(22)

ENCONTRO NACIONAL BETÃO ESTRUTURAL 1994

METODOLOGIA PARA VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA EM ANÁLISES NÃO LINEARES

Camara, J.[1]; Vinagre, J.[2]; Pinto, A.[3]

Original

METODOLOGIA PARA VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA EM ANÁLISES NÃO LINEARES

Camara, J.[1]; Vinagre, J.[2]; Pinto, A.[3]

Departamento de Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico

SUMÁRIO

No presente artigo apresenta-se uma metodologia para a verificação da segurança de estruturas de betão armado e pré-esforçado através de análises física e geometricamente não lineares. Discute-se, em particular, a dependência entre a definição dos critérios de avaliação da segurança e a modelação dos materiais. Neste âmbito, apresenta-se uma proposta para aplicação em situações práticas.

A aplicação da metodologia proposta à aferição dos critérios de dimensionamento de estruturas é efectuada com base em exemplos de interacção solo-estrutura e de estruturas porticadas com esbelteza significativa.

São realçadas as potencialidades deste tipo de análises, destacando-se a sua aplicação prática a situações de cálculo estrutural mais complexas.

ABSTRACT

A method for the definition of a safety format for non-linear analysis of reinforced and prestressed concrete structures is presented. The relation between the safety criteria to be used in this cases and the material modelling is discussed. A proposal for practical implementation is presented and justified.

Its application to the verification of the structural design criterias is illustrated based on an interaction soil-structure situation and for a sway frame.

It is emphasised that the use of this kind of structural safety checking can be a very usefully tool when adopted in practical design for complex structures.

1- Professor Auxiliar, IST

2 - Assistente, IST

3 - Mestre em Engenharia Civil pelo IST

1. INTRODUÇÃO

A análise não linear de estruturas de betão armado e pré-esforçado é uma técnica que tem condições para, num futuro próximo, vir a ter um importante incremento em termos de aplicação prática.

No presente, a análise não linear é utilizada como ferramenta de cálculo essencialmente em duas situações: para fundamentar critérios e regras de dimensionamento (através de cálculos mais rigorosos e de estudos paramétricos); ou para fazer directamente a verificação da segurança em casos especiais, com modelos de comportamento estruturais necessariamente mais realistas do que os de aplicação corrente.

A não linearidade do comportamento das estruturas tem duas vertentes: a geométrica e a física. Em relação à primeira, que é importante na análise de situações em que existe o risco dos efeitos de 2ª ordem serem significativos, estão perfeitamente dominadas as técnicas de análise para a sua consideração. Em geral, coloca-se somente a questão de saber que grau de "exactidão" se justifica considerar para o problema em causa.

No que diz respeito à simulação do material betão armado e pré-esforçado dispõem-se presentemente de bons modelos de análise de diferente grau de detalhe. Porém, os modelos de simulação que incluem o comportamento em pormenor dos estados de tensão e deformação junto da ligação aço-betão necessitam, ainda, de um trabalho importante de investigação. No entanto as modelações que simulem de uma forma global as características não lineares do comportamento do material são, em geral, suficientes.

Para a análise estrutural, considerada com o objectivo de avaliar a verificação da segurança das estruturas, o modelo deve permitir simular o efeito dos principais fenómenos de comportamento do betão estrutural: a fendilhação, as relações não lineares σ - ε do betão à tracção e à compressão, o comportamento do aço após a cedência, a ductilidade dos materiais e, nos casos em que esse aspecto seja importante, o comportamento ao longo do tempo.

O formato de verificação da segurança, quando estabelecido com base numa análise não linear, encontra-se definido na regulamentação mais recente, quer no Eurocódigo 2 [3] quer no Código Modelo 90. No entanto, a aplicação prática de tais disposições levanta algumas dificuldades que têm sido referidas [1, 2]. Neste artigo discute-se esta problemática no quadro das disposições usuais de verificação da segurança com base em exemplos de interacção solo-estrutura e de estruturas em que os efeitos de 2ª ordem possam ser significativos.

2. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA

2.1 Considerações gerais

A metodologia geral da verificação da segurança, na qual se baseia todo o conjunto de Eurocódigos (incluindo o de fundações, já em fase avançada de preparação), inspira-se no conceito dos estados limites e nos coeficientes parciais de segurança que, por um lado, majoram as acções e, por outro, minoram as capacidades resistentes dos materiais.

Como se analisará de seguida, este formato de segurança, presentemente aceite pela comunidade técnica, quando transposto para a verificação da segurança através de análises não lineares é susceptível de levantar algumas dúvidas. E isto, fundamentalmente, porque a análise não linear requer relações constitutivas únicas durante todo o processo de cálculo, desde o início até à situação de colapso. Não é possível considerar, por exemplo,,na fase inicial de carregamento a relação σ - ε média do betão e na fase de rotura o conhecido diagrama parábola-rectângulo como já evidenciado por Eibl [1] e Lourenço, Póvoas e Figueiras [2].

Nos parágrafos seguintes, resume-se a metodologia corrente de verificação da segurança baseada na análise linear de estruturas (com ou sem redistribuição posterior de esforços) e apresentam-se posteriormente os processos que têm vindo a ser propostos para estabelecer a segurança quando uma análise não linear é aplicada.

