

MURO DE CONTENÇÃO REFORÇADO COM GEOGRELHAS E FACE VERDE

Paulo J. Brugger
Brugger Engenharia Ltda., São José dos Campos, SP, Brasil
brugger@muroterrae.com.br

Cristina F. Schmidt
Huesker Ltda., São José dos Campos, SP, Brasil
cristina@huesker.com.br

Fernando Barcellos de Andrade
AgroGeo Engenharia Ltda., São José dos Campos, SP, Brasil
fernando@agrogeo.com



Com a retomada do crescimento econômico e os diversos planos de incentivo à construção e financiamento de moradias no Brasil, as áreas disponíveis para novos loteamentos nas cidades grandes sofreram uma grande valorização nos últimos anos, e pelo crescente valor dos imóveis cada vez mais têm se justificado obras de engenharia para ganhar espaço útil de construção e, ao mesmo tempo, proteger áreas de proteção como rios e matas.

Neste trabalho é apresentada uma solução de engenharia adotada para proteger uma nascente em um terreno bastante acidentado na região do Município de Santana do Parnaíba, próximo à capital do Estado de São Paulo. O empreendimento previa uma série de movimentos de terraplenagem para criar quadras e lotes residenciais em uma área de aproximadamente 250.000 m². O terreno era bastante acidentado e existia uma nascente em um

