

Aspectos Sobre o Dimensionamento em Betão Estrutural Considerando-se a Não-Linearidade Física

Richard Sarzi Oliveira¹, Márcio Roberto Silva Corrêa^{2 †}

*Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Estruturas
Av. Carlos Botelho, 1465, 13560-970 São Carlos, Brasil*

Paulo B. Lourenço³

*Universidade do Minho, Departamento de Engenharia Civil
Azurém, P – 4800-058 Guimarães, Portugal*

RESUMO

O presente trabalho apresenta aspectos sobre a aplicação de relações constitutivas não-lineares ao projeto de estruturas de concreto armado. A metodologia semi-probabilística de segurança aplicada à análise não-linear, e as perspectivas do método do coeficiente global de segurança referido aos materiais, são brevemente apresentados e discutidos. Uma série de argumentos ressaltando as principais virtudes e deficiências de cada uma das metodologias são apresentados, e a abordagem de dois exemplos práticos de dimensionamento de elementos isolados ilustra a versatilidade e os possíveis benefícios oferecidos pela análise não-linear.

1. INTRODUÇÃO

O dimensionamento de estruturas empregando-se modelos constitutivos mais representativos para os materiais tem sido, nos últimos anos, objeto de grande interesse dentre os órgãos internacionais de regulamentação.

De acordo com o CEB (1995), “(...) a aplicação da não-linearidade física é o corolário lógico do estado limite semi-probabilístico. Na realidade, para desenvolver-se uma correta análise probabilística não é possível confiar em uma representação grosseira das correlações entre os materiais”. Na seqüência, reafirma-se uma posição crítica com relação ao emprego da análise elástico-linear no dimensionamento de elementos estruturais, principalmente no que se refere à impossibilidade de representar possíveis redistribuições de esforços, o que, em muitos casos, piora as condições de segurança: “(...) dados teóricos e experimentais atualmente demonstram que a hipótese da análise elástico-linear pode se apresentar tanto a favor como contra a segurança. Esse aspecto é inaceitável para a execução de um projeto seguro e econômico”.

¹ Doutor em Engenharia de Estruturas

² Professor Doutor

[†] Autor para quem a correspondência deverá ser enviada (correa@sc.usp.br)

³ Professor Associado

É um fato que a introdução de modelos constitutivos não-lineares no processo de dimensionamento de uma estrutura pode trazer benefícios relacionados com a precisão na determinação do comportamento mecânico. Outro aspecto bastante favorável, e que merece ser destacado, diz respeito à eliminação de atividades complementares ao próprio dimensionamento, como o que ocorre na imposição dos estádios para a verificação dos estados limites de serviço, ou mesmo nas análises adicionais de ductilidade e redistribuição de esforços requeridos em virtude de imposições (inconsistentes) de plastificações em regiões localizadas da estrutura.

Em princípio, de acordo com o CEB (1995), o campo de aplicação da análise não-linear física pode ser considerado ilimitado, com exceção feita aos casos em que a não-linearidade geométrica exerça influência predominante sobre a redistribuição de esforços antes que seja atingida a capacidade portante da estrutura (por exemplo, na análise de pilares esbeltos). Neste trabalho não são considerados os efeitos das solicitações de torção e de cortante sobre o comportamento não-linear dos elementos estruturais lineares.

2. METODOLOGIAS EXISTENTES

Apesar de ainda não se dispor de uma metodologia suficientemente fundamentada para o dimensionamento em regime não-linear físico, existem, no entanto, propostas com esse objetivo, mas que necessitam ser discutidas. Basicamente, são duas as correntes de pensamento que fundamentam as metodologias. A primeira delas, liderada pelo pesquisador Giorgio Macchi, defende a continuidade do método semi-probabilístico, apesar de não descartar a necessidade de algumas adaptações necessárias. A segunda linha de pensamento, tendo à frente Gert König e Josef Eibl, adota uma postura inovadora, e defende o conceito de um coeficiente de segurança global relativo aos materiais. Apesar de ambas as propostas ainda estarem em desenvolvimento no âmbito do CEB Task Group 2.1 *Non-linear design methods and safety concepts*, nota-se, principalmente após a edição do CEB (1997), um fortalecimento das idéias de König e Eibl em relação às de Macchi.

2.1. Método semi-probabilístico

Macchi (1995) apresenta uma série de raciocínios em prol da manutenção do método semi-probabilístico, apesar de admitir a necessidade de adaptações de modo a contemplar os novos conhecimentos e atender às novas necessidades. O principal apelo do pesquisador diz respeito ao aproveitamento do extenso conhecimento já incorporado ao método desde a sua criação, em 1964. Por fim, este autor tece críticas ao método dos coeficientes globais, e questiona sobre a (atual) real capacidade de modelagem da ruptura de estruturas complexas.

