísmico dos viadutos recorreu-se a análises dinâmicas não-lineares a partir de um conjunto de cinco acelerogramas artificiais diferentes gerados para a ação sísmica do tipo 1, a partir de uma folha de cálculo de simulação do LNEC, com uma duração de 10 segundos, com tempos de crescimento e decaimento de 2 segundos cada. A aceleração de pico máxima adotada foi o valor proposto pelo EC8 de 270 cm/s^2 e foi considerado um solo tipo B. Os viadutos localizam-se em locais diferente entre si, a maioria situada nas zonas sísmicas B e D, optou-se por uniformizar a análise e adotou-se a zona A, que corresponde à zona de intensidade mais gravosa.

5.3.2. COMPORTAMENTO ESTRUTURAL

As seções transversais dos elementos estruturais foram adaptadas a seções equivalentes de geometria retangular mantendo a inercia à flexão e a área em regime elástico, originando as dimensões indicadas no quadro 5.1.

Quadro 5.1 – Dimensões das seções equivalentes adotadas.

	V33		V31		V32		V22	
Elemento	b (m)	h (m)	b (m)	h (m)	b (m)	h (m)	b (m)	h (m)
Tabuleiro	6.81	1.88	2.50	1.70	4.25	1.04	3.93	1.76
Pilares	1.50	0.60	1.50	0.60	1.50	0.60	1.60	1.30

A análise foi efetuada segundo a direção transversal, e as estruturas foram discretizadas admitindo que a não linearidade se desenvolve ao longo dos pilares. O tabuleiro foi discretizado em um elemento por tramo com comportamento linear e elástico. Os pilares sendo os maiores responsáveis da dissipação de energia da estrutura devido ao seu comportamento histerético durante a ocorrência de

carregamentos cíclicos, foram discretizados em 8 elementos com comportamento não linear distribuído ao longo do seu desenvolvimento.

As ligações ao exterior são realizadas através de encastramentos na base dos pilares, a ligação do pilar ao tabuleiro com continuidade de momentos entre estes e os encontros por apoios fixos com restrição de rotação segundo o eixo do tabuleiro, e considerou-se um amortecimento elástico da estrutura de 2%.

5.3.3. COMPORTAMENTO MATERIAL

O comportamento dos materiais é avaliado através de parâmetros que permitem determinar a resposta dos elementos estruturais, definidos no modelo numérico apresentado no capítulo 3, onde são caracterizadas as resistências do aço, do betão não confinado e do betão confinado. O betão utilizado nos pilares dos viadutos corresponde a um C 25/30, com a exceção no viaduto V22 onde se utilizou o betão C30/37.

Quadro 5.2 – Características do betão não confinado.

Betão não confinado	V33	V31	V32	V22
f_{cm} (MPa)	33	33	33	35
E_{cm} (GPa)	31	31	31	33
ε_0	0.002	0.002	0.002	0.002
k	1.1922	1.1922	1.1922	1.1276

Para o aço, do tipo A400, utilizado em todos os viadutos, foi considerada uma curva bilinear obtida através da tensão de cedência de 400 MPa e um módulo de elasticidade de 200 GPa, e considerou-se um patamar de cedência horizontal devido à inexistência do endurecimento, caracterizado por $\beta = 0$, tal como adotado por Delgado [4]. Para caracterizar o modelo de Menegotto-Pinto foram considerados os seguintes valores: $a_1 = 18.5$ e $a_2 = 0.15$, como descrito em 3.2.2.

O valor do esforço axial é obtido da consideração de todas as cargas permanentes atuantes no tabuleiro, em que o esforço de cada pilar resulta da carga distribuída atuante para a largura de influência de tabuleiro correspondente. Assim os valores considerados de peso volúmico foram de 24 kN/m³ e 17 kN/m³ para o betão e o betuminoso, respetivamente.

5.4. VIADUTO V33

5.4.1. GEOMETRIA

O viaduto é composto por três tramos e dois alinhamentos de pilares (Fig. 5.1). O tabuleiro é composto por um vão central de 31 metros e dois vãos extremos de 15 metros cada. Desta forma, o tabuleiro atinge uma extensão de 61 metros. O tabuleiro está apoiado sobre seis pilares, sendo três por alinhamento, e dois encontros. A altura dos alinhamentos é de 8.7 m e 9.9 m. A ligação entre o tabuleiro e os pilares é efetuada segundo aparelhos de apoio que possibilitam a continuidade de momentos entre estes.

O tabuleiro possui uma área de seção transversal de 14.40 m^2 , e é composto por uma laje de espessura variável onde se encontram, numa determinada extensão longitudinal da estrutura, vazios com formato cilíndrico e três longarinas onde assentam os pilares, conferindo uma maior rigidez, como se ilustra na Fig. 5.2.

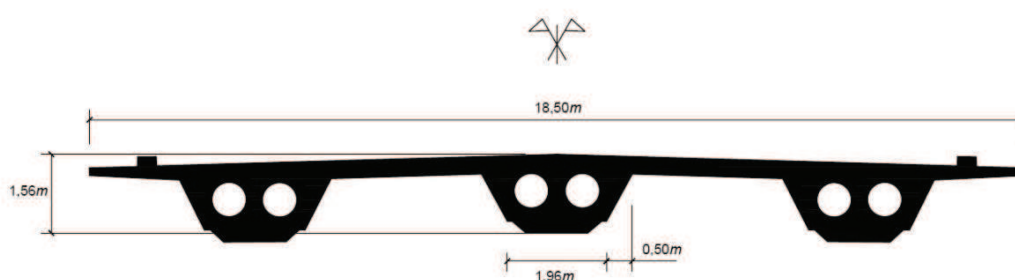


Fig. 5.2 - Seção transversal do tabuleiro do viaduto V33.

