6 CONCLUSÃO

Este trabalho procurou mostrar os efeitos da não-linearidade física do concreto armado no comportamento estrutural, decorrentes da não-linearidade constitutiva dos materiais aço e concreto, da fissuração do concreto e do enrijecimento da armadura tracionada, especialmente na fase plástica. No que segue, resumem-se as principais conclusões encontradas e indicam-se os pontos que exigem aprofundamento.

A não-linearidade física do concreto em compressão uniaxial decorre da evolução da microfissuração existente entre o agregado e a matriz da argamassa em macrofissuração desta última. A lei constitutiva correspondente, no ramo ascendente, é uma propriedade do material, e pode ser usada sem alteração nas peças com gradiente de deformação. Mas o ramo descendente desta lei não é uma característica só do material, e sua obtenção depende do sistema formado pela máquina de ensaio e pelo corpo de prova, segundo três parcelas distintas: a própria máquina de ensaio, cuja influência precisa ser eliminada na subseqüente dedução teórica, uma região do corpo de prova que se descarrega elasticamente, e outra região, de comprimento aproximadamente igual ao dobro do diâmetro do corpo de prova, onde há localização de deformação. O encurtamento desta última supera o encurtamento total medido no ensaio de deformação controlada, pois na descarga há ganho de alongamento nas duas primeiras parcelas. Tomando-se a energia de ruptura por unidade de volume como praticamente constante com a resistência do concreto, e em igualdade do diâmetro e da esbeltez do corpo de prova, resulta uma queda mais rápida do ramo descendente para os concretos de maior resistência, cf. Fig. 2.7b.

Na tração uniaxial o comportamento do concreto é descrito através de duas leis constitutivas. A primeira, praticamente linear até a resistência f_{ct}, refere-se ao ramo ascendente da lei $\sigma_c(\varepsilon_c)$ e é uma propriedade do material. A segunda lei, conforme o Modelo da Fissura Coesiva, descreve no ramo descendente a relação $\sigma_c(w)$ entre a tensão aplicada e a abertura da fissura coesiva, grandeza sempre crescente a partir do início da fissuração até a completa separação do material, e é também uma propriedade do material (através da energia de fratura, G_F, por unidade de área da fissura, função da resistência do concreto e do diâmetro máximo do agregado). Esta segunda lei, do tipo *tensão-deslocamento*, pode ser transformada numa lei do tipo *tensão-deformação*, $\sigma_c(\varepsilon_c)$, caracterizada pelo módulo de amolecimento E_D, dependente porém do comprimento do corpo de prova, com o que esta lei passa a ser uma propriedade da estrutura.

Este modelo é transposto para vigas de concreto simples em flexão simples, e com isso é possível a determinação analítica da resistência à tração na flexão simples. Nesta resistência é fundamental o índice de fragilidade B, uma característica do sistema estrutural, que depende do material, através de sua resistência à tração uniaxial f_{ct}, da energia de ruptura por unidade de área da fissura G_F, do módulo de elasticidade E, e do vão l da viga. Mais precisamente, o índice de fragilidade depende do quociente das energias elástica acumulada no corpo (proporcional a $f_{ct}^2 l^3 / E$) e de ruptura (proporcional a $G_F l^2$). Com isso fica evidente que uma forma de diminuir a fragilidade da estrutura está em aumentar a energia de ruptura por unidade de área da fissura, G_F, o que se consegue, p. ex., com o uso de fibras metálicas. Note-se também que, para vigas de esbeltez constante, a fragilidade cresce com a altura da seção transversal. A partir da solução analítica de Sigrist, de grande simplicidade e clareza, para a obtenção desta resistência, foi dada aqui uma solução que inclui uma condição de contorno geométrica, Equação (2.44). Esta condição associa à abertura da fissura coesiva não a flecha total da viga, mas a diferença entre a flecha total e a máxima flecha elástica, i. e., aquela para a qual resulta na borda tracionada a tensão f_{ct}. Assim, as aberturas da fissura coesiva são algo menores, as tensões normais nela atuantes são maiores e, portanto, algo maior é a resistência à tração na flexão. A obtenção analítica desta resistência mostra boa concordância com a expressão dada no MC-90, item 2.1.3.3.1, e pode ser estendida a outras formas de seção transversal, além da retangular, incluindo-se a força normal, com o que seriam consideradas as peças protendidas, e mesmo os pilares medianamente comprimidos. À primeira vista, as tensões na fissura coesiva parecem tão pequenas que deveriam ser desprezadas.