Os membros do CEB Task Group 2.1 esclarecem que a probabilidade de ruptura de uma estrutura só pode ser corretamente avaliada através de estudos que envolvam a distribuição aleatória das variáveis envolvidas (propriedades dos materiais, carregamento e geometria), como o que se procede nas análises de confiabilidade. No entanto, a complexidade desse tipo de análise inviabiliza a sua utilização corrente, e abre espaço para o desenvolvimento de uma metodologia determinística, aplicada ao dimensionamento e à avaliação da segurança.

2.1.1. Propostas de Alteração da Rigidez Inicial

A definição das propriedades de projeto do concreto praticamente inviabiliza a caracterização de uma relação constitutiva que seja capaz de simultaneamente: (a) representar

coerentemente as redistribuições de esforços (de acordo com as propriedades médias), e (b) respeitar um valor convencional de resistência (f_{cd}).

Para o aço, esse aspecto é menos conflitante, haja visto a invariabilidade (convencional) do módulo de deformação longitudinal (E_s) com a resistência ao escoamento (Figura 1).

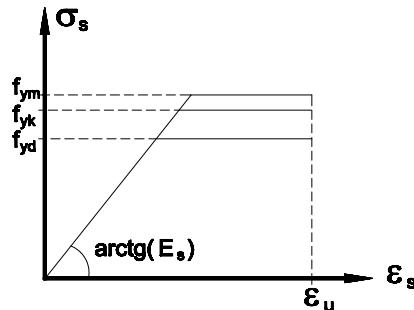


Figura 1: Diagrama tensão-deformação convencional para o aço

Apresentada por Câmara *et al.* (1994), e depois adotada por Santos (1997), essa proposta exerce uma modificação da lei constitutiva do concreto. O módulo de elasticidade, calculado na origem com base no valor médio da resistência, é afetado por um fator $\gamma_c=1,20$ como preconiza o CEB-FIP MC90. A tensão de ruptura é a de projeto convencional ($f_{cd}=f_{ck} / \gamma_c$, com $\gamma_c=1,50$), como mostra a Figura 2. Segundo os autores, esse artifício exerce influência desprezível sobre o comportamento à ruptura e, conseqüentemente, na previsão do Estado Limite Último (ELU). Por outro lado, melhora a análise relativa ao Estados Limite de Utilização (ELS).

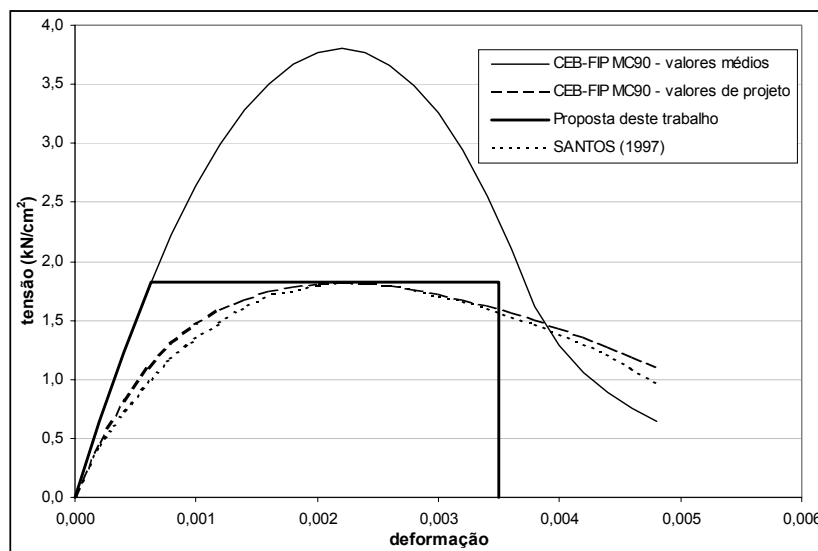


Figura 2 - Diagramas para o concreto C30 (CEB-FIP MC90)

2.1.2. Proposta da limitação da tensão máxima

Propõe-se uma lei constitutiva baseada no valor médio de resistência até que seja atingida a tensão de projeto (f_{cd}), a partir da qual a curva tensão-deformação é substituída por uma relação elastoplástica perfeita limitada pela deformação máxima (Figura 2).

Como se procurou demonstrar, apesar do formato semi-probabilístico apresentar apreciáveis pontos favoráveis, é praticamente impossível compatibilizar a sua aplicação a uma boa representação do comportamento das estruturas de concreto armado.

2.2. Método dos coeficientes globais

A proposta de emprego do método dos coeficientes globais tem o objetivo de estabelecer uma metodologia consistente que seja aplicável a todas as estruturas, e não apenas àquelas onde o conceito da seção transversal seja aplicável, CEB (1997). O coeficiente global (γ_{gl}) doravante empregado quer referir-se apenas à parcela da segurança relativa à resistência da estrutura, de modo que:

$$(\gamma_q \cdot Q + \gamma_g \cdot G) \leq \frac{R}{\gamma_{gl}} \quad (1)$$

onde R é a capacidade resistente de uma estrutura consideradas as propriedades médias dos materiais.

