

Soft Soil Brazilian Review

Ampliação de aterros rodoviários sobre solos moles. Conheça o processo deformativo.

Eng. M.Sc. Joaquim Rodrigues

Modelo para projetar rodovias com presença de solos moles.

Eng. M.Sc. José Albuquerque
Eng. Yan de Souza

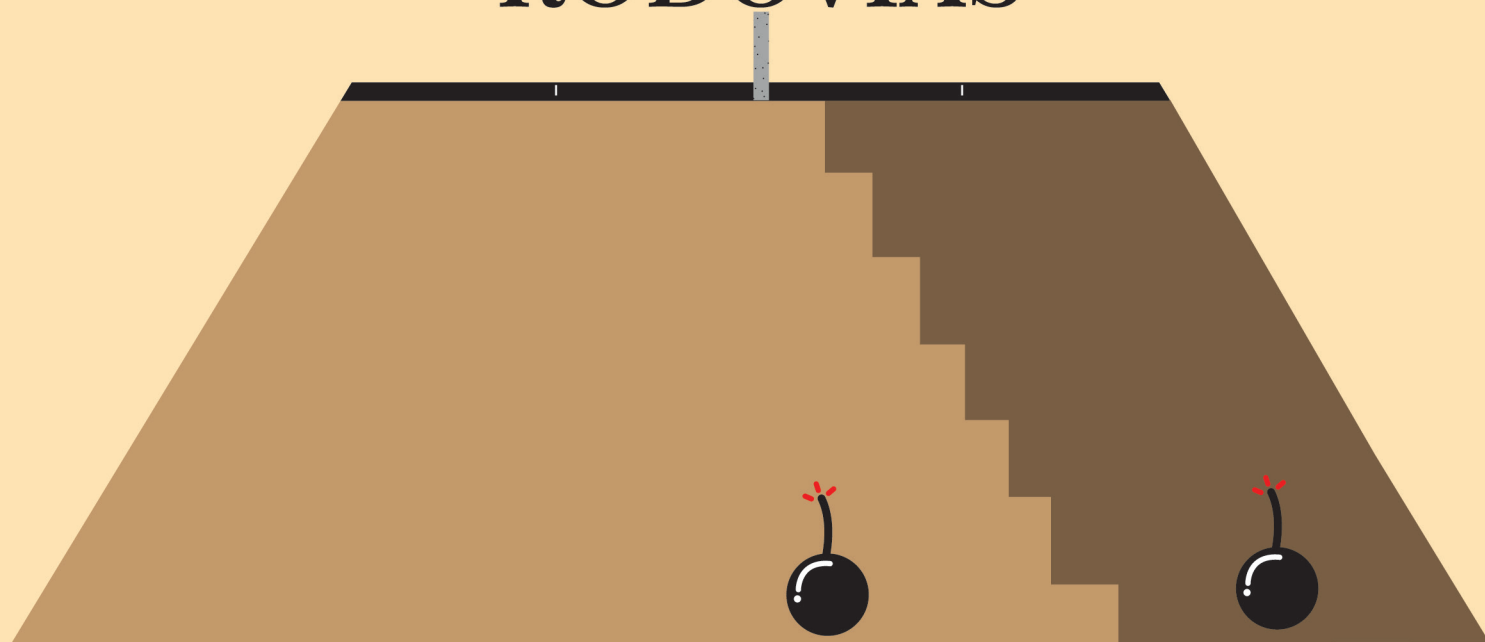
CONSULTA

O processo deformativo permanente, nas camadas granulares que compõe o pavimento rodoviário, não é composto diretamente pelos inputs utilizados para sua concepção. Se há, portanto, deformações pertinentes à base, subbase e subleito, independentemente da presença de solos moles, como podemos entender estas deformações no pavimento?

Medidas da recuperação após a ampliação da rodovia.

Eng.ª Patricia Tinoco

AMPLIAÇÃO DE RODOVIAS



Conheça as novidades técnicas que implicam em ausência do frequente processo deformativo no novo pavimento estradal.

PROGRAMA

3

AMPLIAÇÃO DE ATERROS RODOVIÁRIOS SOBRE SOLOS MOLES. CONHEÇA O PROCESSO DEFORMATIVO.

11

MODELO PARA PROJETAR RODOVIAS COM PRESENÇA DE SOLOS MOLES.

30 CONSULTA

O PROCESSO DEFORMATIVO PERMANENTE, NAS CAMADAS GRANULARES QUE COMPÕE O PAVIMENTO RODOVIÁRIO, NÃO É COMPOSTO DIRETAMENTE PELOS IMPUTS UTILIZADOS PARA SUA CONCEPÇÃO. SE HÁ, PORTANTO, DEFORMAÇÕES PERTINENTES À BASE, SUBBASE E SUBLEITO, INDEPENDENTEMENTE DA PRESENÇA DE SOLOS MOLES, COMO PODEMOS ENTENDER ESTAS DEFORMAÇÕES NO PAVIMENTO?

36

MEDIDAS PARA RECUPERAÇÃO APÓS A AMPLIAÇÃO RODOVIÁRIA.

Editorial

A infraestrutura é fator determinante para o crescimento, e o setor de transporte ocupa posição de destaque devido ao impacto direto no desenvolvimento econômico. É desnecessário mostrar que são pelas rodovias a obtenção aos bens de toda natureza, além da expansão de mercados e da movimentação de cargas e passageiros. O transporte rodoviário vive o constante desafio de manter-nos em movimento, mesmo com uma malha rodoviária de baixa qualidade. Esta condição foi exposta na 20ª edição da pesquisa CNT de rodovias 2023, realizada pela confederação nacional do transporte. A melhoria da condição e da qualidade de nossas rodovias, leva à redução do consumo energético dos veículos, conforme estudo realizado pela USP. Des-

taca-se que a amplitude e a estrutura de pavimento, assim como sua geometria, são fatores determinantes para a questão do consumo de combustíveis dos veículos. Pavimentos estreitos, com irregularidades, trincas e ondulações resultam em perda de eficiência energética de carros, caminhões e ônibus. O estudo do projeto geométrico de uma ampliação estradal, é extremamente importante, particularmente devido a enorme frequência com que ocorre, não só aqui como em todo mundo. A etapa da fundação do novo aterro, associada ao antigo, precisa ser bem entendida, particularmente à luz da teoria da consolidação do solo argiloso onde, resumidamente, refere-se a redução do seu índice de vazios pela expul-

são d'água, ou seja, pelo aumento da tensão efetiva devido à dissipação da poropressão, com a ocorrência de recalques. No dimensionamento da fundação do aterro de ampliação estradal, anexo à rodovia existente, com presença de solos moles, há que verificar também os estados limites de utilização, onde se engloba a previsão de recalques, que deverão manter-se em níveis aceitáveis para que a nova rodovia (e a antiga) se mantenham utilizáveis. É fato a propensão de maciços argilosos exibirem deformações volumétricas muito elevadas, que demandam longo tempo para se processar, acarretando enormes prejuízos. Esta edição de nossa revista, está repleta de novas informações a respeito do complexo processo de ampliação estradal.

Boa leitura.



SEÇÕES



É bem difícil evitar recalque diferencial, em obras de duplicação de rodovias, o que afeta a qualidade de dirigir e, também é motivo de acidentes de tráfego. Exatamente por isto que torna-se importante aceitar a questão e, como consequência, tomar medidas para controlar/eliminar o processo de recalque diferencial que ocorre tanto na nova como na antiga rodovia.

AMPLIAÇÃO DE ATERROS RODOVIÁRIOS SOBRE SOLOS MOLES. CONHEÇA O PROCESSO DEFORMATIVO.

Fig 1 - Melhoramento de solo em uma duplicação estradal na região Sudeste.

Em todo o Brasil, cada vez mais, depara-se com insuficiência na necessidade de tráfego, onde rodovias de baixa qualidade não conseguem suprir a demanda exigida. Paralelamente, observam-se obras de ampliação de estradas, muitas vezes apoiadas em aterros altos e, frequentemente, sobre solos moles. Trata-se de um problema complexo onde, minimamente, necessita-se verificar sua estabilidade e o complicado e inerente processo de recalque. Historicamente apresentamos, à seguir, o problemático

contexto da construção de aterros sobre solos moles, com todas as estratégias desenvolvidas a partir dos anos 1970:

1. Edward Brand, 1970, analisou o modo de ruptura de aterros, com pouca altura, sobre solos moles;
2. Lyatkher, 1980, analisou as características da ruptura de taludes de aterros, submetidos a cargas dinâmicas por meio de experimentos;

3. Pink, 1993, analisou a estabilidade de taludes de aterros pelo método de elementos finitos;

4. Sun wei, 2004, analisou o processo deformativo que ocorrem em rodovias ampliadas;

5. Guo Yusoi, 2008, analisou a estabilidade de antigos aterros altos com diferentes métodos de cálculo.

6. M.O Baijin, 2009, analisou as características aleatórias que ocorrem em aterros de rodovias

ampliadas com análise numérica.

7. Zhao Chunshen, 2009, introduziu uma tecnologia de ampliação para aterros altos sobre solos moles.

Na realidade, as propriedades da deformação do solo, no tocante à ampliação de grandes aterros, é relativamente nova e cheia de novidades. Neste estudo, acerca de uma ampliação de um aterro estradal alto, com presença de solo mole, utilizaremos o

software Geostudio módulo Sigma/M para análise das características de deformação e tensões, extremamente útil, já que fornece excelentes referências para este tipo de problema.

O problema

Trata-se de uma ampliação de um alto aterro, com 35m de altura, onde deseja-se ampliar 8m a atual plataforma, e 30m sua base. Nas sondagens SPT, observam-se ca-

madras de solo mole com 6m de profundidade. Os parâmetros geotécnicos do solo, para cálculo do modelo são apresentados na tabela abaixo. O módulo Sigma/M, do Geostudio, fornece 8 modelos, o qual selecionou-se o modelo constitutivo elástico linear equivalente, considerando o aterro compactado assumindo-se, que sob este peso, concluiu-se o processo deformativo pertinente à consolidação do

Elementos	Densidade Kg/ m ³	Módulo Elástico mPa	Coefficiente de Poisson	C kPa	Ângulo de Atrito interno
Novo Aterro	2.0x10 ³	20	0.35	10	35°
Antigo Aterro	2.4x10 ³	60	0.3	20	30°
Solo Mole de Fundação	1.8x10 ³	6	0.38	8	8°

Fig 2 - Cálculo de Parâmetros

Visão em corte do solo mole podendo apresentar textura e cor escura

ou cinzenta. Para torná-lo rijo faça

MELHORAMENTO DE SOLO

Solicite informações

www.softsoilbrazilianreview.com.br

antigo aterro e do solo mole existente. Ou seja, consideramos para o cálculo apenas o peso do solo do novo aterro ampliado, dividindo-se a calculada em malha de elementos finitos, utilizando-se um quadrilátero de 8 nós. Para a condição de contorno, limitando-se o deslocamento do fundo do aterro em duas direções, o deslocamento horizontal à direita e o deslocamento horizontal do solo mole para à esquerda. Os modelos de cálculo são de acordo com a figura abaixo.

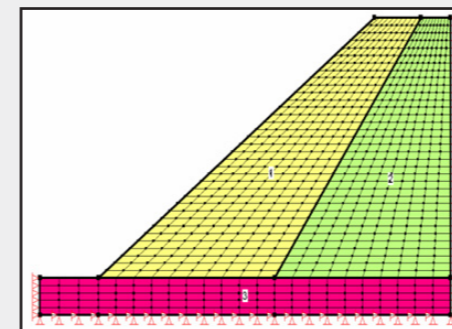


Fig 3 - O modelo de análise

Analises do processo deformativo, através do primeiro modelo, sem geogrelha.

Tensões

Considerando-se apenas o novo aterro, o gráfico Moiré (ferramenta analítica e visual utilizada para a compreensão e estimativa de como as tensões se propagam no interior do solo, quando submetido a diferentes tipos de cargas) de tensões verticais totais é apresentado à seguir. A tensão máxima

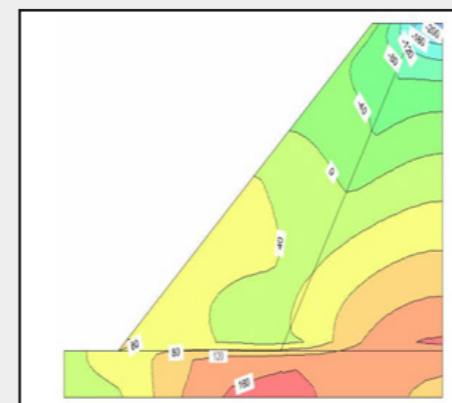


Fig 4 - Gráfico de tensões horizontais MOIRÉ/ KPA

de tração, no topo do aterro, é 220kPa, ocorrendo exatamente na junta formada do novo com o antigo aterro, sendo reduzida a zero a cerca de 15m. a pressão existente aumenta gradualmente, tornando-se máxima, 160kPa, exatamente na região superior da junta do novo com o antigo aterro, evidenciado pelo gráfico Moiré de tensões verticais na figura abaixo, gradualmente reduzindo, com um máximo de 300kPa.

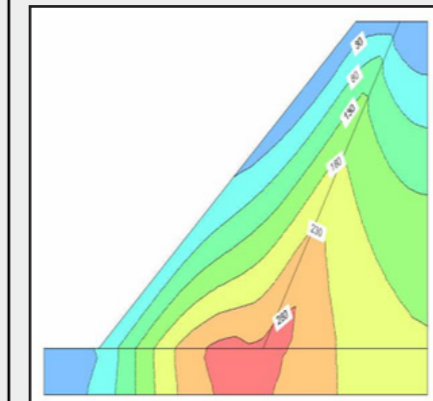


Fig 5 - O gráfico de tensões verticais Moiré/kPa

Deformações

Considerando-se apenas o novo aterro, o gráfico Moiré de deformações horizontais totais é apresentado na figura a seguir. Como se observa, devido a carga

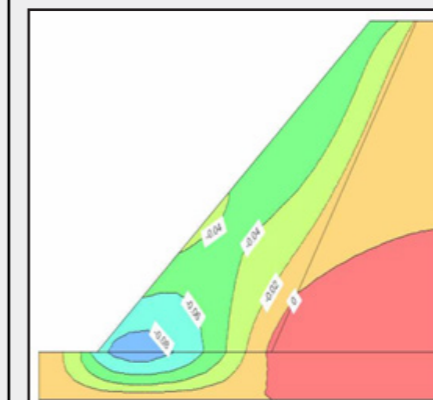


Fig 6 - O gráfico de deformação horizontal Moiré/ kPa

do aterro ampliado, e da presença do solo mole abaixo, parte do solo de fundação foi pressionado para a lateral, na junta central do fundo do talude do novo aterro e do solo mole abaixo. O deslocamento horizontal máximo é 8,9cm, situado no pé do talude do novo aterro. O deslocamento

horizontal do novo aterro é grande ocorrendo, também, pequena deformação lateral sob o antigo aterro devido a pressão exercida pelo novo aterro, o que pode, basicamente, ser ignorado. O gráfico Moiré, de deformações horizontais é o apresentado a seguir.

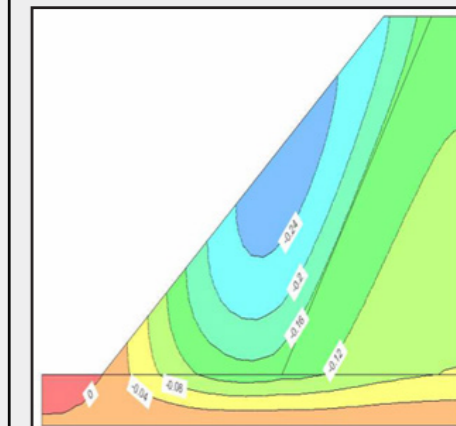


Fig 7 -Fig 4 - O gráfico de deformação vertical Moiré/kPa

O recalque máximo é de 26cm, ocorrendo no talude do aterro ampliado, situado 15m abaixo do topo do novo aterro. O recalque de fundação é reduzido gradualmente do centro para a região ao redor. A taxa de recalque altera-se rapidamente para profundidades próximas ao pé do talude, onde alcança seu valor máximo, decrescendo até zero. O processo de recalque apresenta diferenças significativas se observarmos o topo dos aterros novo e antigo.

O recalque

Observa-se que o antigo aterro apresenta um módulo de 60.000kPa, enquanto que o novo 20.000kPa. O módulo do solo mole de fundação é bem inferior, o que justifica as diferenças no processo de recalque que se apresenta. O máximo recalque é apresentado na figura a seguir, observando-se que quanto maior o módulo, menor o processo de recalque. Quando o módulo do solo mole atinge 20.000kPa, o recalque claramente desacelera e a reta tende a estabilizar. Se alte-

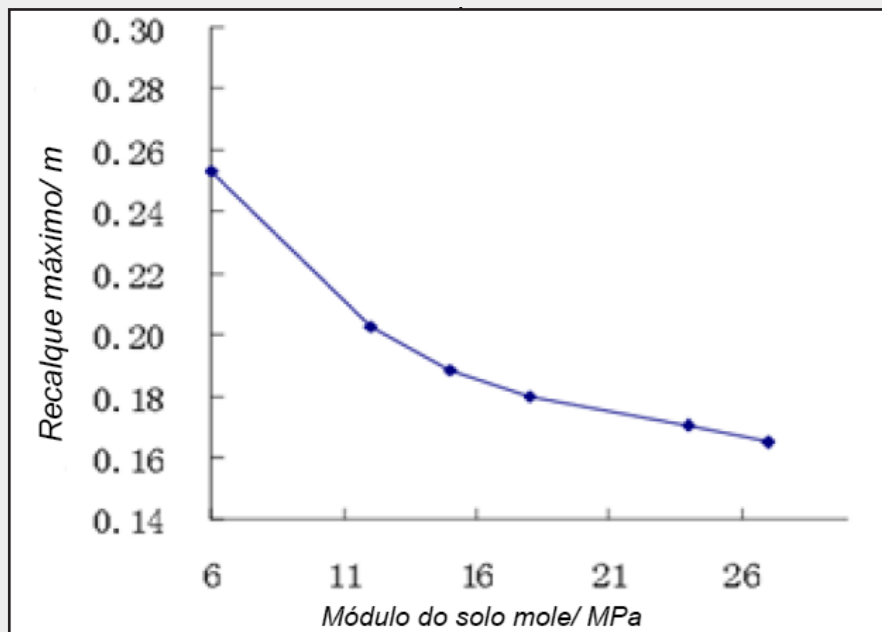


Fig 8 - A relação entre o recalque máximo e o módulo do solo mole.

rarmos o módulo do novo aterro para 60.000kPa, mantendo o módulo do solo mole em 6000kPa, podemos apresentar a relação assim como o maior recalque apresentado na figura a seguir, observando-se que maior o módulo, menor o processo de recalque. Como era de se esperar, ao aumentarmos o módulo do solo mole, com melhoramento do solo, com geoenrijecimento, reduz-se ou elimina-se o processo de recalque.

Análise do processo de-formativo, através do segundo modelo (com geogrelha)

As dimensões do projeto de geogrelha são consistentes com o projeto executivo. Define-se o elemento de barra estrutural na nossa localização geométrica do modelo, de modo a simular a geogrelha. O módulo da geogrelha é de 200.000kPa, sua densidade é $2,3 \times 10^3 \text{kg/m}^3$ e o coeficiente de Poisson 0,25. O modelo de cálculo é apresentado na figura 10.