Mas na flexão simples de vigas de concreto simples, a força de tração nela desenvolvida pode chegar a ser praticamente igual à força de compressão, especialmente no ponto de máximo da curva momento-deslocamento vertical na seção central.

Na seqüência, foram descritos os critérios de resistência de Mohr-Coulomb truncado na tração, incluindo-se o confinamento lateral do estado plano de deformação, e o de Kupfer et al., para o concreto em estado duplo de tensão. Estes dois critérios são simples e bastante satisfatórios para a maioria das aplicações práticas. Estima-se, a partir deles, a resistência do concreto da alma das vigas, geralmente sujeitas a um estado plano de tensões do tipo compressão-tração.

Para os aços utilizados nas armaduras de concreto a Tabela 2.3 dá as características de ductilidade exigidas pela NBR 7480/1996, pelo EC-2 e o MC-90. Com os dados disponíveis, mostra-se que o CA-50 pode ser comparável ao aço Classe S do MC-90, de ductilidade muito alta e usado em estruturas sujeitas a abalos sísmicos. O CA-60, por sua vez, pode ser comparável ao aço Classe A do MC-90, de ductilidade alta. Entretanto, estas conclusões devem ser mais bem confirmadas através de investigações experimentais para os aços nacionais, especialmente no que diz respeito à deformação última ε_{su}.

Quanto às características de aderência exigidas pela NBR 7480/1996, mostrou-se analiticamente que o ensaio de tirante, do qual decorre o coeficiente de conformação superficial das barras nervuradas, cf. a NBR 7437/1982, impõe, em condição desfavorável de tensão muito alta na armadura no estado de utilização, uma deformação média do tirante igual a $2^0/_{00}$ e aberturas de fissuras máximas entre $0{,}2mm$ e $0{,}4mm$. Como se confirma indiretamente no capítulo 5, não é necessário, nem desejável aumentar o coeficiente de conformação superficial das barras nervuradas além dos valores mínimos fixados na NBR 7480/1996, pois quanto menor este coeficiente maior é a capacidade de rotação plástica.

Para o concreto em flexão foram consideradas duas leis constitutivas: a de Grasser e a parábola-linear, deduzida no ramo descendente da compressão uniaxial por Sigrist (1995). Neste ramo (um tema atualmente em pesquisa na área da Mecânica da Fratura, especialmente na flexão), limitou-se a deformação àquela correspondente à metade da tensão de pico, cf. o MC-90. Nas referidas leis, incluem-se a parábola do segundo grau e a parábola-retângulo, como casos particulares. Esta última lei, associada à deformação limite do concreto igual a $-5^{0}/_{00}$ ou outro valor confirmado experimentalmente, foi usada no capítulo 5, na determinação da capacidade de rotação plástica.

No capítulo 3 descreveu-se o comportamento conjunto do concreto e da armadura em modelo de tirante, sob os aspectos de aderência e de fissuração, nas fases de formação e de estabilização de fissuras. Este modelo é posteriormente transposto para as peças fletidas.

Dá-se uma solução aproximada da equação diferencial de segunda ordem do deslizamento para o ramo ascendente da lei constitutiva tensão de aderência-deslizamento do MC-90, Equação (3.8a), admitindo-se a armadura na fase elástica. Esta solução é aplicada em dois exemplos, dos quais se tiram vários resultados (para o ensaio de arrancamento na Fig. 3.5, para a fase de formação de fissuras na Fig. 3.7), referentes ao comprimento de ancoragem, à tensão média de aderência, ao comprimento de transmissão, à deformação média do aço nesses comprimentos e à abertura da fissura.

Na fase de fissuração estabilizada, antes do escoamento da armadura, mostra-se a dedução do espaçamento médio das fissuras e a lei simplificada tensão da armadura na fissura, associada à sua deformação média, cf. o MC-90. Esta lei é completada na fase pós-escoamento da armadura pelo seu último ramo, decorrente do trabalho de Kreller (1989). Com isso, o fenômeno do enrijecimento da armadura tracionada e a conseqüente deformabilidade do banzo tracionado podem ser considerados com boa aproximação, como mostrado no capítulo 5 através de comparação com a solução rigorosa.

