

# Análise do Comportamento de Muro de Contenção Portante em Solo Reforçado a partir de Monitoramento de Campo

André Estêvão Ferreira da Silva

Huesker Ltda, São José dos Campos, Brasil, andre@huesker.com.br

Paulo José Brugger

Brugger Engenharia, São José dos Campos, Brasil, paulo@brugger.eng.br

**RESUMO:** A execução de um Muro de Contenção em um encabeçamento de viaduto rodoviário sobre uma linha férrea, projetado em uma concepção de Muro Portante (o tabuleiro do viaduto apoia-se sobre o aterro reforçado e não em fundação independente) motivou o acompanhamento sistemático do comportamento desta estrutura. Através de instrumentação específica, o comportamento do muro de contenção foi monitorado durante toda sua fase construtiva e também durante a fase inicial de carregamento operacional. Dois muros segmentais (Muros Terrae) foram executados, um em cada apoio, utilizando geogrelhas de PVA, com dois níveis de módulo de rigidez distintos. Apenas um dos lados foi monitorado. O muro monitorado tem 6,0m de altura livre. O viaduto tem 20m de luz. O monitoramento foi feito por equipamento de leitura mecânica tipo *tell-tale* e, de forma redundante, através de medidas de deslocamentos de face por topografia. A solicitação nas geogrelhas foi também monitorada em um nível através de células de carga apropriadas. O comportamento da fundação foi monitorado através de inclinômetros. Os deslocamentos de face medidos foram muito baixos (inferiores a 15mm acumulados) e compatíveis com os níveis de deformação medidos nas geogrelha (inferiores a 1%), que por sua vez, mostraram-se compatíveis com as deformações de trabalho da geogrelha recomendáveis pela literatura para obras com estas características e nível de responsabilidade.

**PALAVRAS-CHAVE:** Contenção Portante, Monitoramento de Muros Segmentais, Geogrelha.

## 1 INTRODUÇÃO

Muros segmentais têm sido cada vez mais usados em obras de infra-estrutura viária no Brasil. Muros segmentais são estruturas de contenção em solo reforçado com geogrelhas e com blocos segmentais como elementos de face e acabamento (Brugger e Montez, 2003 e Vertematti, 2004).

Muros Terrae, com geogrelhas Fortrac, têm sido empregados em obras no Brasil desde a década de 1990 e já colecionam centenas de casos, em diversas situações, em especial em obras de infra-estrutura viária. Destacam-se alguns projetos recentes de grandes volumes, muros em condições de solicitação elevada ou de grande altura. Alguns dos projetos mais recentes contemplam as primeiras experiências brasileiras em muros segmentais portantes.

Esta é uma opção de especial interesse,

devido a distintos fatores, técnicos e econômicos. Além de se apresentarem como uma alternativa com grande flexibilidade construtiva (seja em termos de material de aterro, de geometria ou de eventuais restrições às condições de execução), consistem uma técnica construtiva de execução rápida e de custo relativamente baixo.

A Figura 1 apresenta um exemplo de Muro Terrae executado no município de Maringá como opção para as contenções laterais de até 10m de altura de uma trincheira ferroviária projetada para isolar o tráfego ferroviário da região central da cidade. A opção pelo Muro Terrae possibilitou a execução da obra com elevados índices de produtividade (superiores a 100m<sup>2</sup> de face executados por dia), utilizando o próprio solo local como material de aterro, sem limitar a operação da ferrovia e com estética muito atrativa. A Figura 2 apresenta o detalhe

de apoio de viadutos portantes utilizados nesta obra como elementos de travessia da trincheira ferroviária pelo tráfego local.

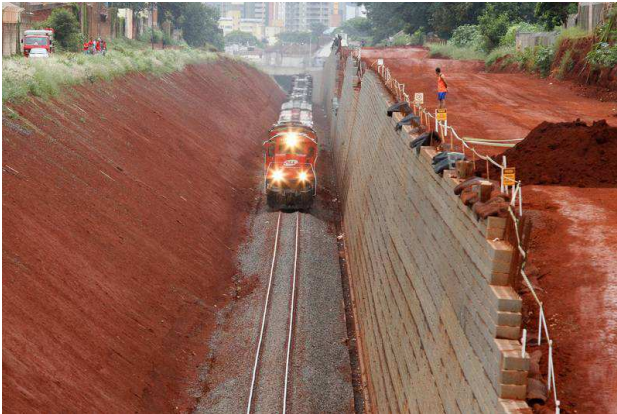


Figura 1. Exemplo de muro segmental executado em Maringá / PR.