Há necessidade de definir uma metodologia de aplicação clara que torne relativamente simples a sua utilização e a interpretação de resultados, em especial, garantindo uma relação evidente com os processos tradicionais. Por exemplo, é inadmissível que a avaliação de segurança à flexão de uma viga simplesmente apoiada não conduza a resultados idênticos, independentemente da metodologia adoptada. Esta afirmação, que pode parecer primária é, no entanto, pertinente, pois têm sido propostas metodologias que, se aplicadas a casos simples, não conduzem aos mesmos resultados que as metodologias correntes.

É, também, importante reconhecer que a utilização de análises não lineares na verificação da segurança como forma de balizar os métodos de aplicação corrente, só faz sentido se essa "equivalência" for clara.

2.2 Formato usual de verificação da segurança

A verificação da segurança aos estados limites últimos das estruturas, quase consensualmente aceite a nível da comunidade técnica nacional e internacional, e que a regulamentação mais recente de fundações [4] também propõe, baseia-se na adopção de coeficientes parciais de segurança, podendo ser expressa da seguinte forma:

$$S_{sd} = S\left\{\gamma_g\ G + \gamma_q\left(Q_{1k} + \sum_{i>1} \Psi_{0i}\ Qik\right)\right\} \leq R_{rd} \qquad (1)$$

Nesta expressão R_{rd} é avaliado com base nos valores característicos dos materiais afectados dos respectivos coeficientes parciais. Por outro lado, os efeitos das acções, S_{sd}, poderão ser calculados, em geral e para efeitos de dimensionamento, por análise elástica, análise elástica com redistribuição limitada ou análise plástica com certas limitações.

Em relação à avaliação das resistências, os modelos de treliça para a avaliação da resistência dos elementos de betão armado e pré-esforçado são considerados a base fundamental. É claro que nas zonas de esforços máximos de flexão, simples ou composta, os modelos que se baseiam na análise directa de secção são, em geral, suficientes. Nestes casos, a resistência é avaliada com base em hipóteses e modelos para o comportamento dos materiais generalizadamente aceites.

2.3 Formatos baseados na análise não linear

A análise não linear veio permitir uma análise global e coerente do comportamento das estruturas, com ou sem a consideração de interacção com as fundações, sendo possível simular a resposta conjunta desde o início do carregamento até à rotura. Assim, e com base em modelos analíticos testados experimentalmente, tem sido possível simular a resposta de estruturas e fundações complexas e realizar estudos paramétricos que de outra forma dificilmente se conseguiria. No entanto, a nível dos critérios de verificação da segurança com base em análises não lineares e, como referido anteriormente, têm-se levantado questões importantes, que precisam de clarificação.

O procedimento proposto na versão actual do Eurocódigo 2 para Pontes [3] baseia-se nos princípios apresentados e aplicados por outros autores [1,2] e propõe a aplicação da análise não linear considerando valores médios das propriedades resistentes para os materiais. A definição da situação última corresponde a atingir-se num dos materiais, betão ou aço, a respectiva extensão última.

No entanto, o nível de segurança exigido à estrutura seria diferente consoante o tipo de rotura. Assim, o coeficiente de segurança atribuível aos materiais seria, respectivamente, o produto de 1.1 (coeficiente que relaciona as tensões médias com as características) por 1.5 ou 1.15, consoante a rotura se verificasse pelo betão ou pelo aço, obtendo-se:

$\gamma_{mat} = 1.1 \times 1.15 \approx 1.30$ pelo aço

$\gamma_{mat} = 1.1 \times 1.5 \approx 1.65$ pelo betão

O nível da segurança global seria então dado pelo produto deste coeficiente pelo coeficiente majorativo das acções, tendo-se:

$\gamma_{global} = \gamma_{acções} \times \gamma_{mat}$

Nesta formulação não está considerada a interdependência das características do comportamento dos materiais na resposta do conjunto, o que constitui uma hipótese deficiente para os elementos de betão armado e claramente inadequada para a avaliação da resistência das fundações.

Assim, no caso dos elementos de betão armado, a referida formulação não contabiliza a influência do comportamento do betão na rotura pelo aço ou vice-versa. Por outro lado, no caso das fundações, a capacidade resistente apresenta uma variação claramente não linear com quaisquer dos coeficientes parciais referentes ao material solo, γ_C e $\gamma_{tan\phi}$, e nem será, em geral, possível identificar aquele que é o principal responsável pela rotura.

Na presente comunicação apresenta-se e exemplifica-se uma metodologia que, mediante ligeiras adaptações das curvas de comportamento dos materiais, em particular do betão, permite realizar uma análise não linear que simula correctamente o comportamento em serviço do betão armado e do solo de fundação, e da qual resultam esforços últimos idênticos aos obtidos pela técnica convencional recorrendo a coeficientes parciais de segurança.

Com esta metodologia é, assim, possível, com uma mesma análise, tirar conclusões sobre as condições do comportamento em serviço e obter uma análise das condições de segurança à rotura directamente relacionável com os procedimentos simplificados de dimensionamento.

A técnica baseia-se na utilização de relações constitutivas que asseguram uma rigidez inicial compatível com uma boa simulação ao comportamento em serviço, assim como uma capacidade resistente referente à situação última avaliada com base na aplicação dos coeficientes parciais de segurança.

Na fig. 1 esquematizam-se as relações propostas para o aço e betão. Em relação a este último as relações podem sofrer ligeiras adaptações consoante o tipo de cálculo. Assim:

- A consideração da resistência à tracção do betão e do "tension-stiffening" após fendilhação pode ser dispensada se o objectivo for claramente a análise da capacidade última e a estrutura estiver fracamente armada (em situações de quantidades de armadura correntes esse pequeno incremento de resistência é praticamente irrelevante).

