

# MUROS DE ALVENARIA DE TIJOLO REFORÇADOS COM GEOSSINTÉTICOS – PREVISÃO DAS DEFORMAÇÕES DA FACE

## BRICK FACED REINFORCED RETAINING WALLS – FACE DEFORMATION PREDICTIONS

Correia, A. A. S., *Dep. de Eng. Civil, Universidade de Coimbra, Portugal, aalberto@dec.uc.pt*  
Pinto, M. I. M., *Dep. de Eng. Civil, Universidade de Coimbra, Portugal, isabelmp@dec.uc.pt*  
Lopes, M. L., *Dep. de Eng. Civil, Universidade do Porto, Portugal, lcosta@fe.up.pt*

### RESUMO

Para o funcionamento conjunto solo-reforço, as estruturas de suporte necessitam de se deformarem, contudo, esta deformação não deve exceder os valores tomados por referência e consagrados pela experiência. Compreende-se assim a necessidade de previsão e controlo das deformações. Não fornecendo qualquer informação acerca das deformações, os métodos de equilíbrio limite (tradicionalmente utilizados no dimensionamento deste tipo de estruturas) são ineficazes ao seu estudo. Neste trabalho apresenta-se um novo método para previsão das deformações da face, baseado num modelo teórico simples e comprovado satisfatoriamente por observações laboratoriais de muros de alvenaria de tijolo reforçados por geossintéticos. O método apresentado é versátil, podendo ser aplicado a estruturas de suporte reforçadas com outros materiais e a estruturas com outro tipo de face.

### ABSTRACT

For the interaction soil-reinforcement, the support structures need to deform, however, this deformation should not exceed the values taken by reference and established by experience. This fact justifies the need to predict and control the deformations in support structures reinforced by geosynthetics. The limit equilibrium methods (traditionally used in the design of this type of structures) are ineffective to this study because they do not supply information concerning the deformations. This work presents a new method to predict the wall face deformations, based on a simple theoretical model which was satisfactory proven by laboratorial observations of brick faced masonry walls reinforced with geosynthetics. The proposal method presents versatility and can be applied to other reinforcement types and to support structures with different faces.

### 1. INTRODUÇÃO

De entre os inúmeros métodos de cálculo aplicados no dimensionamento de estruturas de suporte reforçadas com geossintéticos, os que se baseiam em noções de equilíbrio limite são dos mais divulgados, encontrando-se actualmente bem estabelecidos [1]. Estes Métodos de Equilíbrio Limite (MEL) produzem, na maioria dos casos, dimensionamentos seguros mas muito conservativos [2], [3]. São métodos rápidos e de simples aplicação, admitindo para os diversos materiais um comportamento rígido perfeitamente plástico, isto é, desprezam o efeito das deformações. Contudo, sabe-se que estas deformações assumem grande importância no comportamento das estruturas em apreço, devendo ser tidas em consideração no seu dimensionamento. Conclui-se então que da aplicação destes métodos resulta apenas a verificação de segurança face aos Estados Limites Últimos (ELU). O dimensionamento apenas

ficará completo após a análise de equilíbrio funcional (Estados Limites de Utilização, ELS), a qual pode ser materializada através de análises numéricas ou de métodos expeditos. As análises numéricas permitem o estudo detalhado das deformações da estrutura reforçada, bem como o estudo acerca da importância relativa de cada um dos factores que as influenciam e determinam. Não obstante as suas enormes vantagens, as análises numéricas não são em geral utilizadas no dimensionamento de projectos correntes dado os enormes custos que as mesmas acarretam (maior tempo no pré e pós processamento de cálculos, maior exigência na caracterização dos diversos materiais e interfaces, etc.). Na prática usual, quando existe um estudo das deformações recorre-se a métodos expeditos, baseados em observações de obras reais. O método proposto neste trabalho enquadra-se nesta filosofia, ou seja, procura-se que seja um método prático, baseado num modelo teórico simples e comprovado com as observações de modelos reduzidos estudados laboratorialmente por Pinto [4], [5].

