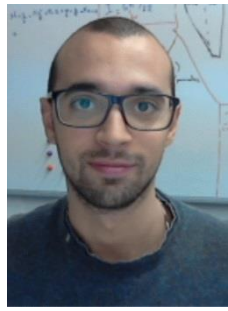


ADEQUABILIDADE DE DEFORMAÇÕES LOCAIS COMO PARÂMETRO NA AVALIAÇÃO SÍSMICA DE PAREDES DE BETÃO ARMADO



João P. Almeida*

Investigador de Pós-Dout.
EESD Lab, EPFL
Lausanne, Suíça
joao.almeida@epfl.ch



Danilo Tarquini

Aluno de Doutoramento
EESD Lab, EPFL
Lausanne, Suíça
danilo.tarquini@epfl.ch



Katrin Beyer

Professora Auxiliar
EESD Lab, EPFL
Lausanne, Suíça
katrin.beyer@epfl.ch

SUMÁRIO

O dano severo e o colapso de diversos edifícios com paredes estruturais em betão armado (BA) durante os recentes sismos do Chile (2010) e Nova Zelândia (2011) revelaram que muitas paredes de BA não tiveram o desempenho que seria expectável da aplicação das modernas técnicas de dimensionamento requeridas pelos regulamentos de ambos os países. Esta observação pode indiciar uma incapacidade dos actuais modelos em simular adequadamente indicadores de dano. Nesse âmbito, o presente artigo compara a variabilidade da resposta estimada por diversas técnicas de modelação correntemente utilizadas por investigadores e especialistas, em particular: análises de rótula plástica, elementos de viga com plasticidade distribuída, e modelos com elementos de membrana. Tendo em conta que estimativas de deformações locais, tais como extensões e curvaturas, têm sido progressivamente adoptadas como parâmetros de resposta estrutural, este estudo mostra e interpreta a variabilidade dos resultados das técnicas anteriores no contexto de uma avaliação multi-nível, em que a resposta ao nível local é analisada simultaneamente com a mais tradicional resposta ao nível global.

Palavras-chave: Paredes estruturais, deformações locais, rótula plástica, plasticidade distribuída, elementos membrana.

1. INTRODUÇÃO

A ideia de que uma estrutura deve ser simultaneamente capaz de tolerar acções sísmicas diminutas sem apresentar qualquer dano, sustentar sismos moderados apenas com danos não-estruturais, e resistir a eventos maiores sem colapsar, foi exposta claramente desde o fim da década de 50 [1]. Esta caracterização sumarisa o conceito da chamada engenharia sísmica baseada em desempenho (“performance-based earthquake engineering, PBEE”), na qual se definem objectivos de desempenho (“performance objective”) para a resposta da estrutura [2]. A quantificação destes objectivos tem evoluído proporcionalmente ao crescimento do conhecimento científico, passando dos iniciais critérios empíricos [3] para equações baseadas em princípios físicos que têm em conta a presença de incertezas [4]. O avanço da PBEE tem-se refletido na inclusão dos seus princípios em códigos de dimensionamento [5,6] e em normas para a avaliação de edifícios existentes [7,8].

Os regulamentos acima referidos partilham uma característica comum: para cada objectivo de desempenho, são definidos níveis discretos de desempenho (“performance level”), que variam entre *operacionalidade completa* até *prevenção do colapso*, e níveis discretos de casualidade sísmica (“hazard level”). Apesar de estes últimos serem baseados numa análise probabilística, a avaliação geral de desempenho é puramente determinística (em termos de propriedades dos materiais e outros parâmetros dos elementos, análise estrutural, critérios de aceitação, etc). A fiabilidade dos resultados está assim altamente dependente da definição de um conjunto de parâmetros de resposta estrutural (vulgarmente designados como “engineering demand parameters”) na qual a avaliação é baseada, bem como na utilização de métodos de simulação capazes de os simular fiavelmente.

Até cerca de meados dos anos 90, os parâmetros de resposta estrutural vulgarmente utilizados eram relativos a um “nível global”, ou seja, ao nível do elemento ou mesmo da estrutura, podendo ser divididos em três categorias principais: (i) quantidades referentes a forças, tais como momentos ou esforços transversos; (ii) quantidades referentes a deslocamentos, tais como derivas inter-piso, rotações plásticas, ou deslocamentos residuais; (iii) quantidades referentes a energia, tal como energia histerética dissipada.

O avanço das técnicas de simulação numérica, no entanto, tem instigado o uso suplementar de parâmetros de resposta estrutural “locais”, ou seja, quantidades relativas ao nível do material ou da secção, que se considera correlacionarem-se melhor e mais diretamente com o grau de dano nos elementos. Nesta categoria incluem-se, entre outras, deformações locais como extensões nas armaduras, extensões no betão do núcleo e recobrimento, curvaturas máximas, ductilidade em curvatura, etc [9]. Por exemplo, a extensão de tracção na armadura pode ser definida como o parâmetro de resposta para avaliar a máxima abertura de fendas residual, a qual poderá por seu turno ser comparada com um valor de referência para verificar se o grau de dano é negligenciável ou se ao invés medidas de reabilitação são necessárias. Como exemplo adicional, as extensões de compressão no betão podem ser analogamente relacionadas com o grau de descasque do betão de recobrimento. As considerações

anteriores mostram que uma avaliação estrutural (e não-estrutural) abrangente deverá basear-se em simulações precisas quer de parâmetros globais quer de parâmetros locais [10]. No entanto, verifica-se que a maioria dos estudos que se podem encontrar na literatura focam-se essencialmente no nível global de análise, não endereçando a relação entre este último e o nível local do modelo matemático em questão.

O presente trabalho compara algumas das técnicas de modelação mais comuns no campo da simulação do comportamento inelástico de paredes de BA, através de uma avaliação conjunta de parâmetros de resposta estrutural a ambos os níveis (global e local). A realização de um estudo explícito multi-nível põe em evidência a interacção fundamental entre os limites de extensões definidos, a ocorrência de patologias numéricas, problemas de convergência, e o decorrente intervalo de fiabilidade dos resultados. O documento avalia ainda a precisão relativa da simulação de parâmetros de resposta estrutural locais e globais, relacionando-a com o modelo constitutivo adoptado e a formulação de elementos finitos escolhida (ou as hipóteses do método, no caso das análises de rótula plástica).

Com o intuito de facilitar a interpretação dos resultados, uma parede isolada de BA é submetida a análises pushover simples, evitando desta forma o número de complexidades adicionais que o uso de análises dinâmicas não-lineares em estruturas com diversos membros traria. Dois vãos de corte normalizados diferentes são considerados para o membro estrutural, o qual é modelado através das seguintes técnicas: análises de rótula plástica (referenciadas como PHA, de “Plastic Hinge Analyses”), elementos de viga com plasticidade distribuída (referenciados como DPM, de “Distributed Plasticity Model”), e modelos com elementos de membrana (referenciados como DFE, de “Detailed Finite Element”). Esta escolha foi baseada em dois critérios. Por um lado, pretendeu-se utilizar métodos de simulação com graus de complexidade distintos, cobrindo aproximadamente o actual espectro de modelação. Por outro lado, apenas as técnicas e software que são vulgarmente utilizadas por investigadores e engenheiros foram seleccionadas. Finalmente, a consideração de diferentes vãos de corte pretende estimar a influência das deformações de corte na dispersão dos resultados obtidos.