5.4.2. SEÇÃO DOS PILARES

Os pilares apresentam todos a mesma seção, com uma forma semelhante a um I, sendo a maior dimensão de 1.5 m, a mínima de 0.7 m de dimensão máxima e 0.86 m^2 de área, como se ilustra na Fig. 5.3. A armadura longitudinal dos pilares encontra-se distribuída uniformemente na seção, num total com 38 varões $\Phi 20$ em todo o perímetro da seção e a armadura transversal é composta de 2 cintas exteriores, com espaçamento de longitudinal de 20 cm, intercaladas com 2 cintas interiores, com espaçamento de longitudinal de 20 cm, ambas estabelecidas através de varões $\Phi 8$. A

área de armadura longitudinal dos pilares é igual a 119.32 cm^2 , o que corresponde a uma percentagem de armadura de 1.39 %.

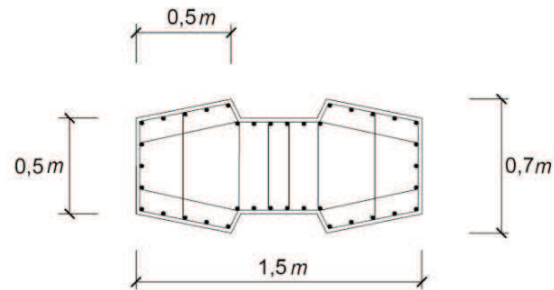
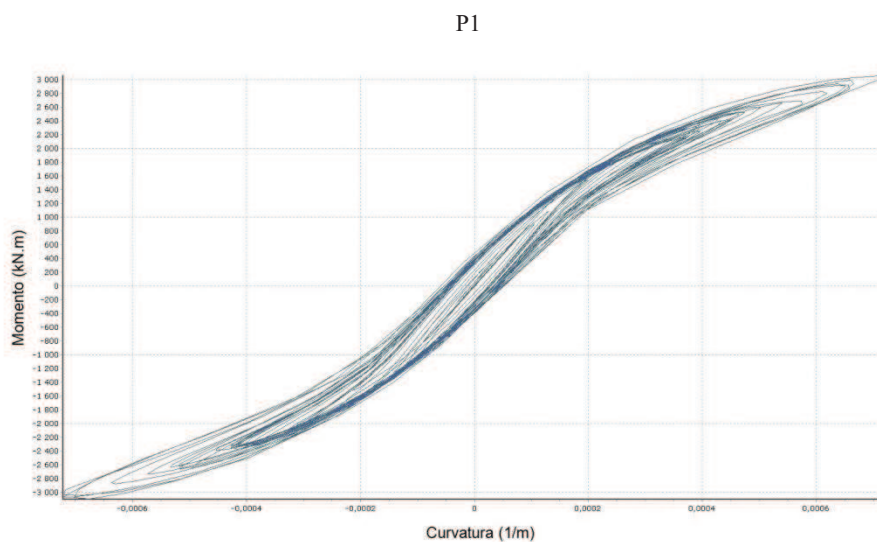


Fig. 5.3 - Seção transversal dos pilares do viaduto V33.

5.4.3. RESULTADOS

A partir do resultado da análise sísmica obtiveram-se as respostas histeréticas momentos-curvaturas para a base de cada pilar, que representam a variação dos momentos com a curvatura, para cada sismo considerado e respetivas intensidades, sendo o objetivo obter a função de vulnerabilidade associada aos respetivos pares de valor aceleração e ductilidade, como se ilustra na Fig. 5.4.



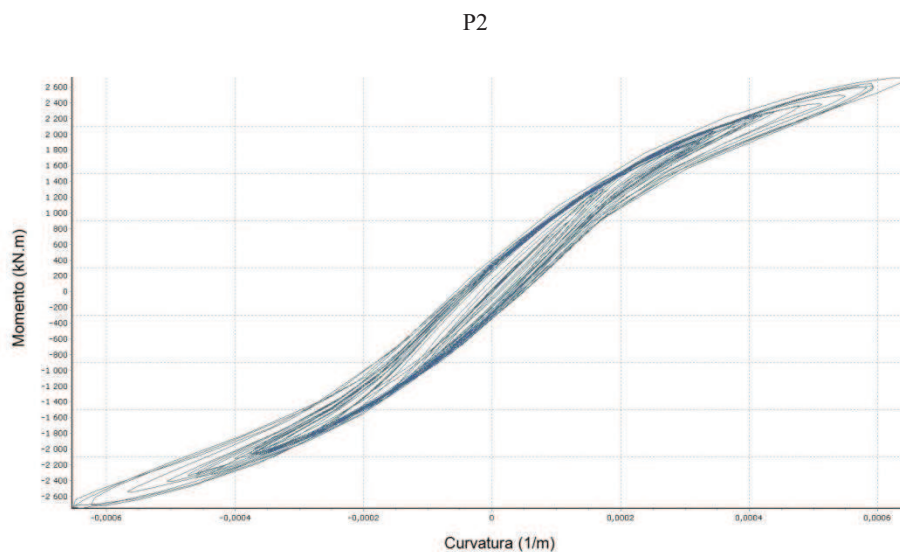
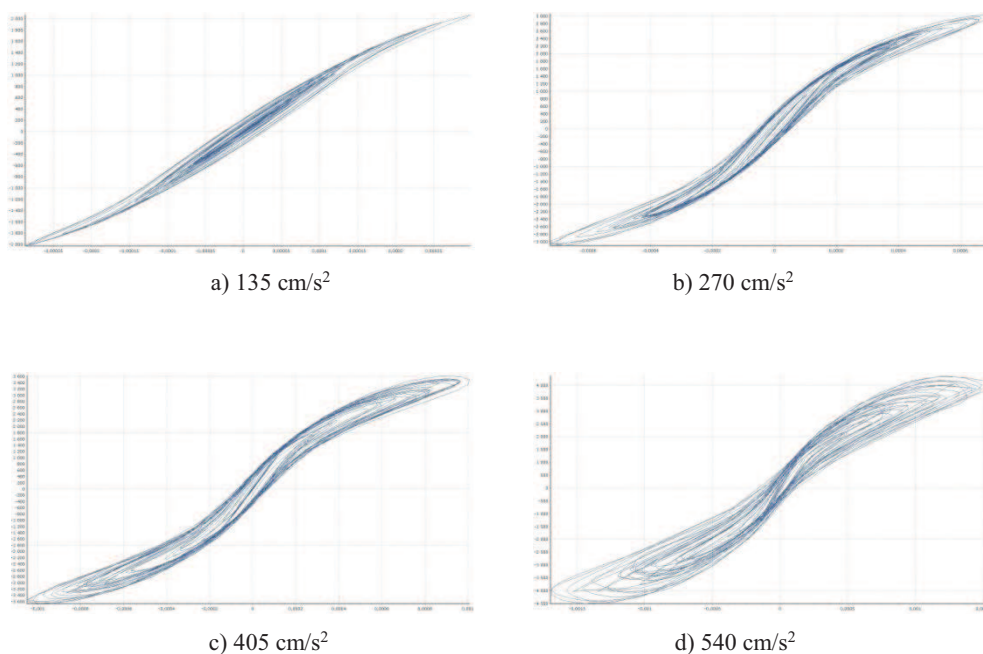
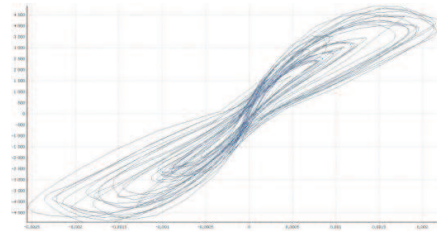