As estruturas de suporte reforçadas por geossintéticos aqui analisadas correspondem a muros com face em alvenaria de tijolo. Estas estruturas, analisadas laboratorialmente por Pinto [4], [5] e numericamente por Pereira [6], foram objecto de estudo acerca da adequabilidade de alguns métodos de cálculo quando aplicados no dimensionamento deste tipo de estruturas. Este estudo pode ser consultado em Correia [7] e Correia et al. [8], [9], [10]. Paralelamente, Correia [7], [11] analisou a problemática das deformações, sendo alguns desses estudos apresentados e discutidos neste trabalho.

## **2. MUROS DE ALVENARIA DE TIJOLO REFORÇADOS COM GEOSSINTÉTICOS**

### **2.1 Introdução**

As estruturas de suporte de terras reforçadas com geossintéticos com face em alvenaria de tijolo aliam as vantagens de um paramento relativamente resistente e duradouro, como a alvenaria, à técnica de reforço de solos, resultando num aumento da capacidade resistente e num decréscimo da deformabilidade das estruturas reforçadas face às não reforçadas, devido à transferência de esforços para as inclusões. Constituem-se como uma alternativa de baixos custos e grande facilidade de construção (não necessitam de qualquer tipo de equipamento ou de mão de obra especializada), o que faz com que se apresentem como uma excelente opção na resolução de problemas que exigem a construção de muros de pequena altura [12], [4], [5].

O comportamento deste tipo de muros vem sendo estudado já há algum tempo, inicialmente no Reino Unido onde esta técnica foi concebida e patenteada [13], e actualmente em Portugal. Em 1992, Pinto [4] conduziu um estudo laboratorial em modelo reduzido (à escala 1:5, protótipo:modelo) sobre os muros protótipo apresentados e estudados por Walsh [12]. Posteriormente, Pereira [6] adaptou um modelo numérico bidimensional ao estudo de muros de alvenaria de tijolo reforçados com geossintéticos. Recentemente Correia [7] conduziu um estudo sobre a adequabilidade de alguns métodos de cálculo quando aplicados no dimensionamento deste tipo de estruturas, bem como um estudo sobre a previsão das deformações da face do qual se apresentam neste trabalho alguns dos resultados.

### **2.2 Descrição dos muros objecto de estudo**

Os muros de alvenaria de tijolo reforçados com geossintéticos analisados correspondem aos muros estudados por Pinto [4], [5] e Pereira [6]. Apresentam uma altura de 300 mm por 240 mm de comprimento, face em alvenaria de tijolo com 20,5 mm de espessura, encontrando-se construídos sobre fundação contínua rígida de 15 mm de altura, comprimento igual ao do muro e espessura igual à da face. Os elementos de reforço (têxtil não tecido) possuem dois

comprimentos diferentes (80 e 120 mm) combinados com dois diferentes espaçamentos verticais (3 e 4 fiadas de tijolos, ou seja, 45 e 60 mm, respectivamente) (Figura 1). Sobre o terrapleno actua uma sobrecarga uniformemente distribuída,  $q$  (kPa).

As características dos diversos materiais constituintes do muro, bem como as características das interfaces são apresentadas na Tabela 1. Para uma melhor facilidade na apresentação e discussão dos resultados, aos vários muros estudados é atribuída a nomenclatura indicada na Tabela 2.

Neste estudo considerou-se uma sobrecarga de 2,445 kPa, valor igual ao referido por Pinto [4] como sendo o que originava o colapso (ELU) no muro 4-c.