Figura 2. Detalhe do apoio de um viaduto portante sobre muro segmental executado em Maringá / PR.

Com o uso desta alternativa de projeto, evita-se o custo de execução de fundações para a ponte ou viaduto, bem como, eventuais riscos de recalques diferenciais. As vantagens apresentadas por este tipo de solução para obras de contenção em encabeçamentos de pontes e viadutos portantes justifica o trabalho desenvolvido.

Foi feito o monitoramento de um Muro Terraie executado em Jaguaruna (SC) como elemento, não só de contenção do aterro na face frontal, mas de suporte da estrutura do viaduto apoiado no topo do muro através de fundação direta. O monitoramento foi feito através do acompanhamento por instrumentação dos deslocamento de face e de cargas mobilizadas em dois níveis de reforço, tanto no período

construtivo quanto no período operacional inicial.

## 2 MURO PORTANTE DE JAGUARUNA

### 2.1 Descrição do Projeto

No contexto do projeto do Muro Terraie portante de Jaguaruna, município catarinense, foram projetados dois Muros Segmentais, posicionados um em frente ao outro, para cumprirem dupla finalidade cada um: conter os aterros na face frontal dos aterros viários e suportar o viaduto diretamente apoiado sobre as contenções. Os dois muros de encabeçamento estão distaciados de 20m entre si, e estão posicionados de forma que o alinhamento da face de cada contenção encontra-se inclinado em  $72^\circ$  em relação ao eixo do viaduto. A Figura 3 apresenta uma vista em planta esquemática da locação dos muros e do viaduto. A Figura 4 apresenta uma vista frontal do muro com detalhes e dimensões da estrutura de apoio do viaduto no topo do aterro reforçado.

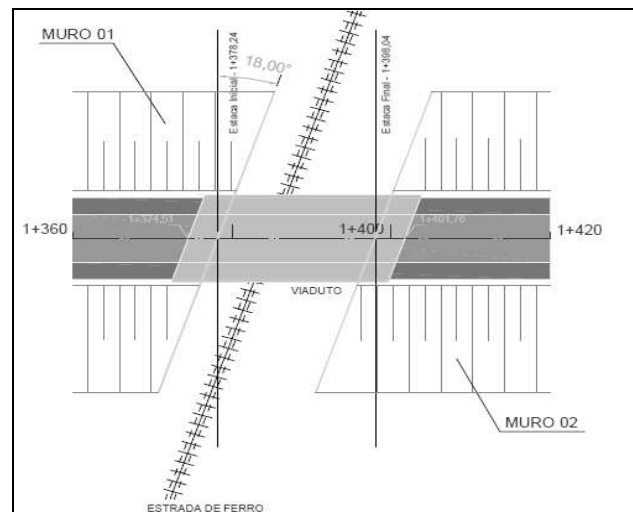


Figura 3. Vista em planta dos muros portantes e da posição do viaduto (extraído do projeto executivo).

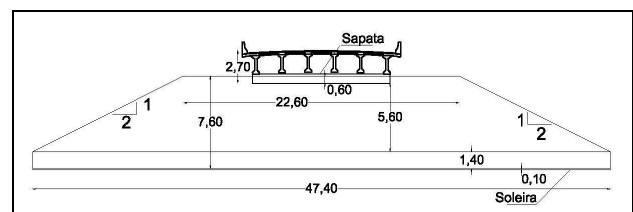


Figura 4. Vista frontal esquemática do muro portante instrumentado (extraído do projeto executivo).

O muro instrumentado é o locado na estaca 1+378. Este muro apresenta 6,2m de altura livre e, adicionalmente, um embutimento de 1,5m. O muro foi dimensionado a partir do método de rigidez relativa (Ehrlich e Mitchel, 1994). Foi construído utilizando-se geogrelhas Fortrac de filamentos de PVA, de elevada rigidez e baixa fluência, com deformação de ruptura inferior a 5%. No total, foram utilizadas 8 camadas de geogrelha PVA de 200 kN/m de resistência nominal (120 kN/m de carga de ruptura a longo prazo) e 7 de 110 kN/m de resistência nominal (65 kN/m de carga de ruptura a longo prazo). As primeiras foram espaçadas de 60cm e as demais de 40cm. Todas as camadas de reforço foram instaladas com 7m de comprimento e conexão dupla na face, totalizando 8m de comprimento para cada camada de reforço.

