

Recuperação de Canais Hidráulicos Revestidos com Geocélulas executados em um Parque Solar na região Nordeste do Brasil.

João Alexandre Paschoalin Filho

Geoconceito Engenharia Consultiva, São Paulo, Brasil, jalexandre@geoconceitoengenharia.com.br

Brenno Augusto Marcondes Versolatto

Geoconceito Engenharia Consultiva, São Paulo, Brasil, brenno@geoconceitoengenharia.com.br

Joana Paula Machado Ribeiro

Universidade de Coimbra, Departamento de Ciências da Terra Coimbra & Instituto de Ciências da Terra — Polo do Porto, Portugal, joana.ribeiro@uc.pt

RESUMO: Este artigo documenta os serviços de inspeção técnica realizada, bem como a solução de recuperação de 35 km de canais hidráulicos situados em um importante parque de geração de energia solar situado na região Nordeste do Brasil. Os canais em estudo foram executados em solo predominantemente arenoso e revestidos com geocélulas preenchidas com argamassa de cimento e areia. Todavia, em função de falhas no projeto e processo executivo destes, ocorreram patologias diversas no revestimento dos canais, chegando a comprometer o uso. Neste contexto, foram conduzidas inspeções “in situ” no intuito de identificar as anomalias e suas possíveis causas. Em seguida, aspectos do projeto executivo foram reavaliados, tais como a quantidade de grampos e dimensões das valas de ancoragem das geocélulas. De uma forma geral, foram identificadas falhas no dimensionamento apresentado no memorial de cálculo inicial. Para recuperação dos trechos estudados foi avaliada a utilização de telas metálicas em substituição às geocélulas como elemento de armadura para revestimento de concreto. Portanto, este artigo traz uma importante colaboração ao meio técnico, uma vez que apresenta problemas com instalação de geocélulas que podem ocorrer em função de projeto e instalação inadequados. Também propõe uma solução de remediação, dimensionada de forma que possa servir ao meio técnico como sugestão para casos semelhantes.

PALAVRAS-CHAVE: Geocélulas, Recuperação Estrutural, Drenagem, Geossintéticos.

ABSTRACT: This paper reports the technical inspection services carried out, as well as the solution for the recovery of 35 km of hydraulic channels in an important solar energy generation park in the Northeast Brazil region. The channels under study were executed in predominantly sandy soil and lined geocells filled with cement mortar and sand. However, various pathologies occurred in the channel lining due to failures in the construction process, compromising their use. In this context, “in situ” inspections were carried out by the researchers to identify the anomalies and their possible causes. Then, aspects of the previous executive project were reassessed, such as the number of clamps, dimensions of the geocell anchoring trenches, etc. In general, flaws were identified in the sizing presented in the initial calculation memorial. For recovery of the studied stretches, the use of metallic screens was studied in substitution of the geocells as reinforcement elements for concrete coating. Therefore, this article contributes to the technical field since it presents problems with the installation of geocells that can occur due to inadequate design and installation. It also brings to light the dimensioned remediation solution so that it can serve the technical environment as a suggestion for similar cases.

KEYWORDS: Geocells; Structural Recovery; Drainage; Geosynthetics.

1 INTRODUÇÃO

O local em estudo consiste em um parque de produção de energia solar com aproximadamente 40 km de canal a céu aberto, executado com revestimento superficial de geocélula com espessura de 7,5 cm, preenchida com argamassa de cimento e areia (traço 1:6,7). Esta solução foi empregada e executada em toda extensão de canal. Segundo Lavoie et al. (2011), as geocélulas podem ser definidas como um produto com estrutura tridimensional aberta, constituída por células interligadas, que confinam mecanicamente os materiais nela inseridos, como por exemplo, concreto, solo ou enrocamento. Dos materiais constituintes, os polímeros são os mais empregados, como por exemplo, o polietileno (PE), o polipropileno (PP), o poliéster (PET) e a

poliamida (PA). Cada um destes cabe a um tipo de aplicação, sendo que alguns apresentam maior resistência em ambientes hostis, enquanto outros, menos resistentes, tendem a possuir uma característica mais elástica (Baruffi et al., 2015). Devido às características do tipo da solução, foi prevista a execução de uma vala de ancoragem na parte superior do terreno, na crista do talude, com dimensões de 15 cm de profundidade e 45 cm de comprimento, a qual é preenchida com argamassa. Adicionalmente foi feita e inclusão de grampos de ancoragem com barras de vergalhão no formato “J” com $\varnothing 3/8$ ” e comprimento de 30 cm. A figura 1 ilustra seções do projeto executivo do canal. De acordo com este existem cinco seções típicas, referentes às alturas de canal de 0,5, 0,75, 1,00, 1,15 e 1,35 m.