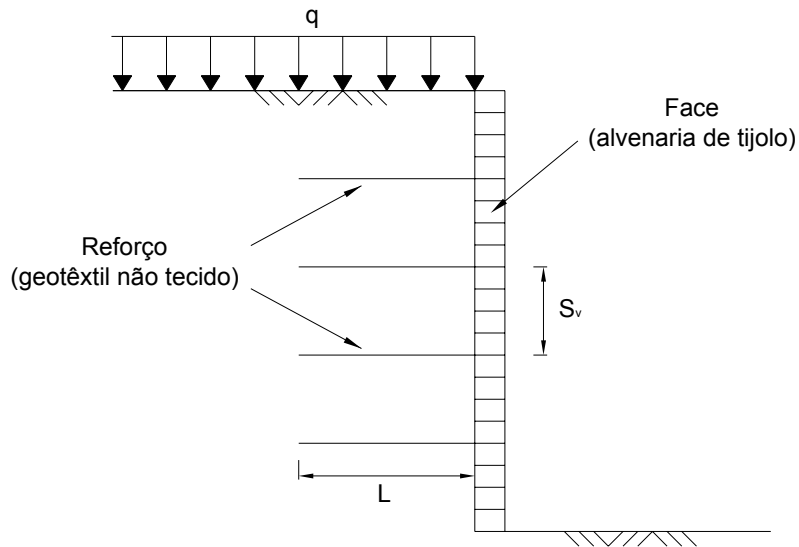


Figura 1 – Muro de alvenaria de tijolo reforçado com geossintéticos

Tabela 1 – Características dos materiais e das interfaces

Material de aterro (areia)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi'_p$ (°)	$c'$ (kPa)
	16,3	40	0
Material de reforço	$t_{GTX}$ (mm)	$T$ (kN/m)	$E$ (kPa) <sup>(1)</sup>
	0,3	1,4	13 200
Material da face	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$b$ (N/mm <sup>2</sup> ) <sup>(2)</sup>	$E$ (kPa) <sup>(3)</sup>
	24	0,03	50 000
Solo-reforço	$C_a$ (kPa)	$f_{s/GSY} \times \text{tg}\phi'$	
	0	0,73	
Solo-face	$C_a$ (kPa)	$f \times \text{tg}\phi'$	
	0	0,75	

(1) Módulo de elasticidade do reforço não confinado

(2) Resistência da ligação argamassa-tijolo

(3) Módulo de elasticidade da face

Tabela 2 – Nomenclatura atribuída aos muros em estudo

Nomenclatura	Disposição dos reforços	
	Espaçamento vertical, $S_v$	Comprimento, $L$
4-c	cada quatro fiadas de tijolo (60 mm)	80 mm
3-c	cada três fiadas de tijolo (45 mm)	80 mm
4-L	cada quatro fiadas de tijolo (60 mm)	120 mm
3-L	cada três fiadas de tijolo (45 mm)	120 mm

## 2.3 Mecanismo de rotura

Fruto da ligação de telas curtas de geotêxtil aos muros tradicionais de alvenaria de tijolo, ocorre um aumento da capacidade resistente e uma redução dos deslocamentos relativamente ao muro não reforçado. Os muros reforçados com geotêxteis apresentam um comportamento distinto dos muros não reforçados, em relação ao modo como se processa a rotura. Nos muros reforçados, a rotura ocorre de uma forma mais lenta e gradual, e à exceção dos muros reforçados cada 4 fiadas de tijolos, é precedida pelo aparecimento sistemático de uma fenda na junta argamassa-alvenaria, a cerca de meia altura do muro e sempre numa junta com geotêxtil, durante a aplicação da sobrecarga. Walsh [12] e Pinto [4], [5] referiram o surgimento desta fenda visível na frente do muro, a toda a sua extensão, e definiram esta situação como sendo o estado limite de utilização (ELS) da estrutura reforçada. A rotura (ELU) foi definida como sendo a situação em que existia um sinal evidente de instabilidade, isto é, uma visível aceleração dos movimentos da face do muro sem ser aplicado qualquer aumento de carga.

Os mesmos autores verificaram ainda que, independentemente do arranjo conferido aos reforços, os muros reforçados iniciavam a sua movimentação de forma semelhante à apresentada pelos muros tradicionais (não reforçados), rodando como um bloco único e rígido em torno da fenda desenvolvida a toda a extensão do muro, na primeira junta argamassa-tijolo (fenda ao nível da fundação), Figura 2a). Este movimento continuava até à rotura, nos muros não reforçados e reforçados a cada 4 fiadas de tijolos (Figura 2a)), enquanto que nos muros reforçados cada 3 fiadas de tijolos, após o desenvolvimento da fenda a cerca de meia altura do muro, o movimento processava-se por um mecanismo rotacional complexo, através de movimentos independentes de dois blocos rígidos (Figura 2b)).