Sublinha-se que o objectivo do presente estudo não é a validação das diversas técnicas de modelação através da comparação com resultados experimentais, mas antes a avaliação e a interpretação da dispersão da resposta fornecida por diferentes métodos de simulação que utilizam os mesmos parâmetros de entrada (ou tão próximos quanto possível), relações constitutivas, modelos de confinamento, etc.

2. ANÁLISE MULTI-NÍVEL E FIABILIDADE DOS RESULTADOS

Como discutido na secção precedente, a análise de parâmetros de resposta globais e locais representa um passo central no dimensionamento e avaliação estruturais baseados em desempenho (“performance-based”). Uma análise multi-nível é portanto requerida, bem como uma identificação cuidadosa do intervalo da resposta em que os resultados podem ser considerados fiáveis. Ambos os aspectos são considerados nos próximos parágrafos.

Cada técnica de modelação para a simulação do comportamento inelástico de estruturas é baseada em diferentes hipóteses e níveis de análise distintos. Em particular, para os modelos utilizados no presente estudo (PHA, DPM e DFE), o nível mais interno corresponde às relações constitutivas materiais. O nível seguinte na hierarquia é o nível da secção (também considerado no presente trabalho como um nível local), o qual existe quer para PHAs quer para DPMs. Porém, note-se que PHAs requerem uma aproximação simplificada para a relação momento-curvatura (geralmente em formato bilinear), enquanto que DPMs têm em consideração a resposta seccional completa, considerando adicionalmente a interacção explícita entre a força axial e o(s) momento flector(es). Finalmente, o nível global inclui quantidades ao nível do elemento e da estrutura, excepto para PHAs, os quais são restritos ao nível do elemento. Recorda-se que os modelos homólogos computacionais de PHAs são os chamados modelos de plasticidade concentrada, que por serem elementos finitos fornecem também a resposta ao nível estrutural. O Quadro 1 ilustra os diferentes níveis de análise para PHAs, DPMs e DFEs.

Quadro 1. Níveis de análise para as técnicas de modelação analisadas.

Técnica de Modelação	Nível Local		Nível Global	
	Material	Seccional	Elementar	Estrutural
PHA	✓	✓	✓	-
DPM	✓	✓	✓	✓
DFE	✓	-	✓	✓

Independentemente da técnica de modelação adotada, os resultados correspondentes devem ser sempre interpretados criticamente com vista a identificar a parte da resposta que é credível, ou fiável, do ponto de vista físico. Este intervalo de resultados é delimitado superiormente pela primeira ocorrência, de entre as seguintes: (i) alcance de um limite pré-definido de extensões ao nível dos materiais (aço ou betão), estabelecido como o limiar acima do qual a relação constitutiva não se pode considerar representativa do verdadeiro comportamento do material; (ii) localização, enquanto patologia numérica que induz resultados no ramo pós-pico dependentes da discretização de elementos finitos adoptada; e (iii) outros problemas numéricos que afetem a confiabilidade dos resultados (e.g., convergência das análises, regularidade do output, etc). De forma abreviada, estas condições podem ser expressas como:

Limite Superior de Fiabilidade

= $\min \{ \text{Limite de Extensão Material}, \text{Ocorrência de Localização}, \text{Problemas Numéricos} \}$

No presente artigo, os *Limites de Extensão Material* (MSL, de “Material Strain Limits”) são assumidos como os estados limite de controlo de danos (DCLS, de “Damage Control Limit State”) definidos por Priestley et al. [11]. Os valores correspondentes para a compressão do betão e para a extensão do aço são os seguintes:

$$\varepsilon_{c,dc} = 0.004 + 1.4 \frac{\rho_v f_{yv} \varepsilon_{su}}{f'_{cc}} \quad (1)$$

$$\varepsilon_{s,dc} = 0.6\varepsilon_{su} \quad (2)$$

em que ρ_v and f_{yv} são respectivamente a percentagem volumétrica e a tensão de cedência da armadura transversal, ε_{su} é a extensão monotónica no aço correspondente à tensão máxima, e f'_{cc} é a resistência de compressão do betão confinado. A eq. (1), obtida por Mander et al. [12], representa a fractura da armadura de confinamento para compressão axial pura, devendo por isso ser considerada como conservativa para carregamentos de flexão. A eq. (2), por outro lado, limita a extensão do aço a 60% da sua capacidade última para ter em conta a possível ocorrência de encurvadura dos varões e fadiga de baixo ciclo. Se estes fenómenos (ou outros fenómenos físicos) forem modelados explicitamente, valores mais elevados dos limites expressos pelas eqs. (1) e (2) poderão ser considerados. Eles encontram-se sinalizados na maioria das figuras obtidas no caso de estudo.

3. CASO DE ESTUDO E TÉCNICAS DE MODELAÇÃO

A altura da consola modelada representa a altura efectiva de uma parede de betão armado à escala 2:3 num edifício característico da construção Suíça na década de 60. A parede, descrita na Figura 1, pertence igualmente a um programa de testes experimentais que inclui cinco paredes finas e que se encontra actualmente a decorrer no laboratório de estruturas (GIS) da *École Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL)* [13].

As propriedades mecânicas das armaduras foram obtidas através de 6 ensaios uniaxiais à tracção, cuja curva média se encontra representada na Figura 2(b). A resistência à compressão do betão foi considerada igual a $f'_c=37\text{Mpa}$, enquanto o módulo de elasticidade do betão E_c e a resistência à tracção f'_t foram calculadas de acordo com as indicações em Priestley et al. [14] e Lin e Scordelis [15]. Finalmente, assumiu-se um valor padrão da extensão do betão ε_c correspondente à resistência máxima. As percentagens de armadura na parede e as propriedades dos materiais estão resumidas no Quadro 2.

Por forma a avaliar o efeito das deformações de corte no comportamento estrutural, dois vão de corte diferentes são considerados: $L_s=2.1\text{m}$ and $L_s=8.4\text{m}$, correspondentes respetivamente a 1 e 4 vezes a altura da parede (altura entre pisos). Os vãos de corte normalizados L_s/h são assim respectivamente 0.78 e 3.12. Em ambos os casos uma força axial constante é aplicada no topo da parede, cuja resultante $N=690\text{kN}$ (correspondente a um esforço axial reduzido de aproximadamente 5%) se localiza no seu centróide.

Quadro 2. Caracterização mecânica da parede e dos materiais.