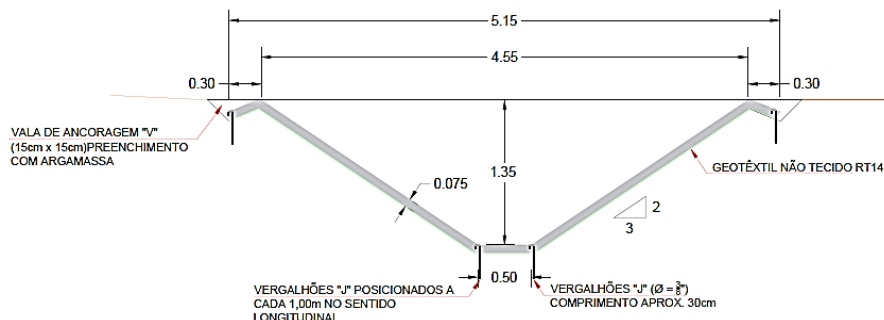


Figura 1. Seção típica para canais com altura de 1,35 m.

Conforme a figura 1, nota-se a presença de manta geotêxtil na interface solo/revestimento e indicação de implantação de grampos de ancoragem na parte superior e inferior do talude. Segundo as informações fornecidas em campo, para implantação dos canais projetados foram realizadas as obras de terraplenagem e instalação da infraestrutura prevista consoante os critérios apresentados em projeto, sendo executada por três empreiteiras distintas. Em relação aos procedimentos de compactação do reaterro, estes seguiram as diretrizes fornecidas pela equipe de campo, onde o processo executivo não atendeu aos critérios de compactação previstos no projeto executivo. Em termos da cronologia de obra, os canais foram implantados e posteriormente a equipe responsável pela montagem dos painéis solares realizou cortes no terreno e na seção transversal do canal para passagem de fiação elétrica. O revestimento dos canais foi executado com geocélula e argamassa de areia e cimento, e foram ainda realizados procedimentos de controle tecnológico similar aos de concreto, onde foram coletadas amostras das argamassas para determinação dos seus parâmetros de resistência a compressão conforme a ABNT NBR 5739. Em inspeções conduzidas pelos pesquisadores foram identificadas em campo as seguintes patologias: a) Presença de ruptura do revestimento com destacamento do bloco de argamassa; b) Presença de fissura transversal com alinhamento predominante à nervura da geocélula; c) Presença de ruptura do revestimento com evidente movimentação do bloco de argamassa e solo de fundação; d) Presença de colapso do revestimento devido à perda de sustentação da seção hidráulica e; e) Trecho com existência de travessia de tubulação elétrica.

De modo geral, pode-se dividir as fissuras existentes nos canais em grupos distintos: a) Nos trechos que a espessura do revestimento é maior formando uma espessa capa de argamassa (superior à altura da geocélula) as fissuras se manifestam com configuração transversal a seção do canal; b) Outra situação é quando a espessura do revestimento é menor que a altura da geocélula, e o quadro de fissuração tem o alinhamento da nervura da geocélula. Na situação em que o revestimento não supera a altura da geocélula, a fissuração ocorre na interface da nervura entre a geocélula e a argamassa. Destaca-se a elevada variação de temperatura local, onde durante o dia se tem temperaturas superiores a 30°C e à noite temperaturas abaixo de 20°C. Nos diversos trechos onde foi constatada a presença de colapso do revestimento, pode-se afirmar que, em sua totalidade, este é decorrente da perda de sustentação de sua fundação com posterior infiltração de água por meio dos processos erosivos do solo e vazios de trechos comprometidos, resultando no colapso total do revestimento. A maioria dos trechos em ruína estavam localizados em trechos de travessia de cabos existente no sistema do Parque Solar. O solo local é altamente suscetível à erosão, além de apresentar pontos baixos, originando escoamento de água ao longo de seu alinhamento longitudinal, tendo em vista a magnitude das erosões observadas no trecho. O solo apresenta grande quantidade de finos, o que acarreta no assoreamento dos dispositivos de drenagem implantados.