Fig. 5.4 - Diagrama cíclico momento-curvatura do pilar (aceleração de pico de 270 cm/s^2) P1 e P2.

Fazendo variar a aceleração de pico, correspondente a $270 \text{ (cm/s}^2\text{)}$, de 0.5 a 2.5 vezes e repetindo o processo para os 5 acelerogramas distintos, determina-se a ductilidade exigida para cada patamar de intensidade sísmica, obtendo deste modo a função de vulnerabilidade do pilar. Apresenta-se na Fig. 5.5 os diagramas momento-curvatura do pilar P1, para as diferentes acelerações de pico correspondente a cada uma das cinco serie de sismos considerados.





e) 675 cm/s²

Fig. 5.5 - Diagramas cíclico momento-curvatura do pilar P1 para diferentes acelerações de pico.

5.4.4. AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA SÍSMICA

A avaliação da segurança sísmica do viaduto, utilizando o procedimento apresentado no subcapítulo 4.4, pode ser efetuada através do cálculo da probabilidade de ruína, a qual envolve a caracterização da curva de vulnerabilidade estrutural, assim como a função distribuição do efeito da ação sísmica e a função densidade de probabilidade da resistência. [7]

A partir do conjunto de pontos de ductilidade exigida para cada nível de ação sísmica, ajustaram-se funções polinomiais de 2º ordem obtendo-se as funções de vulnerabilidade, representada pela linha preta, que consistem nas relações entre ação e efeito da ação e são representadas na Fig. 5.6 para os pilares P1 e P2.

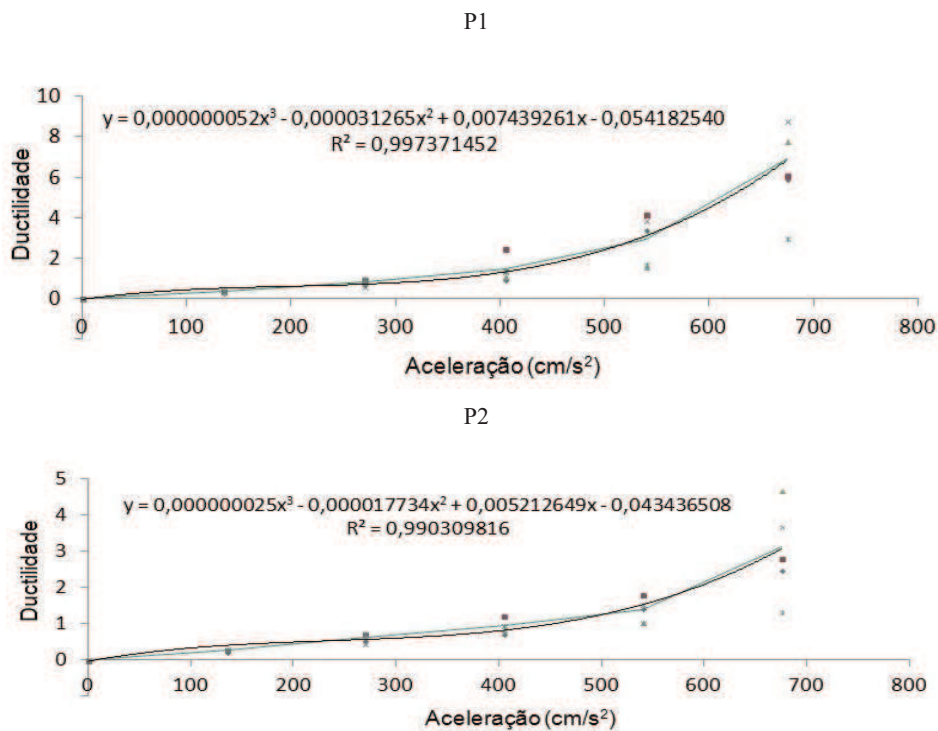


Fig. 5.6 - Funções de vulnerabilidade dos pilares P1 e P2.

A probabilidade de ruína pode ser determinada segundo a função de densidade de probabilidade de ductilidade, parâmetro que define a capacidade de resistência do pilar, em função da ductilidade média e do desvio padrão, considerado de 0.20, e também pela equação que caracteriza a função vulnerabilidade. Obtidas as funções distribuição da ação e as funções de distribuição da resistência, é definido então o efeito da ação na estrutura e a correspondente probabilidade de ruína do pilar mais vulnerável, sendo deste modo possível determinar a probabilidade de ruína da estrutura. Para este viaduto o valor obtido da probabilidade de ruína foi de 2.441×10^{-6} .