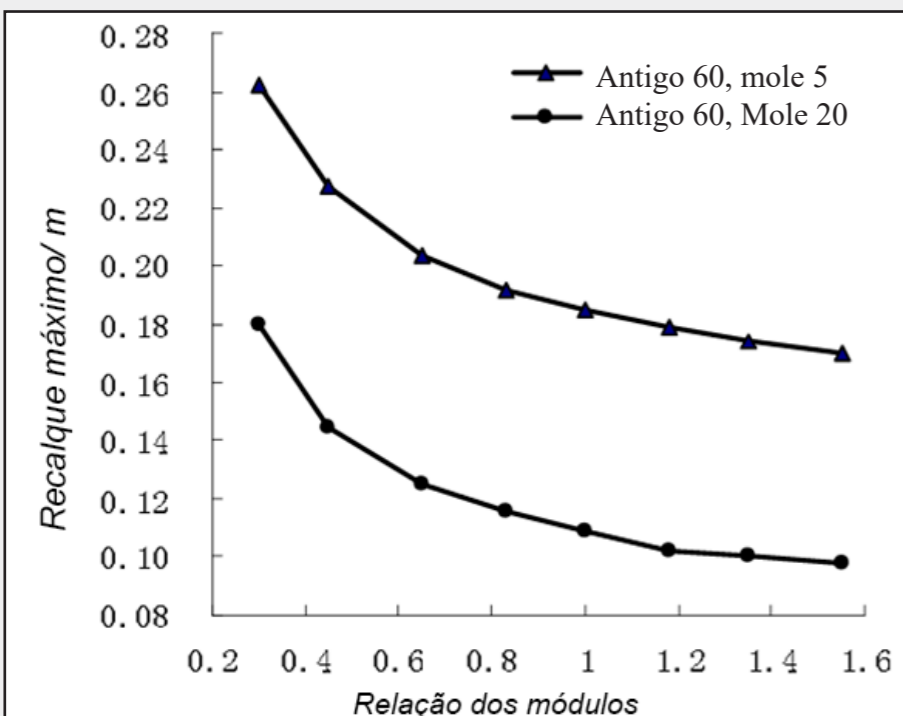


Fig 9 - Relação entre o recalque máximo e a relação do módulo do novo com antigo aterro.

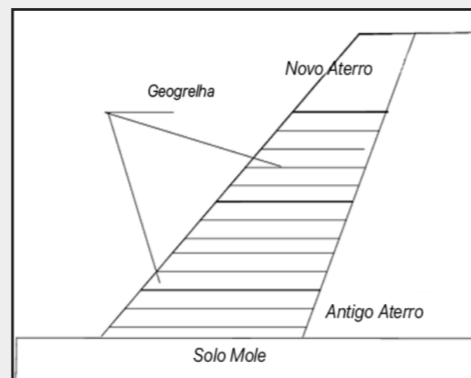


Fig 10 - modelo 2

Tensões

Considerando-se apenas o novo aterro, o gráfico de Moiré, de tensões horizontais totais é apresentado abaixo, e o gráfico de Moiré

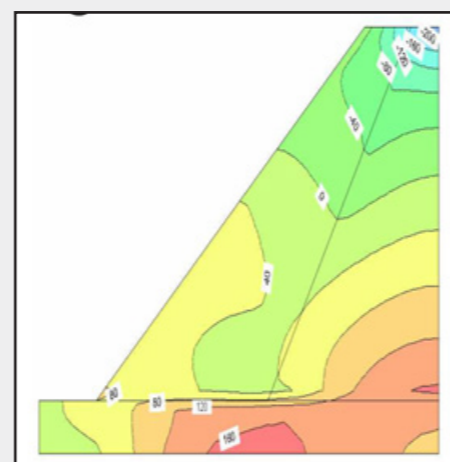


Fig 11 - O gráfico de tensões verticais de Moiré/ Kpa

de tensões verticais totais é apresentado mais abaixo. A partir da figura 9, observa-se que

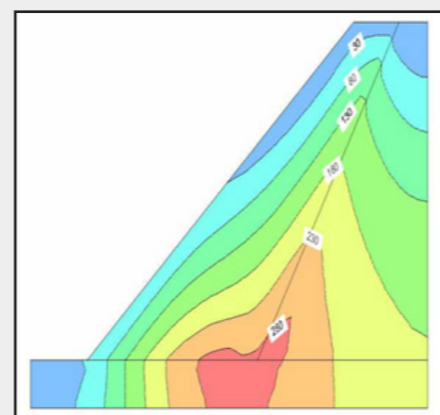


Fig 12 - O gráfico de tensões verticais de Moiré/ Kpa



SENSORES DE RECALQUE



CÉLULAS DE PRESSÃO PARA ATERROS

GEOKON

TRUSTED MEASUREMENTS®

EQUIPAMENTOS GEOTÉCNICOS



CÉLULAS DE PRESSÃO CRAVÁVEIS NO TERRENO



PIEZÔMETROS

A Geokon é líder mundial em automação e instrumentação geotécnica para monitoramento de solos

Representante Exclusivo no Brasil



G5 Engenharia LTDA
Tel: (41) 3402-1707
g5engenharia.com.br

a tensão horizontal máxima no topo do aterro 160kPa, o que diminuiu 27,3% comparando-se com a não utilização de geogrelha. Comparando-se as figuras 10 e 3, evidencia-se que as tensões verticais em todo o aterro são pouco alteradas.

Deformação

Considerando-se apenas o novo aterro, as figuras abaixo, evidenciam o gráfico das deformações horizontais e as verticais totais.

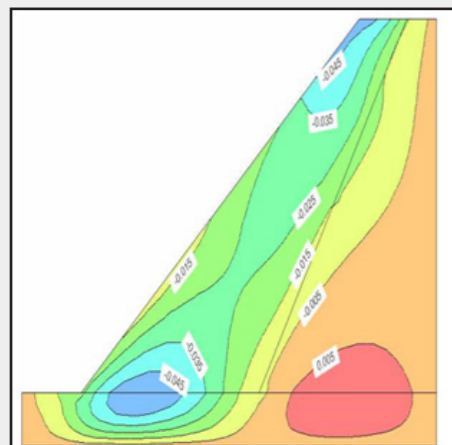


Fig 13 - O gráfico de deformação horizontal de Moiré/m

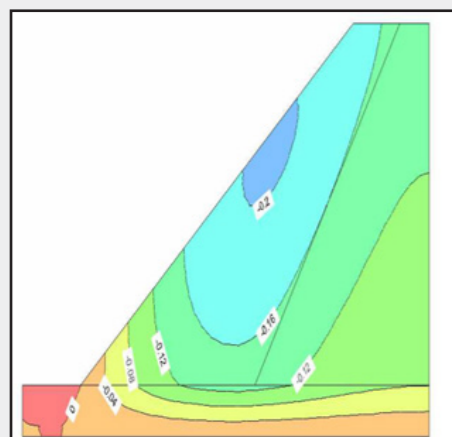


Fig 14 - O gráfico de deformação vertical de Moiré/m

Na figura 13, observa-se que a deformação máxima no topo do aterro é 5,4cm, diminuindo-se 40%, comparando-se com aqueles 8,9cm sem o emprego da geogrelha. A utilização da geogrelha faz diminuir bastante o processo deformativo, conforme observado na figura 14, onde o deslocamento máximo do aterro é de 20cm, diminuindo 25% se compararmos com aqueles

26cm (sem geogrelha). O processo de recalque, entre o novo e o antigo aterro, obviamente diminuiu, no entanto, há recalques diferenciados ao longo da ampliação estradal. A conclusão que se observa, ao final deste trabalho são as seguintes:

1- A junta do alto aterro de ampliação, situada no pé do talude com o solo de fundação, apresenta deslocamento máximo horizontal, tendendo a deslizar para fora. Medidas que objetivem equiparar os módulos dos aterros de ampliação, do original e do solo de fundação, por exemplo, com melhoramento do solo, com geoenrijecimento, são extremamente necessárias. O maior recalque encontrado no novo aterro, situa-se 15m afastado de sua borda superior. O recalque reduz-se gradualmente, ao longo da profundidade, tanto do aterro novo como do solo de fundação, particularmente próximo à junta do novo aterro e das camadas de solo mole. Evidentemente, torna-se rapidamente me-

nor próximo ao pé do talude. Um processo de recalque diferencial evidencia-se ao longo da superfície do novo aterro e nas proximidades do antigo aterro;

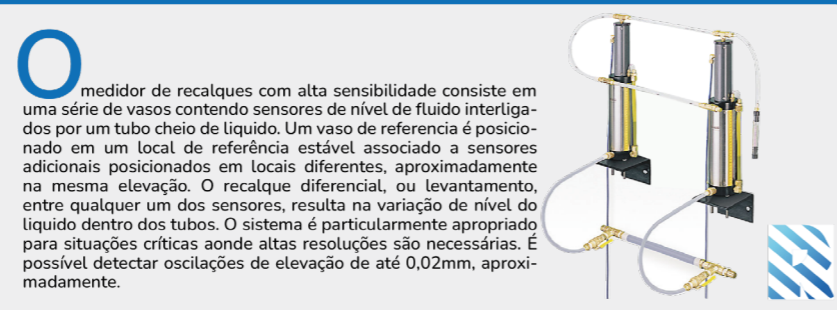
2- Como era de se esperar, variações do fraco módulo do solo mole manifesta-se no comportamento do aterro, particularmente em sua superfície. A medida em que melhora-se o solo, com geoenrijecimento, seu módulo cresce e o processo de recalque desaparece;

3- A colocação de geogrelha, efetivamente, não tem contraindicação, melhorando o comportamento do novo aterro no tocante a diminuição das tensões verticais e deformações laterais, na medida em que não ocorre (o que é frequente) um processo de compactação normativo. Mais ainda, impede que o talude do novo aterro deslize.

REFERÊNCIAS

- Joaquim Rodrigues é engenheiro civil M.Sc. formado no Rio de Janeiro em 1977, pós-graduado pela COPPE na Universidade Federal do Rio de Janeiro em 1999. Diretor do Soft Soil Group e da Enggegraut Geotecnia e Engenharia, associada à ABMS e ao American Society of Civil Engineers desde 1994. Desenvolveu duas técnicas de tratamento de solos moles, sendo motivo de patente o GEOENRIJECIMENTO, utilizada hoje em todo o Brasil.
- Huang Rongxiao. Highway Expansion Advantage Analysis and plan selection for widened express highway[J]. China and Foreign highway, 2009,29(3):4-6. (in Chinese)
- EdwardW. BRAND. Investigation of an embankment failure in soft clay [J]. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 1970, 1(1):53-63
- YANG Chengzhong, HE Guoxian, TAO Xiaomin- Deformation Properties Analysis of Widen High Embankment on Soft.

Medidor de Recalque com Alta Sensibilidade



O medidor de recalques com alta sensibilidade consiste em uma série de vasos contendo sensores de nível de fluido interligados por um tubo cheio de líquido. Um vaso de referência é posicionado em um local de referência estável associado a sensores adicionais posicionados em locais diferentes, aproximadamente na mesma elevação. O recalque diferencial, ou levantamento, entre qualquer um dos sensores, resulta na variação de nível do líquido dentro dos tubos. O sistema é particularmente apropriado para situações críticas aonde altas resoluções são necessárias. É possível detectar oscilações de elevação de até 0,02mm, aproximadamente.

Para mais informações, acesse: Rogertec.com.br ou Atendimento@rogertec.com.br

PRESSIÔMETRO

Um ensaio geotécnico completo realizado no campo

Fácil de operar e 100 % viável



ROCTEST

Representante exclusivo no Brasil

+55 21 2718 3968

3Geo vendas@3geotecnologia.com
TECNOLOGIA www.3geotecnologia.com

MODELO PARA PROJETAR RODOVIAS COM PRESENÇA DE SOLOS MOLES.



Fig - 1 - Melhoria do solo de fundação para construção de estrada no interior do estado de Minas Gerais.

Construir ou ampliar rodovias, com presença de solos moles, é só dificuldade, pois caracterizam-se por ter baixa resistência e alta compressibilidade, o que conduz a problemas de instabilidade e deformações No entanto, nossas estradas federais e estaduais, de quatro faixas e duas vias, estão sendo motivo de ampliação devido a incapacidade de atender a crescente demanda. A grande questão é o inerente abacaxi, associado à surgência de recalques diferenciais, difíceis de evitar, que ocorrem ao longo do leito estradal construído, ampliado e ou elevado, e que afeta

a qualidade de dirigir da rodovia como, também, é motivo de acidentes de trânsito. Este problema, caracterizado por trincas e fraturas longitudinais, quase sempre acompanhadas por desníveis no leito estradal, continuamente são gerados por falhas na fundação, entre o antigo e o novo aterro de ampliação, comprometendo o subleito e o pavimento. A ocorrência de chuvas, com este cenário, implica na deterioração acelerada do pavimento, causando problemas ainda mais graves, como movimentação lateral do novo aterro e recalques diferenciais transversais. Objetiva-se, neste estudo, apresentar análises

geotécnicas necessárias a elevação de aterros, para a construção da rodovia BR – 265, em Minas Gerais, sobre camadas de argila mole, utilizando melhoria do solo, com geoenrijecimento, empregando-se o CPR Grouting, na região das estacas 115, 179 e 239. Este estudo iniciou-se com base nos dados de geometria e ensaios geotécnicos existentes que, devido a inconsistência dos resultados das sondagens, frente a presença de argilas moles e muito moles, solicitou-se nova campanha de sondagens para a região destas estacas, objetivando-se avaliação mais qualificada para a solução a ser proposta.

Modelo de dimensionamento de melhoria de solos moles para ampliação de rodovia no interior de Minas Gerais

Neste estudo, apresentamos acima sondagem típica da região onde observa-se espessa camada de solo mole. Métodos alternativos de tratamento do solo foram desclassificados, tendo em vista o inerente processo deformativo que se estabeleceria com o tempo. Optou-se pelo melhoramento do solo, com geoenrijecimento, que promove integralmente o processo

de consolidação do solo mole. Resumidamente, crava-se malha de geodrenos, intercalada com malha de furos por onde se formam verticais com bulbos de grout que comprimem o solo, via expansão de cavidades, de baixo para cima, escalonadamente, a partir do solo resistente, para cada metro de profundidade. A neutralização dos recalques imediato e primário é assegurada com o acompanhamento do máximo excesso da poropressão e sua dissipação. A confirmação do recalque secundário é comprovada através das tensões de fluência na curva pressiométrica

de acompanhamento do serviço. Uma vez alcançada a pressão de compressão ou o volume necessário, previamente programado, interrompe-se o melhoramento naquela cota, suspendendo-se o tubo do geogROUT, repetindo-se o procedimento até chegar-se à superfície.

Parâmetros geotécnicos Resultado dos ensaios especiais

Nas proximidades da estaca 115, foram realizados quatro ensaios com palheta (Vane Test) em profundidades entre 2,00 a 3,50m, dois ensaios de CPTU em pro-

fundidades entre 0 a 4,30m e três coletas de amostras, do tipo Shelby, em profundidades entre 2,00 a 2,80m, 4,20 a 5,00m, respectivamente, onde foram realizados ensaios de granulometria e massa específica, LL e LP, compressão simples e adensamento. Nas proximidades da estaca 179, foram realizados quatro ensaios com palheta (Vane Test) em profundidades entre 1,00 a 3,50m, dois ensaios de CPTU em profundidades entre 0 a 5,00m e quatro coletas de amostra, do tipo Shelby em profundidades entre 2,00 a 2,80m e 4,20 a 5,00m, respectivamente, onde foram realizados ensaios de granulometria e massa específica, LL e LP, compressão simples e adensamento. Nas proximidades da estaca 239, foram realiza-

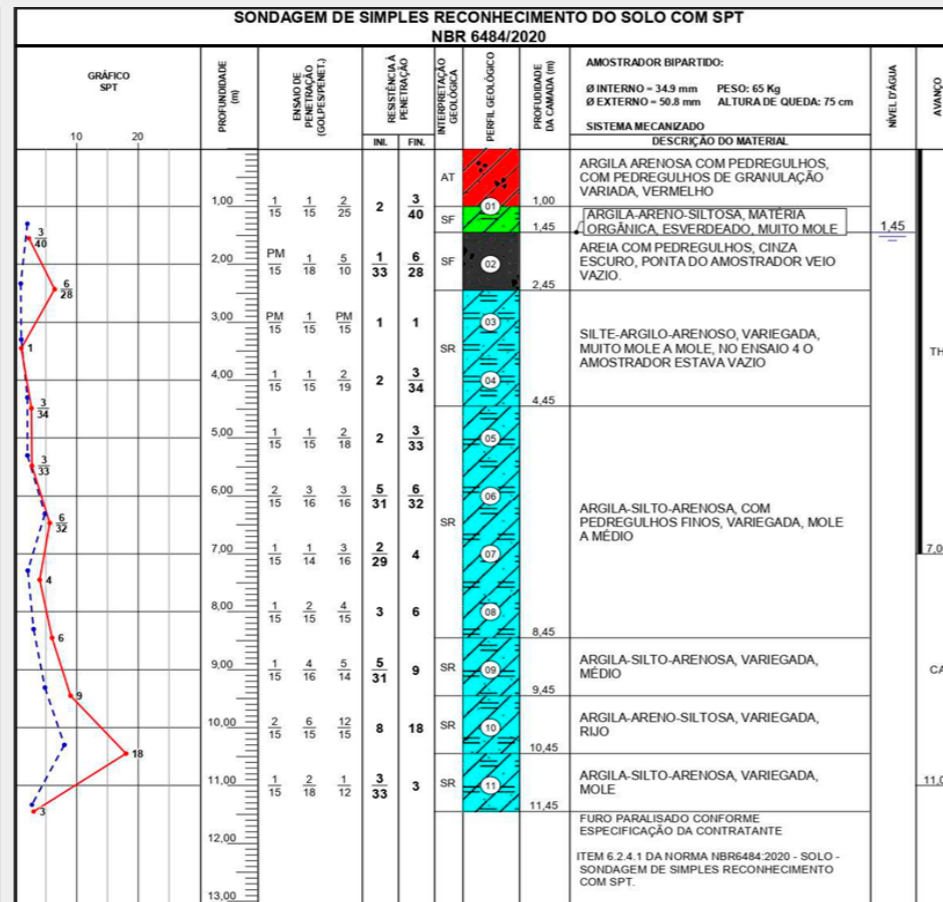


Fig 2 - Sondagem SPT típica do local.



Fig 3 - Melhoramento de solo para construção de estrada em Minas Gerais.

