

# Modelos de campos de tensões para betão estrutural – Aplicações ao projeto de reforço de fundações

Stress field models for structural concrete – Application to the strengthening of existing foundations

Bernardo Catalão

## Resumo

As fundações asseguram a transmissão de forças da superestrutura para o solo de fundação, constituindo em geral zonas de forte descontinuidade estrutural para as quais é importante dispor de modelos de dimensionamento consistentes e claros. Relativamente a estruturas novas, este assunto encontra-se amplamente documentado, ao contrário do que se verifica para as estruturas existentes, situação para a qual não há regulamentação, nem tão-pouco recomendações de cálculo.

O presente trabalho tem por objetivo colmatar a lacuna referida, através da proposta de modelos de campos de tensões para o projeto de reforço de sapatas isoladas, cobrindo as fases de conceção, modelação e verificação da segurança, e considerando as situações mais correntes, nomeadamente o reforço por encamisamento e o reforço com microestacas, com ou sem armaduras ativas.

## Abstract

Foundations constitute the interface between the superstructure and the substructure, enabling the load transfer from one to another. Being regions of high structural discontinuity, it is important to have consistent and clear design methods. The study of these regions is extensively well-documented in what concerns new structures. However, the same is not applicable to existing structures. On that note, the purpose of this work is to systematize the most common situations of strengthening of reinforced concrete foundations, namely regarding their enlargement, the strengthening with micropiles and the strengthening with prestressed systems. To fulfil this objective, the proposed design models were obtained by applying stress field models to reinforced concrete, covering the stages of conception, modelling and design.

**Palavras-chave:** Reforço de fundações / Encamisamento de sapatas / Microestacas / Zonas de descontinuidade estrutural / Modelos de campos de tensões

**Keywords:** Strengthening of existing foundations / Enlargement of shallow foundations / Micropiles / Discontinuity regions / Stress field models

## Bernardo Catalão

Universidade de Lisboa, Instituto Superior Técnico  
Lisboa, Portugal  
bernardofernandes91@gmail.com

### Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

### Legal notice

*The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.*

CATALÃO, B. – Modelos de campos de tensões para betão estrutural – Aplicações ao projeto de reforço de fundações. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 5. ISSN 2183-8488. (novembro 2017) 109-116.

## 1 Introdução

O mercado da reabilitação de estruturas tem evoluído favoravelmente ao longo dos últimos anos, constituindo atualmente uma das áreas prioritárias do sector da construção e um dos maiores desafios da engenharia civil. Neste contexto, surge frequentemente a necessidade de reforçar as fundações das estruturas existentes. As soluções são variadas, dependendo do tipo de solo, tipo de fundação, nível de carregamento e, ainda, do espaço físico existente para a execução dos trabalhos.

As fundações asseguram, nas zonas de apoio das estruturas, a transmissão dos esforços da superestrutura para o solo de fundação, representando zonas de forte descontinuidade estrutural (estática e geométrica) para as quais é importante dispor de modelos de dimensionamento claros. Considera-se que, para construções novas, este assunto se encontra amplamente tratado em documentação técnica e normativa da especialidade. No entanto, tal não é o caso do projeto de reforço de fundações existentes, uma vez que os processos de transferência de cargas são distintos dos que ocorrem em construções novas.

Na sequência de estudos anteriores, propõe-se neste trabalho proceder à sistematização dos mecanismos de transferência de cargas das situações mais correntes de reforço de sapatas isoladas, designadamente o reforço por encamisamento e o reforço com microestacas, com ou sem armaduras ativas. As diferentes soluções são estudadas com base na aplicação de modelos de campos de tensões para betão estrutural.

## 2 Reforço de sapatas isoladas

### 2.1 Reforço por encamisamento

O reforço por encamisamento é um método frequentemente utilizado para reforçar sapatas isoladas, quando o objetivo é aumentar a capacidade de carga e/ou diminuir assentamentos. Existem três possibilidades para efetuar o pretendido aumento de geometria da sapata existente [1,2,3]: (i) em planta; (ii) em altura; e (iii) por combinação das duas anteriores. Na Figura 1 ilustra-se o primeiro caso.

Em muitas situações, é igualmente necessário reforçar as armaduras existentes na face inferior da sapata. Este reforço pode ser conseguido com varões correntes, selados em furos previamente executados na fundação existente, ou através da aplicação de varões roscados pré-esforçados, ou ainda através do prolongamento das armaduras existentes, utilizando ligações mecânicas ou químicas.