Ressalta-se que foi verificado que em alguns trechos foi executada uma recuperação prévia do terreno com elevação de cota do reaterro em relação ao terreno natural. Nesta condição, ocorre um processo erosivo na interface reaterro-solo natural. Cabe ressaltar que o sistema de revestimento de canal utilizado não é estrutural, ou seja, a sua estabilidade está ligada à condição de apoio e ancoragem. Dessa forma, se houver movimentação do terreno, o revestimento não terá capacidade de suportar estes esforços e tenderá a acompanhar as deformações do terreno. As figuras 2 a 5 apresentam algumas patologias constatadas no local, e a figura 6 mostra a localização dos canais no parque.



Figura 2. Vista geral da nervura da geocélula do canal.



Figura 3. Vista geral do canal SN5 com a presença de colapso do revestimento com perda de sustentação da seção hidráulica. Trecho com existência de travessia de tubulação elétrica.



Figura 4. Vista geral do canal SN10 com a presença de colapso do revestimento com perda de sustentação da seção hidráulica.



Figura 5. Vista geral de um trecho do canal SN13 que foi removido o revestimento.

2 CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA-GEOTÉCNICA DO LOCAL

O terreno de fundação do canal encontra-se localizado na bacia Sanfranciscana, grupo Urucuia, caracterizado por depósitos eólicos de campos de dunas secas, fluvial entrelaçado depositado em canais e fluvial entrelaçado sedimentado em lençóis de areia e cascalho. Está presente desde o sul da bacia, onde é preservado em áreas isoladas e recoberto por sedimentos epiclásticos, até o norte da bacia, onde se torna a unidade predominante (Campos & Dardenne, 1997). Conforme resultados de sondagens à percussão conduzidas, o subsolo é classificado como solo residual composto por uma areia, fina a média, siltosa, de coloração marrom e compactidade fofa a pouco compacta (Nspt entre 2 a 8 golpes). O nível do lençol freático não foi constatado nas investigações realizadas. Por meio dos ensaios de permeabilidade “*in situ*”, determinou-se um coeficiente de permeabilidade de 10^{-5} cm/s, valor classificado como baixo para areias, condizente com um material arenoso de granulometria fina a média. De acordo com estudo hidrológico conduzido, as chuvas que ocorrem no local da obra são rápidas e de alta intensidade, representando um grande volume de água acumulada em um curto espaço de tempo. Os dados pluviométricos que subsidiaram os estudos foram adotados a partir de estação meteorológica distante a cerca de 3km do local. Com a chegada do primeiro período de chuvas, verificou-se em campo que no local ocorrem chuvas com maior volume e intensidade em comparação ao adotado em projeto. Considerando a sazonalidade climática, o regime pluviométrico se distribui de maneira irregular. Com máxima concentração no verão e mínima no inverno, a presença de solo arenoso superficialmente pode potencializar processos erosivos superficiais.

3 VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DAS GEOCÉLULAS

3.1 Esforços solicitantes gravitacionais devido ao revestimento com geocélula

Os cálculos das forças solicitantes devido ao revestimento sobre o talude foram recalculados, adotando a metodologia apresentada por Wu & Austin (1992). Neste método determinam-se os esforços devido ao peso próprio do revestimento e forças resistentes devido ao atrito terreno/revestimento. Em seguida foi feita a comparação dos resultados a fim de se verificar se é necessária a execução de uma ancoragem no topo do talude ou se somente a força atrito é o suficiente para resistir e incorporar um fator de segurança contra o deslizamento do revestimento. A Figura 7 apresenta o esquema de cargas e parâmetros a serem utilizados nesta verificação. A Tabela 1 demonstra a verificação das ancoragens.

Análise de deslizamento de sistemas de confinamento celular

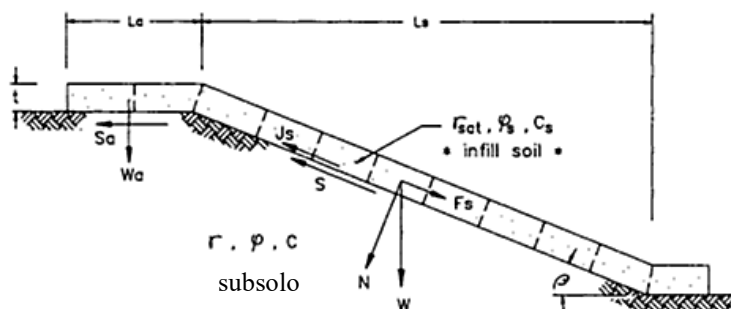


Figura 7. Esquema de esforços e parâmetros de cálculo (Wu & Austin, 1992).