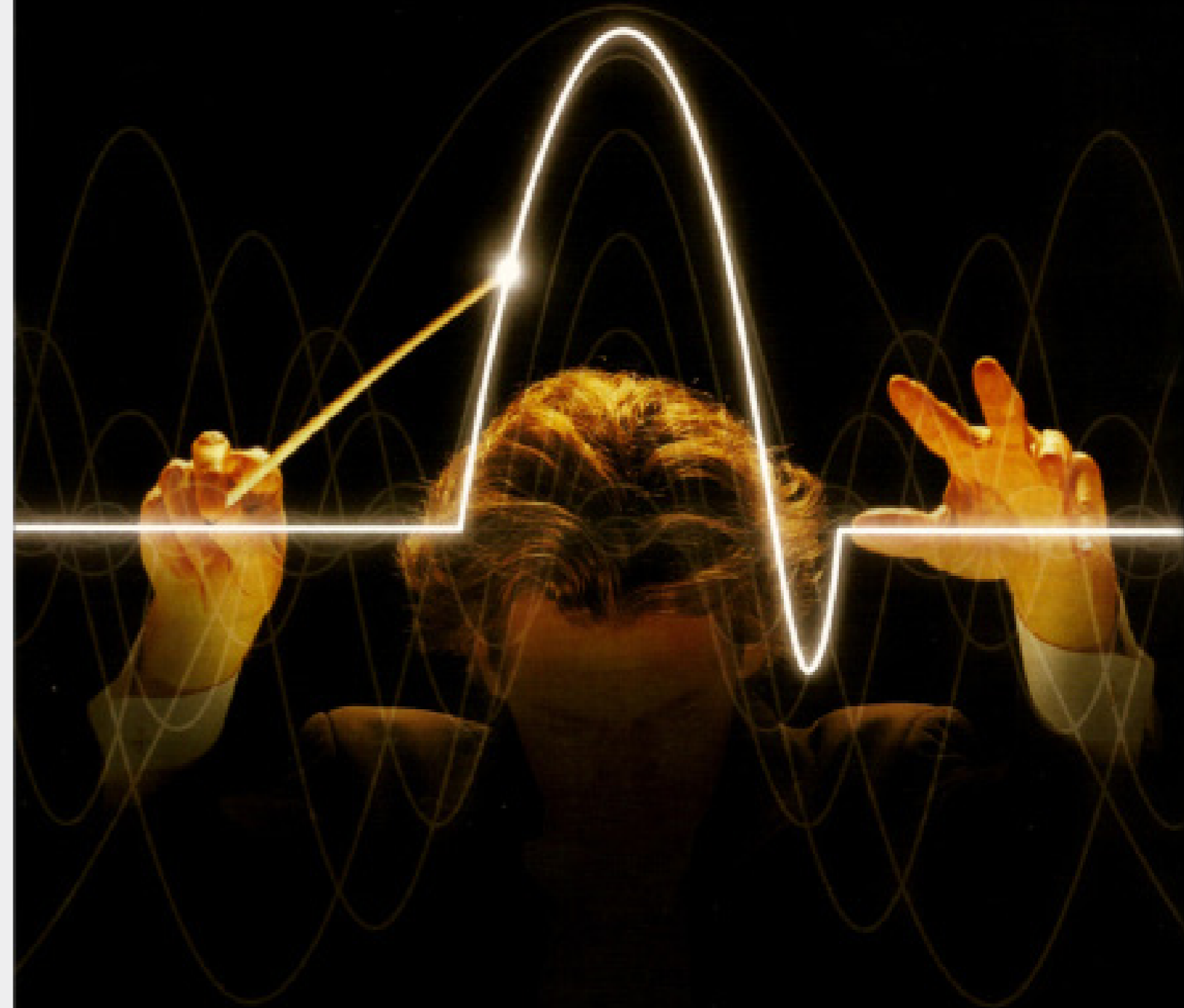
dos quatro ensaios com palheta (Vane Test) em profundidades entre 1,00 a 3,50m, dois ensaios de CPTU em profundidades entre 0 a 5,02m e quatro coletas de amostras, do tipo Shelby, em profundidades entre 2,00 a 2,80m e 4,20 a 5,00m, respectivamente, onde foram realizados ensaios de granulometria, massa específica, LL e LP, compressão simples e



Fig 4 - Melhoramento de solo para construção de estrada em Minas Gerais.

adensamento. Abaixo, tabelas contendo parâmetros de resistência e coeficientes de adensamento obtidos nos ensaios de campo e laboratório, nas proximidades da estaca 179.

Soft Soil Group Apresenta



Webinars solos moles

Para maiores informações, acesse: <http://softsoilgroup.com.br/webinar> ou envie um e-mail para: atendimento@softsoilgroup.com.br



SONDAGEM	PROFUNDIDADE (m)	N.A (m)	RESISTÊNCIA NÃO DRENADA			
			ENSAIO	PROJETO	C_{ur}	S_t
			S_u	S_u		
VT-179-01	1,00-1,50	0,30	18,95	$S_u = 18 + (5 \cdot h_{argila, mole})$	1,96	9,67
VT-179-01	2,00-2,50	0,30	16,34		8,49	1,92
VT-179-02	1,50-2,00	2,50	17,64		8,49	2,08
VT-179-02	2,50-3,50	2,50	58,15		11,76	4,94
VT-179-03	2,00-2,50	3,00	81,68		21,56	3,79
VT-179-03	2,00-2,50	3,00	111,08		11,11	10,00
VT-179-04	1,00-1,50	0,80	28,75		5,88	4,89
VT-179-04	2,00-2,50	0,80	28,75		8,49	3,39
CPTU-179-01	0-5,00	2,50	-		-	-
CPTU-179-02	0-3,88	0,20	-		-	-
SH-179-01	2,00-2,80	-	22,50		-	-
SH-179-01	4,20-5,00	-	25,00		-	-
SH-179-02	2,00-2,80	-	16,00		-	-
SH-179-02	4,00-4,80	-	18,50		-	-

Tabela 1 - Parâmetros de resistência e coeficientes de adensamento obtidos através dos ensaios de campo e laboratório.

Valor de S_u em função da profundidade da camada de argila mole		
PROFUNDIDADE (m)	VALOR DE PROJETO	
	S_u (kPa)	
0	18	
1	23	
2	28	
3	33	
4	38	
5	43	
6	48	

Tabela 2 - Valores de S_u' em função da profundidade da camada de argila mole.

SONDAGEM	PROFUNDIDADE (m)	N.A (m)	ADENSAMENTO													
			ENSAIO	PROJETO	σ'_{vm} (Kpa)	200kPa	PROJETO	ENSAIO	PROJETO	OCR	OCR	C_c	ENSAIO	PROJETO		
			γ_{solo} (kN/m ³)	γ_{solo} (kN/m ³)				e_0	e_0				C_r	C_r		
VT-115-01	2,00-2,50	1,10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
VT-115-01	3,00-3,50	1,10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
VT-115-02	3,00-3,50	2,50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
VT-115-03	2,00-2,50	0,85	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
VT-115-03	3,00-3,50	0,85	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
VT-115-04	2,00-2,50	2,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
VT-115-04	3,00-3,50	2,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
CPTU-115-01	0-4,14	1,40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
CPTU-115-02	0-4,30	2,50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
SH-115-01	2,00-2,80	-	18,00	-	100,0	8,00E-04	-	-	0,772	-	2,0	-	0,186	-	0,065	
SH-115-01	4,20-5,00	-	18,64	-	120,0	1,69E-04	-	-	0,770	-	2,4	-	0,124	-	0,053	
SH-115-02	2,00-2,80	-	17,89	-	110,0	7,90E-04	-	-	0,930	-	2,2	-	0,238	-	0,087	

Cohas com "ENSAIO" -> Valores obtidos nos ensaios de laboratório.
Cohas com "PROJETO" -> Valores adotados em projeto.

Tabela 3- Parâmetros de resistência e coeficientes de adensamento obtidos através dos ensaios de campo e laboratório.

A seguir, tabelas contendo parâmetros de resistência e coeficientes de adensamento obtidos através dos ensaios de campo e laboratório, nas proximidades da estaca 239.

SONDAGEM	PROFUNDIDADE (m)	N.A (m)	RESISTÊNCIA NÃO DRENADA			
			ENSAIO	PROJETO	C_{ur}	S_t
			S_u	S_u		
VT-239-01	1,00-1,50	0,70	12,41	$S_u = 18 + (5 \cdot h_{argila, mole})$	4,57	2,72
VT-239-01	2,00-2,50	0,70	18,95		4,57	4,15
VT-239-02	1,00-1,50	0,89	33,98		4,57	7,44
VT-239-03	1,00-1,50	0,89	35,94		7,19	5,00
VT-239-03	2,00-2,50	0,80	22,87		7,19	3,18
VT-239-04	2,00-2,50	1,86	38,55		11,76	3,28
VT-239-04	3,00-3,50	1,86	28,75		3,92	7,33
CPTU-239-01	0-5,02	1,50	-		-	-
CPTU-239-02	0-5,00	1,60	-		-	-
SH-239-01	2,00-2,80	-	21,00		-	-
SH-239-01	4,20-5,00	-	24,00		-	-
SH-239-02	2,00-2,80	-	10,00		-	-
SH-239-02	4,20-5,00	-	11,50	-	-	

Tabela 4 - Parâmetros de resistência e os coeficientes de adensamento obtidos através dos ensaios de campo e laboratório.

Valor de Su em função da profundidade da camada de argila mole		
PROFUNDIDADE (m)	VALOR DE PROJETO	
	Su (kPa)	
0	18	
1	23	
2	28	
3	33	
4	38	
5	43	
6	48	

Su = 18 + (5 * h_{argila,mole})

Tabela 5- Valores de Su' em função da profundidade da camada de argila mole.

SONDAGEM	PROFUNDIDADE (m)	N.A (m)	ADENSAMENTO												
			ENSAIO PROJETO	ENSAIO PROJETO	ENSAIO PROJETO	ENSAIO PROJETO	ENSAIO PROJETO	ENSAIO PROJETO	ENSAIO PROJETO	ENSAIO PROJETO	ENSAIO PROJETO	ENSAIO PROJETO	ENSAIO PROJETO		
			γ_{solo} (kN/m ³)	γ_{solo} (kN/m ³)	σ'_{vm} (Kpa)	C_v (cm/s)	C_v (cm/s)	e_0	e_0	OCR	OCR	C_c	PROJETO	Cr	PROJETO
VT-239-01	1,00-1,50	0,70	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
VT-239-01	2,00-2,50	0,70	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
VT-239-02	1,00-1,50	0,89	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
VT-239-03	1,00-1,50	0,89	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
VT-239-03	2,00-2,50	0,80	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
VT-239-04	2,00-2,50	1,86	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
VT-239-04	3,00-3,50	1,86	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
CPTU-239-01	0-5,02	1,50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
CPTU-239-02	0-5,00	1,60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SH-239-01	2,00-2,80	-	17,69	-	120,0	2,02E-04	-	1,00	-	2,40	-	0,188	-	0,071	-
SH-239-01	4,20-5,00	-	17,52	-	150,0	2,41E-04	-	1,05	-	3,00	-	0,291	-	0,130	-
SH-239-02	2,00-2,80	-	17,76	-	105,0	4,08E-04	-	1,12	-	2,10	-	0,223	-	0,088	-
SH-239-02	4,20-5,00	-	17,81	-	120,0	8,10E-04	-	0,98	-	2,40	-	0,175	-	0,069	-

Tabela 6- Parâmetros de resistência e os coeficientes de adensamento obtidos através dos ensaios de campo e laboratório.

Crie sua própria Planilha de Dimensionamento de Geoenrijecimento para solos moles escaneando o QR Code abaixo!

Para mais informações acesse: Engegraut.com.br Ou envie um e-mail para: Atendimento@engegraut.com.br

A célula unitária

As verticais do melhoramento do solo, com bulbos de compressão radial, via expansão de cavidades, com geogROUT, são realizadas conforme malha, cuja geometria é escolhida a partir das informações do solo e exigências do projeto. Tipicamente, utiliza-se malha triangular ou quadrada, com espaçamento entre verticais igual ao dobro do espaçamento entre geodrenos. Por isso, é suficiente estabelecer em projeto só espaçamento de drenos e o tipo de malha a ser utilizada, já que o espaçamento entre verticais depende diretamente dessas informações. O geogROUT, empregado no processo de bombeamento, é composto por areia, silte, cimento e aditivos. O controle de resistência é realizado com o recolhimento dos corpos de prova para ruptura (NBR 5739/07) e o controle da viscosidade por meio do ensaio de abatimento do tronco de cone (NBR 16889). A Figura, a seguir, mostra que nos dois tipos de malhas utilizadas, é possível definir a célula unitária analogamente à situações de aterros sobre drenos verticais. O espaçamento entre verticais, a área da célula unitária, o diâmetro equivalente e o diâmetro de influência do geodreno, podem ser obtidos a partir das fórmulas presentes na Tabela acima.

Condição	Malha triangular	Malha quadrada
Espaçamento entre verticais	2S	2S
Área da célula unitária	$A = 2\sqrt{3}S^2$	$A = 4S^2$
Diâmetro equivalente	$D = 2.1 S$	$D = 2.257 S$
Diâmetro de influência do geodreno	$d_e = 1,286 S$	$d_e = 1,303 S$

Nota: S é o espaçamento de geodrenos

Tabela 7 - Parâmetros geométricos da célula unitária (Cirone, 2017).

No projeto adotou-se uma malha triangular com:

$$S_{gd} = 1.25 \text{ m}$$

Área da célula unitária

$$A_{uni} = 2 \cdot \sqrt{3} \cdot S_{gd}^2 = 5.413 \text{ m}^2$$

Espaçamento entre verticais = 2,50

A razão ou taxa de substituição

Para a formulação das diretrizes executivas, estabelece-se um critério que indica o volume de projeto de cada bulbo. Isto leva à hipótese de todos os bulbos terem volumes iguais, por isso, a razão de substituição torna-se, igual a:

$$R_s = \frac{V_g}{A \cdot h}$$

Onde:

V_g - Volume do bulbo de projeto

A - Área da célula unitária

h - Espaçamento vertical entre centros dos bulbos.

Logo, o espaçamento vertical entre centros dos bulbos será

$$h_v = 1 \text{ m}$$

A área da célula unitária será:

$$A_{uni} = 2 \cdot \sqrt{3} \cdot S_{gd}^2 = 5.413 \text{ m}^2 \text{ (Est. 179)}$$

$$A_{uni} = 2 \cdot \sqrt{3} \cdot S_{gd}^2 = 7.794 \text{ m}^2 \text{ (Est. 115 e 239)}$$

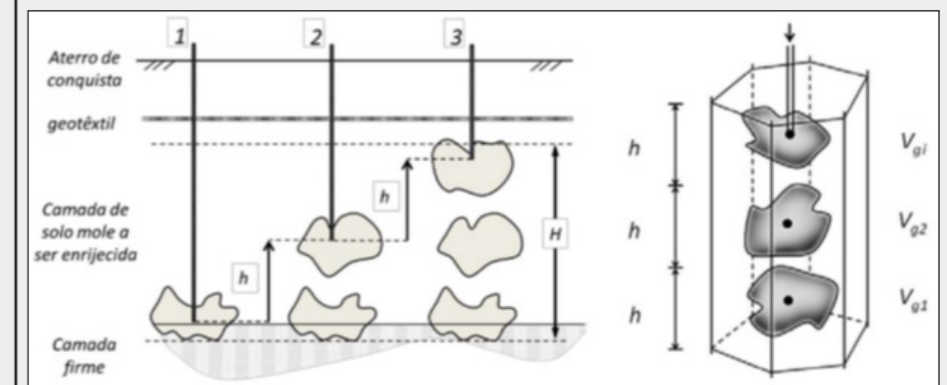


Figura 4 - Representação esquemática do processo de expansão dentro de uma célula unitária indeformada para uma malha triangular.

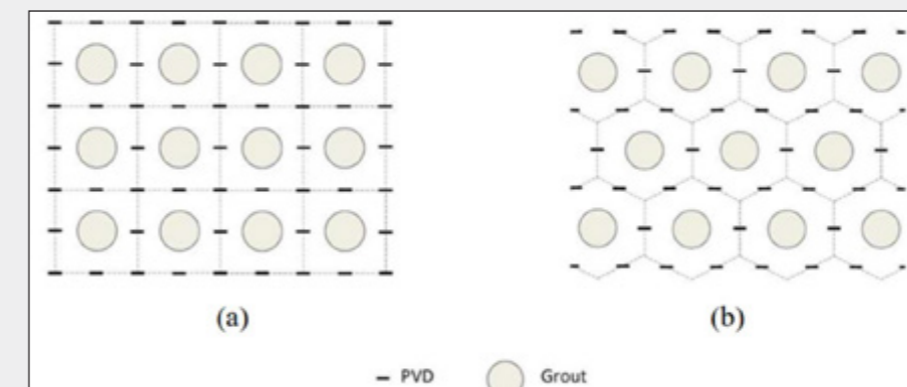


Figura 3 - Malhas drenantes e bulbos de compressão na técnica do geoenrijecimento com CPR Grouting: (a) Malha quadrada. (b) Malha triangular (Cirone, 2016).

Volume de geogROUT introduzido

$$V_g = 0.9 \text{ m}^3$$

Taxa de substituição

$$R_s = \frac{V_g}{A_{uni} \cdot h_v} = 0.166 \text{ (Est. 179)}$$

$$R_s = \frac{V_g}{A_{uni} \cdot h_v} = 0,115 \text{ (Est. 115 e 239)}$$



Image courtesy of Adviseurs in Bouwtechniek (ABT)

Geotechnical Analysis SIG: Simulating Soil Lab Tests for PLAXIS Soil Model Parameters



Micha van der Sloot
Technical Support Manager
Bentley Systems, Inc.

PLAXIS: Simulating Soil Lab Tests

www.bentley.com

Dear User,

When conducting laboratory test results – such as Triaxial and Oedometer tests – you want to make sure that the behavior of your chosen constitutive soil model captures the test result data. With the SoilTest feature, PLAXIS offers a quick and simple method to simulate these lab tests and verify the model behavior. To learn more, this Geotechnical Special Interest Group virtual workshop is a must see!

The agenda for the one-hour session encompasses:

- How to start a soil lab simulation
- Optimizing your model parameters to replicate real-life behavior
- After optimizing, how to quickly update the soil material definition in PLAXIS

The Geotechnical Analysis SIG is open to all Bentley users, so invite your colleagues!

Geotechnical Analysis SIGs – complimentary virtual workshops to keep you working optimally!

A deformação volumétrica

A deformação volumétrica depende do processo de adensamento (através do coeficiente λ_c) e da razão de substituição:

$$\epsilon_v = \frac{\Delta e}{1 + e_0} = \lambda_c R_s$$

Onde:

λ_c – coeficiente de redução de volume devido ao adensamento;

R_s – razão de substituição.

Para:

Efeito devido a retração

$$\lambda_c = 0.50$$

(Est. 179)

$$\epsilon_v = \lambda_c \cdot R_s = 0.083$$

(Est. 115 e 239)

$$\epsilon_v = \lambda_c \cdot R_s = 0,058$$

O incremento da resistência não drenada

A resistência não drenada correspondente ao solo pré-CPR Grouting (identificada com S_{u0}) da resistência referente ao solo pós-CPR Grouting (identificada com S_u), o incremento da resistência não drenada média, dado pela razão $\alpha = S_u / S_{u0}$, pode ser calculado pela seguinte expressão:

$$\frac{S_u}{S_{u0}} = e^{\left(2.3 \cdot \lambda_c \cdot R_s \cdot \frac{1 + e_0}{C_r}\right)} = \alpha_{Su}$$

S_u – Resistência não drenada pós-CPR Grouting;

S_{u0} – Resistência não drenada pré-CPR Grouting;

λ_c – Redução do volume de geogROUT devido à retração.