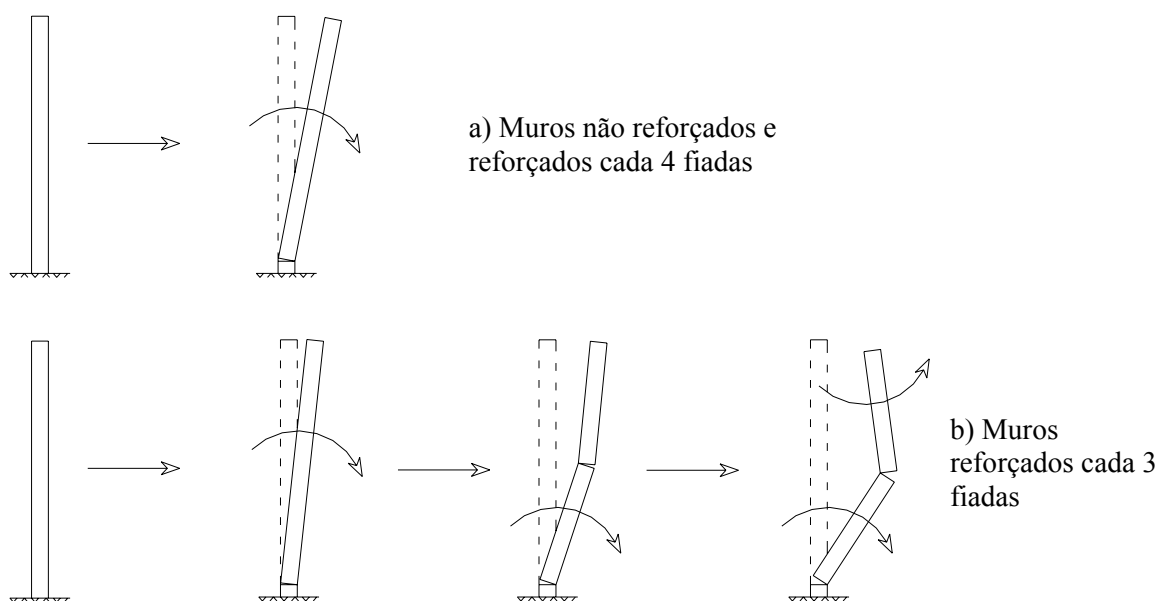


Figura 2 – Mecanismo de rotura dos muros com face em alvenaria de tijolo

## 3. ANÁLISE DE DEFORMAÇÕES

### 3.1 Introdução

Sendo os muros de alvenaria de tijolo reforçados com geossintéticos estruturas do tipo passivo (a transferência de esforços do solo para os reforços depende das deformações experimentadas

pelo material compósito e da deformabilidade relativa dos materiais constituintes), o dimensionamento apenas fica completo com o estudo das deformações. Para o funcionamento conjunto solo-reforço, os muros de suporte necessitam de se deformarem, contudo, esta deformação não deve exceder os valores tomados por referência e consagrados pela experiência [14]. Compreende-se assim a necessidade de previsão e controlo das deformações.

O estudo de deformações, dependente de um vasto conjunto de factores, pode ser simulado por método expeditos, situação usual na prática. Seguidamente é apresentado um desses métodos, o qual se pretende que seja prático, baseado num modelo teórico simples e comprovado por observações.

### 3.2 Método proposto

Sabendo que as deformações dos muros de alvenaria de tijolo reforçados com geossintéticos dependem fortemente da deformabilidade relativa dos materiais constituintes, o método a propor para previsão das deformações deve levar este facto em consideração. Isto é, deve-se atender à deformabilidade exibida pela alvenaria de tijolo constituinte da face, à deformabilidade dos geossintéticos utilizados como elementos de reforço, e à deformabilidade do material de aterro (areia).

O modelo teórico considerado é uma viga simplesmente apoiada em apoios flexíveis (tipo mola) e sujeita a um diagrama teórico de pressões de terras (Figura 3). O apoio existente ao nível da base (apoio duplo) tem um grau de liberdade (rotação) de modo a simular o aparecimento da fenda ao nível da base, fenómeno observado em todos os muros (Figura 2). A deformabilidade da viga é condicionada pela rigidez à flexão da alvenaria de tijolo constituinte da face (Tabela 1). Os apoios flexíveis são simulados por uma biela, sendo a sua rigidez axial caracterizada pela resistência à tracção e rigidez dos geossintéticos (Tabela 1). Esta rigidez pode variar ao longo da altura do muro, procurando desta forma traduzir o efeito que a tensão de confinamento exerce na rigidez dos geotêxteis não tecidos.