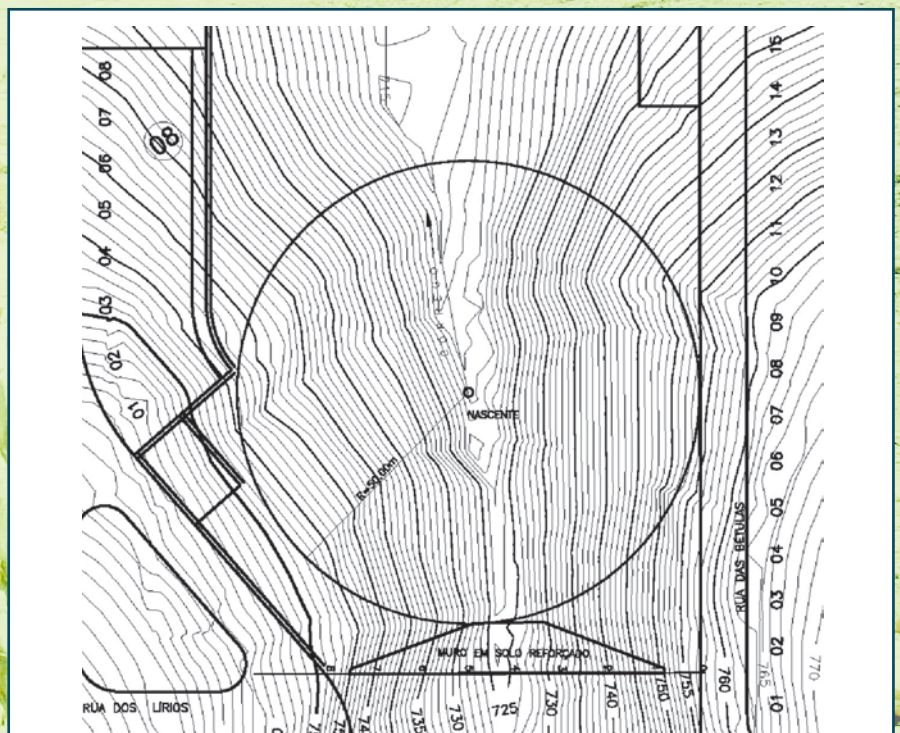


Figura 1 – Planta com curvas de nível, posição da nascente e do muro

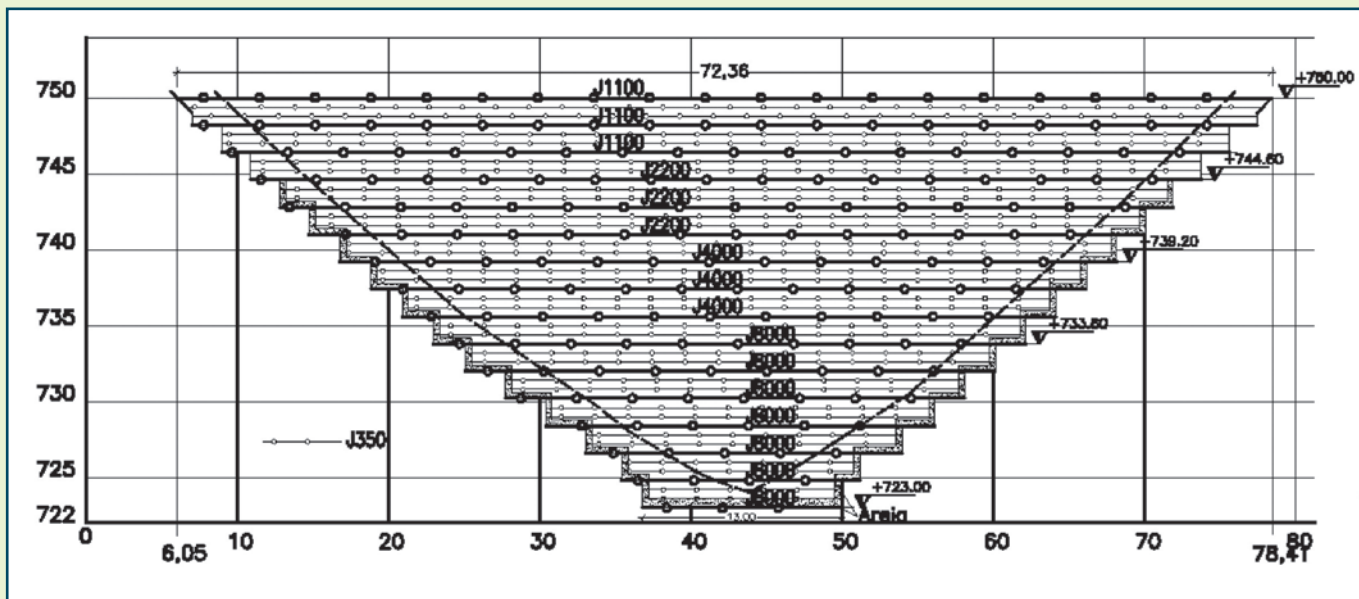


Figura 2 – Vista frontal do muro

talvegue com aproximadamente 30 m de desnível desde a nascente até o topo. Segundo a lei n.º 2.166-67 (2001), consideram-se Áreas de Preservação as áreas situadas nas nascentes, ainda que intermitentes e nos chamados “olhos d’água”, qualquer que seja a sua situação topográfica, devendo ter um raio mínimo de 50 m de largura. Caso fosse utilizado um aterro normal com inclinação de saia de tipicamente 1,5H:1V, seriam necessários afastamentos de tipicamente 37 m, além do limite de 50 metros da Área de Proteção Permanente (APP) da nascente para vencer a diferença de cota desde a nascente até a cota de implantação das ruas e lotes. A alternativa ao talude seria a execução de um muro de contenção com altura entre 25 e 30 m, o que tornava a solução economicamente inviável caso fossem utilizadas as técnicas construtivas tradicionais de muros de contenção em concreto, pedra ou gabião.

A partir de estudos topográficos, cálculos de volumes de corte/aterro e estimativas de custo, chegou-se à conclusão que a melhor alternativa seria a execução de um muro em solo reforçado com altura máxima de 27 m e comprimento de 70 m na crista.

A solução permitia a utilização do solo local como aterro e a face do muro seria do tipo envelopada e revegetada, uma vez que estaria de frente para a APP. A figura 1 apresenta a posição em planta da nascente com as curvas de nível e o muro construído.