A Figura 5 apresenta a seção-tipo projetada. A execução foi feita conforme esta seção, inclusive o apoio do viaduto.

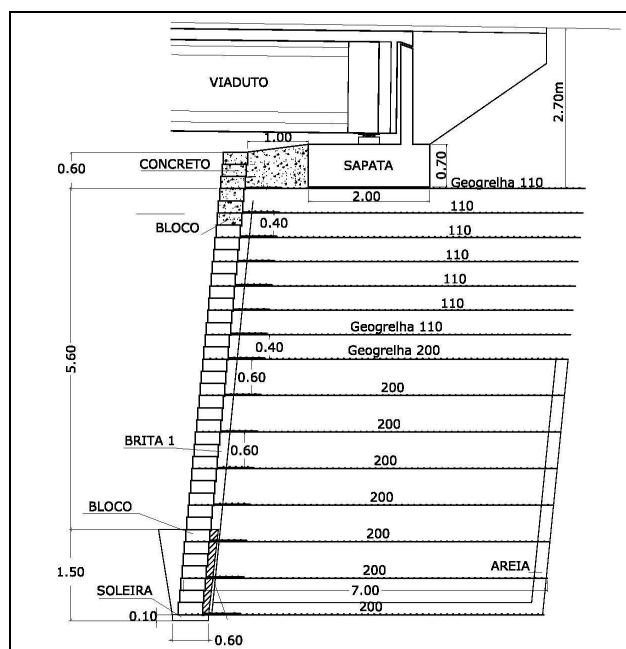


Figura 5. As built da seção executada e instrumentada (extraído do projeto executivo).

## 2.2 Execução do Muro de Contenção

Os muros foram executados entre os meses de março e maio de 2011, em um total de 90 dias corridos, aproximadamente. A estrutura do viaduto, por sua vez, foi instalada sobre os muros entre os meses de outubro e início de dezembro de 2011.

Os aterros foram executados com solo de empréstimo de jazida próxima. O material de aterro foi caracterizado como sendo areia fina com pouco silte.

Para a compactação foi utilizado equipamento de rolo liso com 12t de peso estático e 18t de peso equivalente dinâmico. O equipamento utilizado apresentava um rolo com largura de 2,13m, resultando em uma pressão operacional equivalente de 85kN/m<sup>2</sup>.

As camadas com 20cm de espessura acabada foram compactadas na umidade ótima (12%) com desvio máximo permitido de 2%. A densidade do solo compactado na umidade ótima é de 17,6kN/m<sup>3</sup>. Pelos ensaios de campo para controle da qualidade da compactação, realizados em todas as camadas compactadas, estes valores foram sistematicamente obtidos, com um grau de compactação obtido na ordem de 99 a 100% do proctor normal em toda a obra.

## 2.3 Instrumentação do Muro de Contenção

### 2.3.1 Medidas de Deslocamento de Face

O monitoramento do deslocamento de face foi feito de forma redundante.

Foram feitas, sempre nas mesmas datas, medidas dos deslocamentos de face, em dois pontos ao longo de uma prumada do muro, medições dos eventuais deslocamentos da face por duas vias distintas. Uma delas foi a medição por levantamento topográfico e a outra foi por medida direta através de equipamentos tipo *tell-tales*. As cotas de medição foram 0,4m acima da cota de terreno (bloco 10) e 4,4m acima da cota do terreno (bloco 30), onde estavam posicionadas, respectivamente, geogrelhas de 200 kN/m e de 110 kN/m de resistência nominal.

Os *tell-tales* foram montados com o uso de barras de aço de 4,2mm de diâmetro, posicionados em duas cotas coincidentes com níveis de colocação de camadas de geogrelhas, de maneira a atravessar a face possibilitando a visualização de suas extremidades externas e a medição do comprimento da ponta livre com paquímetro (precisão de 0,05mm). Cada conjunto de *tell-tales* era formado por quatro barras, com comprimentos distintos, ancorados

no aterro a 1,0m, 2,0m, 3,0m e 7,0m de distância da face externa da parede de blocos. A Figura 6 apresenta uma vista em planta esquemática deste arranjo.