A expressão relaciona a resistência não drenada diretamente com a deformação volumétrica e as características de compressibilidade do solo. No entanto, a qualidade final do solo enrijecido não pode ser avaliada apenas com a contribuição da fase “solo”, mas sim com a interação “solo/bulbos”,

ou seja, considerando-se o estado homogêneo pós melhora-mento. Este aspecto será tratado mais adiante, com foco na análise de estabilidade. Barata e Danziger (1986) sugeriram valores para b em função do tipo de perfil geotécnico considerado (Figura 5), obtendo-se abaixo:

Tipo S	Camada mole na superfície (mangue)	6
Tipo P	Camada de argila profunda (sob espessa camada de areia ou aterro)	10
Tipo P-S	Caso intermediário, com camada de aterro ou areia com pequena espessura quando comparada com a camada compressível	8
(sem distinção)	Relação média para argilas das baixadas litorâneas da costa brasileira	7

Figura 5 – Perfis geotécnicos dos sedimentos quaternários da costa brasileira, contendo a camada mole em diferentes posições, segundo a classificação de Barata e Danziger (1986).

Logo para:

$$S_{u0} = 20 \text{ kPa}$$

Efeito devido a retração

$$\lambda_c = 0.50$$

Índice de vazios inicial

$$e_0 = 1$$

Acréscimo de resistência

$$\alpha_{Su} = e^{(1 \cdot \lambda_c \cdot R_s \cdot 6)} = 1.647 \quad (\text{Est. 179})$$

$$\alpha_{Su} = e^{(1 \cdot \lambda_c \cdot R_s \cdot 6)} = 1.414 \quad (\text{Est. 115 e 239})$$

$$S_u = S_{u0} \cdot \alpha_{Su} = 33 \text{ kPa} \quad (\text{Est. 179})$$

$$S_u = S_{u0} \cdot \alpha_{Su} = 28 \text{ kPa} \quad (\text{Est. 115 e 239})$$

A resistência equivalente

A resistência do Meio Homogêneo Equivalente é calculada com base nos métodos de homogeneização propostos por Omine et al. (1999) e Wang et al. (2002). A hipóte-

se fundamental é que o conjunto solo + bulbos se comporte como um meio elástico-perfeitamente plástico, onde o reforço (bulbos) é disperso dentro da matriz (solo). Desta forma, a resistência não drenada do meio equivalente é obtida ponderando as resistências de seus componentes, pelas seguintes expressões:

$$S_{u,eq} = \left(f_c \cdot \frac{R_s}{2 \cdot b_r} + S_{u0} \cdot (1 - R_s) \right) \cdot (R_s \cdot b_r + 1 - R_s)$$

$$\text{Onde: } b_r = \left(\frac{f_c}{2 \cdot S_{u0}} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$S_{u,eq}$ = resistência não drenada equivalente (Meio Homogêneo Equivalente);

S_u = resistência não drenada do solo entre os bulbos;

R_s = razão de substituição;

f_c = resistência à compressão do geogROUT;

b_r = índice de resistência.

Resistência a compressão dos bulbos

$$f_c = 1.5 \text{ MPa}$$

$$b_r := \left(\frac{f_c}{2 \cdot S_u} \right)^{0.5} = 4.772$$

$$S_{u,eq} = \left(f_c \cdot \frac{R_s}{2 \cdot b_r} + S_u \cdot (1 - R_s) \right) \cdot (R_s \cdot b_r + 1 - R_s) = 87 \text{ kPa}$$

A capacidade de carga

A tensão admissível final do solo após a execução do CPR Grouting, é avaliada pela formulação clássica da capacidade de carga de fundações rasas, considerando-se a resistência não drenada equivalente. Desta maneira, a tensão admissível pode ser calculada como:

$$\sigma_{adm} = q_0 + \frac{N_c S_{u,eq}}{F_s}$$

Onde:

q_0 = pressão vertical pré-existente ao nível de fundação;

F_s = fator de segurança, varia de 1,5 a 3,0 em função da sensibilidade da estrutura a recalques;

N_c = fator de capacidade de carga.

Para:

$q_0 = 0$

$N_c = 5,14$

$F_s = 1,50$

$S_{u,eq} = 87$

$\sigma_{adm} = 298 \text{ kPa} > 250 \text{ kPa}$ (tensão devido ao aterro de 12,50m)

A permeabilidade equivalente

No interior da célula unitária, introduz-se uma permeabilidade vertical equivalente, k'_v , a fim de ter em conta o efeito dos vários drenos presentes em seu contorno. Desta forma, o problema da consolidação com drenos verticais pode ser reconduzido a uma análise unidimensional:

$$k'_v = \left(1 + \frac{32 H_d^2 \mu^2 k_h}{\pi^2 D^2 F k_v} \right) k_v$$

Onde:

H_d = caminho de drenagem, sendo a espessura da camada com drenagem só no topo, ou igual à metade da espessura com drenagem no topo e na base;

D = diâmetro equivalente da célula unitária do CPR Grouting;

F = fator da teoria de adensamento radial, que leva em conta o es-

paçamento de drenos e o efeito do amolgamento (smear zone).

$$F = \ln \frac{d_e}{d_w} - 0.75 + \left[\frac{k_h}{k_s} - 1 \right] \ln \frac{d_e}{d_w}$$

Onde:

μ = coeficiente devido à geometria (ver Tabela 11)

kh/kv = razão de anisotropia, que para argilas brasileiras varia de 1,5 a 2.

Tipo de malha	Célula unitária	d_e	$\frac{k_h}{k_s}$	D	$\mu = D/d_e$
Quadrada		1,303 S	de 5 a 10	2,257 S	1,732
Triangular		1,286 S		2,1 S	1,633

Tabela 8 – Diâmetros equivalentes e razão entre diâmetros, μ , dependendo da malha utilizada.

O ganho de rigidez devido ao adensamento do solo

Em geral, a rigidez cresce com a tensão confinante. Expressando a rigidez de um solo mediante a relação de Janbu (1963). Alternativamente, é possível estimar o ganho de rigidez através da deformação volumétrica, mediante relação exponencial, da seguinte forma:

$$E_s = E_0 \exp(b \epsilon_v)$$

$$E_{eq} = E_0 \cdot e^{\left(2.3 \cdot \lambda_c \cdot R_s \cdot \frac{1 + e_0}{C_c} \right)}$$

Onde:

b = determinado a partir do ensaio de adensamento, varia tipicamente entre 6 e 10, na faixa de pressões inferiores a 2 kg/cm² (Barata e Danziger, 1986);

E_0 = módulo do solo natural;

E_s = módulo do solo após o CPR Grouting.

Para:

Módulo de elasticidade do solo natural

$$E_0 := 1200 \text{ kPa}$$

$$E_s = 6287 \text{ kPa}$$

De acordo com a definição, o coeficiente de adensamento do solo melhorado com geoenrijecimento, com CPR Grouting, pode ser calculado combinando-se a condutividade hidráulica vertical fictícia e a compressibilidade equivalente, obtendo-se:

$$c'_v = \frac{k'_v}{\gamma_w m'_v}$$

Onde:

k'_v = pode-se assumir $k'_v = kv$;

m'_v = compressibilidade do solo homogeneizado.

Consequentemente, o recalque devido ao adensamento pode ser estimado pela teoria da elasticidade, através da análise numérica com elementos finitos, ou simplesmente como:

$$\rho = m'_v H \Delta \sigma$$

Onde:

H = espessura de solo mole;

$\Delta \sigma$ = incremento de carga.

Desta maneira, o adensamento e a evolução do recalque, com o tempo, ficam totalmente resolvidos.

Resumo do dimensionamento

Adotou-se uma malha triangular com espaçamento de 2,5m entre as verticais. O volume do bulbo de grout bombeado é de 0,9 m³ e a profundidade entre bulbos é de 1,0m, sendo ainda $\lambda_c = 0,5$. Desta forma, a razão de substituição, para o CPR Grouting é igual a $R_s = 16,6\%$. Os parâmetros adotados foram baseados em ensaios de laboratório (Tabelas 1 a 9), na literatura disponível e na experiência do projetista.

Valores adotados (ST179)

f_c	1,5	MPa
V_g	0,9	m ³
h_v	1,0	m
λ_c	0,5	
C_c	0,45	
e_0	1,0	
R_s	0,166	
S_{u0}	20	KPa
E_0	1200	KPa

Valores adotados (ST115 e ST239)

f_c	1,5	MPa
V_g	0,9	m ³
h_v	1,0	m
λ_c	0,5	
C_c	0,45	
e_0	1,0	
R_s	0,166	
S_{u0}	20	KPa
E_0	1200	KPa

Valores calculados (ST179)

α_{Su}	1,647	
$S_u = S_{u0} \cdot \alpha_{Su}$	33	KPa
b_r	4,772	
$S_{u,eq}$	87	KPa

Valores calculados (ST115 e ST239)

α_{Su}	1,414	
$S_u = S_{u0} \cdot \alpha_{Su}$	28	KPa
b_r	5,15	
$S_{u,eq}$	62	KPa

Parâmetros geotécnicos adotados

Utilizou-se, inicialmente, parâmetros geomecânicos do solo mole com base na experiência dos autores deste trabalho em trabalhos similares e na literatura, especialmente, os trabalhos de Massad (2003) e Almeida e Marques (2010). Posteriormente, com base nos ensaios complementares realizados, atualizamos e/ou confirmamos estes parâmetros. É importante destacar que ao analisar os resultados dos ensaios complementares de CPTU, Vane-Test, Adensamento e, principalmente a granulometria, nota-se a presença de materiais granulares como areia grossa. Considerando esta presença elevada de material grosso, principalmente pela granulometria, resultados do CPTu, entre outros, entendemos que os resultados foram influenciados por



Sistema para gestão de risco de impacto climático no planejamento e execução de obras



NIMBUS

<https://www.nimbusmeteorologia.com.br/>

<https://www.linkedin.com/company/nimbusmeteorologia>

essa presença que não é uniforme, portanto, visando a segurança da solução proposta seguimos adotando, de um modo geral, valores conservadores para os parâmetros do adensamento, principalmente quanto a OCR.

Características	Solos das várzeas da cidade de São Paulo	Argilas Quaternárias da Baixada Santista		
		Mangue	SFL	AT
Espessuras (m)	≤5	≤5	≤50	20-45
Consistência	Muito mole a mole	Muito mole	Mole	Mole a dura
$\bar{\sigma}_a$ (kPa)	40-220	<30	30-200	200-700
RSA	≥1	1	1,1-2,5	>2,5
SPT	0-4	0	0-4	5-25
LL	30-100	40-150	40-150	40-150
IP	10-35	30-90	20-90	40-90
%<5 μ	30-75	-	20-90	20-70
γ_n (kN/m ³)	11,0-18,0	13,0	13,5-16,3	15,0-16,3
h (%)	30-300	50-150	50-150	40-90
e_o	1-6	≥4	2-4	≤2
s_u (kPa)	5-25	3	10-60	>100
Teor de mat. orgânica	-	25%	6% (1)	4% (1)
Sensibilidade	-	-	4-5	-
ϕ' (1) e (2)	-	-	24	19
C_{OE} (%)	3	-	3-6	-
C_v^{LAB} (cm ² /s) (3)	(30-50).10 ⁻⁴	(0,4-400).10 ⁻⁴	(0,3-10).10 ⁻⁴	(3-7).10 ⁻⁴
C_v^{Campo} / C_v^{Lab}	5	-	15-100	-
$C_c / (1 + e_o)$	0,15-0,35 (0,25)	0,35-0,39 (0,36)	0,33-0,51 (0,43)	0,35-0,43 (0,39)
C_r / C_c (%)	10	12	8-12	9

Tabela 9 – Características geotécnicas de alguns solos moles.

Propriedades do solo	Planícies de Santos (SP)	Sarapuí (RJ)	Porto de Rio Grande (RS)	Recife (PE)	Porto de Sergipe (SE)
	Sudeste	Sudeste	Sul	Nordeste	Nordeste
Espessura de argila (m)	<50	11	40	19	7
w_n (%)	90 - 140	100 - 170	45 - 85	40 - 100	40 - 60
w_L (%)	40 - 150	60 - 150	40 - 90	50 - 120	50 - 90
I_p (%)	15 - 90	30 - 110	20 - 60	15 - 66	20 - 70
Argila (%) (*)	20 - 80	20 - 80	34 - 96	40 - 70	65
Peso específico natural (kN/m ³)	13,5 - 15,5	13	15 - 17,8	15,1 - 16,4	16
Atividade	1 - 2,2	1,4 - 2,3	0,6 - 1,0	0,4 - 1,0	0,5 - 1,0
Sensibilidade	4 - 5	4,3	2,5	-	4 - 6
Teor de matéria orgânica (%)	2 - 7	4 - 6,5	-	3 - 10	-
$C_c / (1 + e_o)$	0,33 - 0,51	0,36 - 0,41	0,31 - 0,38	0,45	0,31 - 0,43
C_r / C_c	0,09 - 0,12	0,10 - 0,15	-	0,10 - 0,15	0,10
c_p (campo) / c_p (laboratório)	15 - 100	20 - 30	-	-	-
S_u (kPa) - Palheta	8 - 40	8 - 20	50 - 90	2 - 40	12 - 25
G_{50} / S_u	80	87	-	-	45 - 100
S_u / σ'_{vm}	0,28 - 0,30	0,35	0,30	0,28 - 0,32	0,22 - 0,24
Φ' (°)	19 - 24	25 - 30	23 - 29	25 - 28	26 - 30

Tabela 10 – Tabela com alguns parâmetros geotécnicos de alguns solos moles. Retirada de Massad, F. (2003) e, Almeida e Marques (2010).



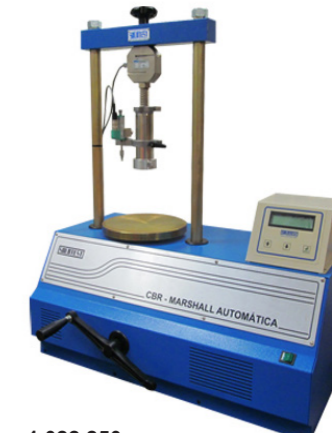
A solotest equipa os melhores laboratórios de solos, concreto e misturas asfálticas da América Latina, com equipamentos próprios e de seus parceiros internacionais.



1.014.250 - Extrator Shelby de Bancada



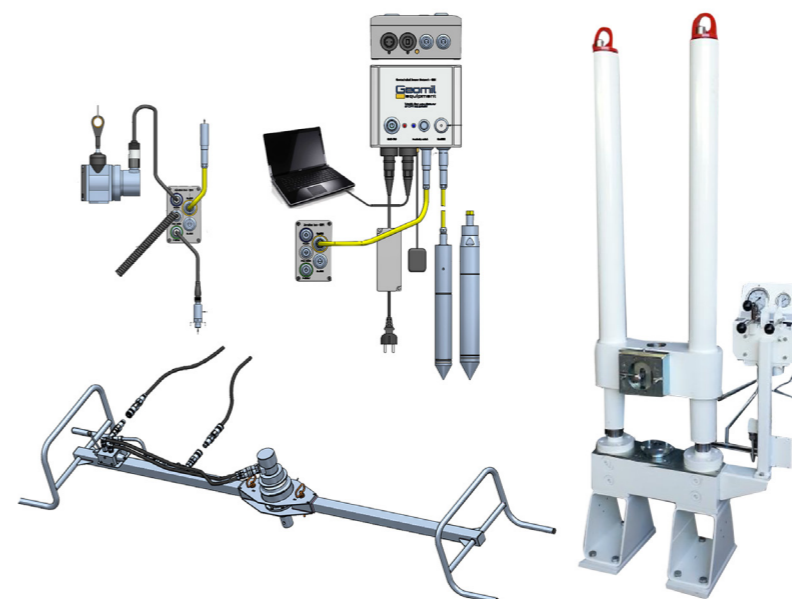
1.055.001 - Prensa de Adensamento



1.022.250 - Prensa CBR / Marshall Digital Microprocessada



4.100.030 - Medidor de Densidade de Solo Não Nuclear (SDG)



4.688.020 - Sistema hidráulico para realização de ensaio CPT em diversos tipos de Solos



4.100.300 - LWD "Light Wheight Deflectometer"



4.100.035 - Penetrômetro Dinâmico Eletrônico para Solos Panda

MATERIAL	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ°
ATERRO COMPACTADO	18	25	32
AREIA GROSSA	18	0	33
ARGILA MOLE	16	18+5*H	0
ARGILA MOLE INFERIOR	16,5	40	0
AREIA COM PEDREGULHOS	19	5	30
ARGILA SILTO ARENOSA	17	20	26
CPR GROUTING (ST179)	17	87	10
CPR GROUTING (ST115 e ST239)	17	62	10

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)	Cohesion Type	Cohesion Change (kPa/m)
CORPO ATERRO		18	Mohr-Coulomb	25	32		
AREIA GROSSA		18	Mohr-Coulomb	0	33		
ARGILA MOLE		16	Undrained	18		Fdatum	5
ARGILA MOLE INFERIOR		16.5	Undrained	40		Constant	
ARGILA SILTO ARENOSA		17	Mohr-Coulomb	20	26		
AREIA COM PEDREGULHOS		19	Mohr-Coulomb	5	30		
CPR (179)		17	Mohr-Coulomb	87	10		
CPR (ST115 e ST239)		17	Mohr-Coulomb	62	10		

Tabela 11 – Parâmetros utilizados nas análises de estabilidade

Na Tabela 11, apresenta-se uma tabela resumo dos parâmetro de resistência e deformabilidade utilizados na análise de estabilidade. Portanto, como já destacado anteriormente, quando possivelmente devido a elevada presença de areia

(fundamentalmente grossa), os parâmetros de adensamento obtiveram valores muito mais arrojados do que os verificados na literatura citada. Por último, apresenta-se, a seguir, os parâmetros utilizados na análise do adensamento.

As análises

Seções – aterro sobre terreno natural

A seguir, apresenta-se as seções do projeto original sem melhoramento para os trechos das estacas 115, 179 e 239.

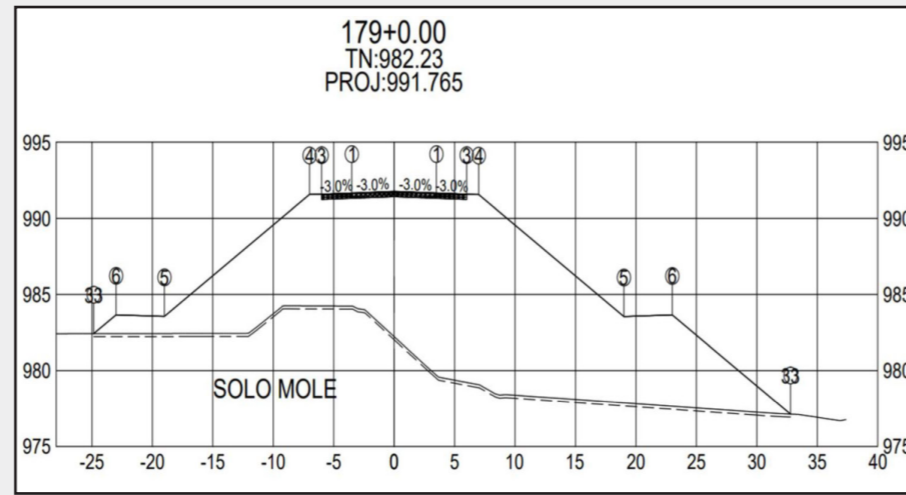


Figura 11 – Geometria do projeto original aplicada no terreno natural para seções ST 179+0.