Ainda conforme o mesmo autor, dão-se as expressões para a determinação do espaçamento médio das fissuras, incluindo-se a influência do espaçamento dos estribos. Sugere-se aqui uma alteração no cálculo do espaçamento das fissuras para os casos em que o espaçamento dos estribos supera três vezes o comprimento de transmissão. Entretanto, as expressões dadas para a influência do estribo no espaçamento médio das fissuras devem ser mais bem confirmadas por ensaios, que poderiam servir também para a determinação experimental do enrijecimento da armadura tracionada na fase plástica, no caso dos aços nacionais.

O capítulo 4 ocupa-se da determinação do diagrama momento-curvatura na flexão composta normal, para seções em forma de duplo T assimétrico, com várias camadas de armadura, incluindo-se o enrijecimento da armadura tracionada. Destaca-se aqui a obtenção dos pontos principais desse diagrama, todos eles muito úteis e necessários na determinação da deformabilidade e da resistência da seção transversal.

Através do caso básico de seção retangular na flexão simples, examinado no item 4.2, mostra-se que é possível dimensionar a seção a partir do ponto de máximo do diagrama momento-curvatura, dispensando-se o uso dos domínios de deformação. Esta mesma possibilidade também existe na flexão composta normal, com força axial de compressão, tratada no item 4.5. Nesse caso, os diagramas de interação momento-força normal resistentes de cálculo mostram surpreendente proximidade com aqueles obtidos com as hipóteses tradicionalmente adotadas. O presente enfoque permite uma transição mais clara entre pilares curtos e esbeltos. Nas peças hiperestáticas é possível ir além desse máximo, *sem queda significativa do momento resistente*. Esta possibilidade está ligada à determinação da capacidade portante da estrutura, seja de maneira mais precisa através de análise não-linear, seja através do conceito de deformação limite dos materiais.

Os diagramas momento-curvatura são classificados em cinco tipos, cf. a Fig. 4.9, considerando-se a possibilidade de ocorrência da fissuração, do escoamento da armadura tracionada, do início da plastificação do concreto (deformação ε_{c1} na borda mais comprimida), do ponto de máximo antes de uma deformação limite e do último ponto correspondente a uma deformação limite. Os pontos correspondentes a estes eventos, e à origem do diagrama, compõem os denominados pontos principais.

Para efeitos práticos, este diagrama pode ser linearizado em um número de segmentos que se julgar necessário. Da linearização dos segmentos entre os pontos principais, adotada neste trabalho, decorrem as rigidezes correspondentes, definidas pelas inclinações dos segmentos de reta que relacionam o momento à curvatura (média). Como a curvatura média, na fissuração estabilizada, relaciona-se linearmente com o momento fletor, resulta que sua variação ao longo do elemento estrutural tem o mesmo tipo de variação do momento.

Ressalte-se que o momento de fissuração é obtido na flexo-compressão de maneira mais precisa que a usual, pois são consideradas as leis não-lineares dos materiais. Com isso a rigidez dos pilares pode ser mais bem definida em função da força normal, conforme haja ou não fissuração.

As várias comparações feitas (incluídas as do capítulo 5) confirmam o acerto da solução dada para a obtenção do diagrama momento-curvatura. Dessa forma o cálculo dos deslocamentos (não incluída a fluência do concreto) pode ser feito de maneira mais precisa.

Das mencionadas linearizações decorre a rigidez à flexão, que pode ser utilizada nos diferentes tipos de análise, descritos no capítulo 1. Para as vigas, considerando-se a fissuração estabilizada e desprezando-se o momento de fissuração, são dados os valores da rigidez para seção retangular, incluindo-se os casos de armadura dupla. Conforme a Tabela 4.11 e a Fig. 4.19, a rigidez à flexão varia na faixa $(0,11 a 0,95)E_{ci}I_0$, e é crescente com a taxa mecânica da armadura e com o quociente A_{s2}/A_{s1}, no caso de armadura dupla, onde A_{s1} e A_{s2} são, respectivamente, as áreas das armaduras tracionada e próxima da borda comprimida. Esta rigidez pode também ser determinada para qualquer seção derivada do duplo T, com várias camadas de armadura, p. ex., para as seções celulares usadas nas pontes. Dá-se, ainda, uma expressão da rigidez à flexão de vigas de seção retangular em flexão simples, Equação (4.76), a qual considera o enrijecimento da armadura tracionada e dispensa a obtenção do diagrama momento-curvatura.