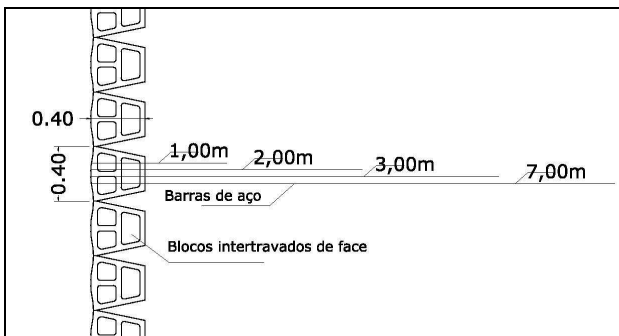


Figura 6. Vista em planta do posicionamento das barras de aço utilizadas como *tell-tales*.

As barras de aço foram embutidas em tubo plástico revestido internamente com graxa, de maneira que quaisquer eventuais movimentos da massa de solo pudessem ocorrer sem atrito com estes elementos, considerados indeformáveis, e, então, pudessem ser observados deslocamentos diferenciais entre o aterro, a face do muro e cada barra de aço. O objetivo do uso deste arranjo era o acompanhamento e medição dos deslocamentos de diversos pontos da geogrelha na cota de posicionamento das barras metálicas, possibilitando a estimativa da curva de deformações mobilizadas no reforço em cada estágio de carregamento. O levantamento topográfico dos deslocamentos de face, por sua vez, tinha o objetivo de aferir os valores medidos pelo outro sistema.

### 2.3.2 Medidas de Carga Mobilizada na Geogrelha

Uma camada de geogrelha foi também equipada com células de carga, posicionadas ao longo do comprimento de cada uma. Esta camada de geogrelha, com 110 kN/m de resistência nominal, foi instrumentada com 5 pares de células de carga, posicionados a 0,75m, 1,75m, 2,40m, 3,40m, e 4,35m da face externa da parede de blocos.

A camada de geogrelha instrumentada com células de carga encontra-se posicionada na cota 4,8m acima do nível do terreno (bloco 32),

0,4m abaixo da cota de apoio da sapata de suporte da estrutura do viaduto.

As leituras foram feitas em três estágios: na data de instalação da camada de reforço instrumentada (leitura “zero”), no final da execução do muro de contenção e após a execução do viaduto apoiado (com e sem carga de tráfego).

A Figura 7 apresenta uma foto da instrumentação utilizada. As células de carga foram montadas e calibradas em laboratório, em um painel de geogrelha conforme especificação de projeto. A Figura 8 apresenta os detalhes de posicionamento das células de carga na estrutura de contenção e dos *tell-tales*.



Figura 7. Células de carga utilizadas.

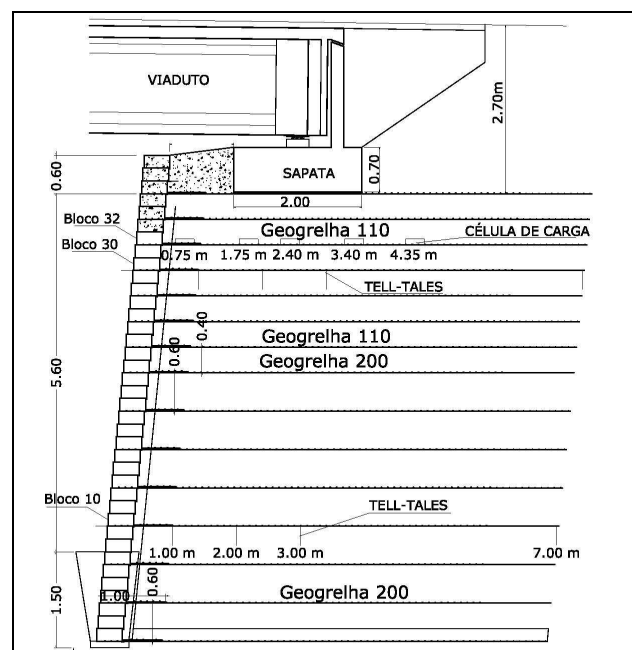


Figura 8. Seção instrumentada: *tell-tales* em duas camadas de geogrelhas e células de carga em uma.