A utilização de muros de contenção em solo reforçado com geotêxteis e geogrelhas já é prática corrente no Brasil há aproximadamente duas décadas. Mais recentemente a utilização de geogrelhas mais rígidas e de maior resistência à tração tem

possibilitado executar muros de contenção com grandes alturas e pequenas deformações, ampliando o leque de aplicações destes tipos de estruturas.

Historicamente, o uso de reforços de geotêxteis não tecidos e tecidos de poliéster ou polipropileno resultava em obras sujeitas a deformações muitas vezes incompatíveis com o comportamento de estruturas rígidas ou com muros de grande altura. Atualmente existem no mercado geogrelhas mais resistentes e muito mais rígidas do que os materiais

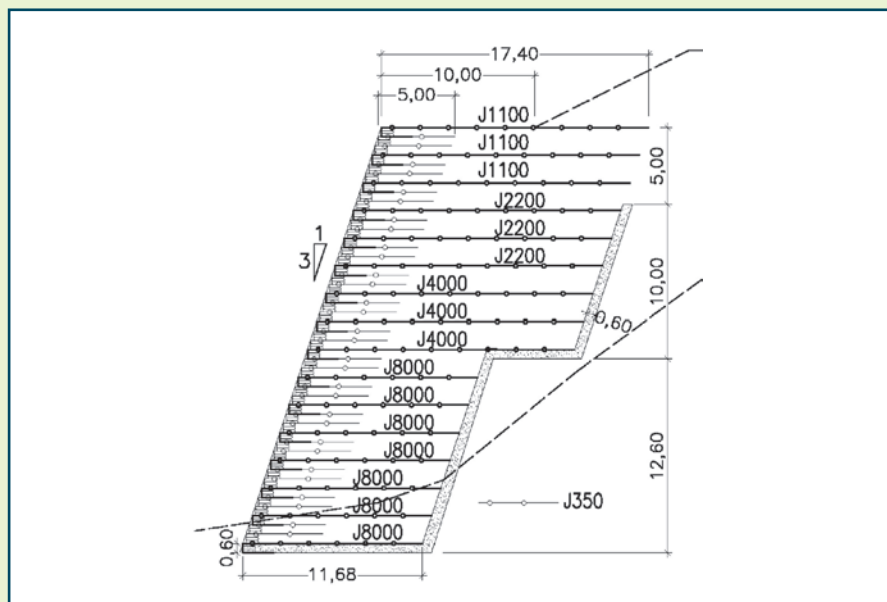


Figura 3 – Seção transversal no ponto máximo com 27,6 m de altura



Figura 4 – Detalhe da rocha alterada na fundação

utilizados no passado. A adoção de reforços adequados, bem como um correto dimensionamento e uma compactação bem feita, permitem que sejam utilizados muros em solo reforçado para estas aplicações sem restrições no que se refere às deformações durante a sua vida útil.

O muro é um caso típico de contenção em solo compactado reforçado com geogrelhas e face verde envelopada para altura máxima de 27,4 m e inclinação da face de 1H:3V. Neste trabalho, são apresentados os critérios de dimensionamento na ruptura e as previsões de deformações para a condição de serviço, de acordo com as recomendações da norma inglesa BS-8006.

MÉTODOS DE ANÁLISE

Dimensionamento externo

O dimensionamento externo consiste basicamente em determinar o comprimento dos reforços para que a estrutura de solo reforçado como um todo resista ao empuxo da massa de solo no seu tardo sem tombar, deslizar e com tensões verticais aplicadas na base inferiores às tensões admissíveis para o solo de fundação. Recomenda-se comprimentos míni-

mos para os reforços de 70% da altura total do muro e não inferiores a 3,0 m (BS 8006). Para muros de grande altura, desde que seja satisfeita a condição de equilíbrio ao tombamento e ao deslizamento, os reforços na metade inferior do muro podem ser reduzidos até um mínimo de 40% da altura total com comprimentos escalonados até 50% da altura. Na metade superior da altura, os reforços devem ter no mínimo 60% da altura em qualquer situação.