- O módulo de elasticidade na origem poderá ser afectado por um coeficiente de segurança (em geral, 1.2) nas análises em que os efeitos de 2ª ordem sejam considerados importantes. Refira-se que, em termos da resistência última da secção, a rigidez na origem das relações σ - ε do betão têm uma influência absolutamente desprezável.

2.4 Apreciações globais

Na fig. 2 comparam-se, para uma secção rectangular, o valor dos momentos resistentes, quer com a variação da percentagem de armadura, quer com o nível de esforço axial, avaliados pelos processos correntes e pelas duas técnicas de avaliação da segurança através de análises não lineares aqui expostas. Verifica-se que da aplicação da técnica proposta no Eurocódigo 2 [3] resulta uma descontinuidade clara. Esta verifica-se, como seria de esperar, na zona de transição, de rotura condicionada pelo aço ou betão. Por outro lado, as diferenças entre a metodologia proposta e o processo convencional são insignificantes.

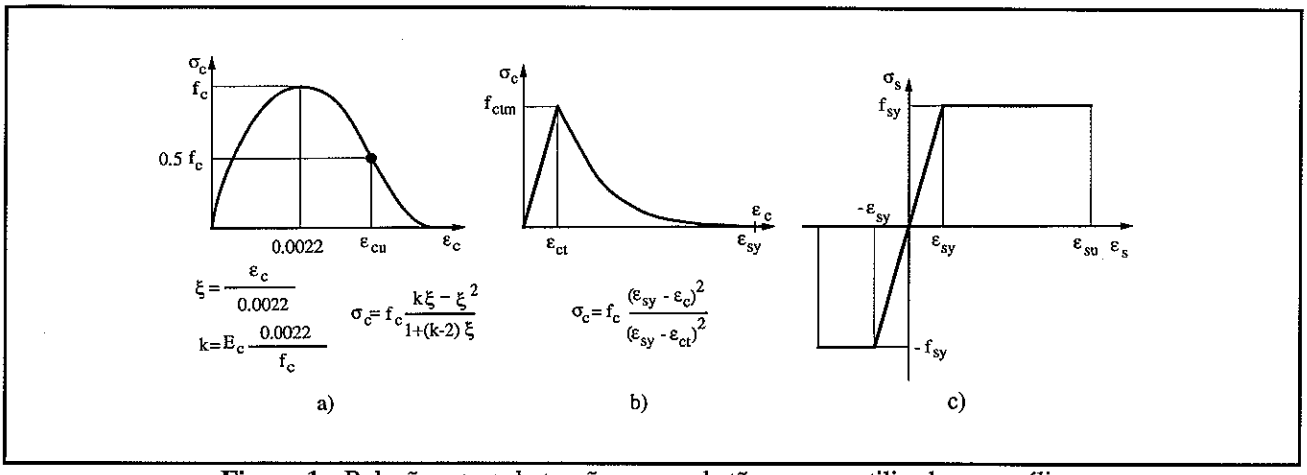


Figura 1 - Relações σ - ε de tensões para o betão e o aço utilizados na análise.