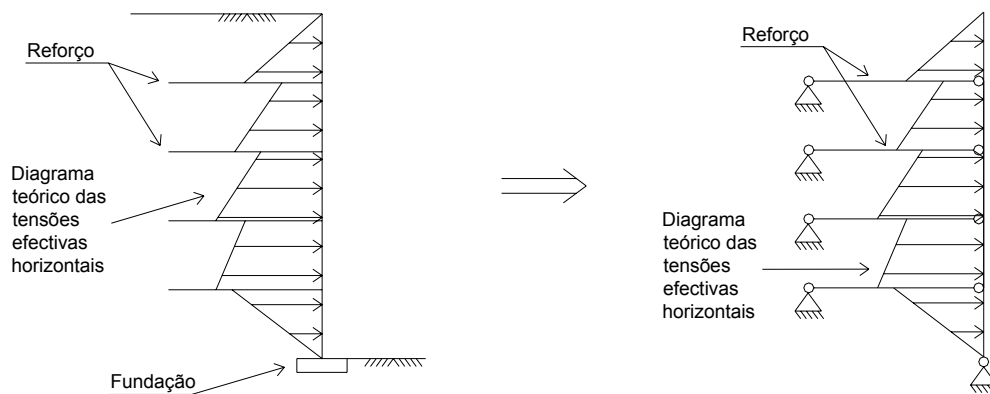


Figura 3 – Modelo teórico considerado no método proposto

O diagrama de pressões de terras teórico actuante sobre o modelo proposto, procura traduzir o efeito da deformabilidade do solo, tendo presente a questão da compatibilidade de deformações requerida pelo equilíbrio. Para tal, o diagrama das tensões efectivas horizontais actuantes sobre o modelo deve simular muito bem o diagrama real (observado) de tensões. Sabe-se que o diagrama de tensões efectivas horizontais actuantes sobre a face tem um andamento não linear ao longo da altura do muro [15], [16], estando próximo da situação de repouso ( $K_0$ ) junto do

topo do muro, enquanto que junto à base tende para a situação correspondente ao equilíbrio limite activo ( $K_a$ ). Não obstante estas observações, Pinto [4], [5] e Pereira [6] verificaram que as tensões efectivas horizontais, para além de seguirem esta tendência, sofriam um súbito decréscimo sempre que era atingido um reforço, voltando novamente a crescer até que fosse atingido o novo reforço, e assim sucessivamente.

Tendo presente esta evolução para as tensões efectivas horizontais actuantes sobre a face do muro, é agora necessário quantificá-las de forma expedita (imperativo do método), mas o mais rigorosamente possível. Para tal, recorreu-se aos estudos conduzidos por Osman et al. [16]. Tendo por base considerações energéticas, os autores demonstraram que a força máxima de tracção mobilizada nos diferentes reforços podia ser avaliada pela expressão:

$$T_{max}(z) = \sqrt{\frac{6 \times K^{2,5}}{L}} \times \sigma'_v \times S_v \times S_h \times \sqrt{H-z} \quad (1)$$

onde  $S_v$  e  $S_h$  significam o espaçamento vertical e horizontal entre reforços,  $L$  o comprimento dos reforços (tomado como uniforme),  $H$  a altura do muro,  $\sigma'_v$  a tensão efectiva vertical actuante no reforço,  $K$  o coeficiente de impulso considerado e  $z$  a profundidade do reforço. Assumindo que esta força é totalmente equilibrada pelas tensões efectivas horizontais na zona de influência do respectivo reforço, pode-se chegar ao valor da tensão efectiva horizontal. A variação observada nas tensões efectivas horizontais é então simplesmente quantificada recorrendo à noção dos dois coeficientes de impulso,  $K_0$  e  $K_a$ , respectivamente para as tensões efectivas horizontais actuantes imediatamente antes e após o nível do reforço. A força máxima de tracção “mobilizada” ao nível do terraplano deve ser desprezada, dado a esse nível não existir reforço. O valor nulo da força máxima de tracção ao nível da base, e por conseguinte da tensão efectiva horizontal (Figura 3), pode ser explicado pela presença da fundação a esse nível (elemento de elevada rigidez).

### 3.3 Análise de resultados

Seguidamente apresenta-se os resultados da aplicação do método agora proposto na previsão das tensões efectivas horizontais actuantes na face do muro e, na posição deformada da face.