Para os pilares interessam na análise principalmente os dois primeiros segmentos do diagrama momento-curvatura, se houver fissuração, ou só o primeiro, em caso contrário. Isso porque no ELU os momentos solicitantes de cálculo das seções críticas são inferiores, conforme o caso, aos momentos do início do escoamento da armadura (se isto ocorrer) e àquele para o qual resulta na borda mais comprimida o encurtamento ε_{c1} correspondente à tensão de pico da lei constitutiva do concreto. Estes dois momentos são calculados com as resistências média do concreto, f_{cm}, e característica do aço, f_{yk}. Nos pilares de seção retangular com armadura simétrica, cf. a Tabela 4.12a, a rigidez do primeiro segmento, $(EI)_1$, pode variar na faixa $(0,6 a 1,7)E_{ci}I_0$. No segundo segmento, cf. a Tabela 4.12b, a correspondente rigidez, $(EI)_2$, pode variar na faixa $(0{,}22a0{,}95)E_{ci}I_0$, dependendo da taxa mecânica da armadura e do nível da força normal de compressão. O momento de fissuração e as correspondentes curvaturas nos Estádios I e II separam os dois segmentos. Se, em qualquer caso, a rigidez à flexão for admitida independente da distribuição do momento fletor ao longo do pilar e de sua esbeltez, bastam os dados destas tabelas para a análise.

Mostra-se, entretanto, que é possível obter a rigidez à flexão de pilares de forma mais precisa, através de uma rigidez equivalente, cf. Equação (4.83) dada no item 4.5. Nesta rigidez consideram-se as influências da distribuição linear de momentos fletores ao longo do pilar, da armadura, da força normal e do momento de fissuração. Considerando-se, para os pórticos planos usuais de edifícios, os resultados recentes de análises não-lineares e dos métodos aproximados (como, p. ex., o coeficiente γ_z proposto por Franco e Vasconcelos (1991), e o fator de majoração das cargas horizontais dado no MC-90, item 6.6.3.1.3, devido a Kordina e Quast), verifica-se que a majoração dos momentos de primeira ordem, decorrente dos efeitos de segunda ordem, é , ao que parece, mais moderada do que se supunha antigamente, cerca de 10% a 25%, para pórticos bem contraventados. Com isso, os momentos de primeira ordem compõem a maior parcela dos momentos totais. Isso facilita a determinação da rigidez (equivalente) dos pilares, pois nela é pequeno o erro decorrente da esbeltez, se esta for desprezada. De qualquer modo, na determinação mais precisa das rigidezes dos pilares e das vigas que formam o esqueleto do pórtico, não há como evitar iteração na análise e no dimensionamento. Enfatiza-se a necessidade de incluir nestes cálculos iterativos uma terceira sub-rotina, a que determina a rigidez dos elementos estruturais. Dessa maneira, pode-se comprovar, com maior rigor, não apenas a segurança dos pilares (e da estrutura), mas também a demanda e a oferta de rotação plástica das vigas e, eventualmente, dos pilares.

O capítulo 5 trata da determinação da capacidade de rotação plástica de elementos unidimensionais de CA, especificamente das vigas, das lajes armadas numa só direção e dos pilares, incluídos os cintados (nestes, através de um exemplo de seção quadrada). Nessa determinação são dados dois métodos: o simplificado, que usa o ramo plástico da lei $\sigma_s(\varepsilon_{sm})$, cf. Equação (3.67), e o rigoroso, que aplica diretamente a lei $\tau_b(s)$, cf. Equações (5.20). Em ambos, segue-se aqui um caminho diferente dos trabalhos consultados, e no primeiro método apresentam-se equações originais da capacidade de rotação plástica.

Esta capacidade, na flexão simples, tem dois ramos. O primeiro geralmente é ascendente, mas por vezes constante, conforme mostrado na Fig. 5.31. Neste ramo, o pólo da reta de deformação da seção central localiza-se na armadura, com deformação fixa e igual à deformação última do aço, ε_{su}. Para taxas de armadura crescentes, cresce a profundidade da LN, com o que geralmente *cresce* também a curvatura nesta e nas demais seções, donde o *aumento* da capacidade de rotação plástica, até que seja atingida a deformação limite do concreto. A partir daí, segue-se o ramo descendente, no qual o pólo da reta de deformações da seção central passa a localizar-se na borda comprimida, com deformação fixa e igual à deformação limite do concreto, $\varepsilon_{c\lim}$, com o que as curvaturas *decrescem* para taxas mecânicas crescentes, donde a *diminuição* da capacidade de rotação plástica.