PERCENTAGEM DE ARMADURAS			PROPRIEDADES DOS MATERIAIS								
	Vertical	Horizontal	Ortogonal	Betão	f'_c	ε_c	E_c	f'_t			
	ρ_v [%]	ρ_h [%]	ρ_{ort} [%]		[MPa]	[%]	[MPa]	[MPa]			
Alma	0.49	0.35	[-]		37	2	28600	2			
Flange	0.64	0.19	0.35	Aço	f_y	f_u	E_s	ε_{sy}	ε_{sh}	ε_{su}	
					[MPa]	[MPa]	[MPa]	[%]	[%]	[%]	
					484	610	210000	2.3	2.3	82	

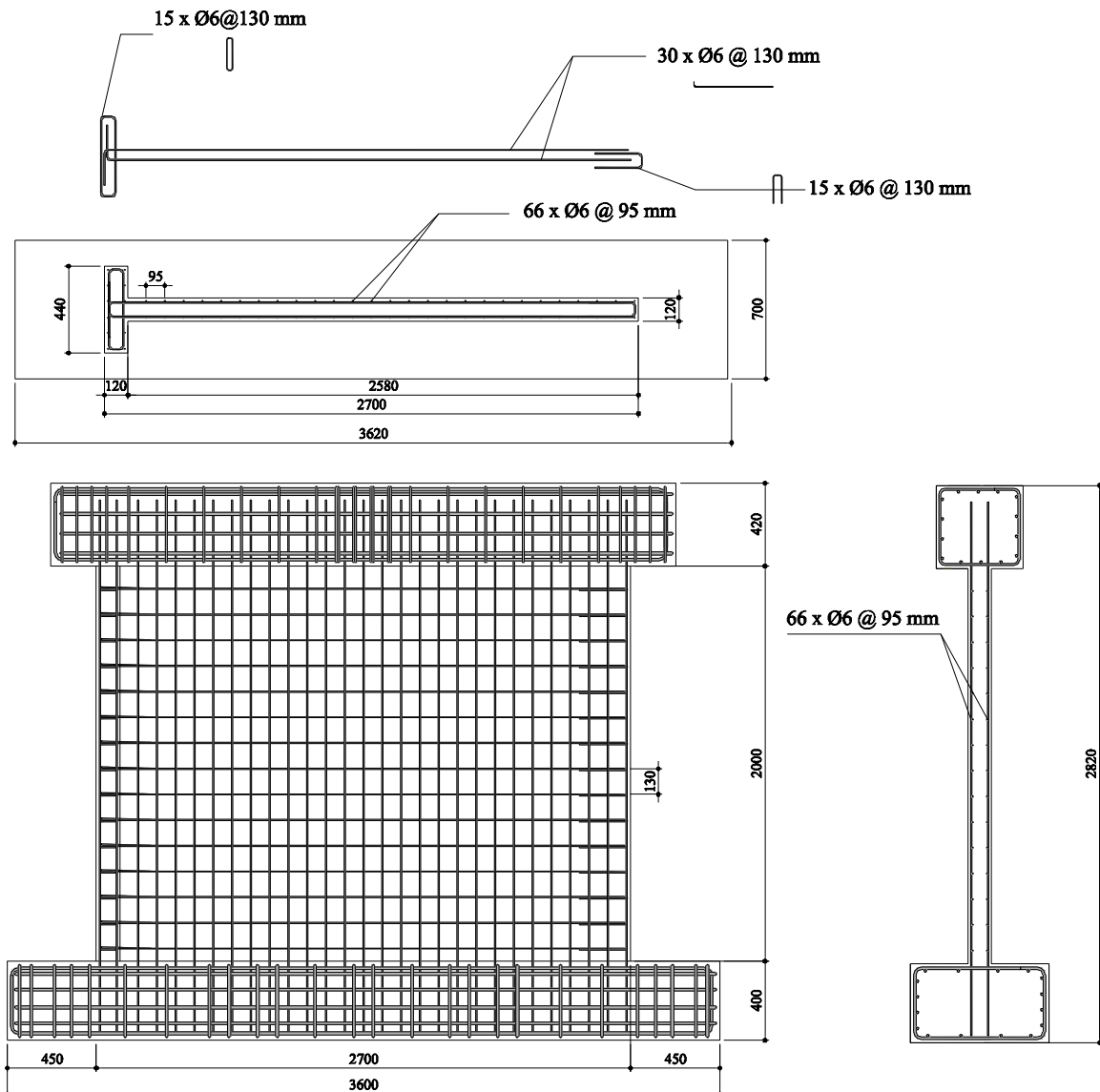


Figura 1. Geometria e pormenorização de armaduras da parede analisada.

Tal como antecipado na *Introdução*, três técnicas de modelação distintas foram usadas para simular a resposta da consola acima descrita: PHAs, DPMs, e DFEs. As curvas materiais tensão-deformação adoptadas para cada uma foram seleccionadas por forma a minimizar as discrepâncias entre elas e, no caso do aço, também para otimizar a calibração com os resultados experimentais (Figura 2). Mais informações podem ser encontradas no trabalho de Tarquini [16].

Dois métodos de PHA foram considerados. O primeiro, que não considera as deformações de corte, é baseado na formulação proposta por Priestley et al. [11] com as adaptações propostas para estruturas parede. O segundo utiliza a mesma formulação para as deformações de flexão mas considera igualmente a deformação de corte através do método proposto por Beyer et al. [17].

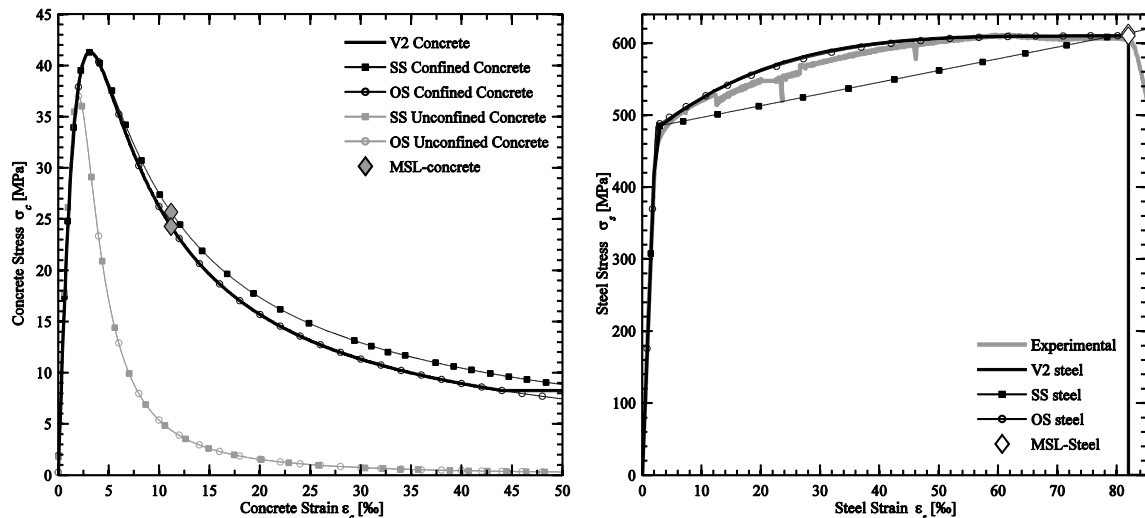


Figura 2. Relações constitutivas adoptadas para: (a) Betão; (b) Aço (incluindo resultados dos testes experimentais uniaxiais à tracção).