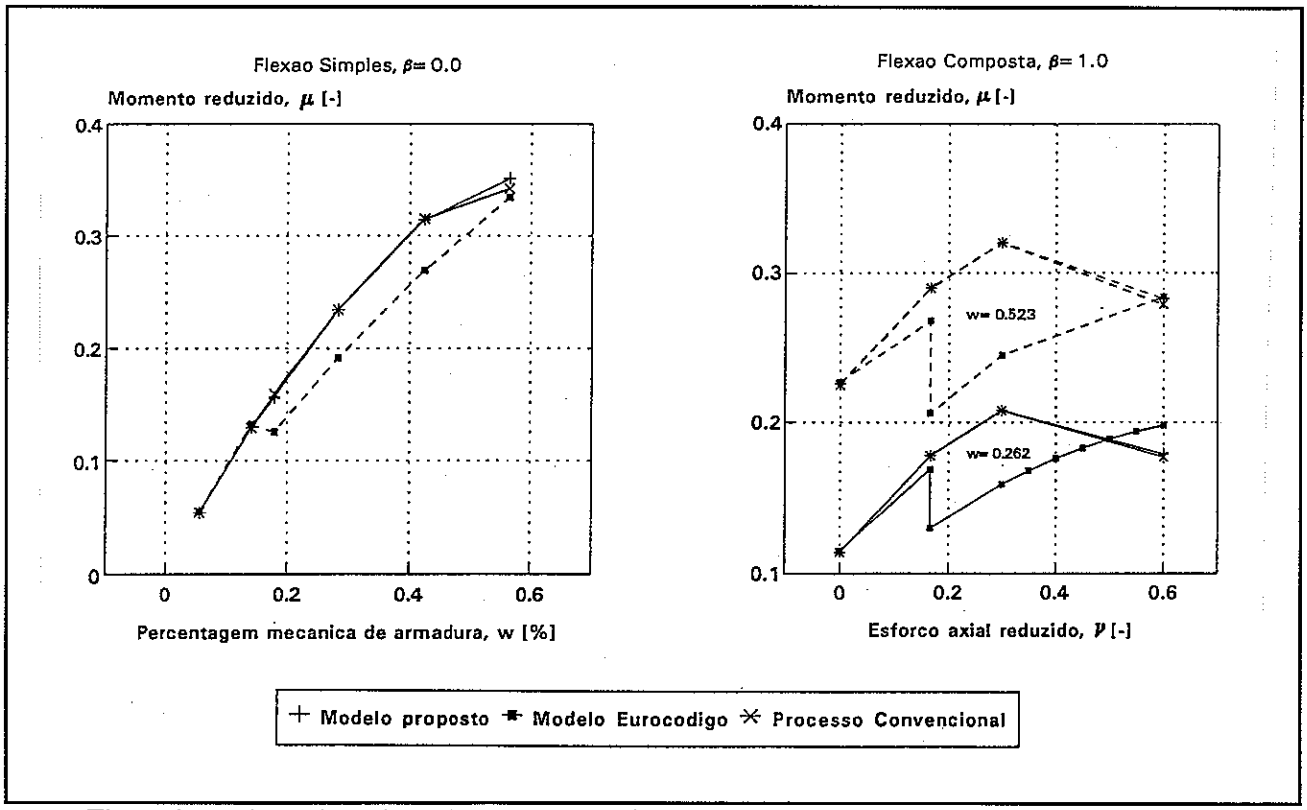


Figura 2 - Variação dos valores dos momentos resistentes calculados de acordo com diferentes hipóteses.

Em nosso entender, este aspecto é muito importante pois não é aceitável que da aplicação de diferentes processos de verificação de segurança a situações simples (estruturas isostáticas à flexão) resultem conclusões distintas.

3. IMPLEMENTAÇÃO ANALÍTICA E EXEMPLIFICAÇÃO

3.1 Considerações gerais

O programa de análise não linear desenvolvido, e que serve de base aos exemplos apresentados, engloba para elementos lineares a modelação física e geometricamente não linear e inclui a estrutura e as suas fundações.

Não se descreve em detalhe a modelação incremental adoptada pois sai fora do âmbito da comunicação. Refira-se, no entanto, que o modelo é baseado na relação σ - ε dos materiais e contabiliza o efeito do betão à tracção com recurso aos modelos base propostos no Código Modelo 90.

É possível então obter, para uma qualquer estrutura de betão armado pré-esforçado constituída por elementos lineares, a história da resposta estrutural para um qualquer tipo de carregamento e verificar o seu nível de segurança.

Exemplifica-se seguidamente com um caso de interacção solo-estrutura e para uma situação em que os efeitos de 2ª ordem poderiam ser significativos o tipo de conclusões que é possível retirar destas análises.

3.2 Interacção solo estrutura

Como forma de avaliar os efeitos da deformabilidade do solo no comportamento estrutural em serviço e na capacidade resistente última das estruturas dimensiona-se e analisa-se um pórtico em betão armado.

O pórtico representado na fig. 3 foi dimensionado para as cargas permanentes (g=24.5 kN/m, piso 1 e g=20.1 kN/m, cobertura) e para a sobrecarga (q=12 kN/m), com base na distribuição elástica de esforços, sem considerar a deformabilidade do solo. A armadura adoptada foi apenas a estrictamente necessária para o caso de carga considerado.

As cargas axiais transmitidas à fundação, de acordo com o mesmo modelo elástico, são as indicadas no quadro 1. As sapatas foram dimensionadas à rotura com base no conceito de estados limites e na utilização de coeficientes parciais de segurança, tendo-se adoptado $\gamma_g = 1.35$ e $\gamma_q = 1.50$, de forma equivalente ao considerado na própria estrutura.

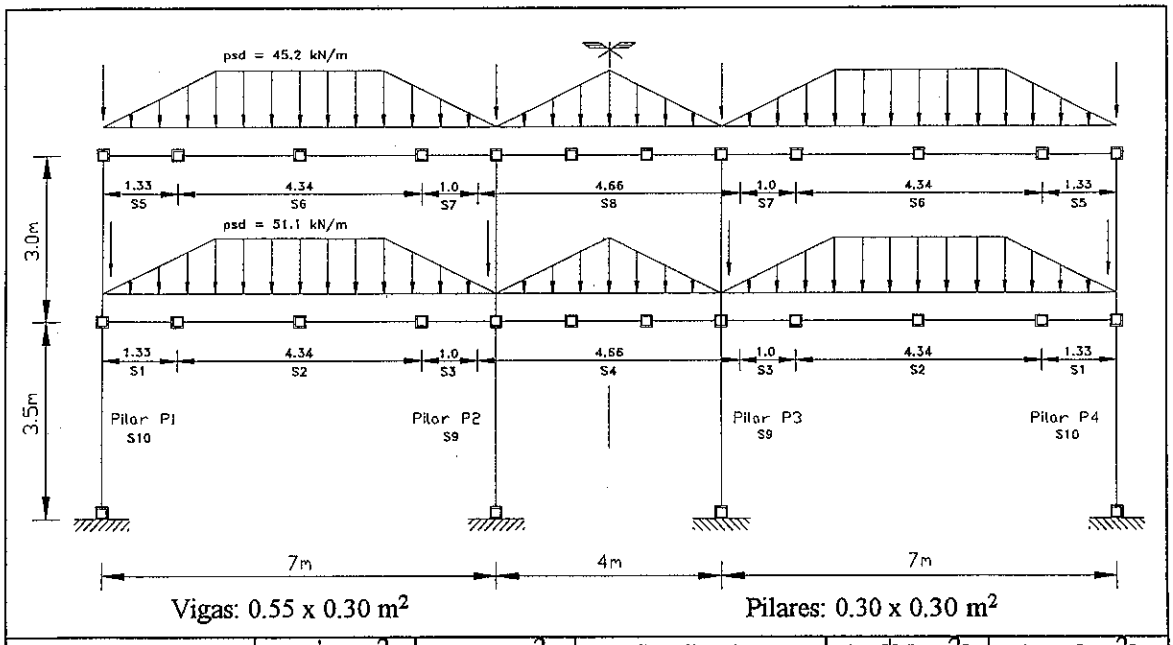
Quadro 1 - Cargas transmitidas pela estrutura à fundação