Onde:

t = Espessura da geocélula (m);

β = Ângulo de inclinação do talude (graus ou radianos);

L_s = Comprimento horizontal do talude (m);

φ = Ângulo de atrito do solo do talude;

δ = Ângulo de atrito da interface solo/manta geotêxtil (8 graus, conforme fabricante);

c = coesão do solo;

γ = peso específico do material de preenchimento;

J_s = Força atrito entre o revestimento e terreno do talude;

S = força de atrito ao longo do talude;

W = força peso próprio;

F_s = força cisalhante.

As equações utilizadas são apresentadas a seguir:

$$W = (\gamma \cdot L_s \cdot t) / \cos\beta \quad (1)$$

$$F_s = W \cdot \sin\beta \quad (2)$$

$$F_s = w \cdot \sin\beta \cdot \text{tg}\delta \quad (3)$$

$$J_r = w \cdot \cos\beta \cdot \text{tg}\delta \quad (4)$$

Tabela 1. Verificação de ancoragem das seções críticas dos canais.

Seção estudada	Altura do canal (m)	Inclinação do talude	Conclusão
SN-S1	0,50	34°	Ancoragem
SN-S2	0,75	34°	Ancoragem
SN-S3	1,00	34°	Ancoragem
SN-S4	1,15	34°	Ancoragem
SN-S17	0,50	34°	Ancoragem
EOP-S2	0,75	34°	Ancoragem
EOP-S3	1,00	34°	Ancoragem
EOP-S4	1,15	34°	Ancoragem
EO1/23-S1	0,50	34°	Ancoragem
EOP-S2	0,75	34°	Ancoragem
EOP-S3	1,00	34°	Ancoragem
EOP-S4	1,15	34°	Ancoragem
EOP-S5	1,35	34°	Ancoragem

3.2 Verificação da vala de ancoragem

A vala de ancoragem neste tipo de solução possui extrema importância devido ao fato desta prover o suporte para se evitar o deslizamento do revestimento na interface solo/revestimento. Adicionalmente, contribui para a fixação da geocélula no talude, por consequência inibe a infiltração de água por baixo dos

painéis de revestimento. A metodologia de cálculo aplicada para a determinação da vala considera o esforço solicitante gerado pela força peso próprio, já decomposta sobre o talude, multiplicado por um fator de segurança devido a incertezas do carregamento (possíveis variações devido a aumento da espessura de preenchimento de argamassa), dividido pela força de atrito gerada pelo peso próprio da vala de ancoragem projetada, de acordo com a fórmula seguinte:

$$l_{VALA} \times h_{VALA} = \frac{F_D \times \text{Fator de Segurança}}{y \times tg\delta} \quad (5)$$

A Tabela 2 apresenta os cálculos realizados levando-se em consideração a vala de ancoragem executada em campo, sendo que foi verificado se as dimensões desta são suficientemente adequadas para resistir as forças envolvidas.

Tabela 2. Verificação da vala de ancoragem.

Seção estudada	Área da vala necessária (m ²)	Área da vala executada "in situ" (m ²)	Conclusão
SN-S1	0,045	0,045	Usar grampo
SN-S2	0,045	0,045	Usar grampo
SN-S3	0,061	0,045	Usar grampo
SN-S4	0,061	0,045	Usar grampo
SN-S17	0,045	0,045	Usar grampo
EOP-S2	0,045	0,045	Usar grampo
EOP-S3	0,061	0,045	Usar grampo
EOP-S4	0,061	0,045	Usar grampo
EO1/23-S1	0,045	0,045	Usar grampo
EOP-S2	0,045	0,045	Usar grampo
EOP-S3	0,061	0,045	Usar grampo
EOP-S4	0,061	0,045	Usar grampo
EOP-S5	0,061	0,045	Usar grampo

Conforme pode-se notar pela tabela, as dimensões da vala proposta em projeto e executada em campo não é suficiente para resistir as cargas devido ao revestimento com argamassa de cimento e areia. Portanto, avalia-se que os grampos de fixação possuem um papel importante para o sistema de ancoragem.

3.3 Verificação dos grampos de ancoragem

A resistência ao arrancamento do grampo de ancoragem depende de vários fatores, incluindo as condições de compacidade do solo de apoio e o cuidado com que os grampos são cravados. Deste modo, conforme informações colhidas junto da equipe de campo, onde os grampos foram instalados por meio da cravação com emprego de martelo, concomitante com a deposição da argamassa nos vazios da geocélula, para efeito de cálculo será considerado uma resistência ao arrancamento de 0,27 kN por grampo. A Tabela 3 apresenta as verificações conduzidas para a determinação da quantidade de grampos a ser utilizada.