Os estados limite de controlo de dano, discutidos na secção precedente, foram definidos como estado limite último. A análise seccional foi realizada com o software open source *OpenSees* [18], designado como ‘OS’, utilizando uma discretização fina por fibras para o betão do núcleo e recobrimento. As propriedades do betão confinado foram determinadas de acordo com o modelo de Mander et al. [12] utilizando um coeficiente geométrico efetivo de confinamento $C_e=0.5$, como recomendado por Priestley et al. [11] para estruturas parede. Foram obtidos valores para a máxima resistência à compressão do betão confinado e correspondente extensão de $f'_{cc}=41.3\text{MPa}$ e $\epsilon_{cc}=3.16\%$. A encurvadura dos varões não foi considerada no modelo.

Em relação aos modelos de plasticidade distribuída (DPMs), três opções distintas foram consideradas para simular o comportamento da consola, as quais correspondem a diferentes formulações de viga (nomeadamente de rigidez e flexibilidade, designadas respetivamente por DB, “displacement-based”, e FB, “force-based”), discretizações, e esquemas de integração numérica. As suas características estão sumarizadas no Quadro 3 e encontram-se representadas na Figura 3. Apesar do software *OpenSees* ter sido utilizado como referência para as análises, comparações com outras ferramentas de análise, em particular o software de elementos finitos *SeismoStruct* [19] (aqui designado por ‘SS’), foram também levadas a cabo: o caso de um único elemento de flexibilidade com cinco pontos de integração (IPs, de ‘Integration Points’), designado por ‘SS-FB-5IP’, foi modelado. Note-se que as leis uniaxiais para os materiais diferem ligeiramente entre os dois programas.

Quadro 3. Descrição dos modelos de plasticidade distribuída (DPMs) adoptados.

Modelo	Formulação	Nº Elementos	Nº Pontos de Integração	Regra de Integração
OS-FB-5IP	Flexibilidade	1	5	Gauss-Lobatto
OS-FB-9IP	Flexibilidade	1	9	Gauss-Lobatto
OS-DB-PH*	Rigidez	4	2	Gauss-Legendre

*O comprimento do elemento mais próximo da base corresponde ao comprimento de rótula plástica equivalente.

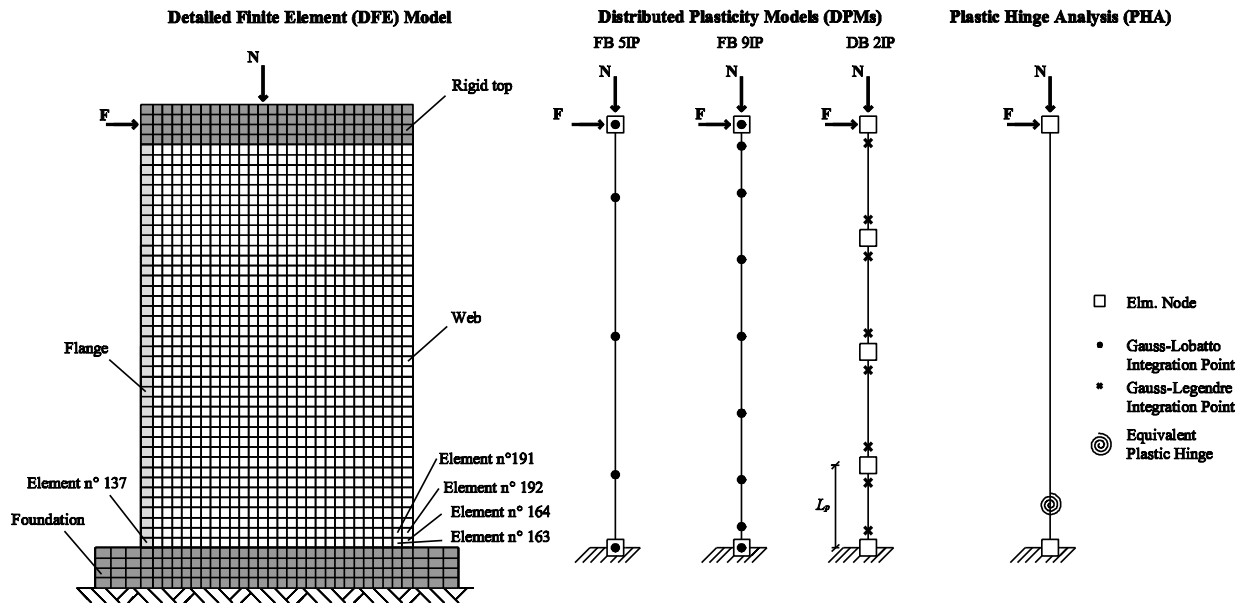


Figura 3. Representação dos diferentes modelos utilizados nas análises.

Nenhum dos modelos de plasticidade distribuída acima enunciados simula as deformações de corte, as quais podem ser significativas para paredes com baixos vãos de corte normalizados. Apesar de existirem algumas propostas na literatura para a sua inclusão em DPMs, infelizmente não se encontram amplamente validadas, a sua disseminação entre a comunidade técnica é limitada, e não se encontram em geral implementadas em softwares de análise comercial.

Os modelos com elementos de membrana foram executados com o software VecTor2 [20], designado como 'V2' nas figuras, o qual foi desenvolvido na Universidade de Toronto e se baseia na *Modified Compression Field Theory* [21]. A estrutura foi discretizada com rectângulos (elementos de quatro nós) em estado de tensão plano. Os efeitos do confinamento foram considerados diretamente através da definição da resistência máxima e correspondente deformação, atrás indicados.

4. RESPOSTA AO NÍVEL GLOBAL

A presente secção apresenta e analisa as curvas de capacidade obtidas para todos os modelos considerados e vãos de corte normalizados (Figura 4). Em cada curva, os limites de extensão material (MSL) e a ocorrência de localização (tal como definida na secção 6) são explicitamente indicados. Os marcadores dos MSL diferem consoante os limites de extensão sejam controlados pelo betão ou pelo aço. Para o caso de estudo, correspondem a uma extensão de compressão do betão no núcleo de $\epsilon_{cc}=11.2\%$ e a uma extensão de tracção do aço de $\epsilon_s=49.2\%$. Para os modelos DFE, um marcador adicional define o início da ocorrência de problemas numéricos. Estes últimos poderão não ser aparentes ao nível global mas tão somente ao nível local, como se verificará adiante.