A Figura 2 a) exemplifica o caso de encamisamento em altura, executado através da colocação de uma camada adicional de betão sobre a fundação existente. Por último, apresenta-se na Figura 2 b) o caso de encamisamento em planta e em altura, adotado quando se pretende aumentar a capacidade resistente da sapata e, simultaneamente, diminuir a tensão transmitida ao solo.

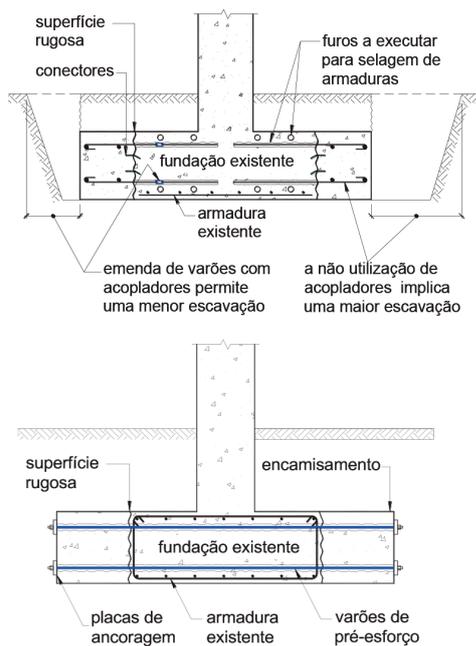


Figura 1 Reforço de fundações superficiais por encamisamento em planta (adaptado de [1])

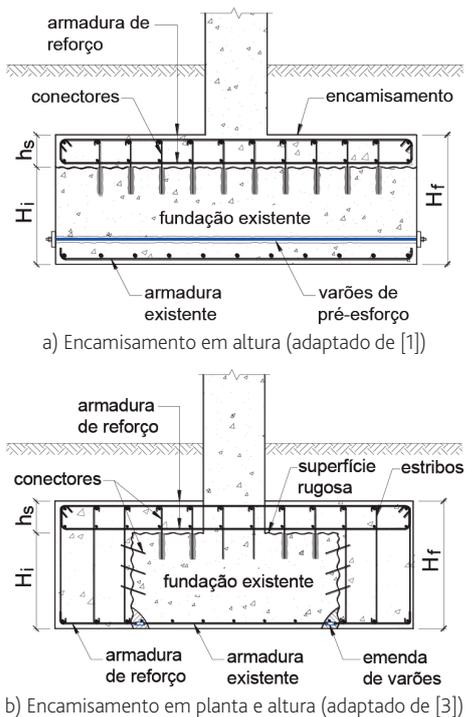


Figura 2 Reforço de fundações superficiais por encamisamento em altura e planta

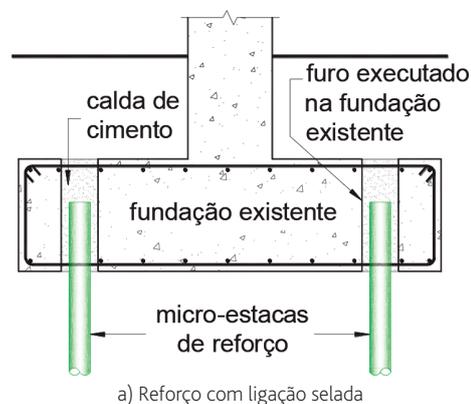
## 2.2 Reforço com microestacas

Quando a técnica de reforço descrita anteriormente não é aplicável, tipicamente porque a intervenção na estrutura implica um aumento considerável do valor das ações ou pela natureza do solo de fundação, torna-se necessário transferir as cargas para estratos mais competentes a maior profundidade.

O recalçamento com microestacas é atualmente o método mais utilizado, tanto pela facilidade de execução como por poder ser aplicado em praticamente qualquer tipo de solo. Nas situações de reforço de sapatas isoladas abordadas neste trabalho, as microestacas podem ser posicionadas em zonas de alargamento [1] ou, em alternativa, ser colocadas através da fundação existente [4,5].

Na Figura 3 são ilustradas quatro soluções possíveis de utilização de microestacas no reforço de fundações superficiais. No primeiro caso (Figura 3a), as microestacas são colocadas diretamente na fundação existente através de furação e, posteriormente, são seladas com calda cimentícia. Em situações em que é necessária uma maior distribuição de cargas, opta-se por um encamisamento em planta, podendo este alargamento ser realizado sem (Figura 3b e Figura 3c) ou com encamisamento em altura (Figura 3d). No caso em que se mantém a altura da sapata existente, pode ser necessário considerar a introdução de pré-esforço por forma a reforçar as armaduras longitudinais (Figura 3c). No caso em que se opta pelo encamisamento em altura, o objetivo é normalmente aumentar a resistência da sapata sem necessidade de reforçar a armadura inferior, tendo como vantagem adicional permitir considerar valores superiores do comprimento de amarração das microestacas.