As figuras 2 e 3 apresentam a vista frontal do muro e a seção transversal no ponto de altura máxima. Nesse trecho a altura é de 27,6 m. Na base os comprimentos dos reforços são 12,0 m (43% da altura) e na metade superior os comprimentos são de 17,4 m (63,0% da altura). Estes comprimentos não incluem o envelopamento da face.

Pela grande altura do muro, existia a preocupação com o solo de fundação da estrutura, que receberia tensões verticais da ordem de 600 kN/m² no bordo externo do muro. As sondagens realizadas no local indicavam a ocorrência de uma camada pouco espessa de solo residual assente sobre rocha medianamente alterada. A base foi escavada de modo a remover o solo residual e o

muro foi apoiado em rocha alterada, com capacidade de carga adequada para suportar o carregamento imposto pela contenção. A figura 4 apresenta um detalhe da rocha de fundação do muro.

Dimensionamento interno

O dimensionamento interno consiste no cálculo da quantidade, tipo e espaçamento dos reforços de modo a garantir o confinamento da massa de solo reforçado, limitar as deformações da contenção e conferir níveis de segurança adequados à estrutura. O método de cálculo utilizado foi o de Ehrlich e Mitchel (1994), que considera, além das tensões e dos parâmetros de resistência do solo e do reforço, a rigidez relativa entre os materiais e os esforços oriundos da compactação. De modo geral, para muros de grande altura, se procura induzir, durante a compactação das camadas, esforços verticais que provoquem um “pré-carregamento” no solo e no reforço. Deste modo, as deformações decorrentes da construção das demais camadas de aterro serão menores.

Para esta obra, foram utilizadas geogrelhas de PVA da marca Fortrac MP, cujos fatores de redução são certificados. Para os solos em questão e vida útil de 60 anos adotada para o projeto, os fatores de redução certificados são:

- Fluência $FRf = 1,52$
- Danos de Instalação $FRdi = 1,05$
- Degradação ambiental $FRam = 1,00$
- Extrapolação $FRex = 1,20$
- FRglobal $FRg = 1,92$

Na tabela 1 são apresentados os resultados do dimensionamento interno para a obra calculados através do programa ForTerra (Brugger et al., 2005) que se baseia na formula-

ção proposta por Ehrlich e Mitchel (1994). O espaçamento vertical entre reforços principais foi mantido constante e igual a 1,80 m. Os reforços principais são compostos por geogrelhas de PVA com resistências nominais à tração entre 55 e 400 kN/m (módulo de rigidez entre 1.100 e 8.000 kN/m) com comprimentos de 12,0 a 17,4 m. Entre os reforços principais, existem reforços secundários para garantia da estabilidade local da face, compostos por geogrelhas de poliéster com resistência nominal à tração de 35 kN/m e comprimento de 5,0 m. Na tabela 1, a coluna “altura” indica a altura do reforço em relação à base do muro, sendo o primeiro reforço da tabela a camada inferior de geogrelha do muro. Para cada camada

é apresentada na segunda coluna a geogrelha adotada; na terceira coluna, a força de tração máxima na geogrelha no final da construção e, na quarta coluna, o fator de segurança à ruptura individual de cada reforço. Este fator de segurança é calculado em relação à resistência útil da geogrelha, já minorada pelos respectivos fatores de redução mostrados acima.

As colunas 5 e 6 apresentam as tensões verticais induzidas pela compactação e no final da construção respectivamente, e a coluna 10 mostra o coeficiente de empuxo para cálculo da sollicitação no reforço segundo o método de Ehrlich e Mitchel (1994).

Observa-se que todos os reforços possuem fator de segurança a rup-

tura superior a 1,0 e que o fator de segurança médio é de aproximadamente 1,5. Cabe observar que as tensões verticais induzidas na compactação são maiores que as tensões finais para os reforços posicionados na altura de 4,6 m até o topo, sendo a energia de compactação o fator crítico no dimensionamento destes reforços. Ou seja, a maior sollicitação dessas geogrelhas ocorre durante o período construtivo, em especial na compactação do solo imediatamente acima de cada camada de reforço.