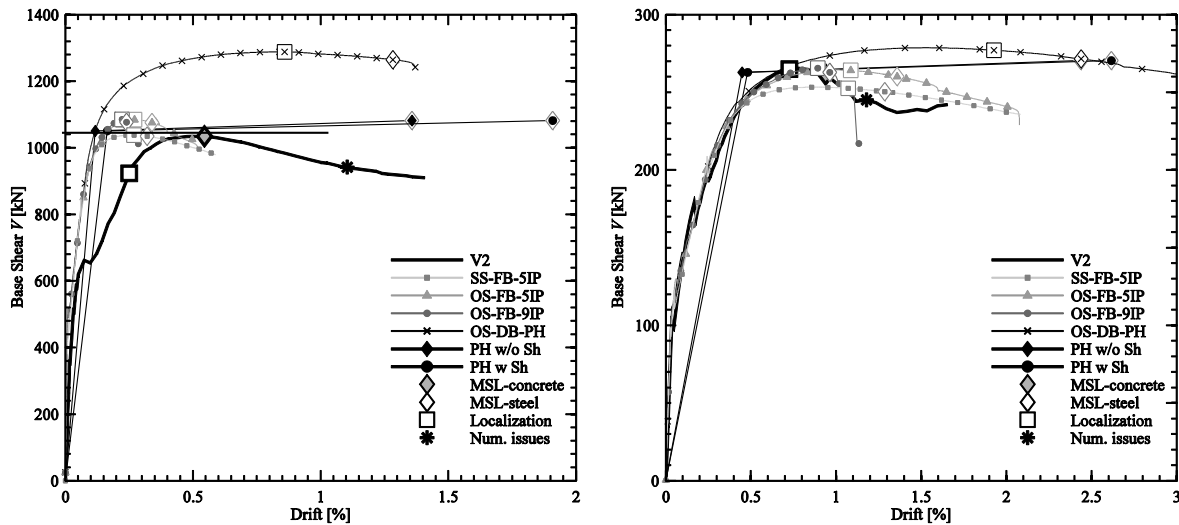


Figura 4. Comparação da resposta a nível global, obtida com as diferentes técnicas de modelação: (a) $L_s=2.1\text{m}$; (b) $L_s=8.4\text{m}$.

Antes de analisar separadamente os resultados para os dois vãos de corte, impõem-se alguns comentários gerais à Figura 4. Primeiramente, verifica-se que os MSLs ocorrem depois da localização numérica, o que significa que avaliações sísmicas baseadas em desempenho que se alicerçam somente no uso dos limites de extensão material poderão não ser de todo fiáveis. Em segundo lugar nota-se que, exceptuando os modelos DFE onde as deformações de corte assumem um papel significativo, o MSL do aço é a condição condicionante. Em terceiro lugar, para os modelos DPMs com 1 elemento e 5 pontos de integração, as diferenças entre os software *OpenSees* (OS) e *SeismoStruct* (SS) podem ser exclusivamente imputadas às diferenças entre as leis constitutivas uniaxiais do aço: o limite inferior do modelo utilizado pelo SS, representado na Figura 2(b), traduz-se numa ligeira sob-estimação da resistência, quando comparado com os resultados produzidos pelo OS. Finalmente, olhando exclusivamente para as curvas OS referentes a 5 e 9 IPs, verifica-se que os resultados começam a divergir no ramo pós-pico, o que corresponde à ocorrência de localização.

Os resultados relativos ao vão de corte $L_s=8.4\text{ m}$ ($L_s/h \approx 3.1$, Figura 4(b)) mostram uma boa concordância geral entre os modelos propostos, nomeadamente em termos da previsão da capacidade lateral da parede (cuja variação é inferior a 5%) e da evolução de rigidez até ao pico. Os modelos PHA são naturalmente a exceção pois, devido à hipótese de uma relação momento-curvatura bilinear, apresentam uma rigidez constante até ao ponto de cedência. A coincidência entre as simulações PHA sem e com deformação de corte (denominadas na Figura 4(b) respetivamente por “PH w/o Sh” e “PH w/ Sh”) confirmam a expectável baixa contribuição deste efeito, como esperado para vãos de corte $L_s/h > 3$ [11]. A semelhança entre os resultados dados pelo DFE e pelos DPMs reforçam esta conclusão. Ainda, tomando como referência os resultados das simulações DFE, os DPMs que utilizam formulações de flexibilidade (FB) aparentam fornecer melhores resultados que as formulações de rigidez (DB). Estas últimas, apesar de capturarem aceitavelmente a resistência do membro, sobrestimam rudemente a sua ductilidade em deslocamento.

Analisando agora o caso do vão de corte $L_s=2.1$ m ($L_s/h \approx 0.78$, Figura 4a), a clara influência das deformações de corte merce os seguintes comentários: (i) a curva de capacidade do modelo DFE mostra um aumento de flexibilidade em relação aos resultados dos DPMs; (ii) apesar do modelo PHA que inclui as deformações de corte prever um aumento de 40% da deriva última em relação ao PHA de flexão, é de referir que esta técnica de modelação tem pouco sentido físico visto que as hipóteses em que se baseia não são aplicáveis para um vão de corte tão pequeno, onde o comprimento da rótula plástica representa mais de 30% da altura da consola; (iii) a figura mostra ainda que as formulações de rigidez dos DPMs se desviam sensivelmente dos restantes modelos, não apenas em termos de ductilidade mas também em termos da resistência lateral (30% mais elevada do que a prevista pelo DFE). Esta observação não é surpreendente visto que as formulações de rigidez (DB) simulam maior rigidez e resistência devido às funções de interpolação de deslocamentos em que se baseiam [22]. Uma resposta objectiva (“exata”) pode apenas ser obtida com um número mais elevado de elementos, preferivelmente concentrados na zona do membro onde a inelasticidade se concentra; esta condição não se verifica no caso presente visto que o elemento na base tem um comprimento correspondente ao comprimento de rótula plástica equivalente; (iv) finalmente, note-se que apesar da simulação com elementos DPMs baseados em formulações de flexibilidade (FB) fornecer uma aceitável previsão da resistência da parede, os correspondentes deslocamentos falham a incorporação das deformações de corte; por conseguinte, a teoria de viga Euler-Bernoulli não é aplicável, como seria expectável.

5. RESPOSTA AO NÍVEL LOCAL

A resposta a nível local é analisada na presente secção para cada técnica de modelação e vão de corte. As extensões verticais de compressão no betão e de tracção nas armaduras longitudinais estão representadas na Figura 5(a) e (b). Os resultados relativos aos modelos PHA não são incluídos visto que, dadas as hipóteses deste método, parâmetros de resposta estrutural locais (como extensões) não devem ser calculados retroativamente a partir dos resultados obtidos a nível global. Quanto aos DPMs, as extensões nas fibras extremas da secção correspondente ao IP mais próximo da base são monitorizadas, ver Figura 3. Nesta figura estão também indicados os elementos do modelo DFE, bem como a respetiva posição, nos quais a correspondente extensão vertical também é monitorizada. De notar que a selecção de quatro elementos vizinhos na zona comprimida prende-se com o facto da resposta entre eles diferir significativamente, como se verá em breve. A próxima secção endereçará estes nocivos efeitos de localização em maior detalhe, os quais não ocorrem de forma tão evidente na zona traccionada, o que explica o facto de apenas um elemento ser monitorizado nesta zona. Analogamente à resposta global, a Figura 5 indica também com marcadores os pontos relativos à ocorrência dos MSLs, início de localização, e problemas numéricos.