A maior discussão quanto ao método restringe-se à definição do valor do coeficiente global a ser empregado. Supondo as propriedades médias dos materiais definidas como, Eibl e Schmidt-Hurtienne (1997):

$$\begin{aligned} f_{cm} &= 1,1 \cdot f_{ck} \\ f_{ym} &= 1,1 \cdot f_{yk} \end{aligned} \quad (2)$$

pode-se mostrar que o γ_{gl} para uma seção transversal de concreto armado situa-se entre 1,265 (quando a ruptura se dá pela armadura de flexão, $\gamma_s=1,15$) e 1,650 (quando a ruptura se dá pelo concreto, $\gamma_c=1,50$). No entanto, para a ruptura concomitante entre os dois modos, não existe uma definição para o coeficiente (Figura 3).

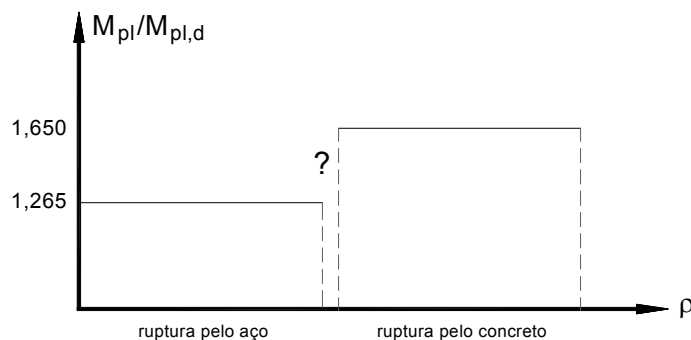


Figura 3 - Diagrama idealizado para o γ_{gl} . Carregamento proporcional⁴ e flexão simples

onde: M_{pl} – momento de plastificação obtido com os valores médios dos materiais;
 $M_{pl,d}$ – momento de plastificação obtido com as propriedades de projeto;
 ρ - a taxa de armadura.

Os valores, apresentados podem ser caracterizados analiticamente da seguinte forma:

<p>aço</p> $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15}; \quad f_{ym} = 1,10 \cdot f_{yk}$	<p>concreto</p> $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5}; \quad f_{cm} = 1,10 \cdot f_{ck}$	(3)
<p>onde:</p> $\frac{f_{ym}}{f_{yd}} = 1,10 \cdot 1,15 = 1,265$	$\frac{f_{cm}}{f_{cd}} = 1,10 \cdot 1,5 = 1,650$	

⁴ O conceito de coeficiente global só pode ser aplicado aos casos onde exista a proporcionalidade entre os esforços internos e o carregamento.

De um modo geral, as vigas são projetadas para um ELU definido pela deformação excessiva das armaduras de flexão, enquanto que os pilares, preferencialmente, pelo esmagamento do concreto. Nessa linha de raciocínio, Lourenço *et al.* (1992) propõem uma análise global segmentada, de acordo com o modo de ruptura: $\gamma_{gl} = 1,5$ se a ruptura for pelo concreto ($1,5$ pois os autores propõem $f_{cm}=f_{ck}$), e $\gamma_{gl} = 1,15$ se a ruptura se der por deformação excessiva da armadura.

A solução encontrada pelos membros do CEB Task Group 2.1, que se afigura muito questionável, foi a de adaptar o valor da resistência média do concreto (f_{cm}) de acordo com pesquisas finalizadas e em andamento na Universidade de Leipzig, König *et al.* (1997)⁵ *apud* CEB (1997). Segundo os autores, o valor da resistência média do concreto, medido *in-situ* é de $0,85$ do respectivo valor característico medido em laboratório.

$$f_{cm} = 0,85.f_{ck} \quad (4)$$

Uma vez aceita a validade desta relação, os coeficientes referidos a ambos os tipos de ruptura passam a ser bastante próximos e, para efeito prático, iguais a $1,27$. A Figura 4 traz uma ilustração da composição de γ_c .

<p>aço</p> $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15}; \quad f_{ym} = 1,10.f_{yk}$	<p>concreto</p> $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5}; \quad f_{cm} = 0,85.f_{ck} \quad (5)$
<p>onde: $\frac{f_{ym}}{f_{yd}} = 1,10.1,15 = 1,265$</p>	$\frac{f_{cm}}{f_{cd}} = 0,85.1,5 = 1,275$

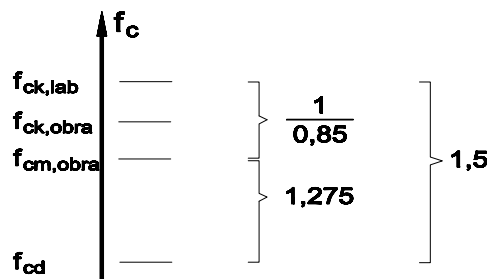


Figura 4 – Desdobramento do coeficiente de segurança $\gamma_c=1,5$

O CEB (1997) apresenta os resultados teóricos da análise de uma seção retangular de concreto armado supostamente sob flexão (Figura 5). Houve uma pequena variabilidade de γ_{gl} (medido como a relação entre o momento resistente empregando-se as propriedades médias, e aqueles onde foram adotadas as propriedades de projeto), o que é bastante favorável para o emprego de um coeficiente fixo.