Análise de deformações

As obras de engenharia devem atender a critérios de estado limite de utilização, além da garantia da segurança ao colapso. Em mui-

Tabela 1 – Resultados do dimensionamento interno

Altura (m)	Geogrelha (módulo)	T kN/m	FS	σ_c (kN/m ²)	σ_f (kN/m ²)	ϵ_c (%)	ϵ_f (%)	ϵ_∞ (%)	Kr
0,6	J8000	191,27	1,09	100,00	506,0	0,29	3,63	3,92	0,21
2,4	J8000	174,76	1,19	100,00	473,6	0,29	3,32	3,58	0,21
4,2	J8000	158,86	1,31	100,00	441,2	0,28	3,02	3,26	0,20
6,0	J8000	143,49	1,45	100,00	408,8	0,27	2,73	2,94	0,20
7,8	J8000	128,73	1,62	100,00	376,4	0,27	2,45	2,64	0,19
9,6	J8000	114,55	1,82	100,00	344,0	0,26	2,18	2,35	0,19
11,4	J8000	100,96	2,06	100,00	311,6	0,25	1,92	2,07	0,18
13,2	J4000	87,95	1,18	100,00	279,2	0,49	3,34	3,61	0,18
15,0	J4000	75,52	1,38	100,00	246,8	0,48	2,87	3,10	0,17
16,8	J4000	63,68	1,64	100,00	214,4	0,46	2,42	2,61	0,17
18,6	J2200	52,42	1,09	100,00	182,0	0,81	3,62	3,91	0,16
20,4	J2200	41,74	1,37	100,00	149,6	0,79	2,88	3,11	0,16
22,2	J2200	31,64	1,81	100,00	117,2	0,76	2,19	2,36	0,15
24,0	J1100	22,90	1,25	100,00	84,8	1,53	3,16	3,41	0,15
25,8	J1100	16,03	1,79	100,00	52,4	1,73	2,22	2,39	0,17
27,6	J1100	12,96	2,21	100,00	20,0	1,73	1,79	1,93	0,36

Altura: Cota em relação à base do muro – geogrelha: Especificação da geogrelha

T: Sollicitação (Força por metro de largura) final do reforço

FS: Fator de segurança à ruptura do reforço

σ_c : Tensão vertical equivalente induzida pela compactação

σ_f : Tensão vertical final após a construção

ϵ_c : Alongamento específico máximo após compactação

ϵ_f : Alongamento específico máximo no final da construção

ϵ_∞ : Alongamento específico máximo em longo prazo

K_r: Coeficiente de empuxo para cálculo da tensão no reforço no final da construção e em longo prazo

tas áreas da engenharia civil este conceito já é bem desenvolvido, como, por exemplo, no dimensionamento de estruturas metálicas e de peças de concreto armado, onde são verificadas as deformações e aberturas de trincas (condição de serviço) após o dimensionamento no estado limite último (ruptura). Na geotecnia, e particularmente em estruturas de contenção, o conceito definido como “servicibilidade” (do inglês serviceability) tem sido pouco utilizado, levando muitas vezes à execução de obras que atendem apenas parcialmente os requisitos de desempenho do projeto.

Para garantir a segurança ao colapso e a funcionalidade de muros com grandes alturas é necessária a utilização de geogrelhas de alta resistência, alto módulo e baixa fluência. Em geral, as análises de deformação da contenção são realizadas em termos de deformações específicas ou alongamentos específicos máximos nas fases de compactação, final de construção e longo prazo para cada camada de geogrelha. Para tanto,

é necessário que se conheçam as curvas tensão-deformação das geogrelhas para curto e longo prazo. A partir das curvas tensão versus deformação dos reforços especificados para as diferentes camadas e conhecida a força atuante em um reforço a partir do espaçamento e das tensões horizontais na massa de solo (neste trabalho, calculadas através do método de Ehrlich e Mitchel, 1994), divide-se essa força pela resistência em curto prazo de uma geogrelha pré-selecionada para calcular o percentual de resistência mobilizada. De modo geral, esse percentual deve se situar na faixa de 30 a 40% para as geogrelhas utilizadas.