Convém esclarecer o valor tomado para o módulo de deformabilidade do reforço ( $E = 13\,200$  kPa). Sabendo que a rigidez do reforço tende a aumentar com o aumento da tensão de confinamento, procurou-se simular esse aumento de rigidez fazendo variar a mesma ao longo da altura do muro. De acordo com os estudos apresentados por Gomes et al. [17] e Palmeira et al. [18], fez-se variar entre 2 a 5 vezes o valor do módulo de deformabilidade do reforço ao longo da altura do muro. Desse estudo concluiu-se pela não melhoria de resultados. Este fenómeno é em parte explicado pelos baixos níveis de tensão envolvidos (recorde-se que este estudo foi conduzido sobre muros em modelo reduzido).

Analise-se as previsões realizadas pelo método acima proposto para as tensões efectivas horizontais (Figura 4). Da análise da figura verifica-se a existência de boa concordância entre as tensões efectivas horizontais previstas pelo método proposto e as tensões observadas em modelos laboratoriais. Pode-se então concluir que um dos imperativos tomados no desenvolvimento do método proposto, simular bem o diagrama real (observado) de tensões efectivas horizontais, foi atingido de modo satisfatório.

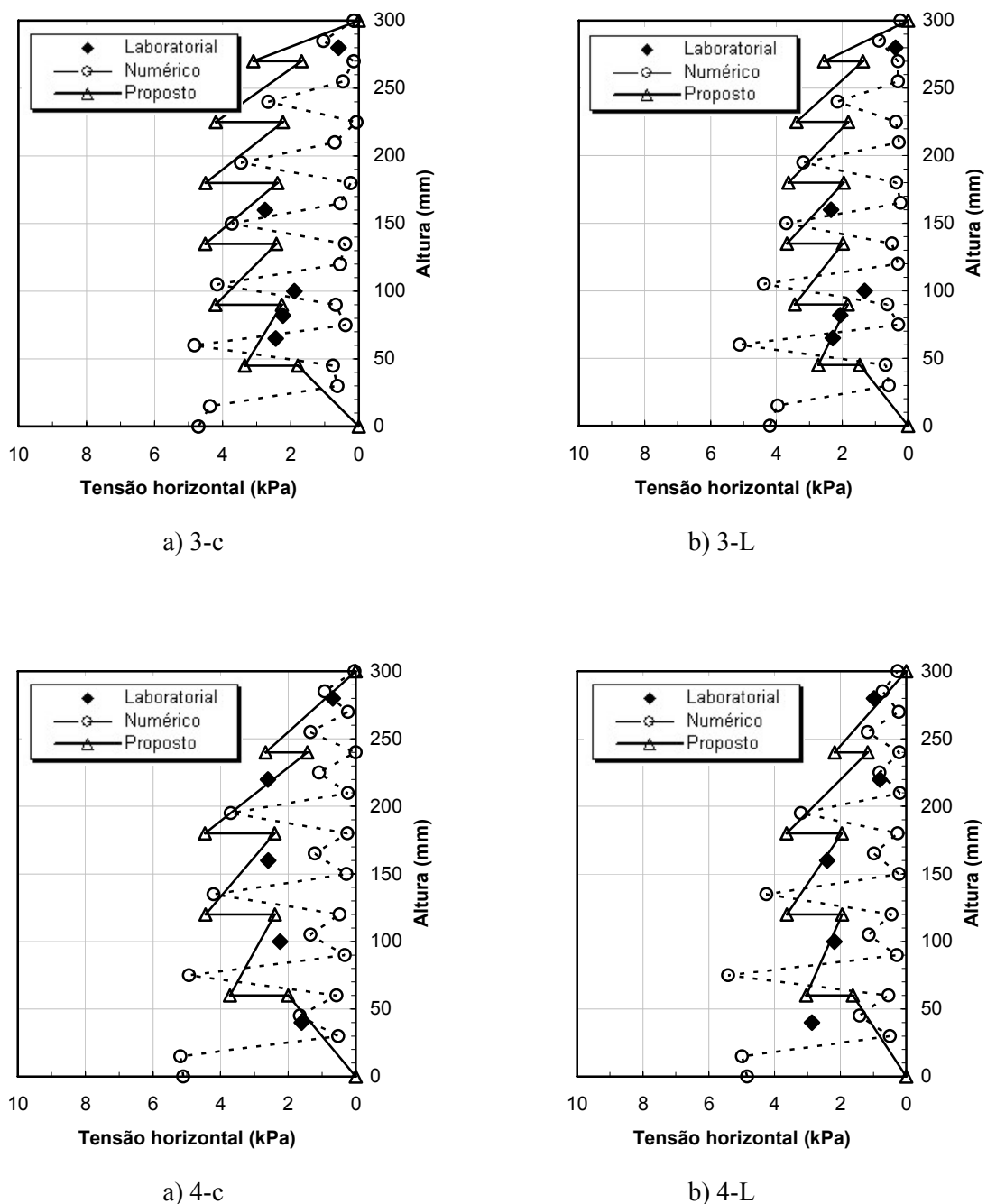


Figura 4 – Tensões efectivas horizontais actuantes sobre a face