Com o objetivo de estender o estudo às principais solicitações que se podem apresentar em diferentes elementos estruturais, foram elaboradas breves análises com as seções transversais apresentadas na Figura 6 à Figura 9. Para o efeito admitiu-se concreto C30.

⁵ König, G., Shoukov, D., Jungwirth, F. (1997). O fabrico de betão estrutural (em alemão), Relatório de trabalho 2, *apud* CEB (1997).

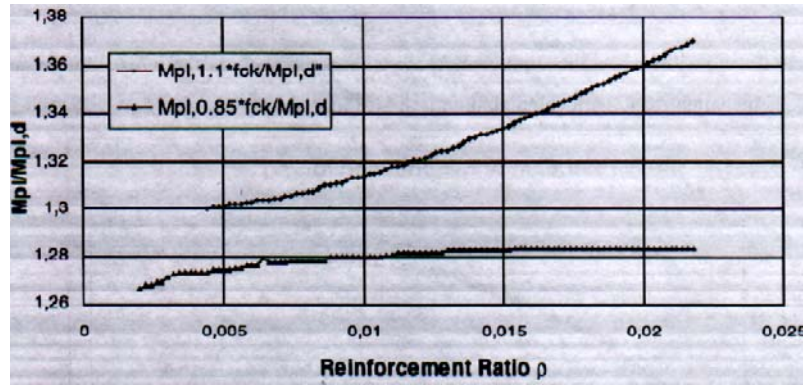


Figura 5 – Proporção entre os momentos de plastificação (γ_{gl}): CEB-FIP

onde: M_{pl} – momento de plastificação obtido com as propriedades médias:
 $f_{yd}=1,10.f_{yk}$; $f_{cd}=0,85.f_{ck}$ ou $f_{yd}=1,10.f_{yk}$; $f_{cd}=1,10.f_{ck}$;
 $M_{pl,d}$ - momento de plastificação obtido com as propriedades de projeto:
 $f_{yd}=f_{yk}/1,15$; $f_{cd}=f_{ck}/1,50$.