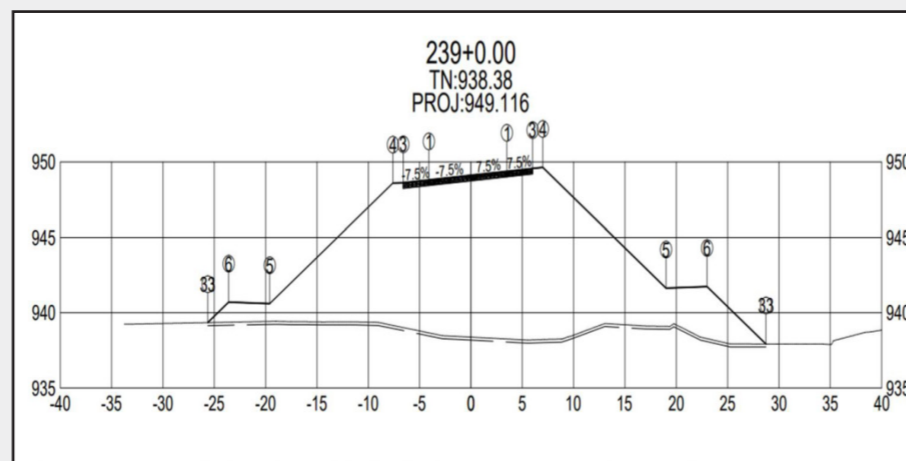


Figura 12 – Geometria do projeto original aplicada no terreno natural para seções ST 239+0.

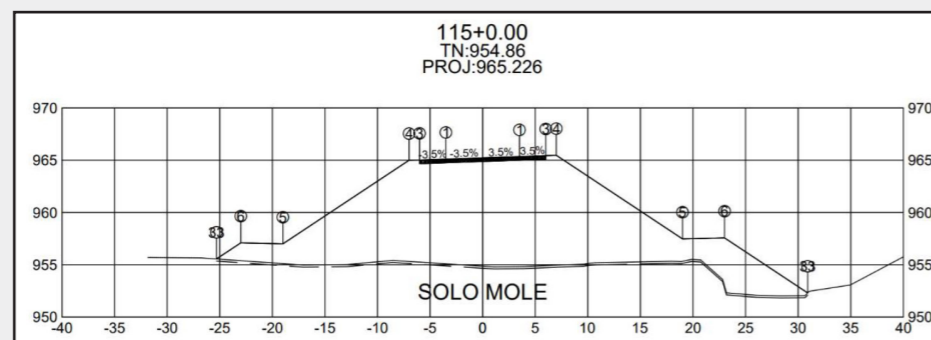
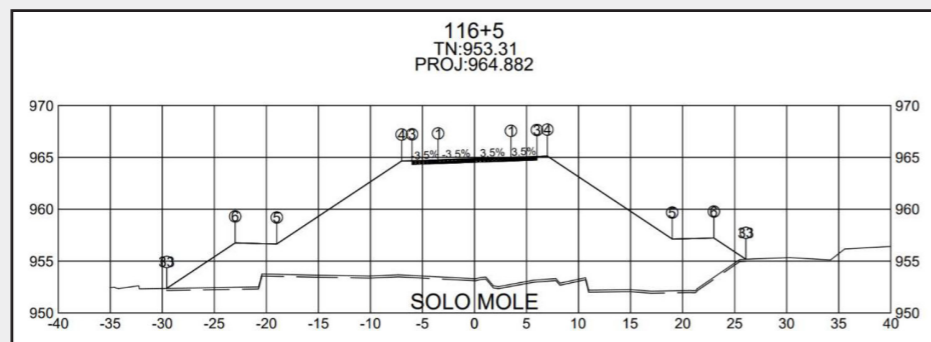


Figura 10 – Geometria do projeto original aplicada no terreno natural para seções ST 115+0 e 116+5, respectivamente.

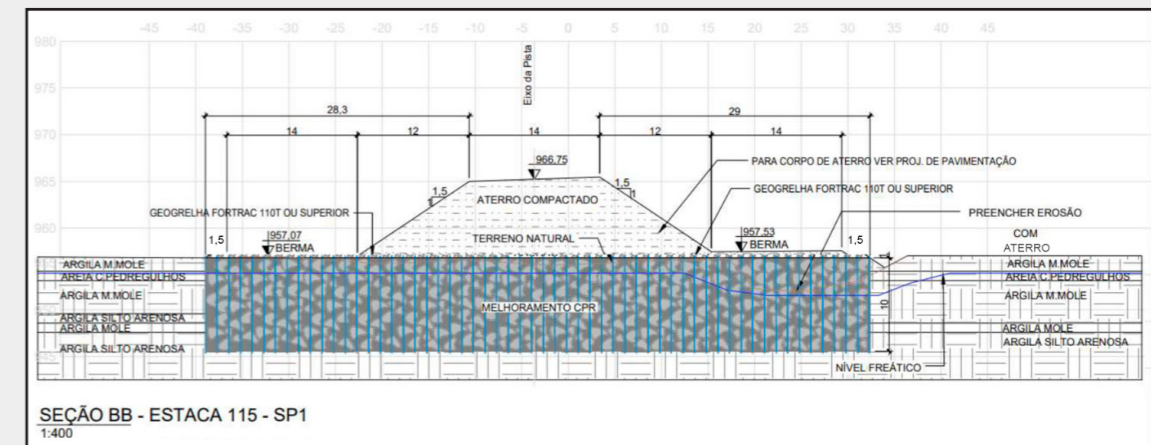


Figura 14 – Geometria do projeto executivo com CPR Grouting ST-179.

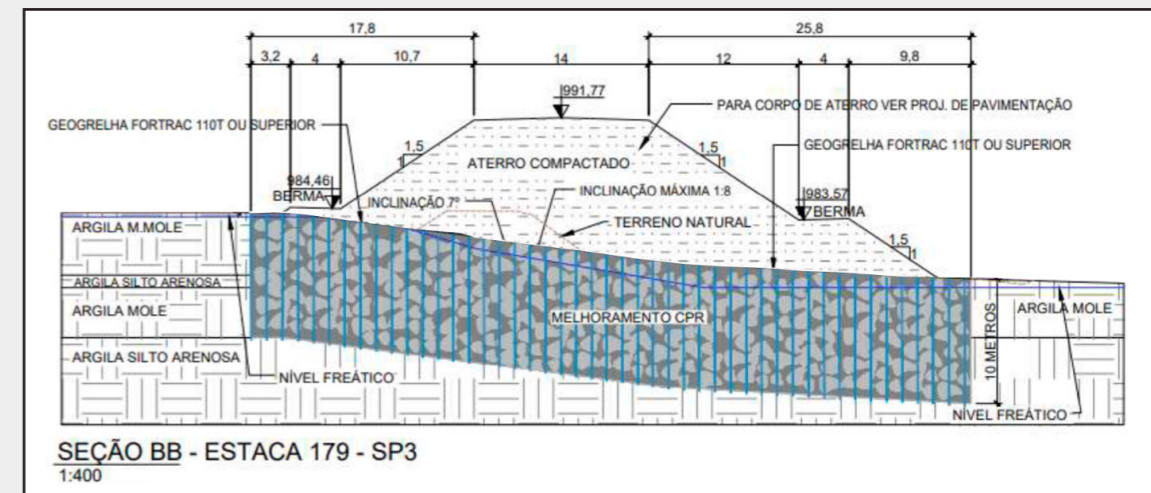


Figura 15 – Geometria do projeto executivo com CPR Grouting ST-239.

As seções de projeto após melhoramento do solo com CPR Grouting

A seguir, apresenta-se as seções do projeto original com melhoramento para os trechos das estacas 115, 179 e 239.

A análise de estabilidade

Para o desenvolvimento deste projeto, realizou-se diversas análises geotécnicas de estabilidade, em diversas situações e em diferentes softwares visando definições mais econômicas e seguras possíveis.

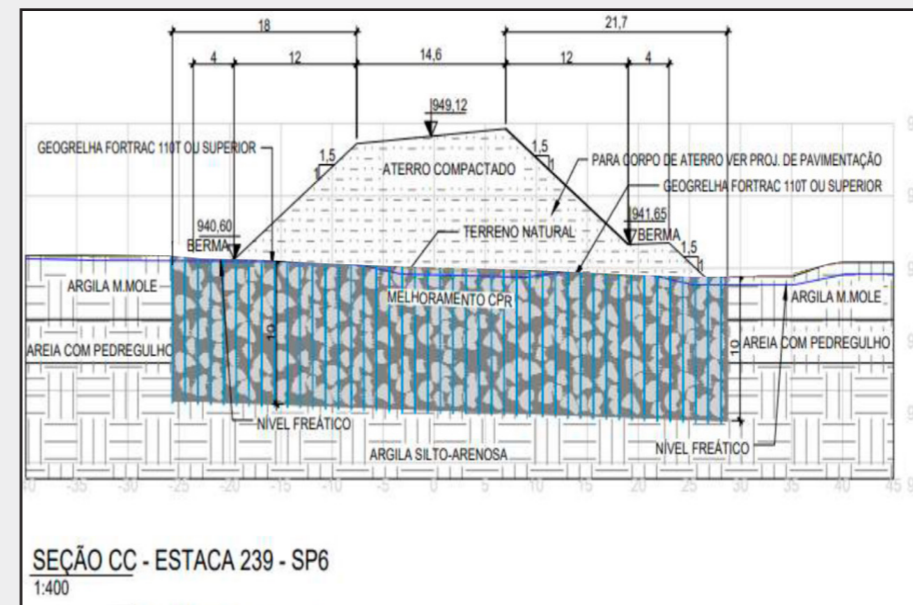


Figura 13 – Geometria do projeto executivo com CPR Grouting ST-115.

Para estas análises, foram utilizados os softwares Geo5 (Slope Stability) e Slide2 (2D SlopeStability Software) para análise da estabilidade global do aterro e os softwares Settle3 (Soil Settlement and Consolidation Analysis) e PLAXIS 2D (Software de engenharia geotécnica em elementos finitos 2D) para análise do recalque. Para as análises da estabilidade dos taludes, considerou-se os métodos de Spencer, Bishop, Fellenius, Janbu, Morgenstern-Price e outros. Para a determinação do fator de segurança mínimo, adotou-se critérios da norma NBR 11682 – Estabilidade de Taludes. Para as escavações, como são definitivas, em uma rodovia com elevado trânsito e importante ligação econômica de diversos municípios, trabalhou-se com

alto risco de perdas materiais, ambientais e risco alto para perdas de vidas. Para estes casos, a norma adota FS mínimo de 1,50. Esta mesma norma preconiza carregamento no topo das escavações, prevendo eventual movimentação de máquinas ou pessoas (execução do aterro) de 20 kPa, enquanto que para a norma de carga móvel rodoviária para pontes, viadutos, etc, NBR 7188, há para o trem tipo de maior carga, 3 eixos de carga de 15tf numa área de 3,0m x 6,0m, resultando, portanto, numa carga distribuída de 25 kPa. Logo, utilizamos o maior valor (de 25 kPa) em nossos cálculos e verificações. Além da verificação da estabilidade do talude, executou-se, também, os cálculo estimativo de recalques por adensamento da camada de argila muito mole a mole. Para isso, realizou-se cálculos conservadores, a favor da segurança, considerando a heterogeneidade dos resultados dos ensaios e a presença elevada de areia grossa, fundamentalmente. No início do nosso trabalho, discutimos com a equipe da engenharia da Triangular, a execução de campanha de ensaios geotécnicos complementares com ensaios CPTu ou Palheta (Vane Test) para a obtenção destes parâmetros

com maior precisão. A estimativa de parâmetros, foi realizada com base nas sondagens à percussão e ensaios especiais realizados em Fevereiro de 2024. Adiante, apresenta-se as propriedades adotadas após análise dos novos ensaios e resultados obtidos em cada proposta.

A solução com a implantação do CPR Grouting

Para os cálculos da estabilidade do aterro e análise do adensamento, determinou-se parâmetros equivalentes do solo devido ao melhoramento com CPR Grouting. Os parâmetros obtidos, para os três trechos, foram semelhantes, portanto, adotou-se um valor médio equivalente para todos eles. Com base nisso, a distribuição da malha de geodrenos e as verticais de CPR puderam ser

ajustadas conforme a análise de estabilidade do talude. Para as seções ST115, ST179 e ST239, para a solução de implantação do CPR Grouting de 10m de comprimento, realizou-se simulações com diferentes comprimentos de bermas, considerando uma ao menos para cada talude, visando maior segurança dos taludes do aterro principal. Obtive-se, para todos os aterros, fator de segurança superior ao mínimo necessário por norma (FS=1,50). Além das análises de estabilidade global, realizou-se análises de estabilidade local, para o corpo do aterro e para as bermas. Os valores obtidos para os fatores de segurança são apresentados nas Figura 16 a Figura 24, tanto para berma esquerda quanto para direita do aterro, além de seus respectivos fatores de segurança locais.

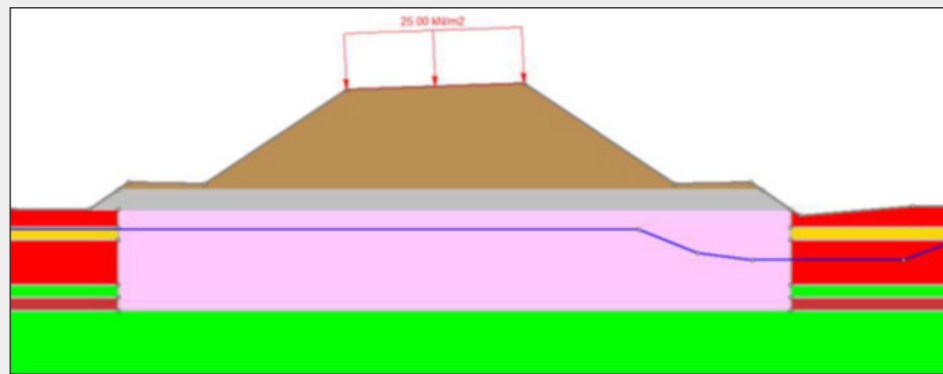


Figura 16 – Modelo Geotécnico utilizado com carregamento de 25KPa – ST115.

Medidor de Recalques com Alta Sensibilidade

O medidor de recalques com alta sensibilidade consiste em uma série de vasos contendo sensores de nível de fluido interligados por um tubo cheio de líquido. Um vaso de referência é posicionado em um local de referência estável associado a sensores adicionais posicionados em locais diferentes, aproximadamente na mesma elevação. O recalque diferencial, ou levantamento, entre qualquer um dos sensores, resulta na variação de nível do líquido dentro dos tubos. O sistema é particularmente apropriado para situações críticas onde altas resoluções são necessárias. É possível detectar oscilações de elevação de até 0,02mm, aproximadamente.



Para maiores informações, acesse: www.rogertec.com.br ou atendimento@rogertec.com.br

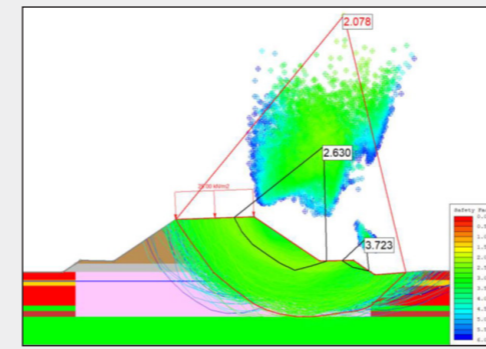


Figura 17 – Análise de estabilidade global e local (berma direita) FS = 2,00 > 1,50 – ST115.

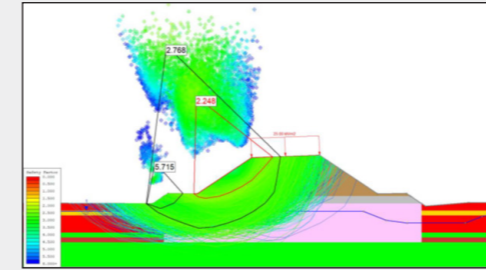


Figura 18 – Análise de estabilidade global e local (berma esquerda) FS = 2,77 > 1,50 – ST115.

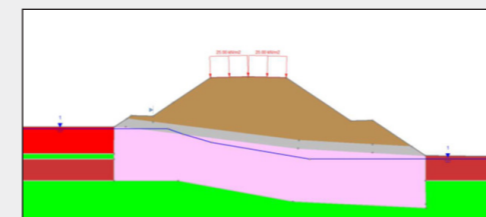


Figura 19 – Modelo Geotécnico utilizado com carregamento de 25KPa – ST179.

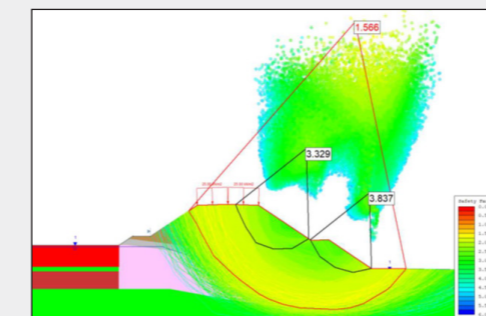


Figura 20 – Análise de estabilidade global e local (berma direita) FS = 2,00 > 1,50 – ST179.

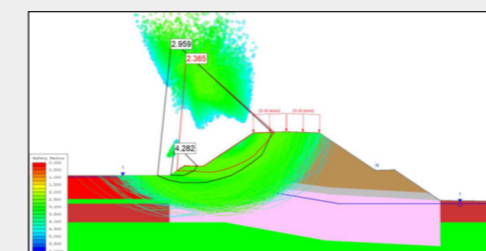


Figura 21 – Análise de estabilidade global e local (berma esquerda) FS = 2,77 > 1,50 – ST179.

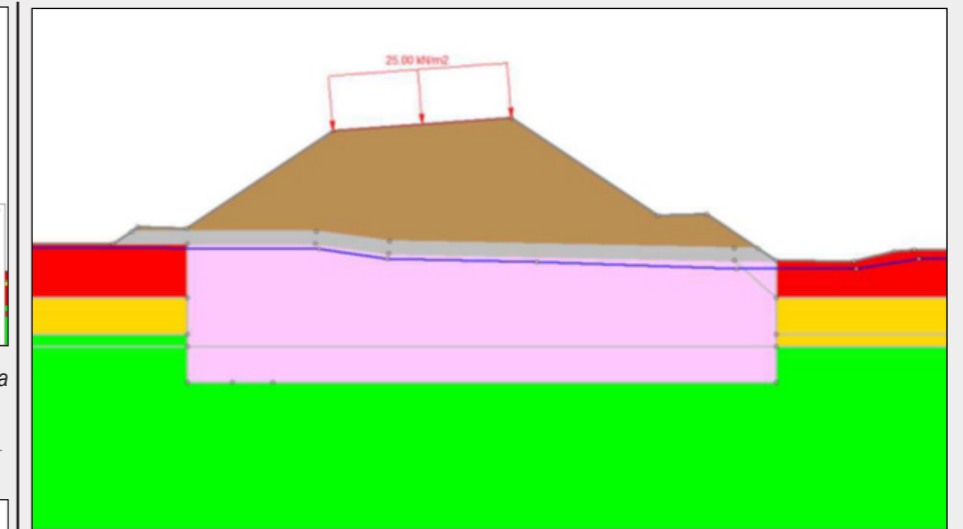


Figura 22 – Modelo Geotécnico utilizado com carregamento de 25KPa – ST239.