A probabilidade de ruína do viaduto é determinada admitindo que a ruína dos pilares surge devido à falta de ductilidade disponível em flexão, assim é necessário garantir que não é atingido por outro mecanismo de colapso, sendo para isso efetuada a verificação da capacidade de resistência ao corte dos pilares, considerando-se para o efeito a metodologia proposta por Priestley *et al.* (1996) [11]. A máxima força de corte mobilizada nos pilares é de 1284.6 kN para o pilar P1 e de 1054.7 kN para o pilar P2, e foram determinadas as componentes da força de corte correspondente à resistência do betão, V_c , à armadura transversal, V_w , ao esforço axial, V_p , as quais se encontram representadas no Quadro 5.3, e a capacidade total de corte disponível de cada pilar, V . Verificou-se neste caso que o pilar P1, não possui resistência ao corte suficiente para garantir que o colapso se desenvolve por um mecanismo de rutura por flexão, portanto, a probabilidade de ruína poderá ser um pouco superior à estimada.

Quadro 5.3 – Capacidade resistente ao corte dos pilares do viaduto V33.

	V_c	V_w	V_p	V (kN)
P1	21	990	71	1082
P2	21	990	62	1073

5.5. VIADUTO V31

5.5.1. GEOMETRIA

Esta estrutura é semelhante à anterior, e possui igualmente três tramos e dois alinhamentos de pilares (Fig. 5.1). O viaduto é composto por um vão central de 18 metros e dois vãos extremos de 10 metros cada. Desta forma, o tabuleiro atinge uma extensão de 38 metros. O tabuleiro está apoiado sobre dois pilares, sendo um por alinhamento, e dois encontros. A altura dos alinhamentos é de 8.1 m e 8.6 m. A ligação entre o tabuleiro e os pilares é efetuada segundo aparelhos de apoio que possibilitam a continuidade de momentos entre estes.

O tabuleiro possui uma área de seção transversal de 4.22 m^2 , e é composto por uma laje de espessura variável onde se encontram, numa determinada extensão longitudinal da estrutura, vazios com forma cilíndrica e uma longarina onde assentam os pilares, conferindo uma maior rigidez, como se ilustra na Fig. 5.7.

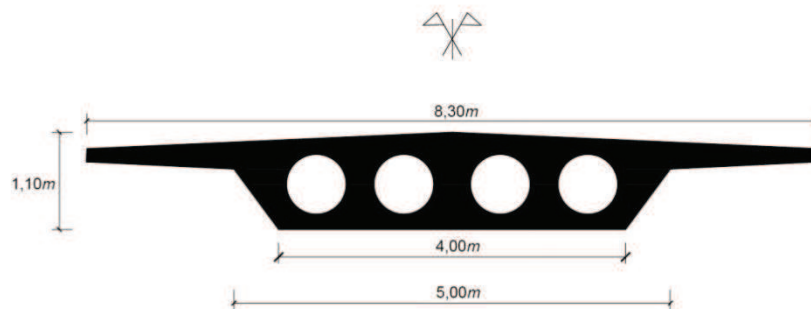


Fig. 5.7 - Seção transversal do tabuleiro.

5.5.2. SEÇÃO DOS PILARES

Os pilares são iguais aos do viaduto analisado em 5.4, apresentam todos a mesma seção, com uma forma semelhante a um I, sendo a maior dimensão de 1.5 m e a mínima de 0.7 m de dimensão máxima e possui uma área de seção transversal de 0.86 m^2 , tal como se apresenta na Fig. 5.3. A armadura longitudinal dos pilares encontra-se distribuída uniformemente na seção, num total com 38 varões longitudinais $\Phi 32$ em todo o perímetro da seção e a armadura transversal garante um bom confinamento.

5.5.3. AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA SÍSMICA

Obtido o conjunto de pontos de ductilidade exigida para cada nível de ação sísmica, caracterizaram-se as funções de vulnerabilidade que consistem nas relações entre ação e efeito da ação e são representadas na Fig. 5.8 para os pilares P1 e P2.

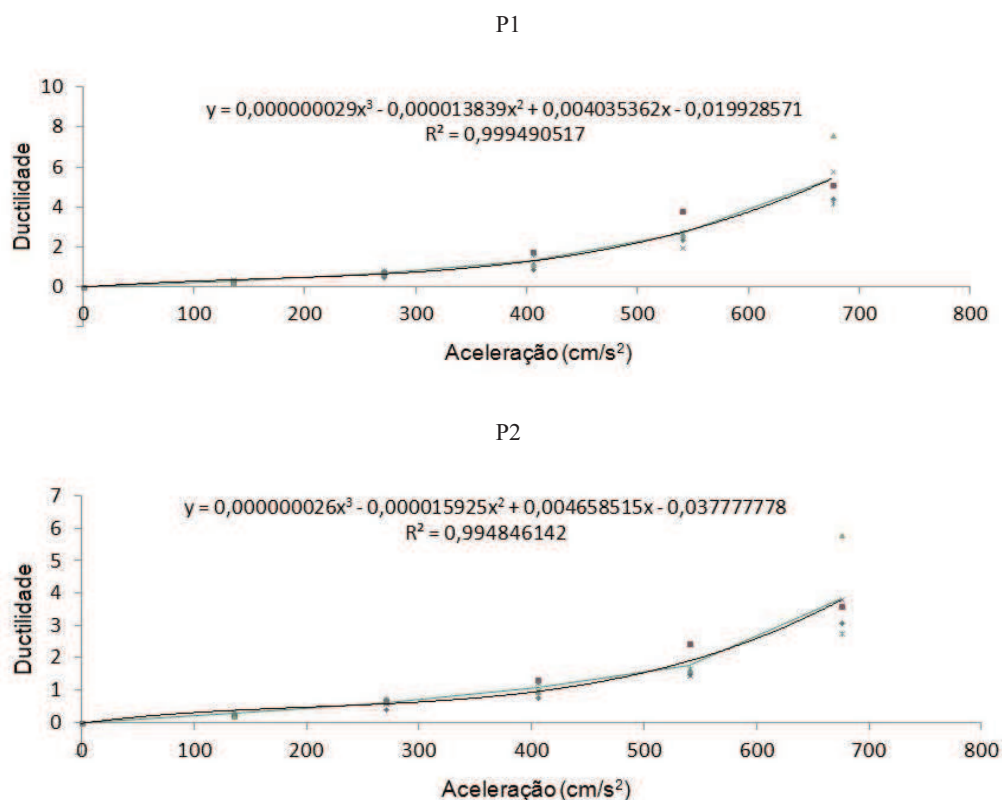


Fig. 5.8 - Funções de vulnerabilidade dos pilares P1 e P2.