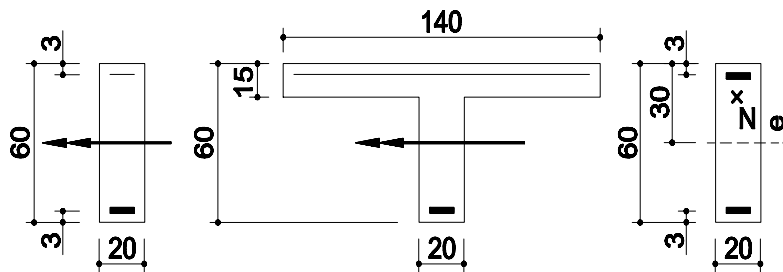


Figura 6 – Geometria das seções analisadas

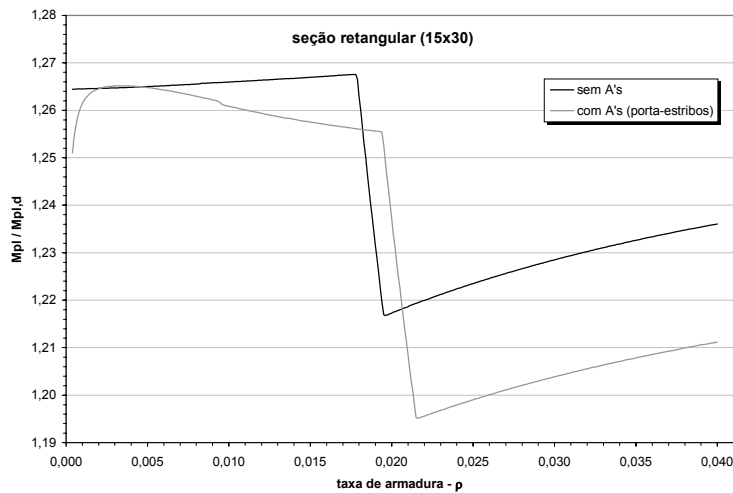


Figura 7 - γ_{gl} . Seção retangular sob flexão simples

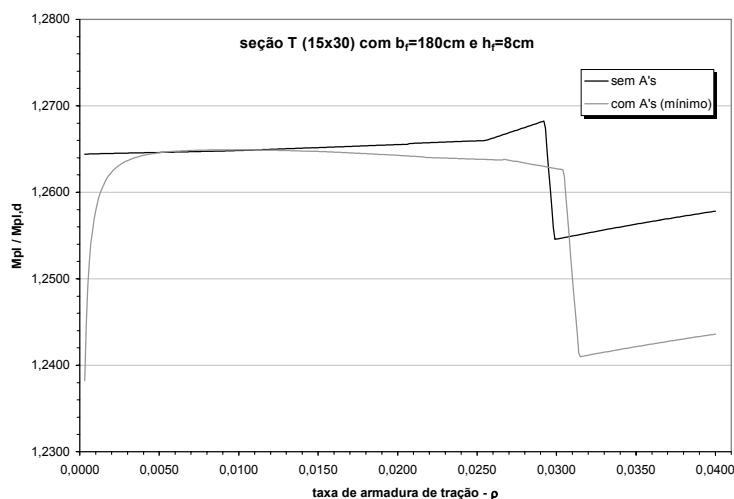


Figura 8 - γ_{gl} . Seção T sob flexão simples

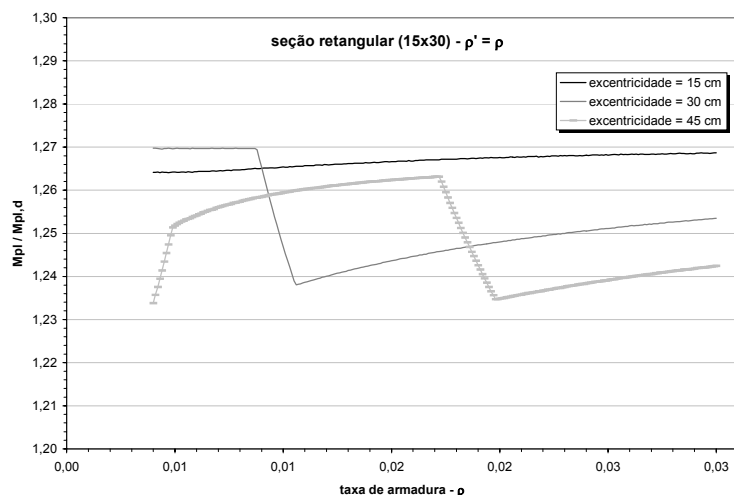


Figura 9 - γ_{gl} . Seção retangular sob FNC

As curvas obtidas confirmam, com restrições, a previsão para o coeficiente de segurança global em torno de 1,27. No caso da seção submetida à flexão simples, a taxa de armadura deverá ser inferior a 1,8%. No caso da seção em T, o valor do coeficiente de segurança global é adequado para todas as taxas de armadura. A seção submetida a flexão composta apresenta comportamento diferenciado de acordo com a excentricidade mas as curvas apresentadas não se afastam substancialmente do valor proposto.

O comportamento descrito para γ_{gl} , bem como as conclusões parciais, são aplicáveis tão somente à análise de seções ou de estruturas isostáticas, cujo comportamento no ELU coincide com o de uma seção transversal típica. O emprego dessas idéias ao dimensionamento de estruturas hiperestáticas, onde a redistribuição dos esforços seja possível, pode levar a um comportamento ainda melhor para γ_{gl} , mas que deve ser corretamente qualificado e quantificado através de análises de confiabilidade estrutural, Henriques (1998).

3. EXEMPLOS DE APLICAÇÃO

São apresentados, a seguir, dois exemplos simples de aplicação. As propriedades mecânicas dos materiais são: concreto C30 ($f_{ck}=30$ MPa); e aço CA-50A, ver Tabela 1. Na

composição dos carregamentos de cálculo, para o ELS e o ELU, supondo $\psi_0=0,4$; $\psi_1=0,3$; e $\psi_2=0,2$, ter-se-iam:

$$\text{ELS (G}+\psi_2\text{Q): } F_{d,\text{serv}} = (1,0 \times 25,0 + 0,2 \times 5,0) \text{ kN/m} \rightarrow F_{d,\text{serv}} = 26,0 \text{ kN/m} \quad (6)$$

$$\text{ELS (G}+\text{Q): } F_{d,\text{serv}} = (1,0 \times 25,0 + 1,0 \times 5,0) \text{ kN/m} \rightarrow F_{d,\text{serv}} = 30,0 \text{ kN/m} \quad (7)$$

$$\text{ELU: } F_{d,u} = 1,4 \times 25,0 + 1,4 \times 5,0 \text{ kN/m} \rightarrow F_{d,u} = 42,0 \text{ kN/m} \quad (8)$$