Acções	Sapatas exteriores	Sapatas interiores
Permanentes - G	$N_G = 170.8$ kN, $e_G = 0.06$m	$N_G = 279.1$ kN, $e_G = 0.02$m
Variáveis - Q	$N_Q = 78.9$ kN, $e_Q = 0.06$m	$N_Q = 137.1$ kN, $e_Q = 0.02$m

O solo foi considerado como sendo uma areia mediamente compacta ($\phi = 33°$; $\gamma = 18$ kN/m^3), tendo-se tomado como coeficiente parcial de segurança das características do solo $\gamma_{tg\phi} = 1.25$. O modelo de dimensionamento foi o proposto no Eurocódigo 7 [4].

A análise não linear efectuada e cujos principais resultados se ilustram seguidamente consistiu em admitir em geral a deformabilidade do solo de acordo com as suas características médias ($E_{S0} \approx 14$ MPa; $\mu = 0.35$), mas também simular a eventualidade de um dos pilares ficar de facto fundado sobre um solo de diferentes características (neste caso considera-se uma areia mais rija - $\phi = 40°$ $E_{S0} = 50$ MPa; $\mu = 0.35$).

A influência da eventual heterogeneidade do solo é em certas situações, uma preocupação dos projectistas podendo os eventuais efeitos ser avaliados através de análises não lineares.



Vigas: 0.55 x 0.30 m^2 Pilares: 0.30 x 0.30 m^2

Secção Tipo	A_{s1}^+ [cm^2]	A_{s2}^- [cm^2]	Secção Tipo	A_{s1}^+ [cm^2]	A_{s2}^- [cm^2]
S1 - viga , piso 1	6.10	6.55	S5 - viga , piso 2	5.71	4.31
S2 - viga , piso 1	12.20	2.32	S6 - viga , piso 2	11.42	2.32
S3 - viga , piso 1	3.05	10.91	S7 - viga , piso 2	2.86	9.43
S4 - viga , piso 1	2.32	10.91	S8 - viga , piso 2	2.32	9.43
S9 - pilar interior	2.70	2.70	S10 - pilar exterior	6.83	6.83

Figura 3 - Características da estrutura porticada e distribuição das armaduras de dimensionamento.

Em geral, de uma análise incremental é obtida uma vasta informação. Apresentam-se seguidamente os resultados globais mais significativos do exemplo citado.

Assim, na figura 4 comparam-se, para os níveis de carga correspondentes à combinação rara de acções e à situação de rotura, as distribuições das cargas axiais transmitidas à fundação do piso 1 e dos momentos flectores nas vigas para três tipos de análise: linear com apoio rígidos, linear com apoios deformáveis e globalmente não linear.

Indica-se também a deformabilidade absoluta dos apoios.

Em relação ao comportamento em serviço podem focar-se os seguintes aspectos:

- As deformações das fundações neste caso são limitadas, sendo a deformação máxima relativa entre fundações adjacentes de $\left(\frac{\delta}{l}\right)_{max} = \frac{1}{580}$, valor que se pode considerar como aceitável.

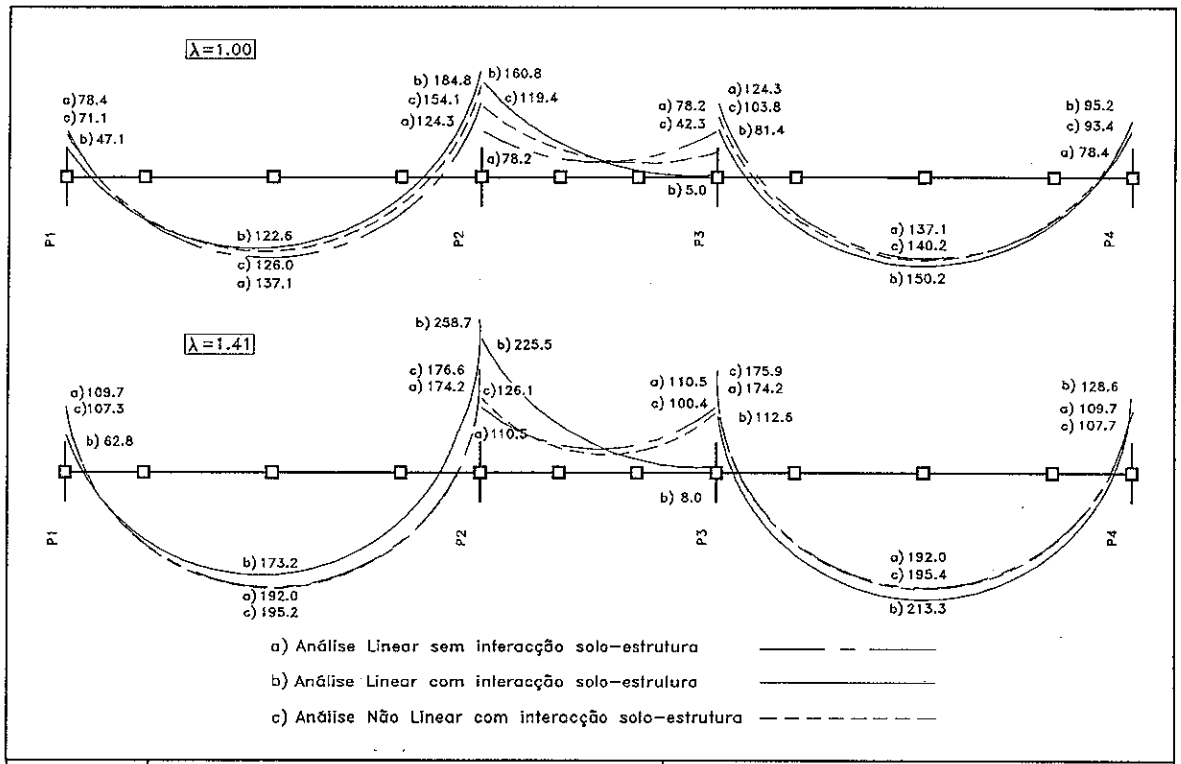
- A distribuição de esforços na estrutura é afectada pelo próprio comportamento não linear do Betão Armado, mas, principalmente neste caso, pela deformabilidade relativa dos apoios. No entanto, devido à perda de rigidez da estrutura após fendilhação, as variações de esforços provocados pelos assentamentos diferenciais são menores do que se avaliados por uma análise elástica.