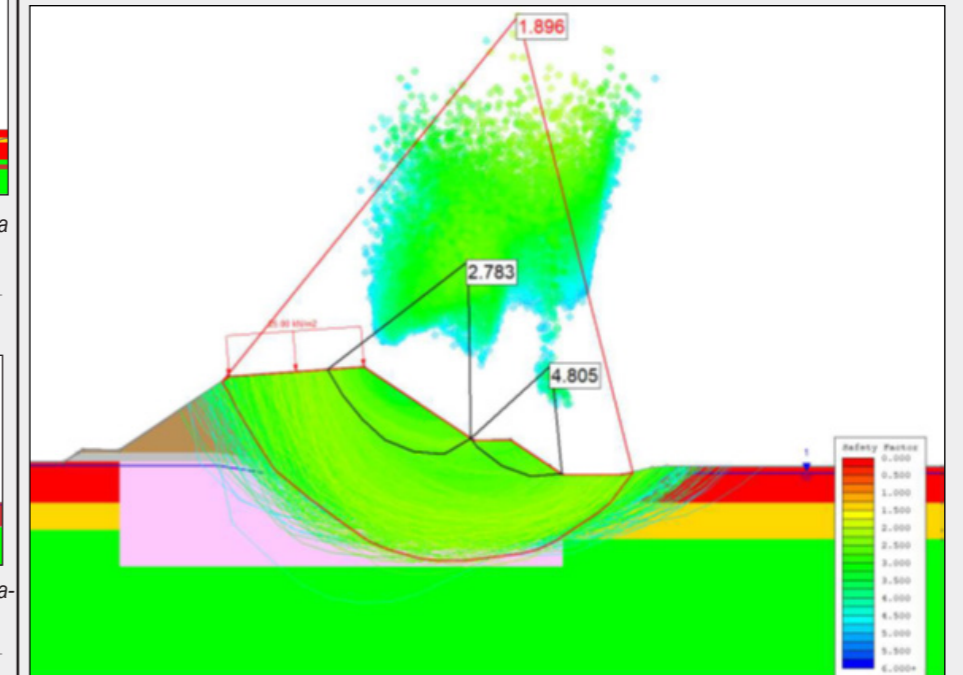


Figura 23 – Análise de estabilidade global e local (berma direita) FS = 2,00 > 1,50 – ST239.

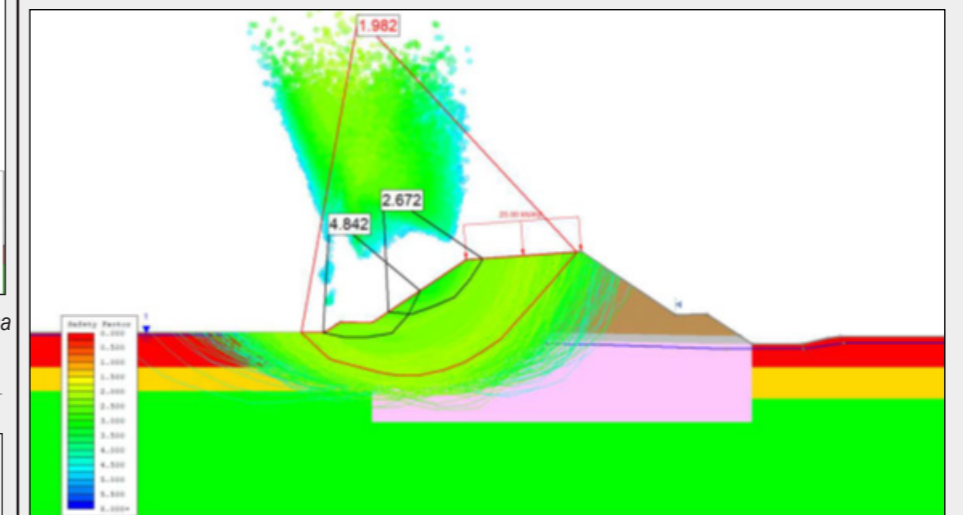


Figura 24 – Análise de estabilidade global e local (berma esquerda) FS = 2,77 > 1,50 – ST239.

A análise do recalque por adensamento

Com base nos parâmetros equivalentes, do adensamento do solo (maciço de solo melhorado com

geografting equivalente) obtido, foi feito cálculo dos recalques ao longo do tempo, obtendo-se curvas para o recalque, em função do tempo, apresentada nas Figura 25 e Figura 26.

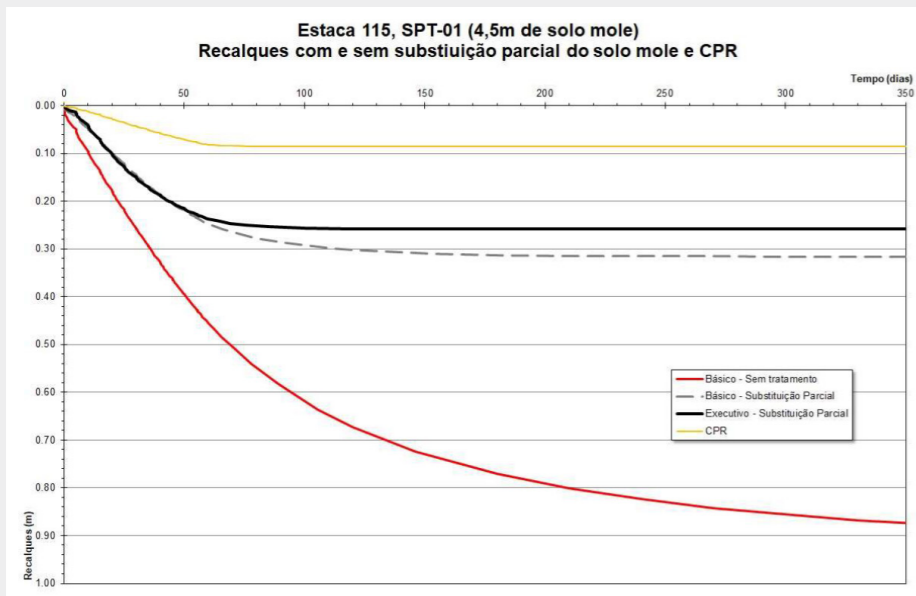


Figura 25 – Análise do adensamento do solo em função do tempo ST115 e ST239.

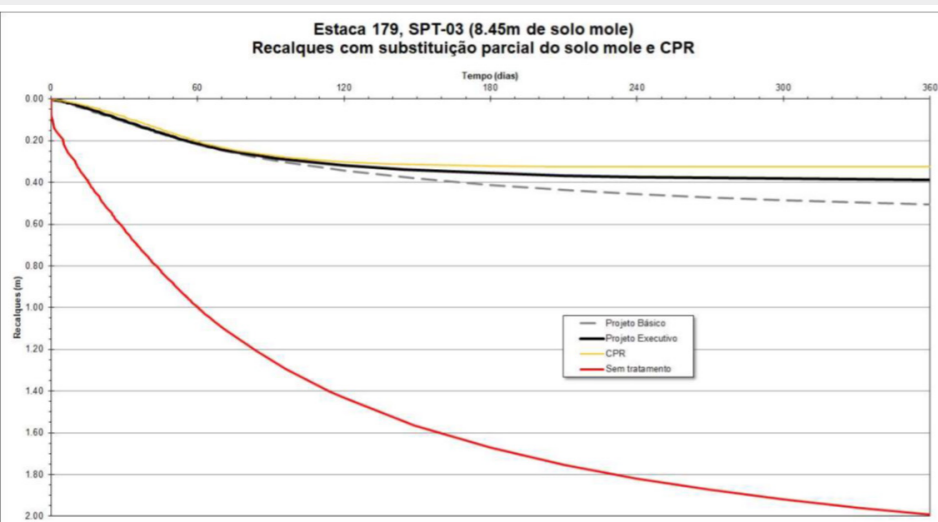


Figura 26 – Análise do adensamento do solo em função do tempo ST179.

Nas figuras acima, temos as curvas de adensamento em função do tempo, referente ao projeto sem melhoramento, com substituição do solo mole (Projeto Básico), com implantação de colunas de brita e, por fim o projeto com implantação do melhoramento do solo com geoenrijecimento, utilizando-se CPR Grouting. Com base nos resultados de adensamento apresentados acima, obteve-se um recalque máximo estimado de 9cm para as estacas 115 e 239, e de 26cm para a estaca 179, respectivamente com prazos de 60 e 90 dias

aproximadamente, ou seja, durante a execução da obra.

Resultados e Conclusões

Considerando todas as informações obtidas em nossos estudos e análises, nossa experiência em projetos similares e diversas análises realizadas, concluímos que:

1- O solo analisado, nestes três trechos é composto, basicamente, de muita baixa capacidade suporte frente à altíssima carga dos aterros a serem levantados, com até 12,5m de altura. Como já fartamente apresentado em

relatórios anteriores, necessitou-se de medidas de melhoramento do solo. Neste relatório, apresentamos, resultados para a alteração da solução de colunas de brita para geoenrijecimento, com CPR Grouting, que avaliada preliminarmente, teria custo benefício melhor que a anterior.

2- Portanto, apresenta-se neste relatório, anexo ao projeto elaborado, todos os dados e parâmetros considerados no dimensionamento e a verificação da estabilidade dos aterros, que deverão ser obtidos em campo viabilizando, desta forma, esta solução de forma econômica e segura.

3- O processo de geoenrijecimento de solos moles visa modificar suas características geotécnicas, como um todo, de forma volumétrica, basicamente impondo resistência e rigidez a níveis pré-estabelecidos. Os recalques pós-construtivos são eliminados, dissipando-se ainda durante a execução da obra.

4- Para alcançar os parâmetros estipulados no projeto, foi necessária malha triangular, com verticais de CPR Grouting a cada 2,50m, geodrenos a cada 1,25m, um consumo de georout de 0,90m³, formando bulbos distribuídos a cada 1,0m, de baixo para cima, e resistência de 1,50 MPa.

5- Estimamos recalques máximos entre 10 a 35 cm para o geoenrijecimento ocorrendo, quase que totalmente, durante o período de 30 a 90 dias, estimados para o alteamento completo do aterro (período de obra)

6- E, após a conclusão do aterro, o recalque será de poucos cm, se

ocorrer. Logo, poderá ser compensado num prazo de 30 dias após a etapa anterior com a aplicação de mais uma pequena camada de aterro de compensação.

7- Utiliza-se bermas laterais para melhorar o trajeto executivo da obra;

8- A executora deverá proceder

o devido controle executivo, e a implementação dos dispositivos de instrumentação necessários, para garantir que os parâmetros de projeto considerados e apresentados nesta memória de cálculo sejam atendidos.

9- Somente com a confirmação destes valores deverá ser liberado os serviços de aterro.

REFERÊNCIAS

- José Albuquerque de Almeida Neto é Engenheiro civil pela UFMS e Mestre em Engenharia de Solos pela Escola Politécnica da USP
- Yan de Souza Ascoli é Engenheiro Civil pela UFMS

FIQUE POR DENTRO DE TODAS AS NOVIDADES DO MEIO GEOTÉCNICO SOLICITANDO SEU WEBNAR

Conhecimento

Mantenha-se atualizado em relação às tecnologias de melhoramento de solos moles.

Comodidade

Acesse nossa plataforma de ensino à distância, em seu computador, tablet ou smartphone.

Feedback

Tire todas as dúvidas com profissionais do mercado, gratuitamente.



Solicite seu webinar através do número: (21) 99359-9105

Para maiores informações, acesse: <http://www.softsoilgroup.com.br/webinar> ou envie um e-mail para: atendimento@softsoilgroup.com.br





O PROCESSO DEFORMATIVO PERMANENTE, NAS CAMADAS GRANULARES QUE COMPÕE O PAVIMENTO RODOVIÁRIO, NÃO É FORMADO DIRETAMENTE PELOS IMPULSOS UTILIZADOS PARA SUA CONCEPÇÃO. SE HÁ, PORTANTO, DEFORMAÇÕES PERTINENTES À BASE, SUB BASE E SUBLEITO, INDEPENDENTEMENTE DA PRESENÇA DE SOLOS MOLES, COMO PODEMOS ENTENDER ESTAS DEFORMAÇÕES NO PAVIMENTO?

Fig 1 - O material granular da base é de importância fundamental para rodovias e ferrovias.

Rodovias e particularmente ferrovias modernas são importantes eixos de comunicação que possibilitam o desenvolvimento e a exploração de nosso território. Nossas rodovias são compostas tipicamente de pavimentos flexíveis, formados pelas camadas granulares de base, sub base, subleito e

solo de fundação, conforme figura abaixo. Cada uma destas camadas granulares tem função definida, o que garante desempenho dos componentes “estruturais” da rodovia ou ferrovia. O desempenho do pavimento ou do trilho ferroviário, portanto, é sensível à qualidade e a condição suporte das camadas granulares e do solo de fundação. A prática do dimensionamento es-

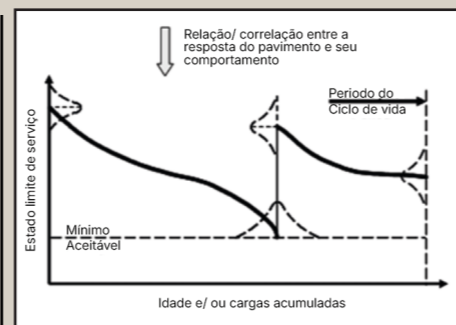


Fig 3 - Comportamento de um pavimento em função de sua idade e do número de solicitações.

trutural de pavimento e trilhos ferroviários, nestes últimos 30 anos, baseiam-se em métodos empíricos, como o da AASHTO 1993/2007, que atribui comportamento elástico linear para as camadas granulares. O carregamento repetido do tráfego rodoviário/ ferroviário causa danos irreversíveis, que se acumulam até um nível crítico de aceitabilidade, a partir do qual inicia-se sua recuperação, recomeçando-se um novo ciclo,

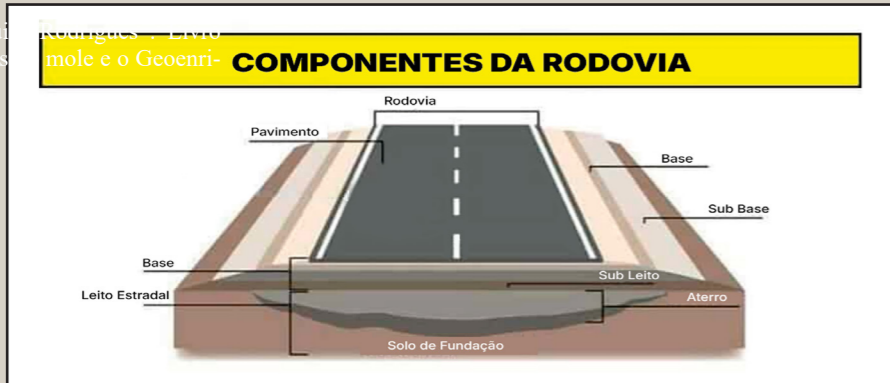


Fig 2 - Estrutura de um pavimento flexível

conforme figura a seguir. Evidentemente, fatores climáticos, pertinentes a cada região de nosso país, contribuem de forma significativa para degradação do pavimento, havendo interação completa entre cargas e clima. Os danos irreversíveis são deformações na forma de sulcos, bacias e depressões, em relação a superfície original do pavimento, causado pela passagem repetida das

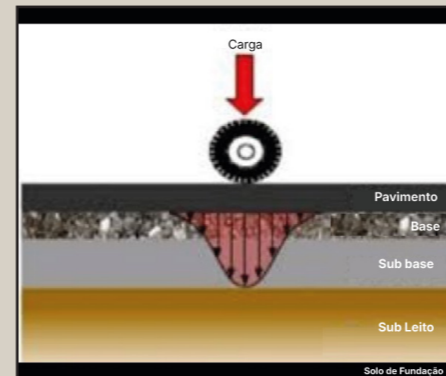


Fig 4 - Deformações em um pavimento

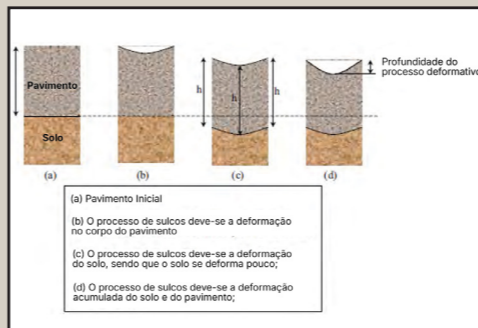


Fig 5 - Diferentes causas de deformação em um pavimento.

rodas de veículos leves e pesadas, conforme figuras abaixo. Estes danos podem ser causados pelas camadas granulares superiores e/ ou pelo solo de fundação. A resistência do material granular é um dos parâmetros mais importantes para o bom desempenho de rodovia/ ferrovia. A passagem de veículos pelo pavimento, promove um complexo quadro de tensões em seu interior, de natureza vertical e horizontal positivas, nas camadas granulares da base, sub-base e subleito, e de cisalhamento, que passam de valores positivos para negativos, o que resulta em rotação do eixo princi-

pal. A figura, a seguir, representa o fenômeno da rotação de tensões submetida nos materiais em questão. A função principal da base estrutural do pavimento é atenuar e difundir as tensões impostas pelas cargas em sua superfície, compatíveis com as características mecânicas do solo do local ou da região. Estas cargas, que se propagam a partir da superfície, causada pela passagem repetida das

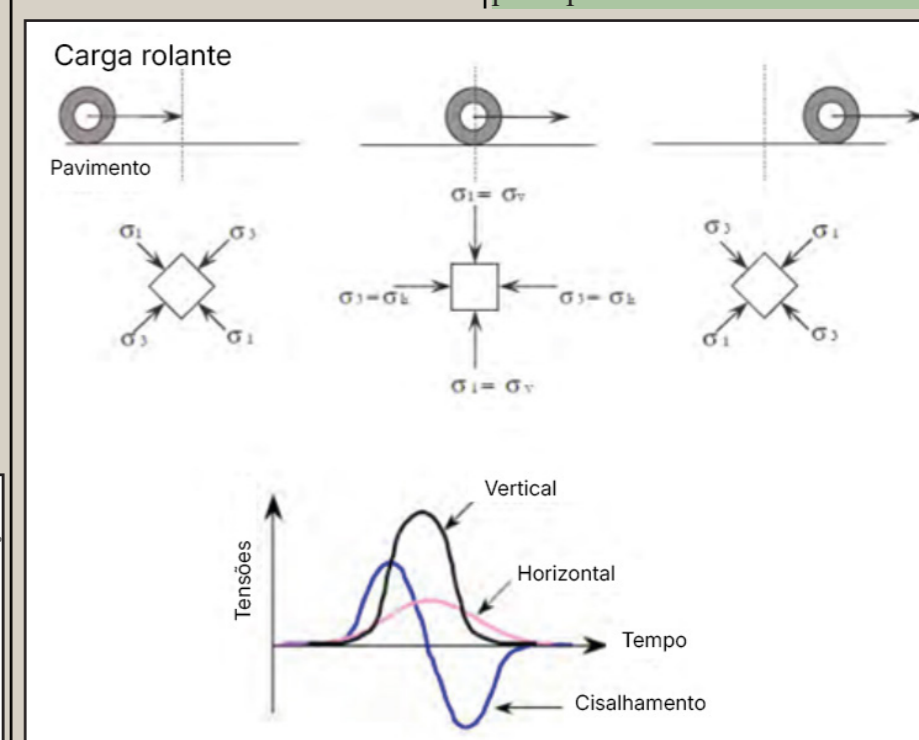


Fig 6 - Distribuição das tensões sob uma carga rolante.