Tabela 1: Características mecânicas dos materiais empregados nos exemplos

		concreto	Aço
prop. médias	módulo de def. longitudinal	$E_c=33,55 \text{ GPa}$	$E_s=210 \text{ GPa}$
	resistência à compressão	$f_{cm}=38,0 \text{ MPa}$	$f_{yk}=500,0 \text{ MPa}$
	resistência à tração	$f_{ctm}=2,9 \text{ MPa}$	$f_{yk}=500,0 \text{ MPa}$
prop. de projeto	módulo de def. longitudinal	$E_c=33,55 \text{ GPa}$	$E_s=210 \text{ GPa}$
	resistência à compressão	$f_{cd}=18,2 \text{ MPa}$	$f_{yd}=434,8 \text{ MPa}$
	resistência à tração	$f_{ctd}=2,1 \text{ MPa}$	$f_{yd}=434,8 \text{ MPa}$

As plastificações impostas pelo projetista podem se dar, respectivamente, pela diminuição da taxa de armadura de flexão, ou da seção transversal de concreto. Convém lembrar que, ao diminuir a taxa de armadura de flexão, a seção passa a trabalhar mais próxima ao domínio 2, o que é desejável sob o aspecto da segurança. No entanto, se for empregada a diminuição da área de concreto, a seção transversal passa a se comportar mais proximamente ao domínio 4. Isso não é desejável sob o aspecto da segurança pois, nesse domínio, a perda da capacidade portante se dá pelo esmagamento do concreto comprimido, que caracteriza a ruptura frágil sob incrementos de deformação não controlada.

A bem da simplicidade opta-se, neste trabalho, pela alteração única e exclusiva das taxas de armadura de flexão tracionadas. A plastificação imposta está referida à porcentagem de diminuição da armadura de flexão tracionada.

A flecha limite, também estabelecida de acordo com a NB1-revisão 2000 é de 1/250, calculada com todo o carregamento de serviço referente à combinação quase-permanente de utilização. Cabe salientar que todas as demais verificações de deslocamentos indicadas na NB1-revisão 2000 podem ser efetuadas segundo o mesmo procedimento indicado.

3.1. Viga apoiada-engastada

O primeiro exemplo apresentado refere-se à viga ilustrada na Figura 10. O carregamento é composto pelas cargas uniformemente distribuídas: carga permanente $g = 25,0 \text{ kN/m}$, e sobrecarga $q = 5,0 \text{ kN/m}$

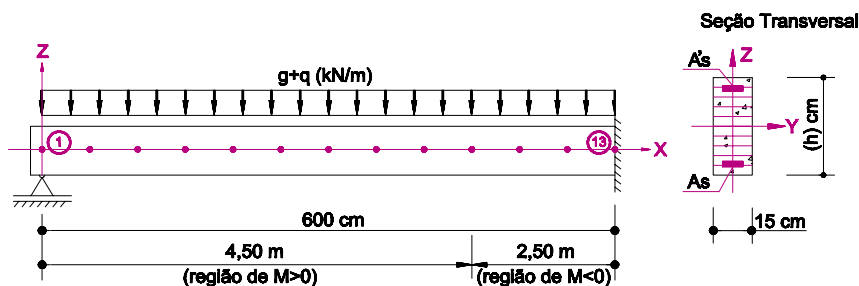


Figura 10 - Viga apoiada-engastada

O pré-dimensionamento da viga é feito a partir das tabelas de dimensionamento, aplicadas aos esforços obtidos em regime elástico linear: A armadura resultante é tomada como o valor inicial da solução iterativa, a partir da qual se impõem plastificações localizadas.

a) pré-dimensionamento considerando o regime elástico-linear, e atendendo ao ELU entre os domínios 3 e 4.

$$M_d^- = 189,0 \text{ kN.m} \rightarrow d=44 \text{ cm}; h=47 \text{ cm}; A_s = 13,19 \text{ cm}^2; A_s = 0,62 \text{ cm}^2$$

$$M_d^+ = 106,3 \text{ kN.m} \rightarrow d=44 \text{ cm}; h=47 \text{ cm}; A_s = 0,62 \text{ cm}^2; A_s = 6,28 \text{ cm}^2$$

onde: M_d^- - momento fletor negativo máximo na região do engaste;

M_d^+ - momento fletor positivo máximo na região do vão.

b) determinação da flecha instantânea e da flecha no tempo infinito, considerando-se:

- a armadura do item **a)**;
- propriedades médias dos materiais;
- carregamento de serviço (combinação quase-permanente)
- por simplicidade, $\varphi_{28}=2,5$ (adotado).

$$f_0 = 0,77 \text{ cm (flecha no instante de aplicação do carregamento)}$$

$$f_\infty = 1,23 \text{ cm} < l/250 (= 2,4 \text{ cm})$$

c) para a combinação última, considerando a presença da armadura porta-estribos e empregando o diagrama tensão-deformação para o concreto proposto na Figura 2 (diagrama com as propriedades médias, seccionado no valor de f_{cd}) juntamente com as propriedades de projeto do aço, determinam-se as deformações máximas (nas seções críticas):

$$\text{seção de } M_{\text{máx}}^+ : \text{concreto: } \varepsilon_c^{\text{min}} = -0,00077 ; \text{ aço: } \varepsilon_s^{\text{max}} = 0,00189$$

$$\text{seção de } M_{\text{máx}}^- : \text{concreto: } \varepsilon_c^{\text{min}} = -0,00210 ; \text{ aço: } \varepsilon_s^{\text{max}} = 0,00228$$