Em situações de fundações em solos reconhecidamente deformáveis e/ou heterogéneas este tipo de análise pode ser muito útil, permitindo aferir a validade de determinadas soluções.

No que diz respeito à distribuição de esforços na rotura salienta-se que:

- Na análise não linear, apesar da heterogeneidade do solo, a distribuição de esforços na estrutura e das cargas nas fundações tem necessariamente tendência para se adaptar á que originou o dimensionamento das armaduras da estrutura. Desta forma, a capacidade última da estrutura não

é, de facto, afectada pela heterogeneidade do solo considerado. Refira-se, no entanto, que se a areia sob a sapata central fosse mais solta, em vez de mais densa, a resistencia global da estrutura poderia ser afectada devido a uma rotura precoce que eventualmente ocorresse na fundação.



Situação	Cargas transmitidas à fundação [kN]				Assentamentos [mm]				
Pilar	P1	P2	P3	P4	P1	P2	P3	P4	$\Delta\delta$
a) λ=1.00	249.7	416.2	416.2	249.7	-	-	-	-	-
Dimens.	348.9	582.4	582.4	348.9	-	-	-	-	-
b) λ=1.00	225.1	513.4	327.1	266.1	9.7	7.2	11.6	11.5	4.4
λ=1.41	317.5	725.7	463.3	375.3	13.7	10.2	16.4	16.2	6.2
c) λ=1.00	239.3	459.3	374.5	258.0	10.3	6.4	13.3	11.1	6.9
λ=1.41	348.5	605.2	574.8	353.5	15.0	8.5	20.4	15.2	11.9

Figura 4 - Resumo dos principais resultados das análise efectuadas.

- A capacidade de redistribuição das cargas nas fundações que parece ser significativa, se considerado um modelo elástico, é na realidade muito menor e depende fundamentalmente da resistência da estrutura e por conseguinte do seu critério de dimensionamento.

É com base nestas conclusões que, como explicado em pormenor em [5], não é admissível pretender baixar os coeficientes parciais γ_g e γ_q adoptada no dimensionamento das fundações com base na capacidade de redistribuição de esforços, que as estruturas hiperstáticas poderiam nesta situação eventualmente assegurar.

3.3 Efeitos de 2ª ordem

Para exemplificar a análise dos efeitos de 2ª ordem em edifícios de betão armado considerou-se um modelo de pórtico plano com 3 pisos. Na fig. 5 indicam-se as características geométricas da estrutura e o caso de carga analisado.

Refira-se que esta estrutura, se considerada isoladamente, seria classificada, de acordo com a regulamentação em geral, como de nós móveis. Tendo em atenção a esbelteza dos pilares, esta classificação implicaria a necessidade de inclusão dos efeitos de 2ª ordem no dimensionamento destes elementos.

O pórtico foi dimensionado com base na distribuição de esforços elásticos para as seguintes 3 hípoteses:

a) sem consideração dos efeitos de 2ª ordem;
b) com consideração dos efeitos de 2ª ordem nos pilares de acordo com as disposições regulamentares;
c) com consideração dos efeitos de 2ª ordem nos pilares e correspondentes incrementos de esforços de equilíbrio nas extremidades das vigas.