Para este viaduto o valor obtido da probabilidade de ruína foi de 1.5425×10^{-6} . No que diz respeito à verificação da capacidade resistente ao corte dos pilares, a máxima força de corte mobilizada foi de 1093.2 kN para o pilar P1 e 1004.6 kN para o pilar P2, permitindo verificar que a capacidade total de corte disponível de cada pilar, V , é suficiente para garantir que o colapso não se desenvolve por um mecanismo de rutura por corte antes de ser atingida a ductilidade máxima, como se observa no Quadro 5.4.

Quadro 5.4 – Capacidade resistente ao corte dos pilares do viaduto V31.

	V_c	V_w	V_p	V (kN)
P1	21	990	85	1096
P2	21	990	80	1091

5.6. VIADUTO V32

5.6.1. GEOMETRIA

Esta estrutura é semelhante às descritas anteriormente, possui igualmente três tramos e dois alinhamentos de pilares (Fig. 5.1). O viaduto é composto por um vão central de 28 metros e dois vãos extremos de 15 metros cada. Desta forma, o tabuleiro atinge uma extensão de 58 metros. O tabuleiro está apoiado sobre quatro pilares, sendo dois por alinhamento, e dois encontros. A altura dos alinhamentos é de 10.5 m e 11.0 m. A ligação entre o tabuleiro e os pilares é efetuada segundo aparelhos de apoio que possibilitam a continuidade de momentos entre estes.

O tabuleiro possui uma área de seção transversal de 8.84 m^2 , e é composto por uma laje de espessura variável onde se encontram, numa determinada extensão longitudinal da estrutura, vazios com forma cilíndrica e duas longarinas onde assentam os pilares, conferindo uma maior rigidez, como se ilustra na Fig. 5.9.

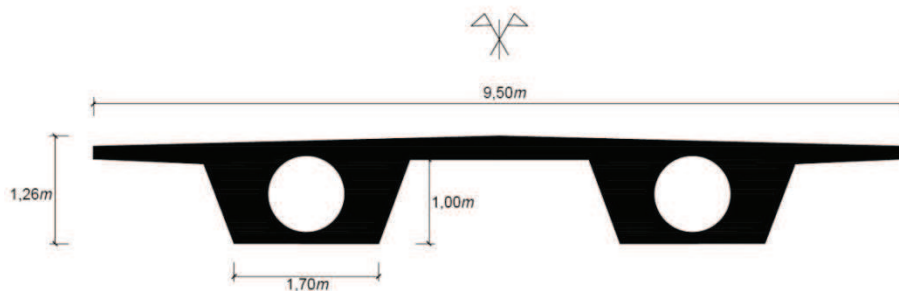


Fig. 5.9 - Seção transversal do tabuleiro do viaduto V32.

5.6.2. SEÇÃO DOS PILARES

Os pilares são iguais aos dos viadutos analisados em 5.4 e 5.5, apresentam todos a mesma seção, com uma forma semelhante a um I, sendo a maior dimensão de 1.5 m e a mínima de 0.7 m de dimensão máxima e possui uma área de seção transversal de 0.86 m^2 , tal como se apresenta na Fig. 5.3. A armadura longitudinal dos pilares encontra-se distribuída uniformemente na seção, num total com 38 varões longitudinais $\Phi 32$ em todo o perímetro da seção e a armadura transversal garante um bom confinamento.

5.6.3. AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA SÍSMICA

Obtido o conjunto de pontos de ductilidade exigida para cada nível de ação sísmica, caracterizaram-se as funções de vulnerabilidade que consistem nas relações entre ação e efeito da ação e são representadas na Fig. 5.10 para os pilares P1 e P2.

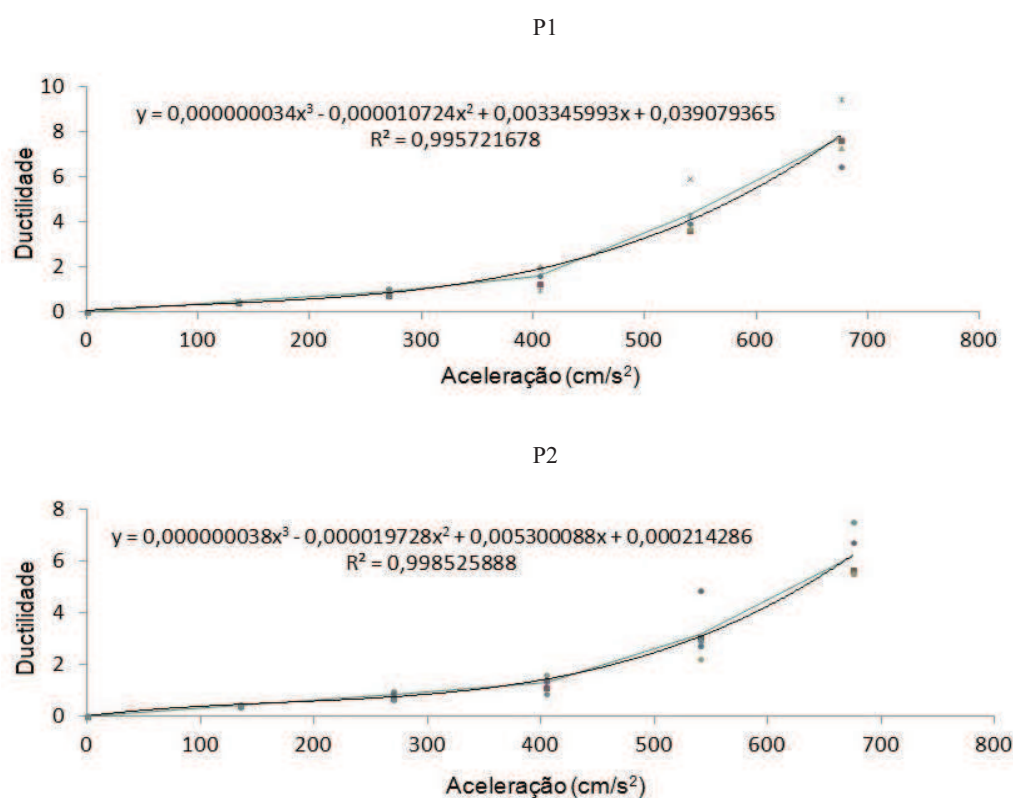


Fig. 5.10 - Funções de vulnerabilidade dos pilares P1 e P2.