Analise-se agora as previsões realizadas pelo método acima proposto para as deformações da face dos muros estudados (Figura 5). Da análise da figura verifica-se a existência de boa aproximação entre a deformada prevista por recurso ao método proposto e a deformada observada para os modelos laboratoriais 3-L e 4-L. As discrepâncias registadas na Figura 5 para os muros de menor comprimento (3-c e 4-c) encontram explicação nos trabalhos [7], [8], [9] e [10]. Nesses trabalhos é destacado o facto de estes muros atingirem a rotura por arranque dos reforços dado o insuficiente comprimento de amarração. Assim sendo, as deformações registadas em laboratório são significativamente superiores às previstas por aplicação deste método. A face e os reforços deslocam-se em conjunto para estes muros (3-c e 4-c), o que

corresponde ao não funcionamento dos reforços, o que evidencia insuficiente comprimento dos mesmos (note-se que o método proposto pressupõe suficiente comprimento de amarração).

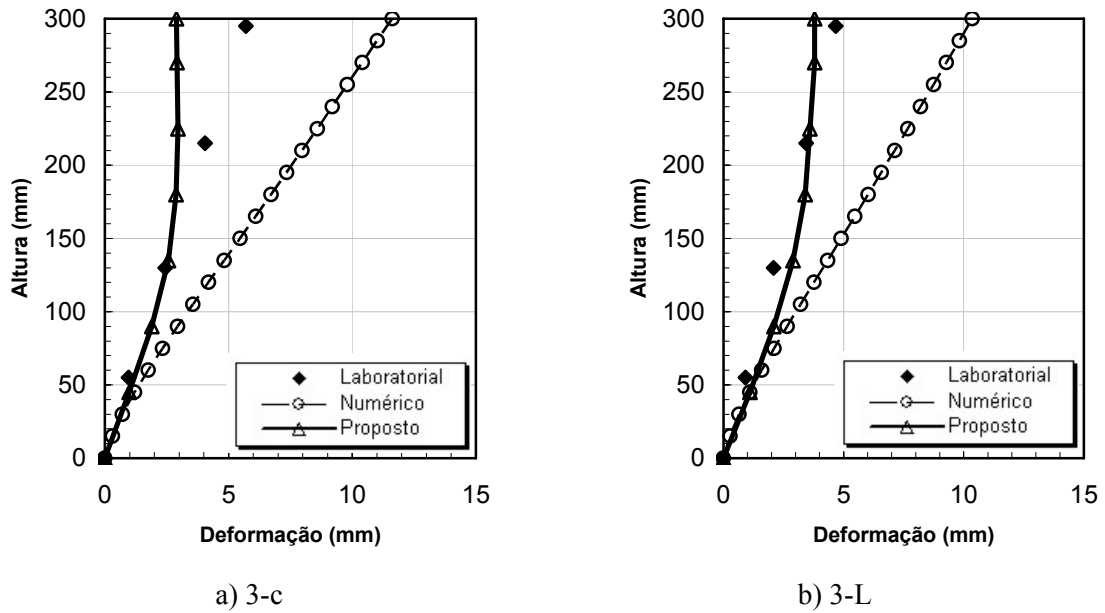


Figura 5 – Deformação da face

#### 4. CONCLUSÕES

Com este trabalho os autores pretendem contribuir para um melhor e mais correcto dimensionamento de estruturas de suporte reforçadas por geossintéticos. A interacção solo-reforço, indispensável ao funcionamento conjunto da estrutura compósita, resulta num



equilíbrio funcional que é necessário assegurar durante o período de vida da mesma. A compatibilidade de deformações entre o solo e os reforços é indispensável a um dimensionamento correcto e económico.