A partir do percentual de resistência mobilizado pode-se entrar diretamente na curva tensão-deformação e obter o alongamento específico para as curvas de curto e longo prazo.

Na tabela 1 (veja página 4), as colunas 7, 8 e 9 apresentam os alongamentos específicos em todas as camadas de reforços para o muro, obtidos a partir das curvas tensão-

-deformação das geogrelhas. Segundo a norma britânica BS 8006, são recomendados os seguintes critérios para muros de contenção em solo reforçado:

1. A energia de compactação deve ser elevada, de modo a mobilizar a maior parcela das tensões (e das deformações) durante a compactação do aterro.
2. O acréscimo no alongamento específico máximo entre o final da compactação e o final da construção deve ser menor do que 3%.
3. O acréscimo no alongamento específico máximo entre o final da construção e, em longo prazo, deve ser menor do que 1%.

Na tabela 1, observa-se que o maior alongamento entre o término da compactação e o final da construção é na geogrelha inferior e é igual a 3,34 %, Esse resultado ligeiramente superior ao limite recomendado para critérios de servicibilidade, é aceitável pela grande altura do muro, onde a eficiência da compactação é pequena

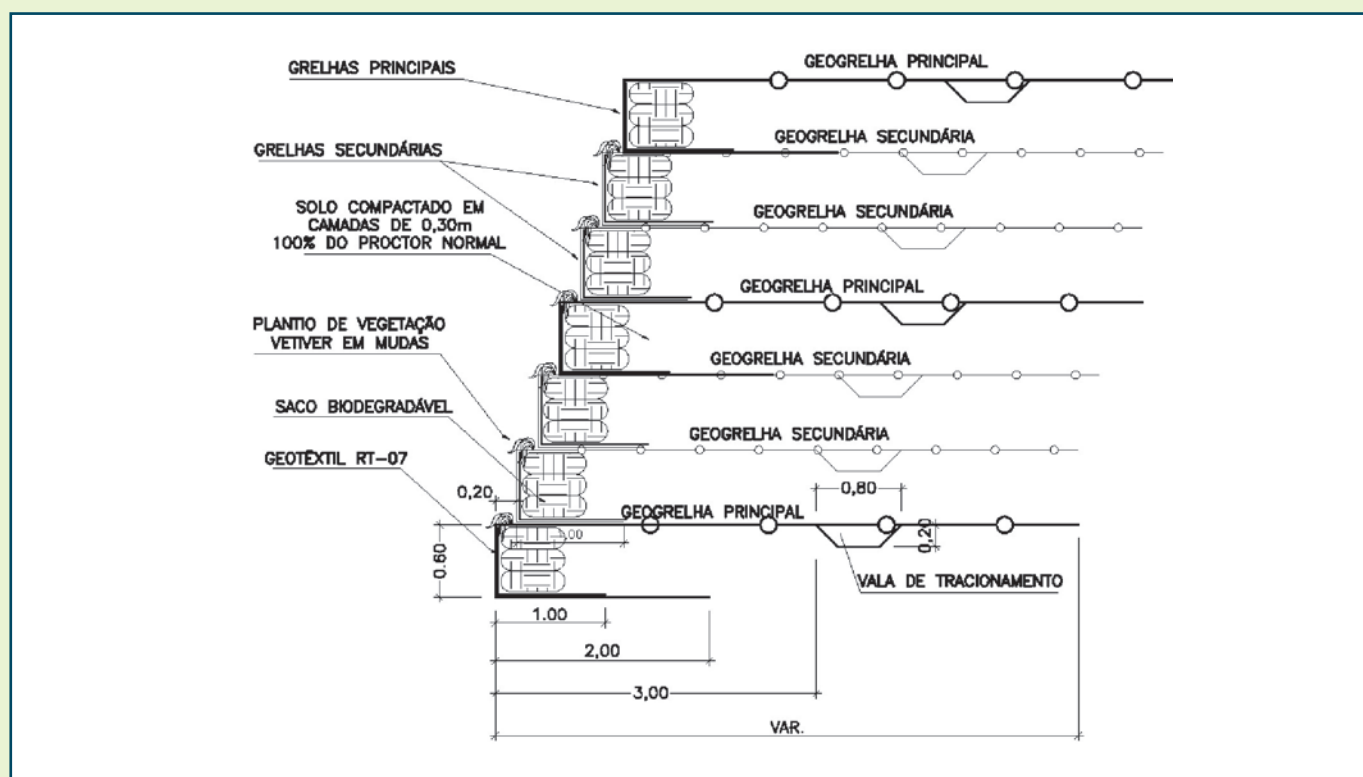


Figura 5 – Detalhe dos reforços principais, secundários e face em sacaria envelopada com geotêxtil e geogrelha



Figuras 6 – Muro durante a fase construtiva

nas camadas inferiores quando comparada às tensões verticais finais existentes na massa de solo. Já os alongamentos entre o final da construção e em longo prazo são da ordem de 0,20 a 0,30%.

Admitindo-se uma distribuição de tensões triangular ao longo dos reforços, o deslocamento horizontal médio da face previsto entre o final da compactação e o final da construção é de aproximadamente 20 cm, e após o final da construção até 60 anos é de mais 3,0 cm. Esses deslocamentos são de 0,72 % e 0,10 %, respectivamente, em relação à altura do muro. Observa-se que o muro reforçado com geogrelhas é bastante rígido e atende às especificações de normas internacionais no que se refere às condições de serviço.

DETALHAMENTO

A partir dos resultados do dimensionamento apresentados na tabela 1, é detalhada na figura 2 a vista frontal do muro e nas figuras 3 e 5 a seção transversal de altura máxima do muro com a distribuição dos reforços, camadas drenantes na base e no tardo dos reforços.