Para este viaduto o valor obtido da probabilidade de ruína foi de 2.1352×10^{-6} . A verificação da capacidade resistente ao corte dos pilares com a máxima força de corte mobilizada, de 965 kN para o pilar P1 e 908.6 kN para o pilar P2, permitiu verificar que a capacidade total de corte disponível de cada pilar, V , é suficiente para garantir que o colapso não se desenvolve por um mecanismo de rutura por corte antes de ser atingida a ductilidade máxima, como se observa no Quadro 5.5.

Quadro 5.5 – Capacidade resistente ao corte dos pilares do viaduto V32.

	V_c	V_w	V_p	V (kN)
P1	21	990	46	1057
P2	21	990	44	1055

5.7. VIADUTO V22

5.7.1. GEOMETRIA

Esta estrutura apresenta diferenças relativamente às anteriores. O viaduto é composto unicamente por dois vãos, com um comprimento de 31 metros cada (Fig. 5.1). Desta forma, o tabuleiro atinge uma extensão de 62 metros. O tabuleiro está apoiado sobre dois pilares, num único alinhamento, e dois encontros. A altura dos pilares é de 8.9 m. A ligação entre o tabuleiro e os pilares é efetuada segundo aparelhos de apoio que possibilitam a continuidade de momentos entre estes.

O tabuleiro possui uma área de seção transversal de 10.42 m^2 , e é composto por uma laje de espessura variável onde se encontram, numa determinada extensão longitudinal da estrutura duas longarinas onde assentam os pilares, conferindo uma maior rigidez, como se ilustra na Fig. 5.11.

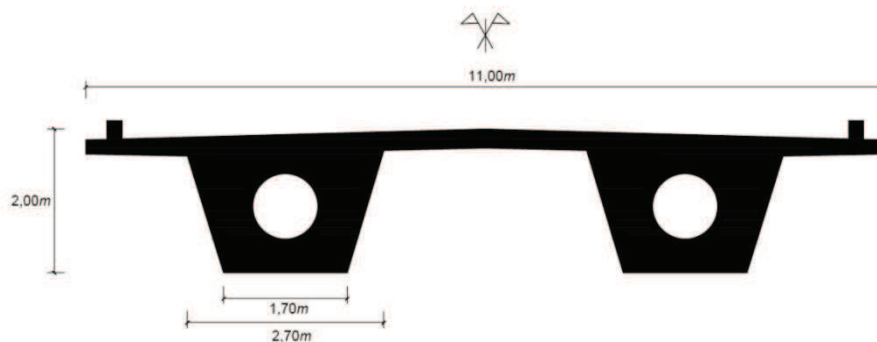


Fig. 5.11 - Seção transversal do tabuleiro do viaduto V22.

5.7.2. SEÇÃO DOS PILARES

Os pilares apresentam todos a mesma seção sendo a maior dimensão de 1.6 m e a mínima de 1.3 m e possui uma área de seção transversal de 1.72 m^2 , tal como se apresenta na Fig. 5.12. A armadura longitudinal dos pilares encontra-se distribuída uniformemente na seção, num total com 42 varões longitudinais $\Phi 32$ em todo o perímetro da seção. A área de armadura longitudinal dos pilares é igual a 337.68 cm^2 , o que corresponde a uma percentagem de armadura de 1.97 %.

A armadura transversal garante um bom confinamento, é composta de 1 cinta exterior $\Phi 12$, com espaçamento longitudinal de 20 cm, intercaladas com 4 cintas interiores $\Phi 10$, com espaçamento longitudinal de 20 cm.

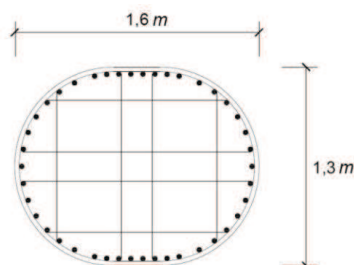


Fig. 5.12 - Seção transversal do pilar do viaduto V22.

5.7.3. AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA SÍSMICA

Obtido o conjunto de pontos de ductilidade exigida para cada nível de ação sísmica, caracterizaram-se as funções de vulnerabilidade que consistem nas relações entre ação e efeito da ação e são representadas na Fig. 5.13 para o pilar P1.

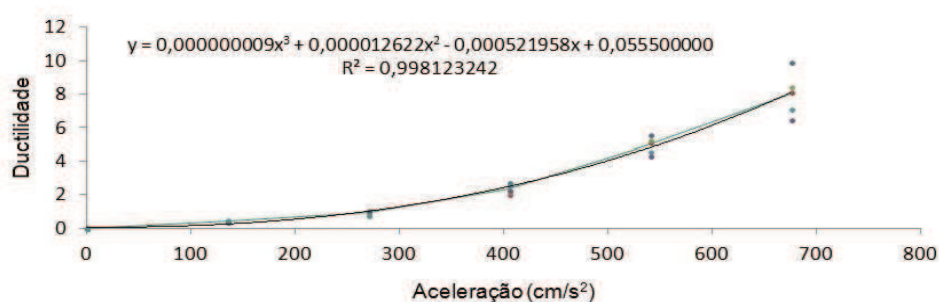


Fig. 5.13 -

Funções de vulnerabilidade do pilar P1

Para este viaduto o valor obtido da probabilidade de ruína foi de 7.8988×10^{-6} . A verificação da capacidade resistente ao corte dos pilares com a máxima força de corte mobilizada, de 3705.2 kN para o pilar P1, permitiu verificar que a capacidade total de corte disponível de cada pilar, V , é insuficiente para garantir que o colapso se desenvolve por um mecanismo de rutura por corte antes de ser atingida a ductilidade máxima, como se observa no Quadro 5.6., assim, a probabilidade de ruína do viaduto será superior à determinada pela análise sísmica.