A elasticidade e a plasticidade das camadas granulares da base estrutural do pavimento

O comportamento macroscópico das camadas granulares estruturais do pavimento, em termos de deformação, pode ser quantificado ao nível volumétrico, cisalhante ou uma combinação dos dois. O processo disfuncional nestas camadas granulares, submetidas a um quadro de tensões por carregamento, tipicamente cíclico, dependem das seguintes deformações:

- Deformação elástica de cada partícula;

- Deslizamento entre partículas (irreversível);

- Deformação devido a quebra e atrito entre grãos (irreversível);

Quando camadas de materiais granulares e solo estão sob pressão, ficam submetidas a três mecanismos principais:

- De consolidação, com alteração na forma e na compressibilidade das partículas;

- De distorção, com alteração na curvatura e no movimento individual das partículas;

- De atrito, com esmagamento e rutura dos materiais quando a carga ultrapassa a resistência das partículas.

Os estratos de material granular, utilizados nas camadas estrutural e subleito, apresentam comportamento elastoplástico

não linear bem complexo. A deformação total, imposta durante um ciclo de carga e descarga, inclui deformações de caráter reversível, resiliente e permanente/plástica, conforme figura abaixo

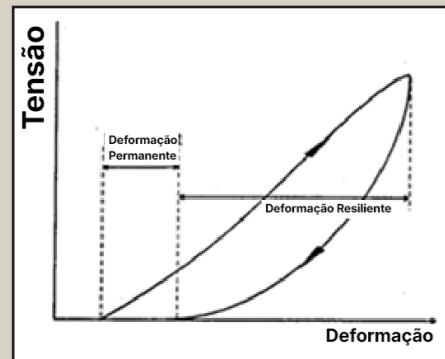


Fig 7 - Relação tensão - deformação do material granular da base e sub base para um ciclo de carregamento/descarregamento.

A não concordância entre a curva de carregamento e descarregamento, na figura acima, indica que a energia é dissipada e consumida no material, principalmente pelo acúmulo de plasticidade nos materiais granulares. Este consumo de energia é utilizado para reorganizar a estrutura interna da amostra no caso de deformação plástica. No entanto, na parte significativa da deformação é, geralmente, armazenado na amostra durante a fase de carregamento e liberada durante o descarregamento. O comportamento das camadas granulares, para pequenas de-

formações, ou seja, $\epsilon < 1000\mu\epsilon$, é considerado elastoplástico e dependente do estado de tensões. A lei de Hooke (relacionada à elasticidade dos materiais e serve para calcular a deformação causada pela força, F , exercida sobre partículas. A conhecida fórmula $F = K\Delta l$, descreve uma relação linear entre força e deformação, ou seja, são diretamente proporcionais) generalizada para carregamento em um caso onde $\sigma_2 = \sigma_3$ é normalmente utilizada para projeto de pavimentos, onde o módulo de Young e o coeficiente de Poisson são substituídos pelo módulo de Young secante reversível. Para a determinação destes parâmetros, apenas a parte recuperável da deformação é considerada, exatamente porque a parte plástica é muito mais fraca que a parte elástica e, portanto, insignificante. É importante entender que esta relação só é verdadeira para níveis muito baixos de deformação. O módulo e o coeficiente de Poisson reversíveis são, geralmente, determinados utilizando-se testes de compressão triaxial (determina parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo, para cálculos de fundação e pavimento em rodovias. Reproduz, em laboratório, a condição de confinamen-

to tridimensional natural do solo, produzindo-se o adensamento e a rutura de amostra, através da aplicação de uma pressão externa hidrostática, σ_3 , na amostra, por meio da água. A seguir, introduz-se uma carga vertical, pelo pistão, fazendo com que suba, devido a pressão da água sobre sua base. A força vertical necessária para retornar o pistão ao contato com a cabeça da célula, sem produzir tensão na amostra do solo, é feito pelo restante da força total vertical. A diferença, dividida pela área de amostra, é a tensão desviadora) com carga desviadora repetida. A reversibilidade é influenciada por múltiplos fatores, onde o primeiro é o estado de tensão existente, seguido da densidade, o tamanho das partículas e a umidade. É caracterizado por níveis de tensões relativamente baixos, relacionando-se a tensão axial com tensão de confinamento da amostra, objetivando-se promover comportamento estável e quase elástico do material analisado. A deformação permanente, (ϵ_p), corresponde a deformidade acumulada não recuperada do material, devido a aplicação do carregamento repetido. A figura abaixo, mostra um exemplo da evolução da deformação permanente

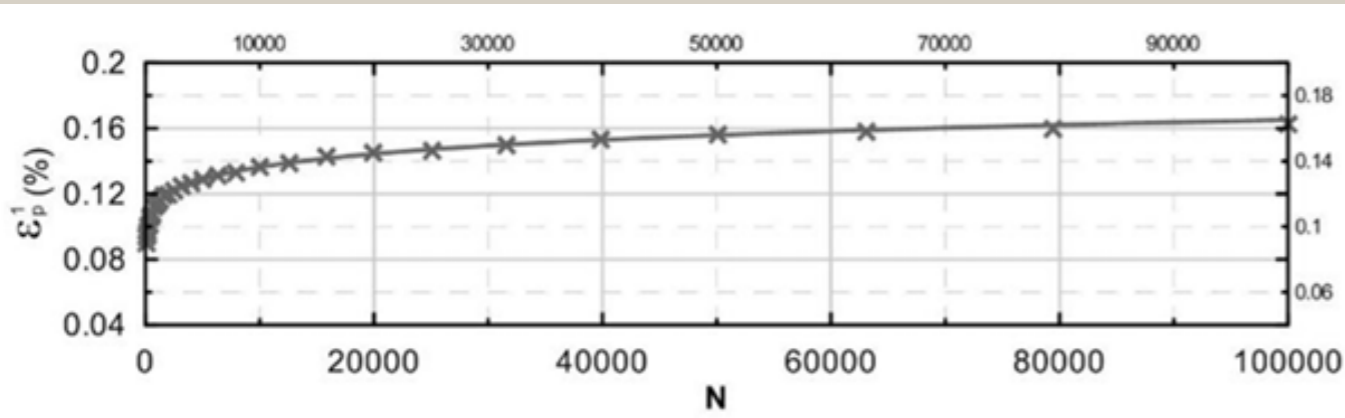


Fig 8 - Exemplo do resultado da deformação permanente em função do número de ciclos.

em função do número de ciclos (N). A não linearidade do comportamento mecânico do material granular, está associado à dependência das propriedades das tensões aplicadas. Considerando-se um grande número de ciclos de carregamento, a deformação reversível tende a constituir a maior parte da deformação total, já que o acúmulo de deformações permanentes tende a diminuir com o número de ciclos, conforme figura abaixo. Observa-se

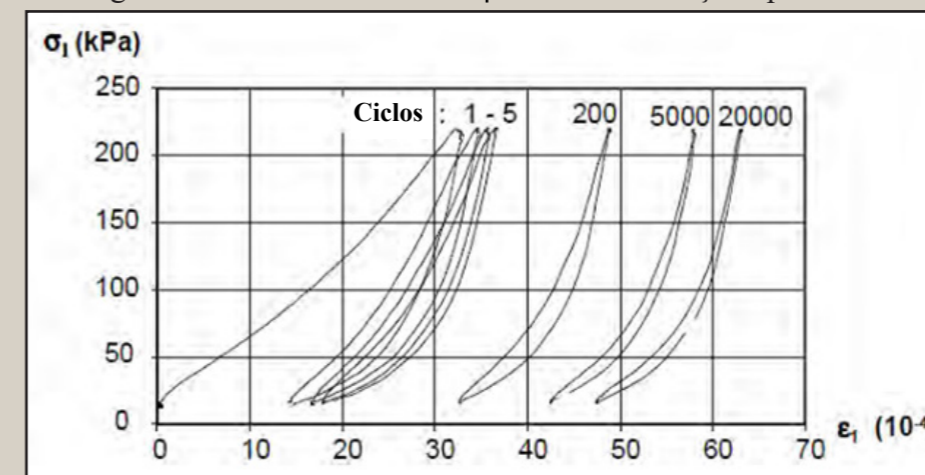


Fig 9 - Comportamento cíclico do material granular da base/sub base.

também que a trajetória tensão-deformação não é linear, o que caracteriza o endurecimento ou amolecimento do material granular utilizado, dependendo do nível de tensões, conforme figura abaixo. A fase de endurecimento representa o aumento da rigidez com o incremento do carregamento. Aumentando-se o carregamen-

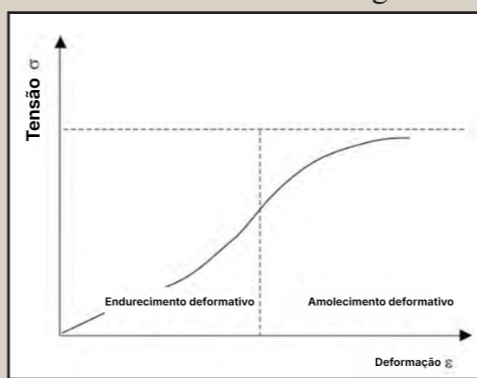


Fig 10 - Endurecimento e amolecimen-

to, para níveis de tensões mais elevados, causará diminuição da rigidez, o que provocará cisalhamento na amostra, provocando o fenômeno do amolecimento. A trajetória do acúmulo de deformações plásticas no material granular, caracteriza-se por 3 fases, em graus variados, dependendo da condição do teste em um espaço de deformação permanente/ número de ciclos, conforme figura 11. A primeira é a fase da consolidação vertical, com rígido aumento das deformações permanentes.

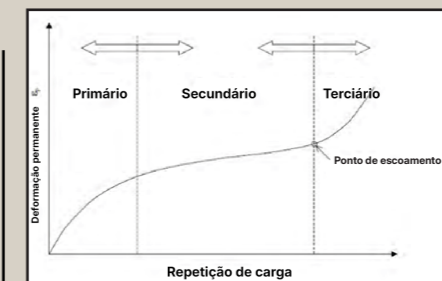


Fig 11 - Comportamento da deformação permanente típica dos materiais do pavimento.

A segunda corresponde a estabilização da taxa de deformações, que aumenta de maneira constante até o limite do escoamento. E a terceira, a um aumento significativo do estado de deformações, o que leva à rutura do material granular. Um dos métodos utilizados para descrever o estado de tensões no material granular, durante as

fases de carregamento e descarregamento, é traçando-se uma série de pontos de tensões, através de um sistema de coordenadas p e q , conforme figura abaixo, onde os valores de p e q são expressos, de acordo com as expressões abaixo. Este tipo de figura expressa a trajetória

$$q, \text{ é a tensão de cisalhamento} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2}$$

$$p, \text{ é a tensão média} = \frac{(\sigma_1 + 2\sigma_3)}{3}$$

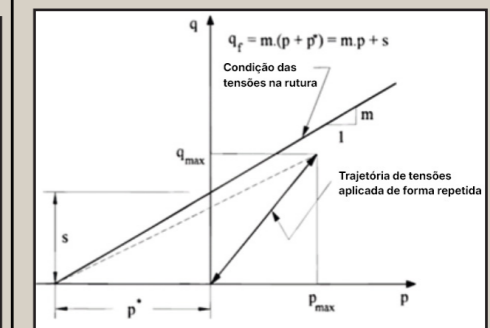


Fig 12 - Trajetória de tensões produzida por uma pressão de confinamento variável.

de tensões provocadas no material granular. Geralmente, o início da trajetória de tensões (ausência de carga – valor mínimo) e o seu final (presença de carga – valor máximo) são seus principais pontos, já que estes elementos influenciam diretamente o comportamento do material granular. A trajetória de tensões é um parâmetro importante que, para um determinado nível, descreve o carregamento imposto à estrutura do pavimento rodoviário/ ferroviário.

Comportamento do material granular

Comprova-se, para baixos níveis de tensões aplicadas, que o resultado da deformação permanente pode, possivelmente, atingir condições de equilíbrio (modo assintótico) conforme figura a seguir,

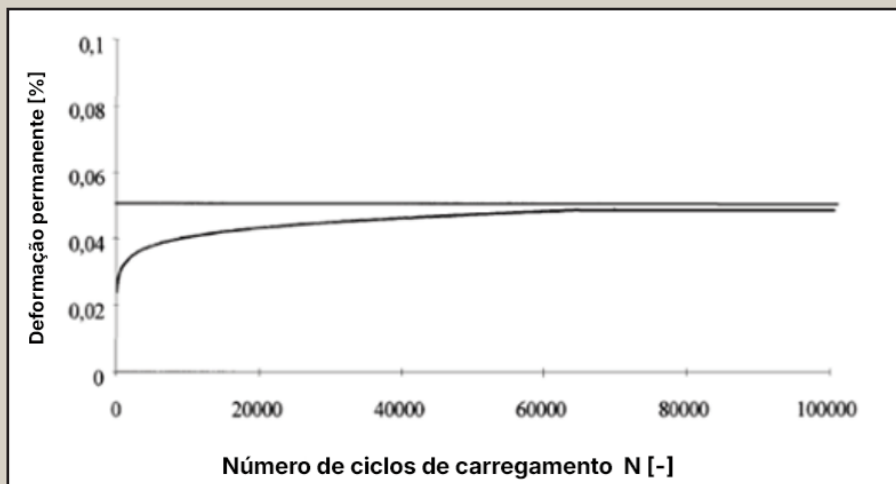


Fig 13 - Acomodação plástica

o material granular atinge condição de acomodação, a longo prazo, para um estado repentino de tensões. Adicionalmente, o efeito expansivo tem influência negativa na interação entre partículas do solo granular produzindo, não uma acomodação, mas sim efeito oposto, reduzindo a resistência à deformação, contribuindo para instabilidade. Atesta-se, também, que a deformação permanente resulta da densificação (compressão volumétrica), da deformação cisalhante local e do rearranjo das partículas (expansão do volume). O acúmulo de deformações plásticas, em todas as camadas pertinentes ao pavimento, a cada carregamento imposto, provoca o fenômeno das deformações longitudinais, na forma de largos sulcos. No teste de compressão triaxial, o material granular classifica-se em 4 grupos, conforme figura a seguir. É preciso entendermos aqui o conceito da teoria do “shakedown”, onde uma certa quantidade de deformação plástica ocorre, após vários ciclos de carregamento iniciais, resultando em um quadro de tensões residuais favorável, independente do tempo. Entendemos como Fluência Cíclica.

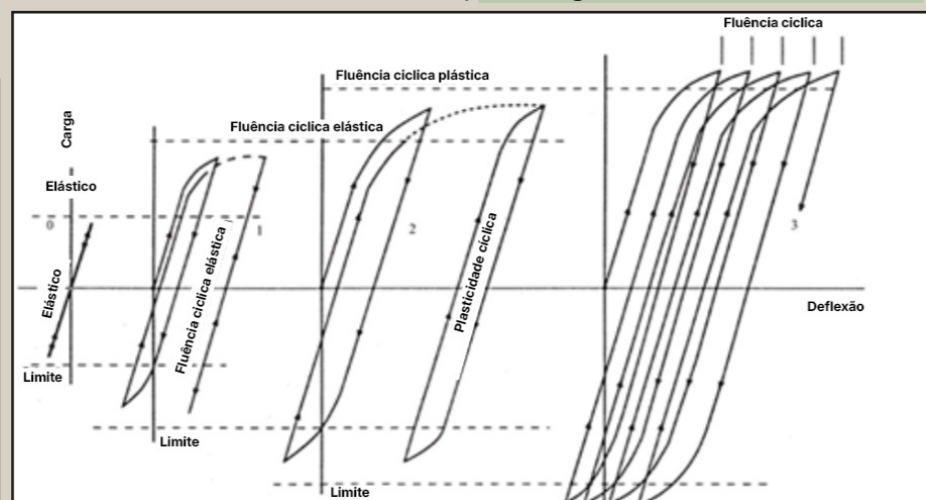


Fig 14 - Comportamento elástico/plástico no ensaio triaxial.

1º Puramente elástico, com nível de carga muito abaixo, correspondente ao zero e a primeira linha; **2º** Adaptação, a tensão imposta é pequena e inferior à necessária para causar acomodação plástica. A resposta da amostra é elástica mas, para um número grande de imposição de tensões, torna-se plástica conforme o nº1 ou “fluência cíclica elástica”. Ao final, a resposta é puramente elástica com a obtenção de um limite; **3º** Acomodação plástica, com o aumento da deformação, a tensão ainda é inferior à necessária para a rutura do material. A deformação permanente acumula-se a uma taxa constante, chegando a

um limite de acomodação plástica no número 2 ou “plastic shakedown” (fluência cíclica elástica)

4ª Fluência, a tensão alta é aplicada alta de maneira repetida. O material granular atende e excede a condição de escoamento, acumulando deformações de maneira rápida, conduzindo-se a um estado de rutura progressiva, como a última parte, chamada de fluência

cíclica (cyclic creep ou ratcheting). Em outras palavras, é um comportamento do material granular onde a deformação plástica acumula-se devido a tensões cíclicas. Experiências demonstram que pavimentos submetidos a cargas cíclicas, em materiais granulares, de comportamento elastoplástico, sofrerá fluência cíclica (sendo chamado também de shakedown elastoplástico ou ratcheting). O limite da fluência cíclica elástica é a carga cíclica mais alta. Este efeito deve ser evitado a todo custo, pois leva a deformações inaceitáveis no pavimento e até sua rutura. A identificação da carga limite, a ser projetada para o pavimento, é essencial para sua

vida útil. A crescente demanda por modelos de solos precisos, com objetivo de se prever seu comportamento, sob carregamento cíclico, ganhou atenção significativa, particularmente à luz o rápido crescimento de fontes de energia renováveis, como turbinas eólicas. Com todas as evidências, documentando o impacto de fatores, como o histórico de tensões, padrão de carregamento e estado inicial do solo no endurecimento cíclico, modelar esses efeitos combinados, especialmente sob carregamento cíclico estendido (grande número) é um desafio enorme, já que o risco de instabilidade numérica, aumenta à medida em que o número de ciclos aumenta, complicando ainda mais o processo de modelagem. Particularmente com relação ao rápido desenvolvimento do tráfego ferroviário expresso, com ferrovias de alta velocidade, a questão do processo

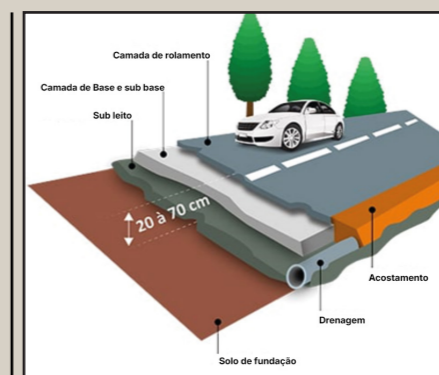


Fig 15 - Condição do pavimento estradal.

de vibração imposto ao solo, por trens de alta velocidade, tornou-se uma grande preocupação. O crescente impacto dinâmico, resultante das vibrações no solo, conduzem a recalques adicionais ou diferenciais, tanto ao longo dos trilhos, quanto em estruturas vizinhas, acelerando seu processo de fadiga. Portanto, torna-se indispensável a compressão mais abrangente dos mecanismos do solo, sob impacto dinâmico de longo prazo e cargas móveis de alta velocidade, de modo a se prever recalques de longo prazo e o colapso ferroviário.