### 3 APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

#### 3.1 Estimativa das Cargas Solicitantes

Além da carga equivalente do compactador de  $85\text{kN/m}^2$ , e da carga de aterro correspondente a um solo com peso específico de  $17,6\text{kN/m}^3$ , os equipamentos de monitoramento utilizados foram submetidos aos seguintes carregamentos verticais:

- Viaduto (estrutura + pavimento):  $113\text{kN/m}^2$
- Viaduto + caminhão:  $123\text{kN/m}^2$

A Figura 9 apresenta a evolução das cargas verticais aplicadas em cada nível de geogrelhas instrumentadas (nível dos blocos 10 e 30, monitoramento de deslocamentos e nível do bloco 32, monitoramento de cargas mobilizadas).

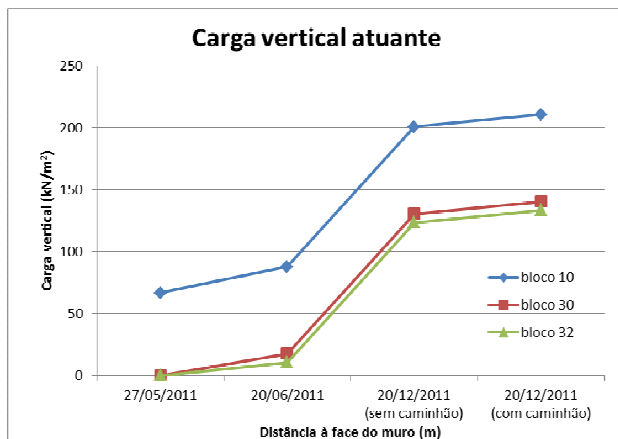


Figura 9. Cargas verticais mobilizadas com o tempo pela execução do aterro, instalação do viaduto e aplicação da carga operacional de um caminhão carregado.

#### 3.2 Deslocamentos Medidos e Deformações Estimadas

A partir dos deslocamentos medidos nas barras de aço (*tell-tales*), pôde-se estimar as deformações médias em cada sub-trecho ao longo do comprimento das geogrelhas monitoradas com estes equipamentos (níveis dos blocos 10 e 30).

A Figura 10 apresenta as medidas de deformações médias estimadas a partir das medidas de deslocamento e deslocamento relativo para a geogrelha posicionada no nível

do bloco 10. Os gráficos apresentam a evolução das deformações com o tempo de obra, à medida em que foram aumentando as cargas verticais conforme Figura 9. A Figura 11 apresenta os mesmos parâmetros, neste caso para a geogrelha posicionada no nível do bloco 30. As posições referenciadas nos gráficos coincidem com as posições em relação à face das células de carga posicionadas na geogrelha no nível do bloco 32. Foram consideradas, para cada posição de referência, as deformações médias estimadas no sub-trecho a que elas correspondem.

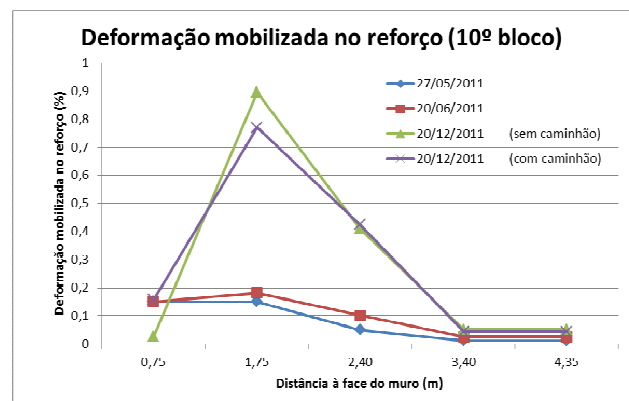


Figura 10. Deformações médias estimadas na geogrelha no nível do bloco 10 monitorada com medidores de deslocamentos.

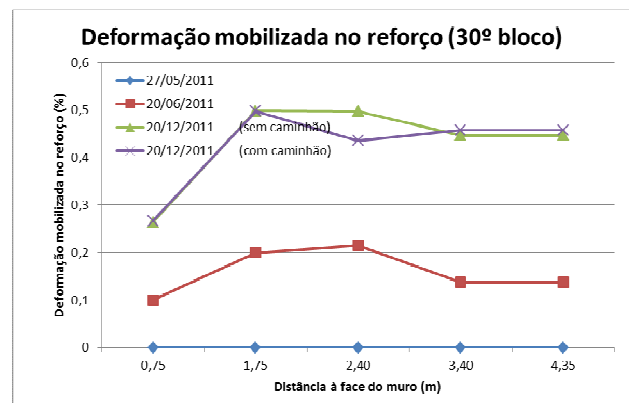


Figura 11. Deformações médias estimadas na geogrelha no nível do bloco 30 monitorada com medidores de deslocamentos.