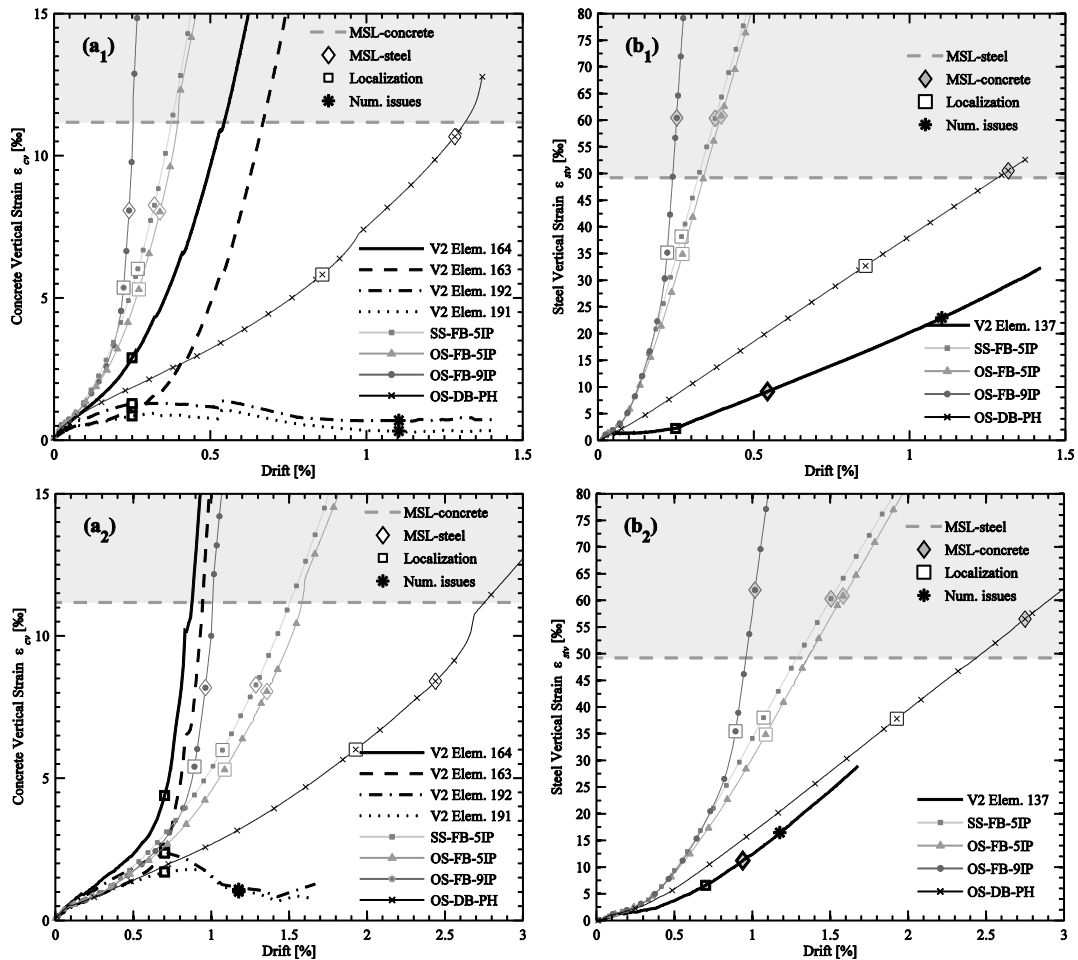


Figura 5. Simulação da resposta a nível local, com previsão das extensões no betão e no aço através das diferentes técnicas de modelação: (a₁) e (b₁): $L_s=2.1\text{m}$; (a₂) e (b₂): $L_s=8.4\text{m}$.

A Figura 5 mostra que a dispersão das extensões previstas pelas diferentes técnicas de modelação é muito significativa, pelo menos acima de determinados níveis de deriva lateral. Apesar deste efeito não ser inesperado do ponto de vista qualitativo, dadas as hipóteses específicas de cada formulação de elementos finitos e os mecanismos de deformação que simulam, as expressivas diferenças a nível quantitativo mostram que a utilização de extensões como parâmetros de resposta estrutural deve ser cuidadosamente empregue em avaliações sísmicas de edifícios com paredes (senão mesmo ignorado para níveis elevados de deriva). É portanto essencial encontrar um limite superior de fiabilidade, tal como discutido na secção 2, que defina um intervalo de resultados acima do qual a técnica de modelação em causa poderá não ser necessariamente fiável. Esta condição não é portanto uma condição suficiente que garanta a precisão dos resultados obtidos mas antes indicatória de um limite em que a simulação por elementos finitos se torna progressivamente infundada.

A comparação dos gráficos (a₁)/(b₁) com os gráficos (a₂)/(b₂) mostra ainda que a dispersão da simulação das extensões verticais (no betão/aço) é claramente superior para o vão de corte mais baixo. Como exemplo, observe-se que enquanto a relação entre o limite superior

e o limite inferior para as extensões de compressão no betão, dada pelas diferentes técnicas de modelação, para uma deriva de 0.2% e $L_s=2.1\text{m}$, é de cerca de 5, este mesmo valor só é atingido, para o caso $L_s=8.4\text{m}$, para uma deriva de aproximadamente 1% (ou seja, 5 vezes superior).

Outros comentários podem ser feitos analisando em maior detalhe as curvas específicas de cada gráfico. Considerando os resultados dados pelo DFE para o betão em compressão, nota-se que as extensões se concentram nos elementos contíguos à fundação (no. 163 e 164), enquanto os elementos situados na segunda fila (no. 191 e 192) mostram uma resposta de descarregamento. As razões para tal comportamento serão analisadas na próxima secção, bem como a divergência entre os resultados dos DPMs com formulação de flexibilidade e diferente número de pontos de integração. É ainda evidente que a formulação de rigidez subestima significativamente as extensões verticais, quando comparadas com as previstas pela formulação de forças. Esta discrepância, que aumenta para o vão de corte maior, é atribuível ao facto da formulação de rigidez se basear numa distribuição linear de curvaturas ao longo de cada elemento associada a uma verificação ponderada do equilíbrio, o que cria uma restrição artificial ao desenvolvimento de curvaturas inelásticas pelos diversos IPs [23]. Relativamente às extensões nas armaduras, e para além de que observações análogas podem ser feitas para os resultados dados pelos diferentes DPMs, é de realçar que, para os vãos de corte considerados, o limite inferior é fornecido pelo modelo DFE.

6. LOCALIZAÇÃO E PATOLOGIAS NUMÉRICAS

A presente secção começa por definir os limites de objectividade da resposta aplicáveis quer aos modelos DPM quer aos modelos DFE. Acima deste limiar, a ocorrência de localização numérica provoca uma dependência crítica da malha utilizada nos resultados. Tal como referido por Bazant [24], este fenómeno está directamente relacionado com problemas computacionais específicos que ocorrem quando o comportamento material é descrito por relações constitutivas com amolecimento; nomeadamente, o ramo descendente da relação extensão-tensão conduz a dificuldades matemáticas visto que o problema com condições de fronteira se transforma num problema mal-posto e a resposta deixa assim de ser única.

Analisando primeiramente os modelos DPMs (FB-5IP, FB-9IP, DB), a Figura 6 representa as curvas momento-curvatura das secções localizadas na proximidade da base da consola, para o caso $L_s=8.4\text{m}$. Cada curva inclui dez marcadores que correspondem a iguais intervalos de deriva até um valor máximo δ_{max} , definido como o deslocamento correspondente a uma força pós-pico 10% abaixo da capacidade resistente da parede. A capacidade de flexão da secção, para a carga axial aplicada, é representada por uma linha horizontal cinzenta a tracejado.