Como ambas as deformações estão dentro do espectro permitido para o ELU, admite-se que a estrutura esteja segura para a configuração de armaduras longitudinais adotada.

d) Sob o ponto de vista teórico, no entanto, as plastificações na região do engaste poderiam estender-se até o limite de 100%, desde que as características mecânicas da viga permitissem-na responder aos novos esquemas estáticos. No sentido de promover uma plastificação na região do engaste mediante o reforço da armadura na região submetida a momento positivo, sugere-se um decréscimo de aproximadamente 37% na taxa de armadura, ou de 29% em relação ao momento fletor na região do engaste, que passaria a estar submetida a um momento fletor $M_d=133,9 \text{ kN.m}$ ($\Delta M_d=133,9-189,0=-55,1 \text{ kN.m}$). Essa plastificação acresce o momento fletor máximo positivo de, aproximadamente, $\Delta M_d/2=27.56 \text{ N.m}$.

$$M_d^- = 133,9 \text{ kN.m} \rightarrow d=44 \text{ cm}; h=47 \text{ cm}; A_s = 8,22 \text{ cm}^2 ; A_s = 0,62 \text{ cm}^2 ;$$

$$M_d^+ = 133,9 \text{ kN.m} \rightarrow d=44 \text{ cm}; h=47 \text{ cm}; A_s = 0,62 \text{ cm}^2 ; A_s = 8,22 \text{ cm}^2 ;$$

Como procedido anteriormente, retorna-se ao item **b)**:

b1) $f_0 = 0,76 \text{ cm}$ (flecha no instante de aplicação do carregamento)

$$f_\infty = 1,21 \text{ cm} < l/250 (= 2,4 \text{ cm})$$

c1) seção de $M_{\text{máx}}^+$: concreto: $\varepsilon_c^{\text{min}} = -0,00088$; aço: $\varepsilon_s^{\text{max}} = 0,00172$

seção de $M_{\text{máx}}^-$: concreto: $\varepsilon_c^{\text{min}} = -0,00304$; aço: $\varepsilon_s^{\text{max}} = 0,00425$

As aberturas de fissuras estimadas para as duas análises (considerando $\Phi \cong 12$ mm), nas regiões do vão e do engaste, constam da *Tabela 2*. A pior condição para a abertura de fissuras deu-se para a opção na região do engaste, com um valor de 0,21 mm.

Tabela 2: Abertura de fissuras para a viga apoiada-engastada (mm)

opção	w_r - vão	w_r - engaste
inicial	0,16	0,17
redistribuída	0,15	0,21

Também foram calculados dois coeficientes globais γ_{gl} , de acordo com as possíveis taxas de armadura empregadas. Os resultados, apresentados na *Tabela 3* confirmam a armadura inicial como uma das possíveis ao projeto seguro, e não descarta a redistribuição. É interessante observar que a configuração que apresentou o menor γ_{gl} foi aquela obtida a partir do dimensionamento considerando-se o regime elástico-linear (opção inicial). Isso se deve ao fato de, na opção redistribuída, a ruptura ocorrer pela deformação excessiva da armadura longitudinal tracionada, enquanto que para a configuração inicial, essa ruptura se dá pelo esmagamento do concreto.

Tabela 3: Valores de γ_{gl} para a viga apoiada-engastada

opção	armaduras (cm^2)		γ_{gl}
	A_s	A'_s	
inicial	6,28	13,19	1,26
redistribuída	8,22	8,22	1,40

3.2. Laje apoiada

A laje empregada neste exemplo está apresentada na Figura 11. Supondo ser uma laje usual de pavimento residencial de concreto armado, o carregamento convencional, bem como a combinações empregadas para o dimensionamento no ELU e para a verificação dos ELS devem ser, de acordo com as normas brasileiras:

g: 2,5 kN/cm^2 (peso próprio, supondo $h=10$ cm);

1,0 kN/cm^2 (revestimento);

q: 3,0 kN/cm^2 (sobrecarga).

ELU: $1,4 \times (2,5 + 1,0) + 1,4 \times 3,0 = 9,1$ kN/m^2 ;

ELS: $1,0 \times (2,5 + 1,0) + 0,2 \times 3,0 = 4,1$ kN/m^2 .