No reforço de sapatas isoladas com microestacas é fundamental definir o comprimento de amarração das microestacas e avaliar a necessidade (ou não) de reforço das armaduras existentes. No caso de ligações seladas, é ainda necessário ter em conta o sistema de transferência de cargas nas interfaces aço / calda / betão. Esta situação foi alvo de um extenso programa experimental [6], o qual permitiu identificar os diferentes modos de rotura e quantificar os parâmetros que mais influenciam a capacidade de carga deste tipo de ligações, *e.g.* comprimento de amarração, diâmetro do furo, textura da superfície do furo, textura da microestaca, calda de selagem e consideração de confinamento ativo, e apresentar *guidelines* para o seu dimensionamento.



a) Reforço com ligação selada

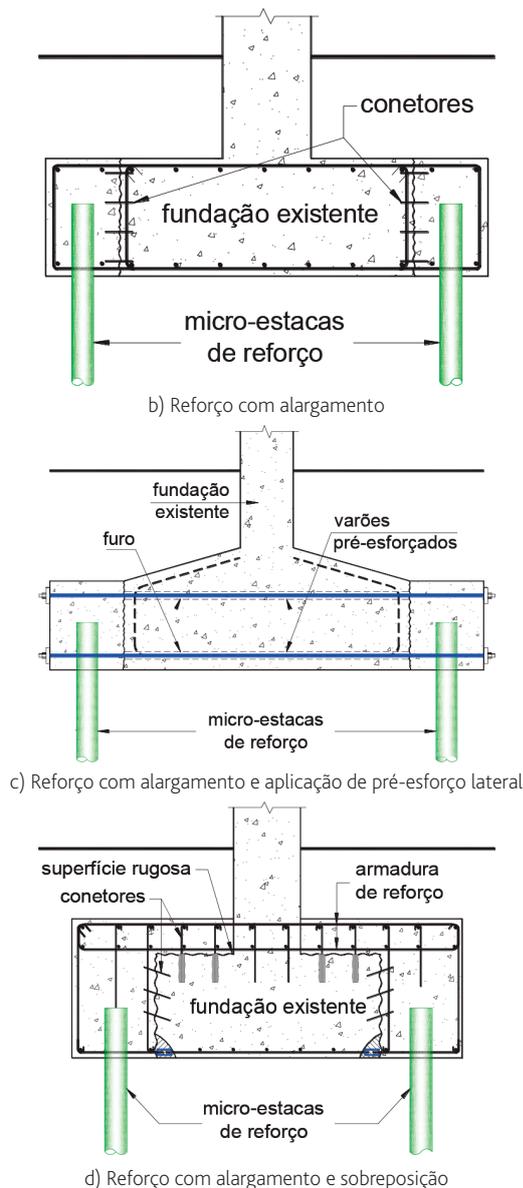


Figura 3 Reforço de fundações superficiais com microestacas

### 3 Modelos de campos de tensões

Nos atuais códigos para o projeto de estruturas de betão armado, os modelos de campos de tensões são correntemente utilizados no caso de fundações novas para a determinação das armaduras, por se tratar de zonas com forte descontinuidade geométrica e com elevadas cargas concentradas. Nesta secção, faz-se uma breve introdução do tópico e, na secção seguinte, apresenta-se uma proposta de sistematização e adaptação destes modelos para o reforço de sapatas isoladas, incluindo-se 6 modelos para situações de reforço com encamisamento, reforço com microestacas e reforço com encamisamento e adição de microestacas.

Os modelos de campos de tensões constituem um método de análise, dimensionamento, verificação da segurança e pormenorização de elementos de betão estrutural [7,8]. Trata-se de um método completo e intuitivo que simula as trajetórias das cargas, permitindo assim a visualização dos campos de tensões no interior da região em estudo [9,10]. Uma vez que este assunto se encontra bem documentado, normativa e tecnicamente, são apresentados apenas os aspetos relativos à verificação da segurança de escoras que atravessam uma junta de betonagem.