Quadro 5.6 - Capacidade resistente ao corte dos pilares do viaduto V22.

	V_c	V_w	V_p	V (kN)
P1	58	1434	128	1620

5.8. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS E CONCLUSÕES

Procede-se neste ponto à apreciação dos resultados obtidos da análise sísmica efetuada aos viadutos segundo o modelo de fibras descrito nos pontos anteriores, com os resultados obtidos por Marques *et al.* [28] através de um modelo de rótulas plásticas plano, descrito no ponto 4.2.2.

Os valores mais elevados de probabilidade de ruína de entre todos os pilares dos viadutos analisados foram considerados como a probabilidade global de ruína da estrutura, os quais podem ser observados no Quadro 5.7.

Quadro 5.7 – Probabilidades de ruína segundo as metodologias em estudo.

Viaduto	PNL	SS
V33	6.3560E-06	2.4413E-06
V31	4.8954E-06	1.5425E-06
V32	1.0450E-05	2.1352E-06
V22	1.7800E-05	7.8988E-06

A observação do Quadro 5.7 permite extrair uma primeira conclusão de que os viadutos analisados neste trabalho apresentam uma menor probabilidade de ruína relativamente à análise efetuada com a modelação PNL [28]. As probabilidades de ruína verificadas com a modelação do Seismostruct são todas da ordem dos 10^{-6} o que é muito positivo correspondendo ao valor limite considerado como razoável para pontes ($\approx 10^{-5}$) [4].

Através da observação às funções de vulnerabilidade verifica-se uma ligeira diferença entra as metodologias analisadas, tendo-se verificado genericamente maiores exigências de ductilidade na metodologia de rótulas plásticas (PNL). O principal motivo para haver esta diferença deve-se à estrutura considerada na modelação SS ser monolítica, a ligação entre o tabuleiro e os pilares é efetuada com a continuidade de momentos entre estes, possuindo assim uma frequência superior à estrutura definida na modelação PNL, em que esta é definida com uma articulação entre os pilares e o tabuleiro.

Através da verificação da capacidade resistente ao corte dos pilares dos viadutos foi possível verificar se as probabilidades de ruína obtidas podem ser consideradas como válidas, admitindo para isso que o colapso dos pilares se verifica por falta de ductilidade. Foi possível verificar que os viadutos, V33 e V22, não possuem a resistência necessária para resistir aos esforços de corte de modo a garantir que o colapso dos pilares ocorre por esgotamento da ductilidade em flexão. Por esse motivo a probabilidade de ruína poderá ser superior à calculada, sendo necessário determinar de outro modo a sua probabilidade de ruína.

Embora estas probabilidades possam ser superiores, a análise aos resultados obtidos verifica-se que o viaduto V22 tem uma probabilidade de ruína superior às das restantes estruturas, cerca de 2.5 vezes maior. Isto deve-se essencialmente ao facto de o viaduto possuir menos alinhamentos de pilares que as restantes estruturas, apenas um alinhamento com dois pilares, e possui um tabuleiro com maior desenvolvimento longitudinal por tramo. Este maior valor de massa implica um maior esforço axial superior, afetando assim a ductilidade disponível dos seus pilares que será tanto inferior quanto maior for o esforço axial. Assim as seções dos pilares do viaduto V22 possuem uma ductilidade disponível inferior às dos restantes viadutos.

Através da análise comparativa aos resultados obtidos com as duas modelações em estudo, a modelação SS e a modelação PNL [28], verifica-se a existência de uma boa aproximação no comportamento da estrutura sendo que as probabilidades obtidas são inferiores às resultantes da análise com o modelo de rótulas plásticas. Assim, quer a modelação do Seismostruct quer a modelação PNL, demonstraram poder fornecer de um modo simples e rigoroso a avaliação da resposta sísmica de pontes betão armado e as correspondentes probabilidades de ruína.

6 CONCLUSÃO

6.1. CONCLUSÕES FINAIS

A presente dissertação teve como principal objetivo o estudo comparativo de duas metodologias de avaliação da segurança sísmica de um conjunto de viadutos de betão armado com diferentes configurações, utilizando análises dinâmicas com a consideração do comportamento não linear dos elementos estruturais.

Numa primeira fase, enumerou-se os principais danos sísmicos observados em pontes e viadutos, e tendo em conta os fenómenos abrangidos, foram apresentadas as leis de comportamento do betão e do aço, tendo em conta o seu funcionamento isolado em condições de carregamento monotónico e cíclico, para depois caracterizar o comportamento dos elementos de betão armado, através dos modelos que caracterizam as modelações abordadas neste estudo.

Foram calculadas os valores de probabilidade de ruína do pilar mais crítico para cada viaduto, segundo a metodologia probabilística de ruína. Dos resultados obtidos foi possível retirar conclusões de que os viadutos analisados neste trabalho apresentam uma menor probabilidade de ruína relativamente à análise efetuada com a modelação PNL.

As probabilidades de ruína verificadas com a modelação do Seismostruct são todas da ordem dos 10^{-6} , correspondendo ao valor limite considerado como razoável para pontes ($\approx 10^{-5}$). A diferença verificada para as duas modelações abordadas deve-se à estrutura considerada na modelação SS ser monolítica, com a continuidade de momentos entre os pilares e o tabuleiro, possuindo assim uma frequência superior à estrutura definida na modelação PNL, na qual é definida com liberdade de rotação entre os pilares e o tabuleiro.

A análise permitiu também verificar que os viadutos V33 e V22 apresentam uma insuficiente capacidade de corte, portanto, uma probabilidade de ruína superior à calculada. Portanto no cenário de análise realizado neste trabalho seria necessário

proceder ao reforço ao corte dos pilares destas estruturas, de forma garantir uma suficiente segurança sísmica.

Este estudo comparativo entre as duas modelações apresentadas permitiu concluir que há uma boa aproximação no comportamento estrutural dos viadutos sendo que as probabilidades obtidas são superiores às obtidas através da análise com o modelo de rótulas plásticas. Assim, quer a modelação Seismostruct quer a modelação PNL, demonstraram poder fornecer de com uma razoável simplicidade e rigor a avaliação da resposta sísmica de pontes betão armado e as correspondentes probabilidades de ruína. A modelação Seismostruct mostra-se, assim, adequada para estudos de avaliação de segurança sísmica em que são necessárias um grande número de análises.