Tabela 3. Verificação da quantidade de grampo para cada seção.

Seção estudada	Força resistente necessária (kN)	Força de arrancamento do grampo (kN)	Quantidade de grampo estimada
SN-S1	0,60	0,27	3
SN-S2	0,97	0,27	4
SN-S3	1,33	0,27	5
SN-S4	1,55	0,27	6
SN-S17	0,60	0,27	3
EOP-S2	0,97	0,27	4
EOP-S3	1,33	0,27	5
EOP-S4	1,55	0,27	6
EO1/23-S1	0,60	0,27	3
EOP-S2	0,97	0,27	4
EOP-S3	1,33	0,27	5

EOP-S4	1,55	0,27	6
EOP-S5	1,76	0,27	7

Na Tabela 3, onde se apresentam os resultados obtidos, nota-se que as quantidades de grampos determinadas são superiores às executadas em campo, e por isso, deste modo se conclui que as ancoragens instaladas nos canais estão deficitárias.

4 SOLUÇÃO ESTRUTURAL DE RECUPERAÇÃO DOS CANAIS

O projeto de recuperação propõe a realização de uma nova estrutura de canal por meio de concreto armado, aplicando-se um concreto com resistência estrutural de 20 MPa reforçado com uma tela metálica CA-60 tipo Q138 (malha de 10 × 10 cm, 4,2 mm espessura e taxa de 2,2 kg/m²). Devido às travessias de cabos de energia que passam por baixo do canal, é proposta a execução de blocos de ancoragem na crista do talude, para gerar um aumento da ancoragem do revestimento sobre o talude escavado e compactado da vala dos cabos. Nos demais trechos, optou-se pela manutenção da seção original do canal projetado, mantendo-se a vala de ancoragem e grampos de fixação compostos por vergalhão no formato “J” com Ø 3/8. As figuras 8 e 9 ilustram as seções do projeto de recuperação. Note-se que no caso da Figura 8, o uso de manta geotêxtil na interface solo/estrutura será retirado, sendo que o concreto deverá estar em contato direto com o terreno existente.

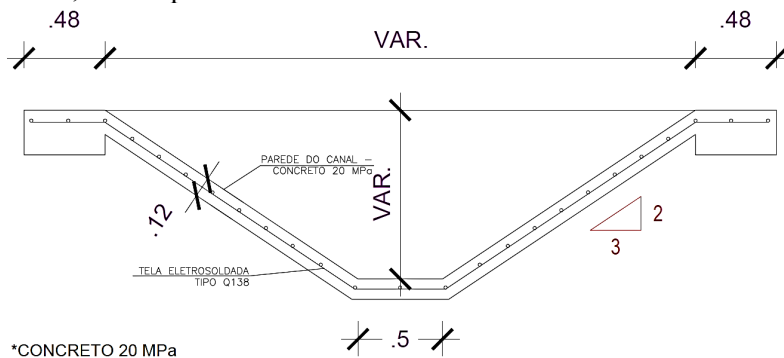


Figura 8. Recomposição proposta para os canais com o uso de tela metálica (seções SN-S1 à SN-S17).

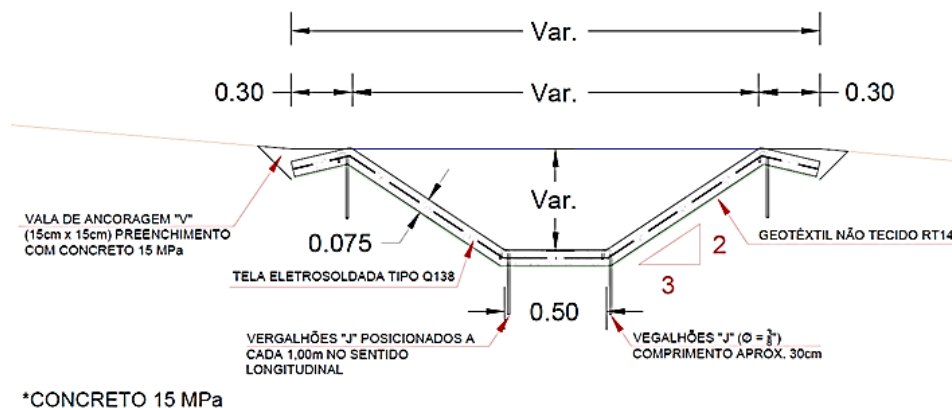


Figura 9. Recomposição proposta para os canais com o uso de tela metálica (seções EOP-S2 à EOPS5).