No caso de uma escora prismática atravessar uma junta de betonagem com uma inclinação  $\alpha_f$  (ver Figura 4), o valor de cálculo da sua resistência ( $\sigma_{Rd,j}$ ) pode ser determinado com base na Equação 1 [10]:

$$\sigma_{Rd,j} = v_3 f_{cd} \quad (1)$$

em que  $f_{cd}$  é o valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão e, adotando como valor de cálculo da tensão tangencial resistente da junta o valor proposto pelo Eurocódigo 2 [11],  $v_3$  é dado pela Equação 2:

$$v_3 = \frac{[c f_{ctd} + \rho f_{yd} (\mu \operatorname{sen} \alpha + \cos \alpha)]}{f_{cd}} \left[ \frac{\tan^2 \alpha_f + 1}{\tan \alpha_f - \mu} \right] \leq \frac{0,5v}{\operatorname{sen} \alpha_f \cos \alpha_f} \quad (2)$$

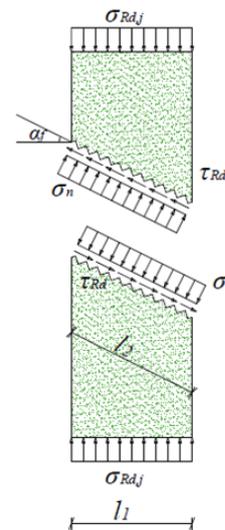
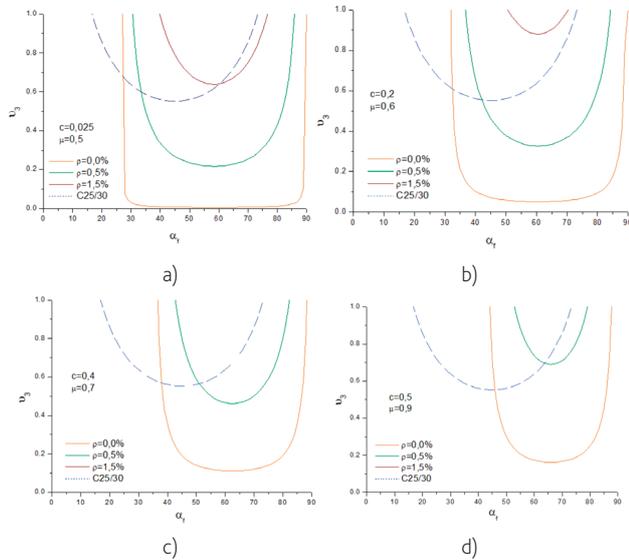


Figura 4 Transferência das forças de compressão de uma escora prismática ao longo de uma interface: representação da geometria e tensões na interface (adaptado de [10])

A Figura 5 ilustra a variação do fator  $v_3$  com o ângulo entre a escora e a junta ( $\alpha_f$ ). Foram obtidos gráficos para juntas com diferentes rugosidades e diferentes percentagens de armadura, considerando betão C25/30 e um ângulo de  $90^\circ$  entre as armaduras e a superfície da junta ( $\alpha = 90^\circ$ ).

Para valores reduzidos de  $\alpha_f$ , a escora é praticamente perpendicular ao plano da junta pelo que o parâmetro  $v_3$  é unitário. À medida que  $\alpha_f$  aumenta, verificam-se duas situações distintas: (1) a componente da escora tangencial à interface aumenta, reduzindo assim o parâmetro  $v_3$ ; e (2) a escora atravessa a junta ao longo de

um comprimento ( $l_2$ ) superior, aumentando assim o parâmetro  $v_3$  e, conseqüentemente, a resistência da escora. Através da análise da Figura 5 é possível concluir que, para superfícies com rugosidades reduzidas, as armaduras transversais desempenham um papel importante e que, com o aumento da rugosidade da superfície, essa relevância vai diminuindo. É igualmente possível concluir que, para ângulos usuais entre escoras e tirantes (de 30° a 60°), o facto de uma escora atravessar uma junta implica uma redução na tensão resistente de cálculo do betão à compressão de pelo menos 60% (ver C25/30 na Figura 5). Esta redução está associada à limitação imposta pelo segundo termo da Equação 2.