Como observável na Figura 6 para FB-5IP, após o pico do momento-curvatura na secção da base (que se atinge para $\phi \approx 12\text{km}^{-1}$, 6º marcador, gráfico a1), as deformações começam a concentrar-se nessa secção enquanto a secção acima começa a descarregar (gráfico a2). O mesmo comportamento pode ser encontrado para o modelo FB-9IP, respectivamente nos

gráficos (b1), (b2) e (b3), com a diferença significativa de que a concentração de curvaturas na secção da base progride muito mais rapidamente: para o elemento com 5 IPs, um aumento da curvatura na base de 12 km^{-1} para 32 km^{-1} leva a um aumento da deriva de $0.4 \delta_{max}$ (gráfico a1), enquanto para o elemento FB com 9 IPs, o mesmo aumento em curvatura conduz a um aumento da deriva de apenas $0.2 \delta_{max}$. Tal efeito é devido aos diferentes pesos de integração para a secção da base onde as deformações se concentram (0.028 para FB-9IP e 0.1 para FB-5IP, de um peso total de 2 para todos os IPs no elemento). A ocorrência de localização é consideravelmente distinta para formulações de rigidez, onde as curvaturas se concentram simultaneamente nas duas secções do elemento na base: o gráfico (c3) mostra que o descarregamento ocorre na secção inferior do segundo elemento. Adicionalmente, é de realçar que os momentos máximos para as duas secções no elemento na base (gráficos c1 e c2) diferem da capacidade de flexão da secção para a carga axial aplicada. Esta discrepância deve-se ao facto de as formulações de rigidez não verificarem o equilíbrio de uma forma estrita; consequentemente, o esforço axial em cada secção é diferente, e apenas a média do esforço axial nas duas secções do elemento equivale à carga aplicada externamente.

A ocorrência de localização no modelo DFE é evidenciada na Figura 7 para $L_s=8.4\text{m}$. Em particular, são mostradas as curvas extensão-tensão verticais para os quatro elementos em compressão (ver Figura 3). Estas curvas são representadas até um nível de deriva de 0.8%, o qual corresponde aproximadamente ao pico da relação força-deslocamento. Novamente, os marcadores de cada curva representam intervalos de deriva igualmente espaçados.

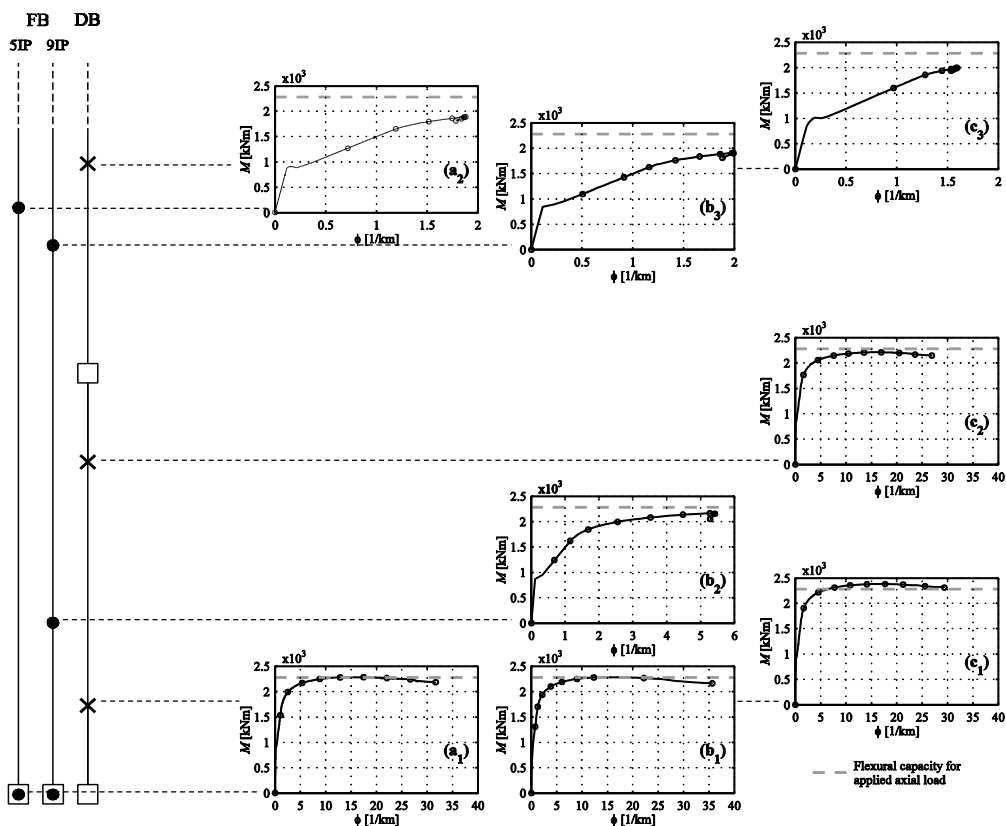


Figura 6. Localização numérica em modelos DPMs (FB e DB), perto da base da consola.

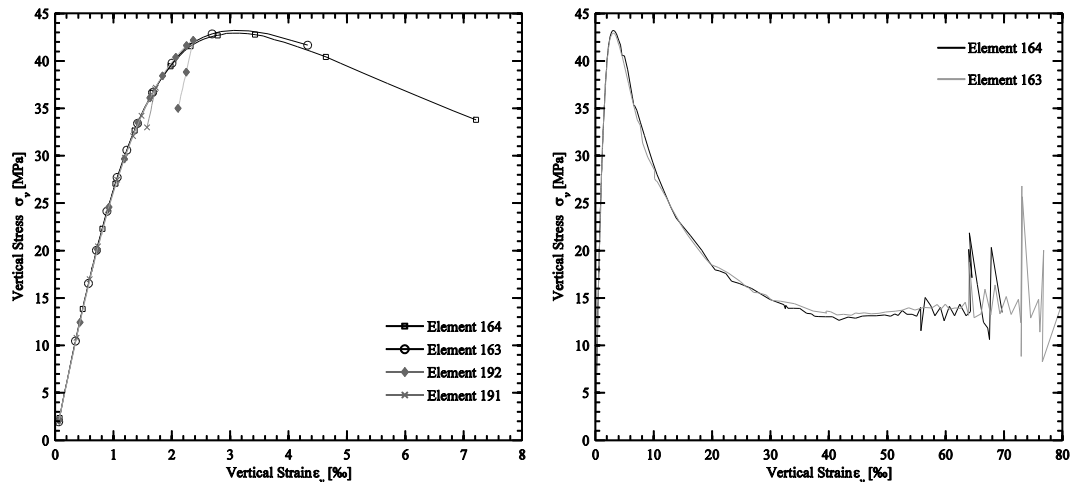


Figura 7. Modelo DFE: (a) Localização numérica; (b) Ocorrência de problemas numéricos.