Pelas Figuras 10 e 11, percebem-se baixos níveis de deformação média nas geogrelhas, o que resultou em valores limitados de deformação de face medidos. Para os valores de deformação máximo estimado (da ordem de 0,9% para a geogrelha no nível do bloco 10) o deslocamento de face acumulado medido ao longo do tempo de monitoramento não

ultrapassou os 15mm. Estes valores foram reproduzidos tanto pelo monitoramento por *tell-tales* quanto por levantamento topográfico.

### 3.3 Cargas Mobilizadas na Geogrelha

As cargas no reforço foram medidas através de células de carga posicionadas na geogrelha do bloco 32. A Figura 12 apresenta a evolução das cargas mobilizadas ao longo do tempo e com o aumento das cargas verticais.

Medidas de carga mobilizadas puderam ser inferidas indiretamente através dos deslocamentos medidos e das deformações médias estimadas a partir destes valores. A Figura 13 apresenta os valores de carga mobilizada estimada a partir dos deslocamentos na geogrelha no nível do bloco 30. As cargas mobilizadas foram estimadas considerando-se um módulo de rigidez a 1% de deformação de 1.500kN/m, valor correspondente à curva isócrona para 1 dia de carregamento sobre uma geogrelha Fortrac 110 de PVA.

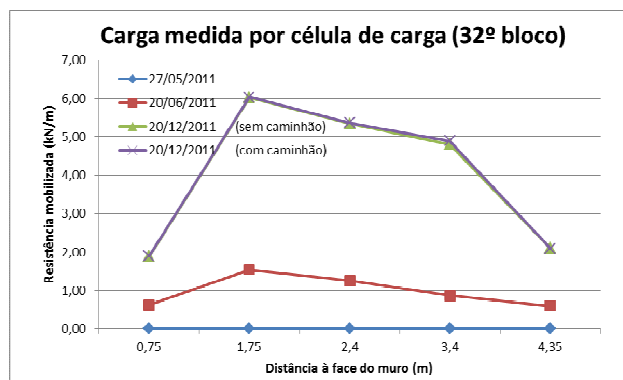


Figura 12. Cargas mobilizadas na geogrelha no nível do bloco 32 medidas por célula de carga ao longo do tempo e conforme o aumento das cargas verticais aplicadas.

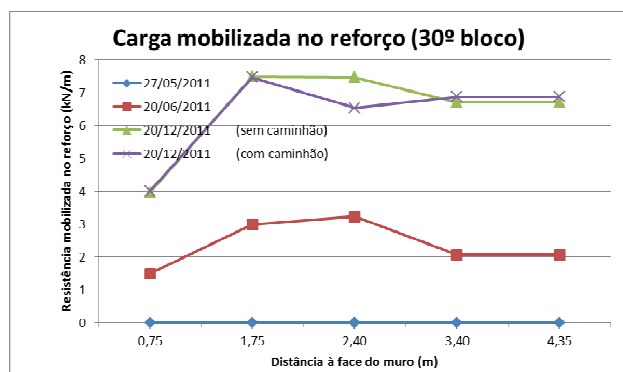


Figura 13. Cargas mobilizadas na geogrelha no nível do bloco 30 estimadas a partir das deformações inferidas a partir dos deslocamentos medidos por *tell-tales*.

Os valores de cargas mobilizadas no reforço pelas medidas direta e indireta apresentaram-se coerentes entre si no que diz respeito à ordem de grandeza dos valores e posição da carga máxima. As cargas estimadas a partir das deformações inferidas apresentam valores superiores e a distribuição na porção mais afastada da face é distinta da obtida por medida direta.

Considera-se os valores obtidos pela medida direta uma referência mais realista e as diferenças nos valores obtidos devem-se, principalmente a três fatores:

- diferença de 0,2m na cota de colocação das geogrelhas monitoradas por cada um dos equipamentos utilizados nesta comparação;
- imprecisão na avaliação do tempo real de carregamento que acarreta na não consideração de eventuais deformações por fluência neste período, que por sua vez afeta a rigidez do reforço;
- imprecisões nas medições dos deslocamentos feitas de forma manual, processo muito dependente do operador.