**Figura 5** Variação do fator  $v_3$  com o ângulo entre a escora e a junta ( $\alpha_j$ ) para juntas com diferentes rugosidades e diferentes percentagens de armadura: a)  $c = 0,025, \mu = 0,5$ ; b)  $c = 0,2, \mu = 0,6$ ; c)  $c = 0,4, \mu = 0,7$ ; d)  $c = 0,5, \mu = 0,9$

## 4 Propostas de modelos de dimensionamento para diferentes situações de reforço de sapatas isoladas

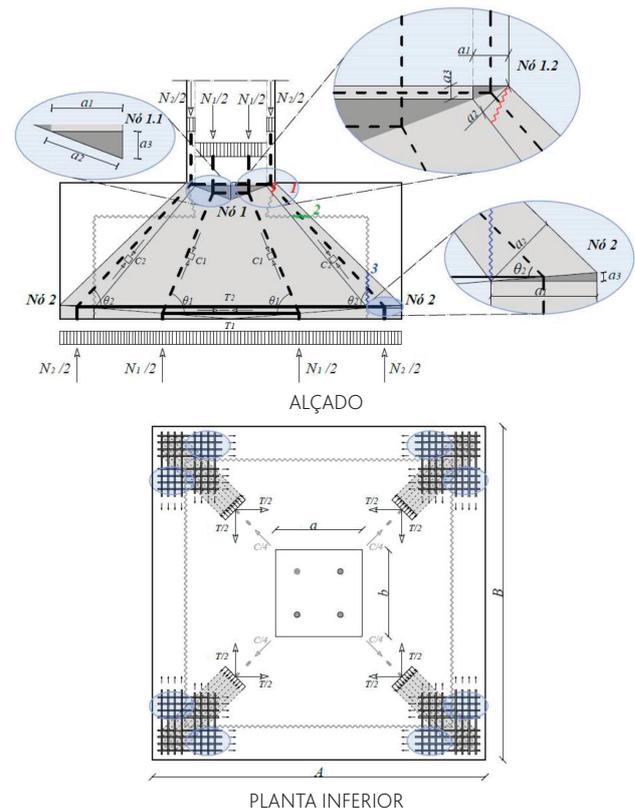
Neste ponto, apresentam-se 6 modelos para situações de reforço com encamisamento e reforço com encamisamento e adição de microestacas, com informação que se complementa sucessivamente, relativamente ao modelo anterior.

### 4.1 Carregamento centrado

#### Modelo 1 – Encamisamento em planta e em altura

O Modelo 1 (ver Figura 6) corresponde ao encamisamento em planta e em altura de uma fundação superficial. Através da análise do Modelo 1 é possível concluir que as armaduras existentes na sapata devem ser prolongadas para a zona da sobrelargura, pois a força no tirante representa a resultante das forças nas armaduras que estão dispostas ao longo de todo o comprimento da sapata

e que devem estar em equilíbrio e coincidir com a resultante de tensões no solo. No caso de as armaduras existentes não serem suficientes, são propostas duas alternativas: (1) aumentar a força no tirante através de uma solução com armaduras ativas (ver Figura 7); e (2) reduzir a força nos tirantes. A segunda pode ser conseguida aumentando o encamisamento em altura. No que se refere à verificação da segurança das escoras e dos nós, deve ser tido em conta o facto de estes atravessarem a interface entre betões com diferentes idades. Relativamente à junta 2 (ver Figura 6), as tensões atuantes na secção transversal da escora devem ser inferiores ao valor de cálculo apresentado na Equação 1 ( $\sigma_{Rd,j} = v_3 f_{cd}$ ). No que diz respeito à verificação dos nós, para ter em conta o facto de a escora atravessar a interface entre betões com diferentes idades, o nó 1 é subdividido em duas regiões nodais (nó 1.1 e nó 1.2 na Figura 6) e é considerada a verificação de uma segunda região nodal. No caso do nó 1 (CCC), devem ser avaliadas as tensões da sub-região nodal 1.2, tendo em conta que o nó se encontra submetido a um estado triaxial de compressão. Na verificação dos nós 1.2 e 2, devem ser ainda avaliadas as tensões na face diagonal, as quais devem ser inferiores ao valor apresentado na Equação 1. Na maioria das situações, no caso de as superfícies das juntas apresentarem rugosidades adequadas, o nó 2 não é condicionante, uma vez que as forças se distribuem ao longo de uma área considerável. Relativamente ao nó 1, é possível melhorar as condições de transferência de cargas ao longo da junta, melhorando o ângulo entre a escora e a junta (ver Figura 6).