O método proposto neste trabalho para previsão e controlo das deformações, apresenta-se como um método expedito, baseado num modelo teórico simples e comprovado com as observações de modelos reduzidos. O método exhibe grande versatilidade, podendo ser facilmente aplicado a qualquer outro tipo de estrutura de suporte reforçada por geossintéticos.

## 5. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT) o apoio financeiro concedido através do Projecto PBIC/C/CEG/2387/95 e da Bolsa de Estudos FMRH/BIC/6003/98.

## 6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] McGown, A., The behaviour of geosynthetic reinforced soil systems in various geotechnical applications, 2nd European Geosynthetics Conference (EUROGEO), Bologna, Italy, Vol. 1 (2000), pp. 3-23
- [2] Berg, R. R.; Allen, T. M. e Bell, J. R., Design procedures for reinforced soil walls, 6th International Conference on Geosynthetics, Atlanta, Georgia, USA, Vol. 2 (1998), pp. 491-496
- [3] Greenway, D.; Bell, J.R. e Vandre, B., “Snailback wall – first fabric wall revisited at 25-year milestone”, Geosynthetics’99, Boston, USA, Vol. 2 (1999), pp. 905-912
- [4] Pinto, M. I. M., Model studies of fabric-reinforced brick-faced earth retaining walls, Ph.D. Thesis, University of Leeds (1992)
- [5] Pinto, M. I. M. e Cousens, T. W., Geotextile reinforced brick faced retaining walls, Journal of Geotextiles and Geomembranes, Vol. 14, No. 9 (1996), pp. 449-464
- [6] Pereira, R. V. C., Comportamento de muros de alvenaria de tijolo reforçados com geossintéticos, Dissertação de Mestrado, FCT da Universidade de Coimbra (1999)
- [7] Correia, A. A. S., Métodos de dimensionamento de muros de alvenaria de tijolo reforçados com geossintéticos, Dissertação de Mestrado, FE da Universidade do Porto (2003)
- [8] Correia, A.A.S.; Pinto, M.I.M. e Lopes, M.L., Muros de alvenaria de tijolo reforçados com geossintéticos – validação de diferentes métodos de dimensionamento, II Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia, Aveiro, Portugal (2004), pp. 471-480
- [9] Correia, A.A.S.; Pinto, M.I.M. e Lopes, M.L., Brick faced reinforced walls: failure surface study, 5th International Conference on Ground Improvement Techniques, Kuala Lumpur, Malaysia (2004), pp. 127-134
- [10] Correia, A.A.S.; Pinto, M.I.M. e Lopes, M.L., Brick faced reinforced retaining walls - comparisons between different design methods, EUROGEO 3, Munich, Germany (2004), Vol. 2, pp. 443-446
- [11] Correia, A.A.S.; Pinto, M.I.M. and Lopes, M.L., Proposal of a new method for the prediction of face deformations of retaining walls reinforced with geosynthetics, 6th International Conference on Ground Improvement Techniques, Coimbra, Portugal (2005), pp. 253-260
- [12] Walsh, J., Fabric reinforced brick faced earth retaining walls, Ph.D. Thesis, University of Leeds (1987)
- [13] Dalton, D. C., Fabric reinforced brick retaining wall, West Yorkshire Metropolitan County Council, Internal Report (1977)

- [14] Marques, A. C. e Correia, R. M., Dimensionamento e Verificação da Segurança de Taludes de Aterro Reforçados com Geotêxteis, *Geotecnia*, No. 62 (1991), pp. 91-109
- [15] Juran, I. e Schlosser, F., Theoretical analysis of failure in reinforced earth structures, *Symposium on Earth Reinforcement*, Pittsburgh (1978), pp. 528-555
- [16] Osman, M. A.; Finlay, T. W. e Sutherland, H. B., The internal stability of reinforced earth walls, *International Conference on Reinforced Earth*, Paris (1979), pp. 107-112
- [17] Gomes, R.; Palmeira, E., Lanz, D., Failure and deformation mechanisms in model reinforced walls subjected to different loading conditions, *Geosynthetics International*, Vol. 1, No. 1 (1994) pp. 45-65
- [18] Palmeira, E. M. e Lanz, D., Stresses and deformations in geotextile reinforced model walls, *Geotextiles and Geomembranes*, 13 (1994), pp. 331-348