De qualquer maneira, os valores obtidos são muito consistentes com valores obtidos em pesquisas similares. Saramago (2002) e Riccio Filho (2007) monitoraram protótipos e obras reais de muros segmentais carregados a até 100 kN/m<sup>2</sup> de solicitação vertical, construídos com areia e solo siltoso reforçada por geogrelha com 800kN/m de módulo de rigidez a 1% de deformação. Nestes trabalhos, foram obtidas cargas mobilizadas no reforço da ordem de 6 a 8kN/m para deslocamentos máximos de face inferiores a 20mm. Alexiew e Silva (2007) também apresentam resultados de ensaios realizados na Alemanha em protótipos montados em caixa de grande porte simulando estruturas em solo reforçado para apoio de viadutos em encontros portantes. A geogrelha utilizada apresentava um módulo de rigidez a 1% de deformação da ordem de 1.100kN/m. Para carregamentos compatíveis com apoios portantes, de 200kN/m<sup>2</sup>, foram medidos deslocamentos horizontais de face inferiores a 2mm e cargas mobilizadas nas camadas de reforço muito baixas.

### 3.4 Rigidez do Reforço e Servicibilidade

Os deslocamentos medidos e as deformações estimadas estão diretamente relacionados ao módulo de rigidez dos reforços. Obras como esta, que envolvem carregamentos elevados e que apresentam limites restritos de deslocamentos, são particularmente situações que exigem o uso de reforços com elevada rigidez (BS 8006-1, 2010).

A Figura 14 apresenta uma comparação entre deformações estimadas em reforços de distintos módulos de rigidez (valores compatíveis com produtos de mercado), a partir da simulação de estruturas equivalentes, na hipótese de o equilíbrio se dar, para cada etapa de carregamento, mobilizando as mesmas cargas nos reforços.

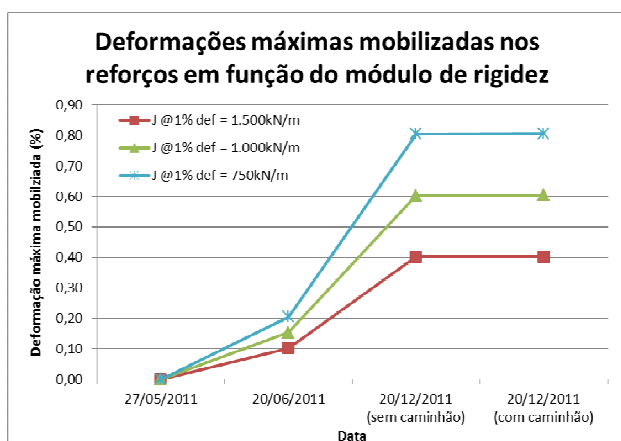


Figura 14. Simulação das deformações máximas mobilizadas em reforços colocados no nível do bloco 32 com módulos de rigidez distintos.

A deformação é inversamente proporcional à rigidez. Supondo que os distintos módulos de rigidez correspondam a produtos com a mesma resistência nominal, e admitindo que a distribuição de deformações ao longo do comprimento de cada reforço obedeça também a uma proporcionalidade direta, pela simulação apresentada no gráfico da Figura 14, os deslocamentos de face acumulados no nível do bloco 32 seriam de 22,5mm e de 30,0mm, caso fossem utilizados reforços com 1.000kN/m e com 750kN/m, respectivamente.

Este aspecto é, portanto, decisivo na seleção do material de reforço a ser utilizado. Ainda que o equilíbrio seja garantido e que não haja maiores riscos de ruptura, há que se definir

limites de servicibilidade a serem respeitados. Estes limites dizem respeito diretamente à condição de operação adequada e conforto dos usuários, que por sua vez, são determinadas pelo desempenho da estrutura de contenção portante a longo prazo.

Em geral, os limites de deformação do reforço por critérios de servicibilidade são definidos por normativas locais, e variam pouco de país para país no caso de estruturas de solo reforçado. No caso de muros de contenção portantes, assim como de quaisquer estruturas em solo reforçado aplicados em obras de elevada responsabilidade, os valores de deformação permitida para os reforços são muito restritivas. A norma britânica (BS 8006-1, 2010), por exemplo, limita as deformações pós-construtivas nos reforços de estruturas portantes em apenas 0,5%.