**Figura 6** Modelo 1: encamisamento em planta e em altura (alçado e planta inferior)

### Modelo 2 – Encamisamento em planta e em altura com recurso a armaduras ativas

Em qualquer solução pré-esforçada é necessário definir a posição dos cabos de pré-esforço. Tendo em conta que é necessário que a resultante das tensões no solo e dos tirantes coincidam (em planta), para uma distribuição de tensões uniformes no solo, é possível concluir que na generalidade dos casos os cabos devem ser colocados no interior da sapata existente (ver Figura 7), sendo indispensável proceder à respetiva furação desta. No caso de se optar por colocar os cabos de pré-esforço na zona da sobrelargura da sapata, quanto mais próximos os cabos estiverem da face da sapata existente, maior será a percentagem de carga que pode ser equilibrada no solo. Pode ainda considerar-se uma distribuição de tensões não uniformes no solo com o propósito de fazer coincidir a resultante das forças de pré-esforço com a resultante das tensões no solo. Deve referir-se que a introdução de pré-esforço não melhora as condições de verificação da segurança ao estado limite último das juntas, comparativamente a uma solução com armaduras ordinárias em que a força de tração é igual à força introduzida no cabo de pré-esforço.

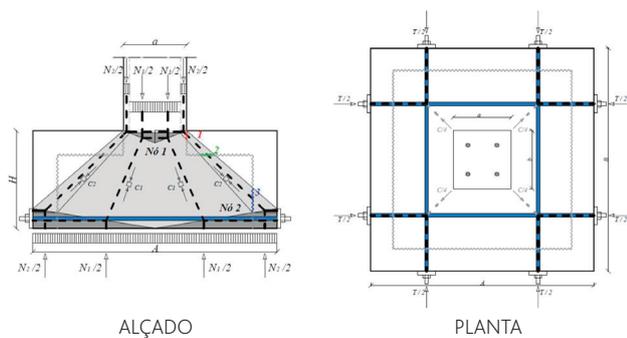


Figura 7 Modelo 2: encamisamento em planta e em altura com recurso a armaduras ativas (alçado e planta inferior)

### Modelo 3 – Reforço com 4 microestacas

No Modelo 3 (Figura 8) devem ser tidos em conta os seguintes aspetos: (1) é considerada uma distribuição de tensões uniforme ao longo do comprimento de selagem da microestaca; (2) o comprimento de selagem da microestaca é condicionado pela posição do tirante, já que a resultante das forças verticais transferidas ao longo do comprimento de selagem da microestaca deve estar em equilíbrio, e deve coincidir com a posição das forças de tração no tirante; e (3) a distância  $d_2$  é condicionada pelo comprimento de amarração das armaduras longitudinais da face inferior da sapata.

A força no tirante resulta essencialmente da contribuição da malha de armaduras que se localiza na face inferior da sapata. No entanto, no caso de as armaduras das faces laterais da sapata se encontrarem convenientemente pormenorizadas, é possível tê-las igualmente em consideração. Neste caso, a nova posição da resultante do tirante pode ser determinada através de uma média ponderada da contribuição de cada força de tração (ver pormenor da Figura 8). Esta solução pode ser complementada com a utilização de armaduras ativas, apresentando as seguintes vantagens:

(1) aumento do confinamento na zona de selagem da microestaca, permitindo obter valores mais elevados da tensão de rotura da aderência e conseqüentemente menores comprimentos de selagem; (2) introdução de compressões nas regiões nodais, melhorando assim o estado de tensão; (3) transferência das forças do solo para as microestacas no caso de a força de pré-esforço introduzida ser superior à necessária para equilibrar a parcela da carga que as microestacas equilibram; e (4) possibilidade de posicionamento do cabo de forma a obter o comprimento de selagem da microestaca mais conveniente.

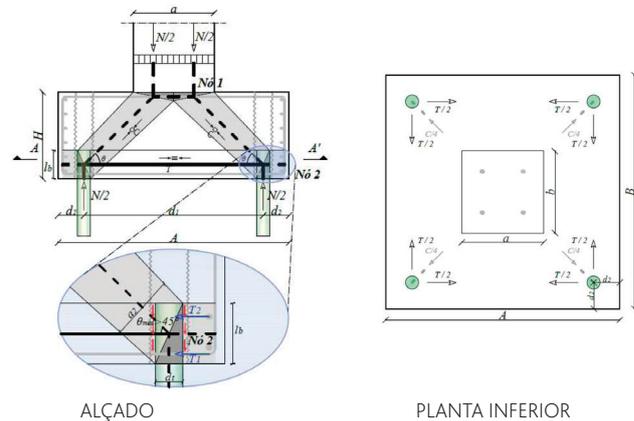


Figura 8 Modelo 3: reforço com 4 microestacas (alçado e planta inferior)