Conforme as figuras, chama-se a atenção para a variação das espessuras de revestimento, 12 e 7,5 cm respectivamente, aplicação de concretos com resistências distintas e geometria diferenciada da ancoragem superior na crista do talude. Deste modo, para embasar a verificação estrutural do canal, foram adotados os seguintes comportamentos para o solo de fundação: a) Horizontes de solo com comportamentos mecânicos distintos, onde cada camada é considerada homogênea e isotrópica; b) Coeficiente de reação vertical do solo de fundação (kv) igual a 5.000 kN/m³. A verificação estrutural consiste em modelar uma placa do canal em elementos finitos, aplicando as cargas de peso próprio e peso da água. Dessa forma são extraídos os esforços solicitantes e, conseqüentemente, a armação necessária. O modelo estrutural foi realizado com auxílio de software de elementos finitos Strap 2017. A Figura 10 demonstra a modelagem utilizada na análise.

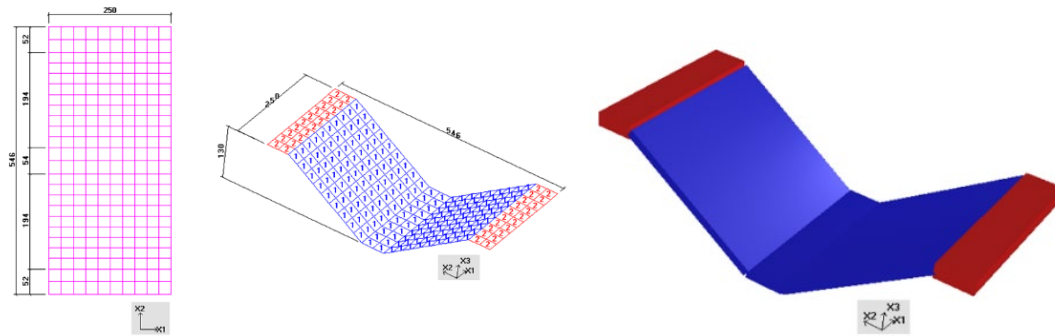


Figura 10. Modelagem utilizada para a verificação da tela metálica.

5 CONCLUSÕES

A fissuração de um elemento rígido como argamassa é natural em elementos de grandes dimensões. Uma forma de combater a fissuração é a implantação de juntas de dilatação. Todavia, ao se considerar o sistema proposto em projeto executivo inicial, o quadro de fissuração seria mínimo se a espessura do revestimento estivesse limitada à altura da geocélula, pois as nervuras funcionariam como uma espécie de “junta de dilatação” e conseguiriam absorver os esforços decorrentes da dilatação térmica da argamassa. A escavação do terreno para passagem do cabeamento elétrico, posterior a implantação do canal, se mostrou determinante para ocorrência dos processos erosivos locais. Tal procedimento foi executado de forma inapropriada, onde o reaterro local não seguiu as recomendações técnicas pertinentes.

Ao longo da inspeção, verificaram-se anomalias relacionadas a vícios executivos. Apesar da grande distância entre a jazida pétreo e a obra (cerca 280 km), conclui-se que a solução de preenchimento por meio da substituição do material pétreo por argamassa não apresentou boa adequabilidade ao local, tendo como base os problemas construtivos constatados “in situ”. Portanto, a variação térmica, suporte do solo e erros executivos foram determinantes para as ocorrências das patologias observadas.

REFERÊNCIAS

- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2018). NBR 5739. *Concreto- Ensaios de compressão de corpos de prova cilíndrico*. Rio de Janeiro.
- Baruffi, A., Miguel, G.D., Abido, L.C., Floss, M.F (2015) Análise do comportamento mecânico de geocélulas. Anais...In: II Encontro Nacional de Tecnologia Urbana, Passo Fundo, RS, 10p.
- Campos, J.E.G., Dardenne, M.A (1997) Estratigrafia e sedimentação da bacia Sanfranciscana: Uma revisão. *Revista Brasileira de Geociências*, 27 (3), pág. 260 – 282.
- Lavoie, F.L., Benjamin, C.V.C, Palma, S.L., Botelho, C (2011) *Experiência na Utilização de Geocélulas de Polipropileno em Obras de Engenharia*. Anais...In: REGEO 2011, 8p.
- Wu, K.J., Austin, D.N (1992) Three-dimensional polyethylene geocells for erosion control and channel linings. Maryland.