## 4 COMENTÁRIOS FINAIS

- A construção do Muro portante em solo reforçado com face em blocos segmentais em solo arenoso fino mostrou-se estável e bastante rígida, com deslocamentos horizontais máximos da face de aproximadamente 15 mm, mesmo após a aplicação do carregamento operacional.
- As tensões verticais na base da sapata decorrentes do peso da sapata mais vigas e viaduto são de aproximadamente  $113 \text{ kN/m}^2$ , e de  $123 \text{ kN/m}^2$  com um caminhão carregado posicionado diretamente sobre o apoio. Estas tensões verticais são equivalentes a 60% da tensão vertical na base da sapata considerada para dimensionamento no projeto.
- As medidas das cargas nas células de carga são bastante simples e confiáveis, enquanto que as das cargas inferidas a partir dos deslocamentos observados em diferentes pontos mostrou-se mais errático devido à não automatização das leituras.
- Os valores medidos através de células de carga em seções de reforço foram similares (e aparentemente coerentes) às cargas inferidas através das medidas de deslocamentos em diferentes pontos conforme descrito neste trabalho.

- De modo geral as cargas medidas e inferidas são menores do que as de projeto. Isto ocorre porque as solicitações reais do carregamento são menores do que as previstas em projeto, e ainda porque existe uma dispersão de tensões bastante acentuada com a profundidade abaixo da base da sapata. Além disso, há que se considerar que o solo arenoso fino provavelmente possui resistência devido à coesão aparente que normalmente é desprezada no dimensionamento.
- O uso de reforços bastante rígidos é recomendado para muros portantes que devem apresentar pequenas deformações.
- A relação entre tensões horizontais e verticais medidas e inferidas corresponde a um fator K da ordem de 0,20 para as cargas medidas, valor inferior ao esperado no dimensionamento.
- As deformações medidas no terço inferior do muro são coerentes com o esperado no que se refere ao ponto de solicitação máxima, mas os valores inferidos a partir das medidas de deslocamento para a condição de final de construção são baixos.
- A utilização da técnica de solo reforçado com face em blocos segmentais na implantação de muros portantes em encontros de pontes e viadutos mostrou-se, através desta experiência, uma alternativa viável sob diversos aspectos: facilidade construtiva, boa estética, adequação geométrica e, também, sob o ponto de vista do comportamento da estrutura.

## AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem aos engenheiros Prudêncio Valentin Wust, Alexandre Mosimann Silveira e Pedro Paulo Ferreira da Iguatemi Consultoria e Projetos e aos engenheiros Antonio Rafael Netto e Israel Maccari Renivo da Setep Construções por possibilitarem o desenvolvimento dos trabalhos no referido projeto e por cederem as informações necessárias para a adequada interpretação dos dados; agradecem também aos professores Maurício Ehrlich e Hécio Souza da COPPE /

UFRJ pelo apoio no planejamento e no desenvolvimento dos equipamentos de monitoramento e ao técnico Cléber Macedo, bem como aos engenheiros César Medeiros e Norberto Brittes pelo suporte no trabalhos de monitoramento e aquisição dos dados.

## REFERÊNCIAS

- Alexiew, D., Silva, A. E. F. (2007) Load Tests on a 1:1 Model of a Geogrid-Reinforced Bridge Abutment, *Geossintéticos 2007*, Recife, Brasil. CD ROM
- BS 8006-1 (2010) Code of Practice for Strengthened and Reinforced Soils and Other Fills, *British Standard*, London, Inglaterra.
- Brugger, P.J., Montez, F.T. (2003) Muros de Contenção em Solo Reforçado com Geogrelhas e Blocos Segmentais, *Geossintéticos 2003*, Porto Alegre, Brasil.
- Ehrlich, M., Mitchel, J. K. (1994) Working Stress Design Method For Reinforced Soil Walls, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol 120, No. 4, pp. 625-647.
- Riccio Filho, M.V, Ehrlich, M. (2007) Comportamento de um muro de solo reforçado construído com solos finos tropicais, *Geossintéticos 2007*, Recife, Brasil. CD ROM
- Saramago, R. P. (2002) *Estudo da Influência da Compactação no Comportamento de Muros de Solo Reforçado com a Utilização de Modelos Físicos*, tese de doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.
- Vertematti, J.C. (2004) *Manual Brasileiro de Geossintéticos*, Editora Edgard Blücher, São Paulo, 411 p.