### Modelo 4 – Reforço com 4 microestacas com encamisamento em planta e em altura

No caso de se proceder ao encamisamento em planta é possível adotar duas soluções distintas de transferência de carga da sapata para a microestaca: com ou sem prato de ancoragem (a Figura 9 ilustra a primeira). Os procedimentos de verificação da segurança das diferentes soluções são idênticos aos do Modelo 3, devendo contudo ser tidos em conta os seguintes aspetos: (1) deve ser feita a verificação da segurança nos nós e nas escoras de forma idêntica ao apresentado no Modelo 1, para ter em conta o facto de as escoras atravessarem a interface entre betões de diferentes idades; (2) na solução com prato de ancoragem, a contribuição da aderência da microestaca ao longo do comprimento de selagem deve ser corretamente avaliada, já que as parcelas deste mecanismo cuja mobilização implica que haja deslizamento da microestaca não são compatíveis com a restrição ao movimento relacionada com o prato de ancoragem no topo da mesma; e (3) a solução com prato de ancoragem permite reduzir o comprimento de amarração relativamente à solução sem prato de ancoragem, devendo ser verificada a segurança da chapa de ancoragem. O modelo 4 apresenta ainda as seguintes vantagens: (1) as armaduras podem ser posicionadas na zona da sobrelargura de forma a obter o comprimento de amarração da microestaca mais adequado; e (2) é possível equilibrar a totalidade das cargas verticais sem que seja necessário prolongar as armaduras existentes, devendo dar-se especial atenção ao tratamento da superfície das juntas, já que a percentagem de armaduras que a atravessa é nula.

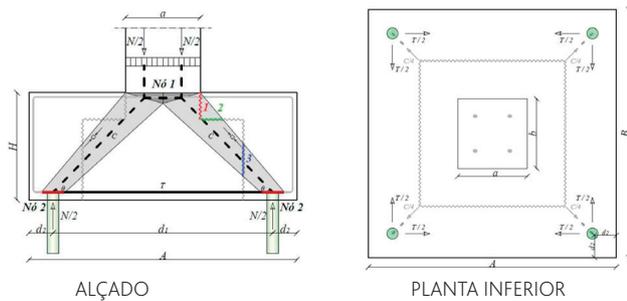


Figura 9 Modelo 4: reforço com 4 microestacas com encamisamento em planta e em altura (alçado e planta inferior)

## 4.2 Carregamento excêntrico

### Modelo 5 – Encamisamento em planta e em altura

Neste modelo, a forma como são amarradas as armaduras da face tracionada do pilar (ver Figura 10) condiciona a posição do tirante horizontal, podendo ser necessário optar por uma solução com armaduras ativas para que a resultante das forças de aderência transferidas ao longo do comprimento  $l_b$ . Na maioria das situações é necessário encamisar o pilar e, por esta razão, prolongar as armaduras tracionadas deste. Para este caso, com o objetivo de reduzir o comprimento de amarração, são propostas as seguintes especificações: (1) utilização de diâmetros reduzidos; e (2) utilização de armaduras ativas de forma a gerar compressões transversais na zona de amarração.

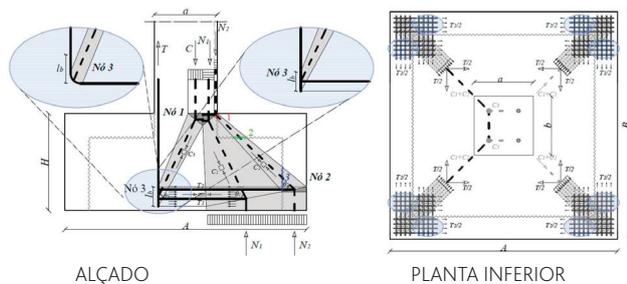


Figura 10 Modelo 5: encamisamento em planta e em altura (alçado e planta inferior)

### Modelo 6 – Reforço com 4 microestacas

O Modelo 6 (Figura 11) ilustra o reforço com 4 microestacas de uma sapata submetida a um carregamento com excentricidade elevada. Na obtenção deste modelo, o comprimento de selagem da microestaca comprimida deve ser consistente com o comprimento de amarração da armadura tracionada do pilar, e a altura do nó 1 deve ser compatível com o comprimento de selagem da microestaca tracionada. Na maioria das situações, as armaduras da face superior da sapata não são suficientes para equilibrar as cargas, surgindo nesse caso duas possibilidades para solucionar o problema: (1) encamisar superiormente e colocar armaduras ordinárias na nova camada de betão; e (2) prever a colocação de armaduras ativas. Estas

duas alternativas podem igualmente surgir do facto de as armaduras inferiores não serem suficientes para equilibrar as cargas.