A interpretação dos resultados indica que, acima de um determinado valor de deriva, as extensões concentram-se nos elementos contíguos à fundação (no. 163 e 164), enquanto os elementos acima (nos. 191 e 192) começam a descarregar. Neste estudo, o nível de deriva correspondente ao início de localização para o DFE foi identificado pela ocorrência da primeira tangente negativa às curvas extensões-tensões verticais, de entre todos os elementos da malha em compressão. Refira-se que, em modelos DFE, a simulação de um gradiente de tensões e extensões para membros em flexão diminui em geral a relevância dos efeitos de localização quando comparados com membros em compressão uniforme.

A Figura 7(b) mostra as mesmas curvas extensão-tensão vertical traçadas na Figura 7(a), para os elementos no. 163 e 164, mas agora alargadas até ao fim da análise (correspondente a uma deriva de cerca de 1.7%). O objectivo deste gráfico é mostrar a ocorrência de um comportamento espúrio para extensões acima de cerca de 5.5%, e que expõem problemas de convergência numérica. Estes últimos são comuns, e em certa medida inevitáveis, em software de análise estrutural; no entanto, geralmente podem ser corrigidos, atenuados, ou até eliminados para combinações específicas de parâmetros de entrada, modelos materiais ou do elemento, critérios de convergência, métodos de solução do problema não-linear, etc. Tais combinações são porém difíceis de antever *a priori*, pelo que os utilizadores deverão estar precavidos para a provável ocorrência de problemas de índole numérica, tentando-os identificar sempre que possível para aferirem a fiabilidade do output das análises. Finalmente, realce-se que o comportamento espúrio local de alguns elementos da malha (tal como o representado na Figura 7b) não se espelha necessariamente ao nível global (ver Figura 4), pelo que a importância de se levar a cabo uma avaliação multi-nível conjunta é, novamente, fortemente aconselhada.

7. CONCLUSÕES

Actualmente, o comportamento inelástico de paredes de betão armado pode ser correntemente simulado através de uma variedade de técnicas de modelação. No presente

artigo, os resultados obtidos através de análises de rótula plástica, elementos de viga com plasticidade distribuída, e modelos com elementos de membrana, são investigados e comparados. Cada modelo pode ser encarado como uma composição de níveis de análise inter-relacionados através de um certo número de variáveis partilhadas entre esses níveis. A necessidade e importância de se efectuar uma interpretação multi-nível do output por forma a aferir a fiabilidade de uma avaliação estrutural é a primeira conclusão deste estudo. Mostra-se também que, apesar dos notáveis avanços dos métodos de simulação numérica ao longo das últimas décadas, as técnicas de modelação empregues fornecem uma dispersão de resultados que aumenta muito significativamente do nível global para o nível local. Este fenómeno deve ser tido em conta cuidadosamente visto que parâmetros de resposta estrutural locais são progressivamente adoptados nos recentes métodos de dimensionamento e avaliação baseados em desempenho (“performance-based”). A definição do intervalo dos resultados das análises que pode ser considerado como fiável foi de seguida discutido e definido, tendo para tal sido utilizados três critérios distintos: limites de extensão material, ocorrência de localização, e outros problemas numéricos. Uma apresentação alargada desta problemática pode ser encontrada em Almeida et al. [25], onde os efeitos das deformações de corte ao nível local, bem como do confinamento e outros fenómenos físicos, são também analisados em detalhe.

REFERÊNCIAS

- [1] SEAOC, Recommended Lateral Force Requirements and Commentary, First, 1959.
- [2] Y. Bozorgnia, V. V. Bertero, Earthquake Engineering - From Engineering Seismology to Performance-Based Engineering, 2004.
- [3] SEAOC, Recommended Lateral Force Requirements and Commentary, Fourth, 1980.
- [4] ATC-3-06, Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings, California, 1978.
- [5] EN1998-1, Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance. Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings. Doc CEN/TC250/SC8/N306., 2002.
- [6] ASCE 7-02, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, 2002.
- [7] FEMA, FEMA P-58-1: Seismic Performance Assessment of Buildings, Volume 1 - Methodology, 2012.
- [8] EN1998-3, Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance. Part 3: Assessment and Retrofitting of Buildings. Doc CEN/TC250/SC8/N306., 2005.
- [9] K. Mackie, B. Stojadinovic, Seismic demands for performance-based design of bridges, in: PEER Annu. Meet., 2001.

- [10] M.P. Berry, D.E. Lehman, L.N. Lowes, Lumped-plasticity models for performance simulation of bridge columns, *ACI Struct. J.* 105 (2008) 270–279.
- [11] M.J.N. Priestley, G.M. Calvi, M.J. Kowalsky, *Displacement-based Seismic Design of Structures*, 2007.
- [12] J.B. Mander, M.J.N. Priestley, R. Park, Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete, *J. Struct. Eng.* 114 (1988) 1804–1826.
- [13] J.P. Almeida, O. Prodan, A. Rosso, K. Beyer, *Tests on thin reinforced concrete walls subjected to in-plane and out-of-plane cyclic loading*, 2014.
- [14] M.J.N. Priestley, F. Seible, G.M. Calvi, *Seismic Design and Retrofit of Bridges*, 1996.
- [15] C.-S. Lin, A.C. Scordelis, Nonlinear analysis of RC shells of general form, *J. Struct. Div.* 101 (1975) 523–538.
- [16] D. Tarquini, *Modelling Approaches for Inelastic Behaviour of RC Walls: Multi-level Assessment and Dependability of Results*, IUSS - Istituto Universitario di Studi Superiori, Pavia, 2014.
- [17] K. Beyer, A. Dazio, M.J.N. Priestley, Shear deformations of slender reinforced concrete walls under seismic loading - Closure, *ACI Struct. J.* 109 (2012) 128.
- [18] OpenSees, *Open System for Earthquake Engineering Simulation - Version 2.4.3*, (2013).
- [19] SeismoSoft, *SeismoStruct - A Computer Program for Static and Dynamic Nonlinear Analysis of Framed Structures*, (2013).
- [20] P.S. Wong, F.J. Vecchio, H. Trommels, *VecTor2 - Nonlinear Analysis of Two-Dimensional Reinforced Concrete Membrane Structures*, (2014).
- [21] F.J. Vecchio, M.P. Collins, The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear, *ACI J.* 83 (1986) 219–231.
- [22] B.F. de Veubeke, Displacement and equilibrium models in the finite element method, in: *Stress Anal.*, O.C. Zienk, John Wiley & Sons, 1965: pp. 145–197.
- [23] A. Calabrese, J.P. Almeida, R. Pinho, Numerical issues in distributed inelasticity modeling of RC frame elements for seismic analysis, *J. Earthq. Eng.* 14 (2010) 38–68.
- [24] Z.P. Bazant, Instability, ductility and size effect in strain-softening concrete, *J. Eng. Mech. Div.* 102 (1976) 331–344.
- [25] J.P. Almeida, D. Tarquini, K. Beyer, *Modelling Approaches for Inelastic Behaviour of RC Walls: Multi-level Assessment and Dependability of Results*, *Arch. Comput. Methods Eng.* (accepted Publ. (2014)).