Devido à elevada altura do muro, são utilizadas geogrelhas principais, de grande resistência e comprimento. Esta configuração permite que seja otimizada a distribuição dos reforços em função das resistências disponíveis indicadas pelo fabrican-

te, e que se utilize menor quantidade de grelhas de maior resistência. Entre as geogrelhas principais são utilizadas geogrelhas secundárias, com comprimento de 5,0 m e espaçamento de 0,6 m. Estas geogrelhas têm a função de garantir a estabilidade local entre os reforços principais e restringir as deformações durante a compactação.

Para o material do aterro dos muros foi utilizado solo local do empreendimento proveniente de escavações do trabalho de terraplenagem, com peso específico compactado de 18 kN/m³, ângulo de atrito de 30° e coesão de 20 kPa. Foram realizados ensaios de compactação e cisalhamento em amostras compactadas com umidade próxima da ótima e em amostras saturadas. A umidade ótima deste solo é de 17% com peso específico seco igual a 16,4 kN/m³.

A montagem do muro foi realizada por empresa especializada em obras de solo reforçado e a terraplenagem, incluindo a compactação



Figuras 7 – Detalhe da face durante a construção



do aterro, ficou a cargo da empresa contratante. O muro foi executado em um período de poucas chuvas e a face foi revegetada após o término da obra com o plantio de mudas de Vetiver, uma espécie de grama que possui enraizamento rápido e bastante profundo.

As mudas foram plantadas em fileiras, de forma a diminuir a velocidade de escoamento da água na face, reduzindo a erosão do solo, conservando sua umidade e promovendo o acúmulo de nutrientes. Assim, objetivou-se a melhoria das condições do microambiente, para que outras plantas nativas ou cultivadas possam se estabelecer posteriormente.

As raízes de Vetiver desempenham um papel fundamental para o sucesso da face do muro, pois a grande profundidade atingida

Figura 8 – Detalhe da face durante a construção e muro acabado com início de revegetação





pela densa raiz, de até 2,3 m no primeiro ano, contribui para dificultar a desagregação da massa de solo sob os fluxos de água a alta velocidade. Por outro lado, a ocorrência de raízes profundas torna a vegetação muito tolerante à seca, preservando a face vegetada. Sua resistência à tração média é de cer-

ca de 75 MPa, o equivalente a 1/6 da resistência do aço, tornando sua aplicação eficiente na estabilização de encostas íngremes.