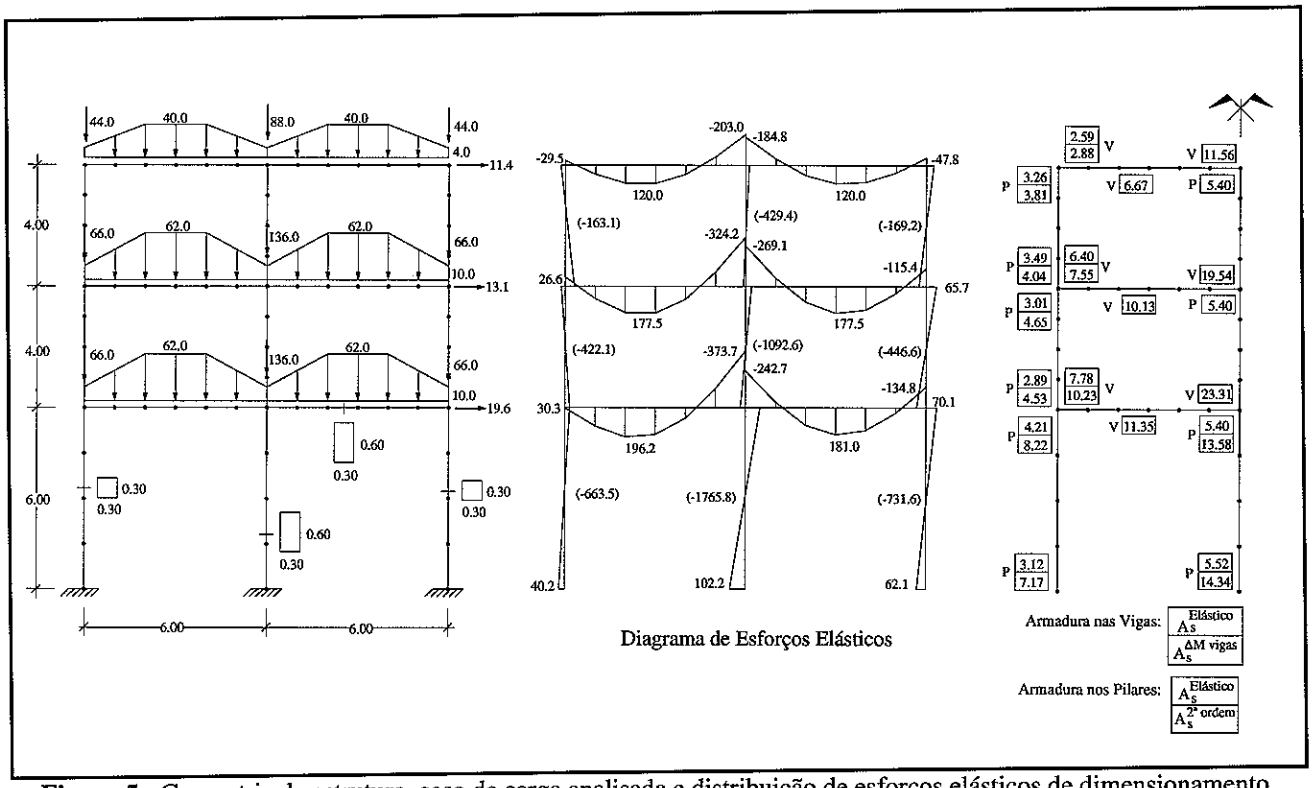


Figura 5 - Geometria da estrutura, caso de carga analisada e distribuição de esforços elásticos de dimensionamento.

As armaduras adoptadas na análise, nos diferentes elementos, foram as estritamente necessárias, tendo-se adoptado para coeficiente parcial de segurança das acções 1.5, quer para as cargas permanentes quer para as acções variáveis (sobrecarga e vento).

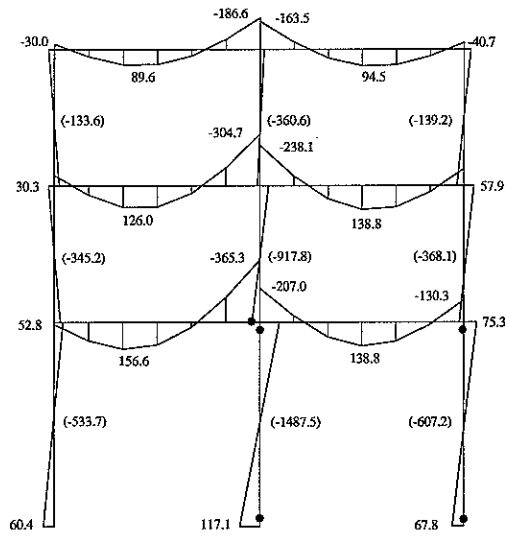
De uma análise fisicamente não linear, da estrutura dimensionada sem consideração dos efeitos de 2ª ordem, obteve-se um parâmetro de carga na rotura de 1.505 correspondente, como seria de esperar, ao valor do coeficiente parcial de segurança adoptado para as acções de 1.5.

Na fig. 6 indicam-se, para as três soluções de dimensionamento de armaduras a distribuição de momentos na rotura, obtida a partir de análises física e geometricamente não lineares.

Dos resultados obtidos podem retirar-se as seguintes e principais conclusões:

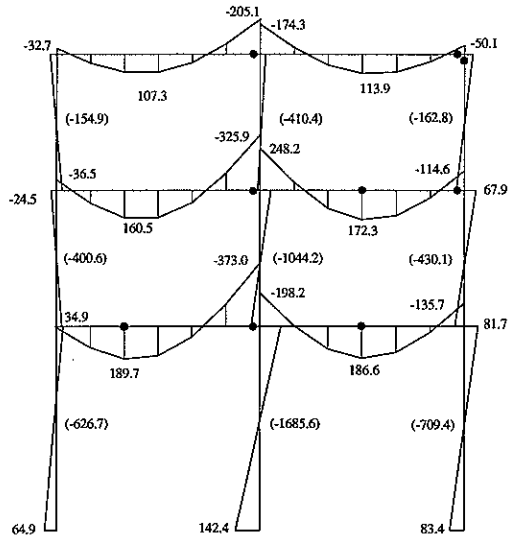
- A consideração dos efeitos geometricamente não lineares na análise da estrutura dimensionada sem considerar esses efeitos (caso a) dá origem a um parâmetro de carga necessariamente inferior a 1.5, no caso em análise igual a 1.25. Verifica-se que a não consideração, no dimensionamento, dos efeitos de 2ª ordem afectou em 17% o nível da segurança (valor superior a 10% o qual é geralmente considerado, pela regulamentação, como referência para a necessidade de consideração de tais efeitos no dimensionamento).