A influência favorável da força cortante é considerada fixando-se a inclinação do campo de compressão na alma da peça, a partir da inclinação diagonal das fissuras, também na flexo-compressão. Esta inclinação é igual a 40^0 na flexão simples, e diminui com a intensidade crescente da força normal de compressão. O valor da força cortante a partir do qual há fissuração diagonal na alma da peça é o dado pela Equação (5.10). Como esta força decorre de resultados experimentais, naturalmente sujeitos a dispersão, ao invés de um valor determinístico, há uma faixa da taxa mecânica em que a fissuração diagonal pode estar presente ou não. Esta faixa está determinada na Fig. 5.9. Como a força cortante estende favoravelmente a plastificação da armadura a um número maior de fissuras, recomenda-se no projeto a adoção de taxas mecânicas das seções críticas não inferiores ao valor máximo da mencionada faixa, pelo menos em vigas.

Observa-se, ainda, que para fissuras (teoricamente) ortogonais ao eixo longitudinal da peça, embora não acusada pela Equação (5.7), há transmissão de força cortante por atrito na fissura, mesmo sem haver deslocamento tangencial relativo das faces da fissura, bem como no banzo comprimido e, ainda, por corte da armadura longitudinal. Isso pode ocorrer nas vigas, nos pilares e, especialmente, nas lajes. Esta influência pode ser simulada, cf. Equações (5.5) e (5.6), adotando-se para a inclinação da fissura um ângulo menor que 90^{o}, com o que a cotangente do ângulo de inclinação do campo de compressão (inclinação menor do que a da fissura) não se anula. Este é um ponto a ser melhor esclarecido. Ver o item 6.4.2.3 do MC-90.

A variação paramétrica considerada na capacidade de rotação plástica mostra como atuam as suas diferentes fontes de influência. Esta capacidade aumenta para:

(1) quedas na qualidade de aderência,
(2) ocorrência da fissuração diagonal na alma das vigas (influência favorável da força cortante),
(3) aumentos da resistência do concreto e da sua deformação limite,
(4) aumentos do quociente $(f_t / f_y)_k$ e da deformação última do aço, ε_{su}; ou dito de outra forma, aumento da área sob a curva completa tensão-deformação do aço em questão,
(5) queda no espaçamento médio das fissuras,
(6) aumento do diâmetro da armadura do banzo tracionado, e
(7) aumento da esbeltez da viga equivalente.

Também foram mostradas as influências:

(8) da força normal de compressão, a qual desloca a ruptura da armadura que haveria na flexão simples correspondente, para a ruptura do concreto, e faz cair rapidamente a capacidade de rotação plástica. Nos casos de seção retangular com armadura simétrica, esta capacidade de rotação plástica é quase constante, a partir de um certo valor da taxa mecânica da armadura, correspondente ao início do escoamento da armadura comprimida. Isso porque a força normal de compressão neste caso passa a ser resistida quase que somente pelo concreto, com o que a profundidade da LN na ruptura é praticamente constante. Como a deformação limite (a do concreto) na seção central é constante, resultam nesta e nas demais seções curvaturas quase constantes, e

(9) da armadura dupla, a qual pode ser desfavorável, se a camada de armadura próxima da borda comprimida estiver tracionada (pois neste caso há diminuição da deformação da armadura principal), e favorável em caso contrário. O valor da taxa mecânica da armadura que separa estas duas possibilidades corresponde à profundidade da LN, na ruptura, igual à profundidade da camada de armadura próxima da borda comprimida, cf. Fig. 5.18.

Podem ser mencionadas, ainda, as influências da forma do diagrama de momento fletor e da largura da placa de apoio onde se aplica a carga concentrada na viga equivalente. Um diagrama parabólico, p. ex., proveniente de carga distribuída na viga equivalente, aumenta a rotação plástica, em relação à de um diagrama triangular de igual momento máximo, proveniente de carga concentrada na mesma viga. A influência da placa de apoio, para frações b_0/L da ordem de 5% a 10% correspondentes aos casos examinados aqui, mostra-se expressiva somente quando não há fissuras inclinadas.