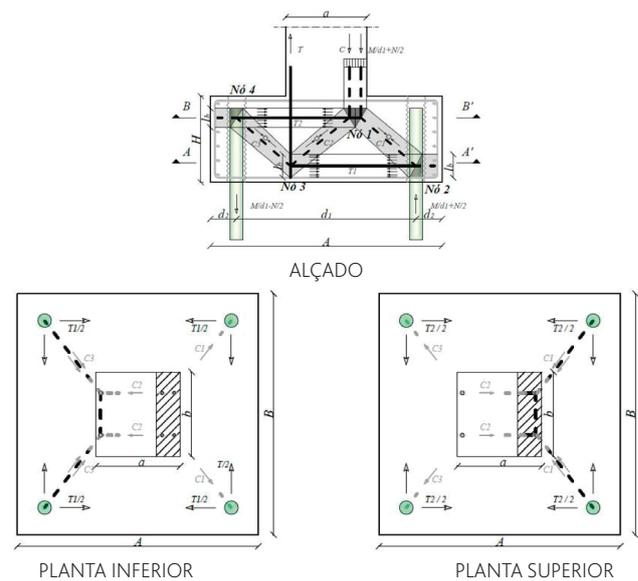


Figura 11 Modelo 6: reforço com 4 microestacas (alçado e planta inferior e superior)

## 5 Considerações finais

No presente artigo propõe-se um conjunto de modelos de campos de tensões para o projeto de reforço de sapatas isoladas, considerando as situações mais correntes, nomeadamente: o reforço por encamisamento e o reforço com microestacas, com ou sem armaduras ativas. Relativamente aos diferentes modelos propostos destacam-se os seguintes aspetos: (1) uma escora que atravessa uma junta de betonagem apresenta uma redução de pelo menos 60% na tensão de rotura, podendo apresentar valores bastante inferiores nas situações em que as superfícies das juntas não apresentam rugosidade adequada; (2) nas soluções de reforço com encamisamento em planta, é em geral necessário prolongar as armaduras existentes para dar continuidade aos campos tracionados; e (3) nas situações de reforço com microestacas, as soluções com armaduras ativas revelam-se bastante vantajosas por melhorarem as condições de aderência da ligação da microestaca à fundação, permitindo assim a redução do comprimento de selagem.

## Referências

- [1] Buckle, I. *et al.* – "Seismic retrofitting manual for highway structures: Part 1 – Bridges". Report No. FHWA-HRT-06-032, Federal Highway Administration, Office of Infrastructure Research and Development, 2006, p. 658.
- [2] FEMA – "Techniques for the seismic rehabilitation of existing buildings". FEMA 547. Federal Emergency Management Agency. Washington, D.C., 2006, p. 571.

- [3] Saiidi, M. S. *et al.* – "Seismic retrofit of spread footings supporting bridge columns with short dowels". *Construction and Building Materials*, 15(4), 2001, pp. 177-185.
- [4] FHWA – "Micropile design and construction guidelines, implementation manual". *Report No. FHWA-SA-97-070*. Federal Highway Administration, 2005, p. 376.
- [5] FOREVERFondationsREnforcéesVERTicalement – "Syntheses of results and recommendations of the national research project on micropiles". Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. France, 2004, p. 347.
- [6] Veludo, J. – *Reforço de fundações com micro-estacas. Ligação aço/calda/betão*. Tese de doutoramento. Universidade de Coimbra, 2012, p. 268.
- [7] Lourenço, M.; Almeida, J. – "Campos de tensões em zonas de descontinuidade". Encontro Nacional de Betão Estrutural, Porto, 2004.
- [8] Lourenço, M.; Almeida, J. – "Adaptive stress field models: assessment of design models", *ACI Structural Journal*, V. 110, No. 1, Jan.-Feb., 2013, pp.83-93.
- [9] Schlaich, J.; Schäfer, K. – "Design and detailing a structural concrete using strut-and-tie models". *The Structural Engineer*, 69(6), 1991, pp. 113-125.
- [10] Schäfer, K. – "Nodes. Structural concrete - Textbook on behaviour, design and performance", 2<sup>nd</sup> Ed. (*fib Bulletin No.52*). Lausanne: The International Federation for Structural Concrete, 2010, pp. 281–300.
- [11] CEB-FIP – "Practical Design of Structural Concrete". Lausanne: The International Federation for Structural Concrete, 1999.
- [12] NP EN 1992-1-1 – Eurocódigo 2 - Projecto de Estruturas de Betão. Parte 1-1: Regras Gerais e Regras para Edifícios. Lisboa, Instituto Português de Qualidade, 2010.