- As disposições regulamentares de dimensionamento, para consideração dos efeitos de 2ª ordem podem ser pouco eficazes, por não terem em conta o efeito da deformabilidade do pórtico nos esforços das vigas (o parâmetro de carga obtido para a estrutura dimensionada com aquelas regras foi de 1.43). De facto não foi reposto o parâmetro de carga acima de 1.5. Essa ineficiência teria sido bastante mais significativa não fosse o facto de neste caso (rotura dos pilares do piso inferior) o aumento exclusivo da resistência dos pilares, ter alguma eficiência devido ao modelo adoptado de encastramento dos pilares na base.



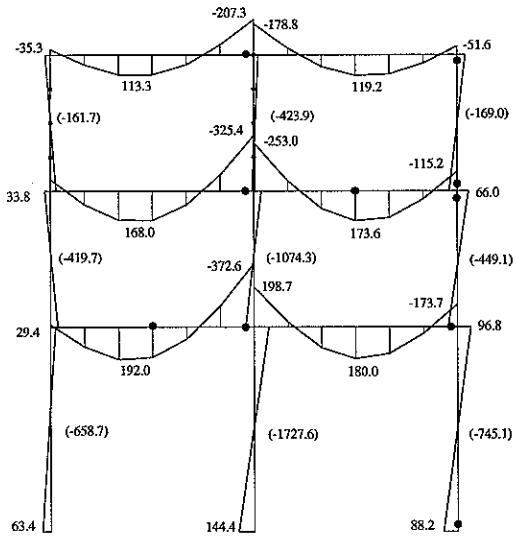
a) Análise não linear para solução de armadura elástica

$\lambda = 1.25$



b) Análise não linear para acréscimo de armadura nos pilares

λ=1.43



c) Análise não linear - dimensionamento das vigas para o acréscimo de momentos nos pilares

$\lambda = 1.49$

Figura 6 - Distribuição de momentos na rotura obtidas por análises não lineares paras as estruturas dimensionadas de acordo com três critérios distintos.

- O dimensionamento das vigas, junto aos pilares extremos, tendo em conta o acréscimo de momentos adoptados para os pilares conduziu, neste caso, a um parâmetro de carga idêntico ao

inicial, 1.49. Torna-se portanto clara a necessidade de ter em conta o conjunto de estrutura na consideração dos efeitos de 2ª ordem.

Como referido noutra comunicação [6] crê-se que por uma análise sistemática de estruturas porticadas e através deste tipo de análises, é possível vir a propor disposições de dimensionamento mais eficazes, coerentes e de mais simples implementação prática.

4. CONCLUSÕES

Devido às potencialidades das análises não lineares como ferramenta de verificação da segurança de estruturas, em particular na avaliação de determinadas opções de dimensionamento torna-se urgente a definição de critérios claros e coerentes.

A regulamentação mais recente, como por exemplo a proposta do Eurocódigo de Pontes de Betão [3] apresenta uma metodologia que se mostra ser incoerente quando comparada com os procedimentos usuais em estruturas simples.

Propõe-se uma metodologia para peças lineares que permite, com relações σ - ε únicas, uma análise global da verificação da segurança válida para as condições de serviço e para avaliar a capacidade resistente última à flexão. Em relação a esta última é obtida uma relação clara e directa com os métodos usuais de dimensionamento .

O exemplos apresentados mostram as virtualidades desta modelação como ferramenta de análise para avaliar a validade de regras de dimensionamento simplificadas e para, em casos especiais, permitir verificar as virtualidades ou insuficiências de certas opções de concepção e dimensionamento.

BIBLIOGRAFIA

[1] Eibl, J. - "*Safety Considerations for Nonlinear Analysis* ", IABSE Colloquium Structural Concrete - Vol. 62, Stuttgart , 1991, pp. 337-342.

[2] Lourenço, P.B.; Póvoas, R.H.C.F.; Figueiras, J.A. - "*Compared Study of Non-Linear Finite Element Analysis and the Strut-and-Tie Model for Concrete Structures. A designer perspective*".

[3] Eurocode N° 2 - "*Design of Concrete Structures - Draft 7, Part 2, Concrete Bridges*", EC2 Editorial Group, Commission of the European Communities, October 1993.

[4] Eurocode N° 7 - "*Geotechnical Design, General Rules - Final Draft* ", European Committee for Standardization CEN/TC 250/SC 7, February 1993.

[5] Pinto, A.; Camara, J. ; Correia, A.; Vinagre, J. - "*Interacção Solo-Estrutura na Avaliação da Segurança das Construções* ", 5° Encontro Nacional sobre Estruturas Pré-Esforçadas, Porto, Novembro 1994, 10p.

[6] Vinagre, J.; Camara, J. - "*Avaliação dos Efeitos de 2ª Ordem em Estruturas Porticadas*", 5° Encontro Nacional sobre Estruturas Pré-Esforçadas, Porto, Novembro 1994, 10p.