Das comparações entre os resultados teóricos e experimentais feitas para três séries de ensaios conclui-se que há, em todos eles, muito boa concordância na capacidade de carga. Quanto à capacidade de rotação plástica, a concordância obtida nas duas primeiras séries (ensaios de Eligehausen e Fabritius, e de Sigrist e Marti) é, também, muito satisfatória. Na última série (ensaios de Bosco e Debernardi), entretanto, só há boa concordância em metade dos resultados, naqueles correspondentes à existência de fissuração (teoricamente) inclinada da alma das vigas. Ainda assim, nas vigas com baixas taxas de armadura a capacidade de rotação plástica obtida experimentalmente está bem acima da teórica, quer dizer, a favor da segurança. Discrepâncias semelhantes, nesta mesma série, também foram obtidas por Bigaj-van Vliet e Mayer, CEB 242 (1998).

Através de um exemplo de pilar cintado de seção quadrada, mostrou-se que é possível tornar dúctil um pilar com força axial elevada. A capacidade de rotação plástica obtida tem ordem de grandeza compatível com a das vigas de um mesmo pórtico. Além disso, não é necessário cintá-lo em toda sua altura.

A determinação da capacidade de rotação plástica, inicialmente feita para as vigas equivalentes simétricas, foi estendida às vigas contínuas de pórticos planos e às vigas equivalentes assimétricas, através de soluções originais. Com esta generalização abrange-se a maioria dos casos práticos que ocorrem em pórticos planos, em vigas e em lajes contínuas, armadas numa só direção.

No item 5.9 discute-se a determinação conservativa da capacidade de rotação plástica segundo as normas, para efeito de projeto. Em coincidência com a proposta de Levi et al. (1995), mas por outro caminho, obtêm-se as curvas dessa capacidade para o aço CA-50 e para concretos de resistências $f_{ck} = 20/35/50 MPa$, nas condições de boa e de má aderência, na flexão simples, introduzindo-se *coeficientes de segurança na deformabilidade dos dois materiais*, de maneira inteiramente análoga à que se faz em pilares esbeltos isolados. Esta segurança não aparece nas correspondentes curvas do MC-90 e do EC-2.

Como indicações para um prosseguimento deste trabalho, com vistas na determinação mais completa de dados que facilitem a análise e o dimensionamento de vigas e de lajes contínuas, e de pórticos planos, sugere-se:

(1) a consideração da protensão tanto na obtenção do diagrama momento-curvatura, quanto na capacidade de rotação plástica, dando-se especial importância à correspondente lei tensão de aderência-deslizamento,

(2) a determinação mais precisa das leis constitutivas dos aços nacionais, especificando-se a extensão do eventual patamar de escoamento, o trecho curvo de encruamento, bem como as demais grandezas mecânicas que definem estas leis na fase pós-escoamento, com os seus valores médios e característicos inferior e superior; especial atenção deve ser dada ao aço CA-60,

(3) a determinação mais precisa do ramo descendente da lei constitutiva do concreto na flexão, incluindo-se as influências da forma e altura da seção, da profundidade da LN e do confinamento da zona comprimida proporcionado pelos estribos, pelas diagonais comprimidas e pela reação de apoio, nas zonas de continuidade das peças fletidas,

(4) a consideração da flexo-tração,

(5) a influência da força cortante nos casos de fissuras ortogonais ao eixo longitudinal da peça,

(6) o condicionamento, no projeto, da demanda de rotação plástica aos estados limites de utilização, especialmente no que diz respeito à abertura das fissuras e da tensão na armadura tracionada ($\leq 0{,}8 f_{yk}$, p. ex.) nas seções críticas,

(7) ensaios de tirantes, que determinem o espaçamento médio das fissuras, com e sem a influência da armadura transversal (estribos ou barras soldadas à armadura longitudinal, no caso de telas), assim como o enrijecimento da armadura, especialmente na fase plástica,

(8) determinação experimental da capacidade de rotação plástica, através de ensaios de peças estruturalmente representativas, com aços CA-50 e CA-60 e concretos de resistências mais freqüentemente empregadas no Brasil, e

(9) a consideração de concretos de resistência superior a $50 MPa$.

Como última observação, ressalta-se que a consideração da capacidade de rotação plástica, associada à concentração da zona plastificada em uma rótula na seção crítica e ao uso de rigidezes mais precisas, é uma forma simples e eficiente de resolver o difícil problema de não-linearidade física das estruturas de concreto armado compostas de elementos unidimensionais. Na análise estrutural a demanda de rotação plástica tem de ser determinada com mais precisão, para que a sua comparação com a oferta de rotação plástica seja coerente. De pouco adianta conhecer bem só uma destas partes, sem conhecer bem a que lhe é complementar.