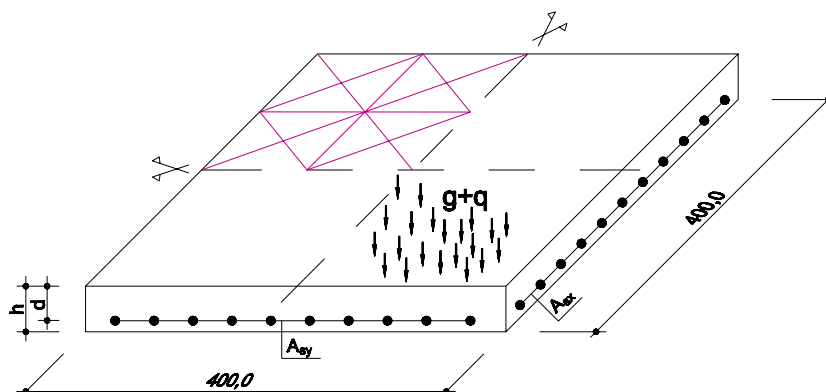


Figura 11 - Laje apoiada nos quatro lados

O pré-dimensionamento, a partir dos esforços obtidos a partir das hipóteses da elasticidade, é feito em regime elástico-linear:

$$M_x = M_y = 6,15 \text{ kN.m/m};$$

$$A_{sx} = A_{sy} = 1,62 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Considerando essa configuração de armaduras, as flechas calculadas nos instantes t_0 e t_∞ foram (considerando-se, simplificada, $\varphi_{28}=2,5$):

$$f_0 = 0,15 \text{ cm (flecha no instante de aplicação do carregamento)}$$

$$f_\infty = 0,50 \text{ cm} < l/250 (= 2,3 \text{ cm})$$

O dimensionamento considerando-se a espessura $h=10$ cm leva à uma taxa de armaduras pequena, o que sugere o deficiente aproveitamento do concreto. Alternativamente, adota-se uma nova espessura para a laje, agora de 9 cm, sendo as novas armaduras:

$$A_{sx} = A_{sy} = 1,82 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Para a nova configuração, os deslocamentos calculados são de:

$$f_0 = 0,20 \text{ cm}$$

$$f_\infty = 0,66 \text{ cm}$$

Para as duas taxas de armadura, foram calculados os coeficientes globais γ_{gl} , que resultaram em 1,31 para a opção $h=10$ cm, e 1,30 para $h=9,0$ cm, o que parece confirmar novamente um valor próximo do 1,27 referido anteriormente.

4. CONCLUSÕES

A introdução de leis constitutivas mais representativas é responsável por uma sensível melhora na representatividade do comportamento mecânico dos elementos estruturais. Por outro lado, a modelagem não-linear abre a possibilidade de se efetuarem dimensionamentos mais consistentes, com a possibilidade de uma inferência direta do projetista sobre o arranjo das armaduras.

Os estudos sobre os aspectos da segurança que envolvem o dimensionamento considerando-se as leis constitutivas não-lineares revelam que a obtenção de uma metodologia eficiente ainda está por ser consolidada. Quer a metodologia semi-probabilística, quer o método do coeficiente global, necessitam ser melhor estudados para que seu uso prático seja viabilizado. No entanto, o coeficiente global de segurança parece ser a solução mais adequada do ponto de vista de projeto. O futuro desta área aponta para os estudos sobre a confiabilidade estrutural como ferramenta para a viabilização de uma metodologia determinística segura.

5. REFERÊNCIAS

Câmara, J, Vinagre, J., Pinto, A. (1994). *Metodologia para verificação da segurança em análises não-lineares*, em: Encontro Nacional Betão Estrutural 1994, Porto, p.373-383.

CEB-FIP (1991). Model code 1990, nº 203-205.

CEB-FIP (1995). New developments in non-linear analysis methods, nº 229.

CEB-FIP (1997). Non-linear analysis / Safety evaluation and monitoring, nº 239.

Eibl, J, Schmidt-Hurtienne, B. (1997). General outline of a new safety format, em: CEB-FIP New developments in non-linear analysis methods, nº 229, p. 33-48.

Henriques, A.A.R.(1998). *Aplicação de novos conceitos de segurança no dimensionamento do betão estrutural*. Tese de Doutoramento, Universidade do Porto, Porto.

Lourenço, P.B., Póvoas, R.H.C.F., Figueiras, J.A.(1992). Compared study of nonlinear finite element analysis and the strut-and-tie model for concrete structures. A designer perspective, em: Proc. da 4th Int. Conf. on Education, Practice and Promotion of Computer Methods in Engineering using Small Computers. Ed. X. Liao, Dalian, R.P. China, p. 660-667.

Macchi, G.(1995). Nonlinear analysis. The CEB approach, em: CEB-FIP New developments in non-linear analysis methods, nº 229, p.7-12.

Santos, J.C.V.N.(1997). *Avaliação dos efeitos de 2a. ordem em edifícios de betão armado*. Tese de Doutoramento, Instituto Superior Técnico, Lisboa.