Para evitar a perda de material na face durante a obra foi colocado um geotêxtil não tecido de 150 g/m² de face entre a geogrelha envelopada e a face em sacos de juta. Para o plan-

tio da face, o geotêxtil foi perfurado nos patamares construídos. A figura 4 apresenta uma foto tirada durante a construção do muro onde pode ser observado o comprimento dos reforços principais de 17 m. As figuras 6 e 7 apresentam um detalhe da face e o muro após a conclusão com a vegetação recém-plantada.



CONCLUSÕES

O trabalho apresenta a aplicação da técnica de solo reforçado com geogrelhas e face verde envelopada em um muro encaixado em um vale com altura máxima de 27,6 m onde, além da garantia da segurança em relação à ruptura, as características relacionadas à estética e às deformações máximas admissíveis são importantes. Adotaram-se na fase de projeto os conceitos de “servicibilidade” ou condição de serviço da obra em relação às deformações previstas nas fases de compactação, final da obra e vida útil prevista de 60 anos.

São apresentados os procedimentos utilizados para o dimensionamento externo, o dimensionamento interno e a previsão de deformações durante as fases de execução e longo prazo do muro. Para que estas análises sejam possíveis, é necessário que os materiais utilizados como reforço e o solo sejam previamente conhecidos ou especificados, bem

como a energia de compactação a ser utilizada. Para a previsão das deformações, é imprescindível o conhecimento das curvas tensão-deformação das geogrelhas, bem como o seu comportamento ao longo do tempo (fluência). Nesta obra, foi utilizado solo residual arenossilioso proveniente de escavações realizadas na área da obra compactada na umidade ótima com rolo tipo pé-de-carneiro e energia mínima de 98% do ensaio Proctor Normal.

Os resultados das análises e da obra em si demonstram que a utilização de geogrelhas de alta resistência à tração, alto módulo de rigidez e baixa fluência, aliadas a uma compactação bem feita, resultam em muros muito pouco deformáveis para este tipo de solo, que atendem aos requisitos de aspecto estético e funcionalidade, além da segurança ao colapso. Os reforços foram calculados pelo método de Ehrlich e Mitchel (1994) e os alongamentos máximos nas geo-

grelhas foram verificados com base nos limites especificados na norma britânica BS 8006 para encontros de viadutos e pontes.

É apresentada ainda uma seção transversal do muro com detalhes de drenagem na base, tardoz e na face do muro.

LEITURAS COMPLEMENTARES

BBA – British Board of Agreement Technical Approvals for Construction, Roads and Bridges Agreement Certificate No. 01/R125, UK, October 2001.

BS 8006. Code of Practice for Strengthened and Reinforced Soils and Other Fills. British Standard, London, Inglaterra.

Brugger, P. J., e Montez, F. T. (2003) Muros de Contenção em Solo Reforçado com Geogrelhas e Blocos Segmentais. Geossintéticos 2003, Porto Alegre, Brasil.

Brugger, P. J., Silva, A. E. F. Furtado, D. C. e Saramago, R. P. (2005) ForTerra – Programa para o Dimensionamento e o Detalhamento de Muros de Contenção e Blocos Segmentais. InfoGeo 2005, Belo Horizonte, Brasil.

Ehrlich, M. e Mitchel, J. K. (1994) Working Stress Design Method For Reinforced Soil Walls. Journal of Geotechnical Engineering. Vol 120, No. 4, pp. 625-647. 🌐



HUESKER

Ideen. Ingenieure. Innovationen.

INOVAÇÃO COM CREDIBILIDADE E RESULTADO

SEGURANÇA GERA CONFIANÇA E FORTALECE
NOSSO COMPROMISSO DE INOVAR SEMPRE