6.2. SUGESTÕES PARA DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Tendo em conta os resultados obtidos no estudo desenvolvido ao longo da dissertação, apresentam-se neste ponto algumas sugestões para o desenvolvimento futuro no âmbito deste trabalho.

Será muito útil para isso desenvolver aplicações informáticas de análise de segurança não linear dinâmica de estruturas que sejam de fácil utilização, baseadas em programas como o Seismostruct ou o PNL.

Finalmente, a utilização da metodologia de avaliação apresentada pode ser de grande utilidade para o dimensionamento de novas estruturas, possibilitando a elaboração de documentos regulamentares de modo a ter em conta o comportamento não linear das estruturas, e que permita a correta avaliação da segurança das existentes.

A aplicação desta metodologia a outros conjuntos de viadutos permite identificar aquelas em que a probabilidade de ruína é elevada, e conseqüentemente estabelecer a necessária estratégia de reforço sísmico.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Appleton, J. *Construções em betão – Nota histórica sobre a sua evolução*, IST, 2005.
- [2] Costa, V. *Desempenho e Reabilitação de Pontes Rodoviárias: Aplicação a Casos de Estudo*. Dissertação de Mestrado, UM, 2009.
- [3] Santos, J. *Avaliação da Integridade Estrutural de Pontes de Betão – O Caso da Ponte Nossa Senhora da Guia*. Dissertação de Mestrado, FEUP, 2008.
- [4] Delgado, P. *Avaliação da Segurança Sísmica de Pontes*. Dissertação de Doutoramento, FEUP, 2009.
- [5] Cruz, P. *Métodos de avaliação da segurança de pontes existentes*. Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas. Série II, ISSN 0870-984, p. 19-30, 2007.
- [6] Vaz, C. *Comportamento Sísmico de Pontes com Pilares de Betão Armado*. Dissertação de Doutoramento, FEUP, 1992.
- [7] Coelho, L. *Reforço sísmico de pontes com FRP's*. Dissertação de Mestrado, UA, 2010.
- [8] Chen, W. F., Lui, E. M. Costa, Aníbal G. *Earthquake Engineering For Structural Design*. CRC Press Taylor & Francis Group, 2006.
- [9] Santos, T. *Reforço Sísmico de Pontes*. Dissertação de Mestrado, IST, 2007.
- [10] Ribeiro, R. *Análise “Pushover” de Pontes em Betão Armado*. Dissertação de Mestrado, FEUP, 2008.
- [11] Priestley, M. J. N., et al., *Seismic Design and Retrofit of Bridges*. John Wiley & Sons Inc., New York, 1996.
- [12] Carvalho, A. *Avaliação da Segurança Sísmica de Pontes em Betão Armado*. Dissertação de Mestrado, FEUP, 2009.
- [13] Serra, C. *Metodologias de Avaliação do Desempenho Sísmico de Obras de Arte Correntes*. Dissertação de Mestrado, IST, 2008.
- [14] Kent, D.C., Park, R. *Flexural Members with Confined Concrete*. Journal of the Structural Division, ASCE, July, vol. 97, No. ST7, 1971.
- [15] Park, R., Priestley, M.J.N., Gill, W.D. *Ductility of Square-Confined Concrete Columns*. Journal of the Structural Division, ASCE, April, Vol. 108, No. ST4, 1982.
- [16] Thompson, K., Park, R., *Moment-curvature Behaviour of Cyclically Loaded Structural Concrete Members*. Journal Structural Division, Proceedings Institute of Civil Engineers, Part 2, 1980.

- [17] Antoniou, S., Pinho, R. *Seismostruct: Seismic Analysis Program by Seismosoft*. Technical manual and User manual, 2003.
- [18] Madas, P. *Advanced Modelling of Composite Frames Subjected to Earthquake Loading*. PhD Thesis, Imperial College, University of London, London, UK, 1993.
- [19] Mander, J. B.; Priestley, M. J. N.; Park, R. *Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete*. Journal of Structural Engineering, Vol.114, No.8, pp.1804-1826, 1988.
- [20] Martinez-Rueda, J. E., Elnashai, A. S. *Confined Concrete Model Under Cyclic Load*. Materials and Structures, Vol.30, No.197, pp.139-147, 1997.
- [21] Menegotto, M. Pinto, P.E. *Method of Analysis for Cyclically Loaded R.C. Plane Frames Including Changes in Geometry and Non-Elastic Behavior of Elements Under Combined Normal Force and Bending*. Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted On by Well Defined Repeated Loads, IABS Reports Vol. 13, Lisbon, 1973.
- [22] Mimoso, M. *Comparação dos Resultados Analíticos e Experimentais da Estrutura SPEAR*. Dissertação de Mestrado, IST, 2008.
- [23] Casarotti, C, Pinho, R. *Seismic Response of Continuous Span Bridges Through Fiber-Based Finite Element Analysis*. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, vol. 5, No. 1, 119-131, 2006.
- [24] Costa, Aníbal G. Costa, A. Campos. *Modelo Histerético das Forças-Deslocamentos Adequado à Análise Sísmica de Estruturas*. Núcleo de Dinâmica Aplicada, LNEC, Lisboa, 1987.
- [25] Varum, H. *Modelos Numéricos para a Análise Sísmica de Pórticos Planos de Betão Armado*. Dissertação de Mestrado, FEUP, 1996.
- [26] Costa, A. *A acção dos sismos e o comportamento das estruturas*. Dissertação de Doutoramento, FEUP, 1993.
- [27] Costa, Aníbal G. *Análise sísmica de estruturas irregulares*. Dissertação de Doutoramento, FEUP, 1989.
- [28] Marques, M., Monteiro, R., Curreli, D. *Avaliação da Vulnerabilidade Sísmica de Pontes*, Relatório da unidade curricular de Seminário de Estruturas do curso de Engenharia Civil, FEUP, Porto, 2005.