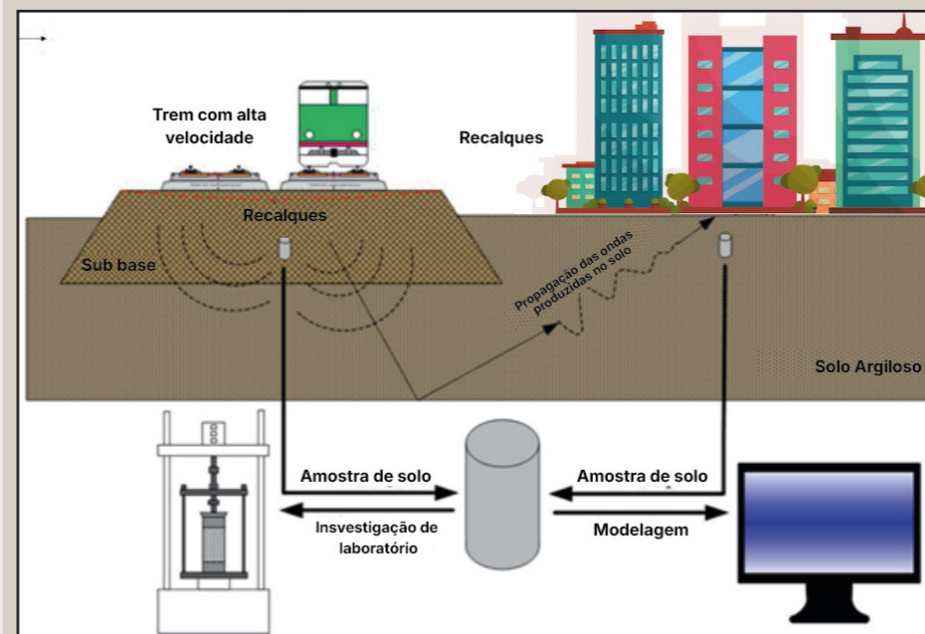


Fig 16 - Vibrações causadas por carregamento dinâmico no solo causam recalques diferenciais no pavimento ferroviário e na estrutura de fundações em edificações próximas.

REFERÊNCIAS

- Abushoglin, F. and Khogali, W. Resilient modulus and permanent deformation test for unbound materials. 2006. National Research Council Canada-IRC, Standard IRC-IR-872. Canada.
- AFNOR, NF-EN 13286-7. Standard. Unbound and hydraulically bound mixtures – Part 7: Cyclic load triaxial test for unbound mixtures. 2004
- Alba, J.L.. Laboratory determination of resilient modulus of granular materials for flexible pavement design. 1993. Ph.D. dissertation, Georgia Institute of Technology, Georgia, United States of America.
- Allen, J.. The effect of non-constant lateral pressures of the resilient response of granular materials. 1973. PhD thesis. University of Illinois. Urbana-Champaign, Urbana. United States of America.
- Allou F. Etude du comportement réversible et à long terme des graves non traitées et du sol support de chaussée. 2003. Mémoire de DEA. Université de Limoges. Limoges, France.
- Almeida, J. R. 1993. Development and validation of a finite element code for pavement analysis. Flexible Pavements. Edited by A. Gomes Correia, Technical University of Lisbon. Proceedings of the European Symposium Euroflex 1993, Lisbon, Portugal 20-22 September 1993.
- American Association for State Highway and Transportation Officials. Guide for design of pavement structures. 1993. American Association of State Highway Officials. United States of America.

MEDIDAS PARA RECUPERAÇÃO APÓS A AMPLIAÇÃO RODOVIÁRIA.

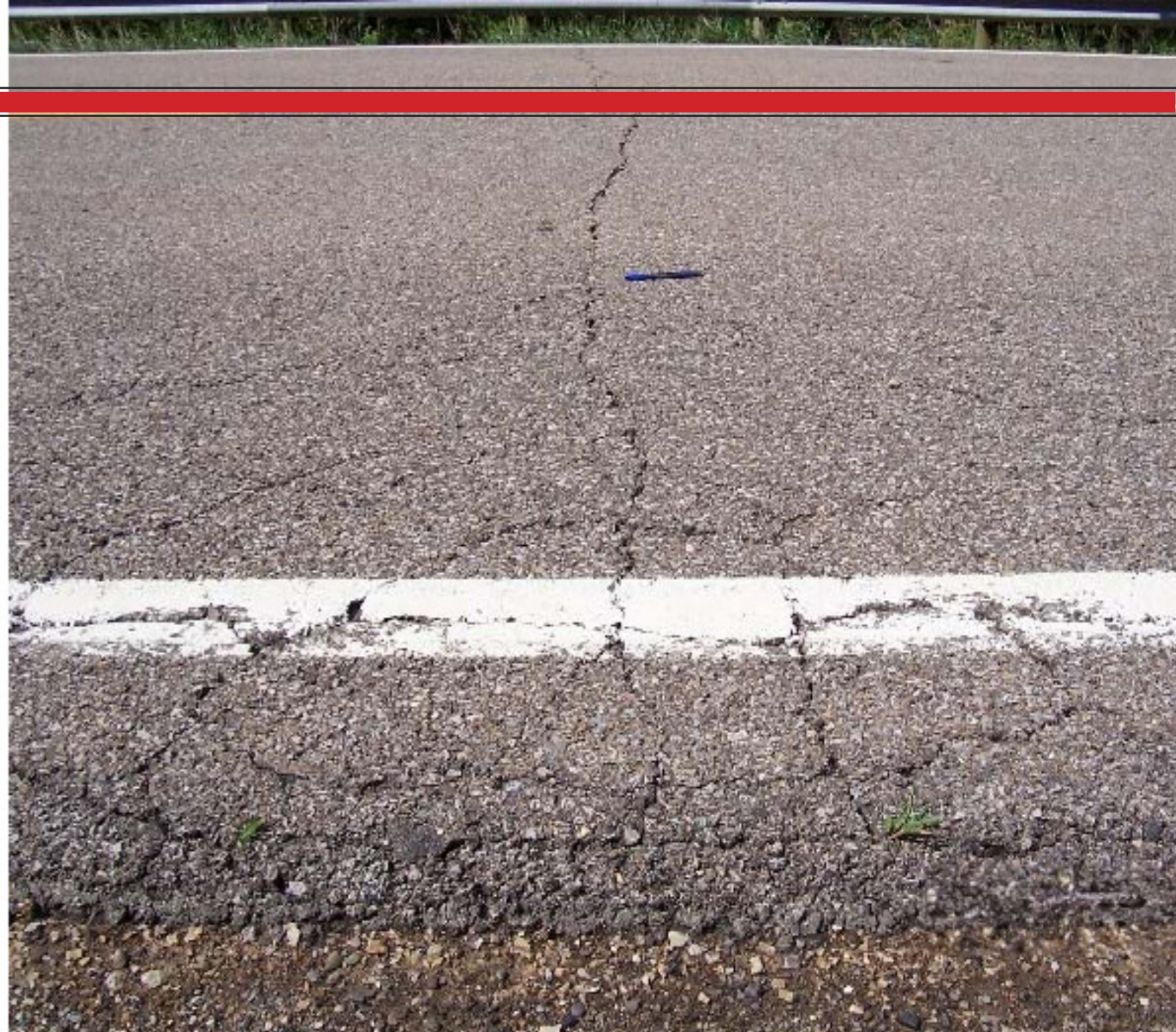


Fig 1 - Trincas longitudinais e transversais que comprometeram o pavimento rodoviário. Necessidade de recuperação após duplicação.

Todos sabemos que ampliação estradal é medida obrigatória e frequente em todo o mundo, no entanto, é notória a reincidência de problemas deformativos acompanhado de trincas/ fraturas no pavimento após a construção, o que acarreta preocupações pertinentes à segurança, à interrupção parcial/total da rodovia, implicando em altos custos de manutenção, principalmente quando há, presença de solos moles, o que é um grande desafio. Objetiva-se, neste estudo, a investigação destes problemas que, comumente, envolve projeto,

o tipo de solo, a técnica de construção empregada, as cargas de tráfego e a condição ambiental. A ampliação estradal geralmente envolve alteração da condição geométrica existente, aumentando-se o número de faixas, a modificação da largura dos acostamentos, alterando-se cruzamentos/ interseções, introduzindo-se tensões adicionais no maciço estradal, excedendo-se os limites originais do antigo projeto. Adicionalmente, sistemas de drenagem inadequados resultam, também, em acúmulo e percolação d'água através do maciço do solo, enfraquecendo suas camadas, ace-

lerando a ruína do pavimento. Este estudo, evidentemente, interessa a órgãos estradals, a engenheiros rodoviários, as empresas de construção de estradas, e as concessionárias de rodovias, pois fornece conhecimentos sobre a origem destes problemas e medidas corretas para sua solução. Diversas matérias sobre ampliação de rodovias, publicadas nesta revista, mostram que o intenso processo de recalque diferencial, notório neste tipo de obra geotécnica, causa um enorme quadro deformativo, com esforços de tração no pavimento ampliado, com valores médios de 60mm.

Na realidade, sob carregamento repetitivo, a camada superior do pavimento é submetida à ação alternada de tensões de tração e compressão, suficiente para danificá-la irremediavelmente por fadiga. Evidenciou-se, também, nas matérias apresentadas que a utilização de geogrelha aplicada na interface da emenda do pavimento antigo com o novo, reduz (até certo ponto) o processo de recalque diferencial imposto, e principalmente diante da diversidade de aterros empregados, o que é frequente. O novo subleito da ampliação estradal, contudo, é vulnerável à influencia

das cargas dinâmicas, transferidas do pavimento, o que não costuma ocorrer no antigo pavimento, certamente devido a alta rigidez existente, seja para a condição estática ou dinâmica.

Os problemas levantados e a metodologia básica.

É bem conhecido que a manutenção da rede rodoviária envolve a distribuição das operações, identificando-se suas deficiências, ao mesmo tempo em que planeja-se, programa-se e promove-se o agendamento da implementação das medidas corretivas, sempre acom-

panhadas de um monitoramento. A metodologia recuperativa, a ser empregada varia, de acordo com os recursos e restrições ao projeto. Os dados, a seguir, apresentados, fornecerão o conhecimento necessário para a compreensão dos defeitos na ampliação estradal. A metodologia básica é acompanhada de estudo de caso, em pequenos trechos de rodovias ampliadas, com o seguinte desenvolvimento:

- 1- Diversas rodovias amplia-

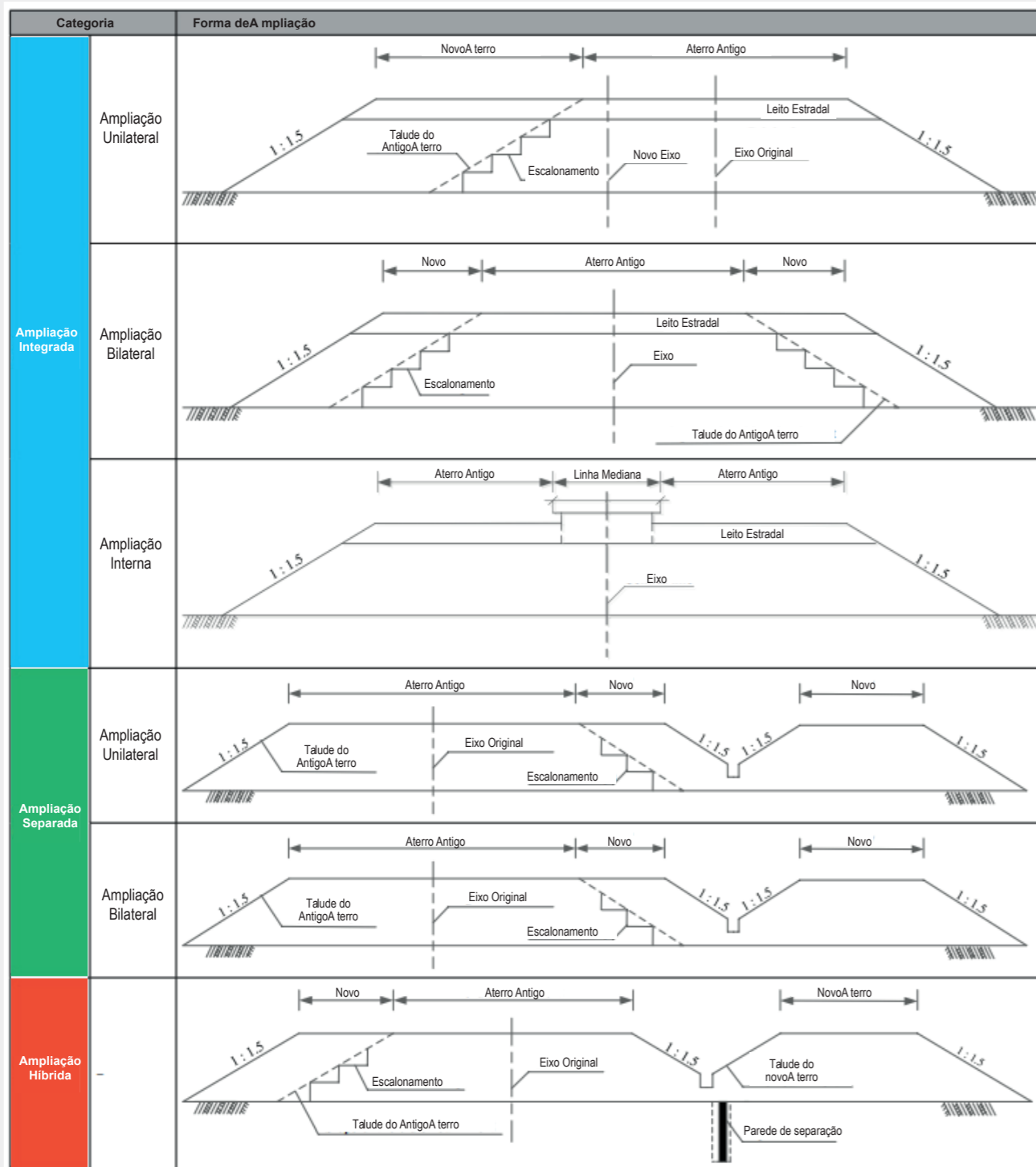


Fig 2 - Diferentes tipos de duplicação de rodovias.



Duplicação da BR-470

INCONFUNDÍVEL

Melhorar solos moles só com Geoenrijecimento. Sistemas a base de transferência de cargas (com colunas) são pouco eficientes porque não melhoram o solo mole.

GEOENRIJECIMENTO
100% melhoramento de solos tecnologia exclusiva ENGEGRAUT.



Área Portuária de Manaus

CUSTO-BENEFÍCIO

Ausência de recalques, posterior ao melhoramento do solo não tem preço. Analise a eficiência da técnica de melhoramento antes de projetar sua nova obra rodoviária.

das e em trabalho de ampliação, foram avaliadas, considerando-se cerca de 11 trechos com cerca de 80mts de extensão cada um, com patologias do tipo buracos, trincas, fraturas, desnivelamentos transversais/ longitudinais, com e sem aberturas, além do tipo de rodovias, volume de tráfego, condição do solo de fundação (dados coletados), clima e histórico de problemas;

2- Conduziu-se minuciosa investigação, nos trechos estradais sintomáticos, com investigação geotécnica, avaliação da condição do pavimento, levantando-se a condição e o posicionamento das patologias e detalhes executivos dos trabalhos realizados, em relação à condição do solo mole de fundação, à construção do subleito, ao sistema de drenagem e ao pavimento;

3- Análise específica das causas dos problemas deformativos no pavimento, envolvendo o exame quantitativo das disfunções, correlações e fatores específicos, como consolidação do solo mole (recalques do solo de fundação), recalque do subleito, drenagem inadequada e outras deficiências, utilizando-se análise estatística e técnicas de modelagem, de modo a se compreender a relação entre variáveis;

4- Análise das medidas corretivas que poderiam ser empregadas nos locais estudados, assim como sua eficiência de resolução, durabilidade, funcionalidade e sustentabilidade a longo prazo;

5- Análises de campo e laboratório para amostras de solo coletados, de modo a conhecer os parâmetros geotécnicos aos problemas existentes;

6- Desenvolvimento de modelos numéricos e/ou utilização de simulações em computador, de modo a se analisar o comportamento da obra geotécnica, antes e após a sua ampliação, o que ajuda a entender a resposta do maciço, sob diferentes condições, seja de carregamento e ambiental, avaliando-se o impacto das medidas corretivas.

7- De um modo geral, com todas as respostas aos quesitos formulados anteriormente, a melhor solução costuma ser o melhoramento do solo, já que é possível adequar o solo à condição do maciço da rodovia antiga, incluindo-a, o que eliminaria as causas dos problemas identificados no processo de ampliação. A solução do melhoramento do solo, como medida corretiva apresenta, também, custo benefício interessante já que ostenta expectativa de durabilidade, o que torna-a econômica.

O que se deve fazer, então?

Para se projetar a ampliação de um maciço estradal, dever-se-á considerar a topografia, a geometria e o caimento transversal da rodovia existente. A ampliação de uma rodovia, quando o espaço lateral é limitado (faixa de domínio), resulta em taludes mais íngremes, havendo a necessidade de muros de contenção. A escolha do tipo mais adequado do sistema de drenagem, quando o espaço for limitado, é extremamente importante. Frequentemente é benéfico atualizar a geometria horizontal da estrada existente, durante o processo de ampliação. Melhorar curvas acentuadas, na estrada existente, pode promover juntas diagonais de construção, entre a nova e a antiga rodovia, o que pode tornar-se um problema pois, habitualmente, não se dá atenção especial a sua execução. De um modo geral, torna-se boa prática melhorar a estrada antiga, durante o processo de ampliação, o que diminuiu o impacto da carga do tráfego, além de outros problemas.

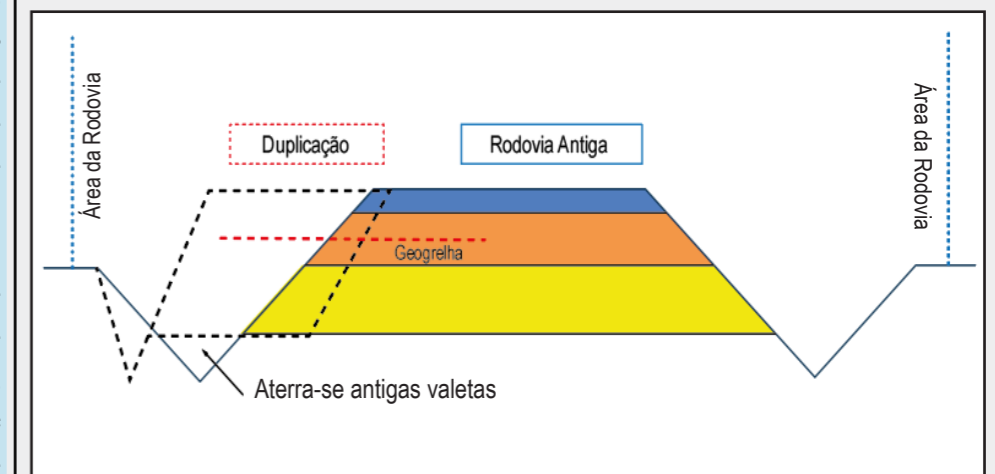


Fig 3 - A duplicação ou ampliação estradal pode conduzir a taludes bem inclinados se o espaço disponível for restrito.

Are you looking for a soil improvement in portuguese?

BEST SELLER

MELHORAMENTO DO SOLO MOLE E O GEOENRIJECIMENTO



Adquira seu exemplar através do email: ofitexto@ofitexto.com.br ou atendimento@softsoilgroup.com.br ou pelo site www.lojaofitexto.com.br

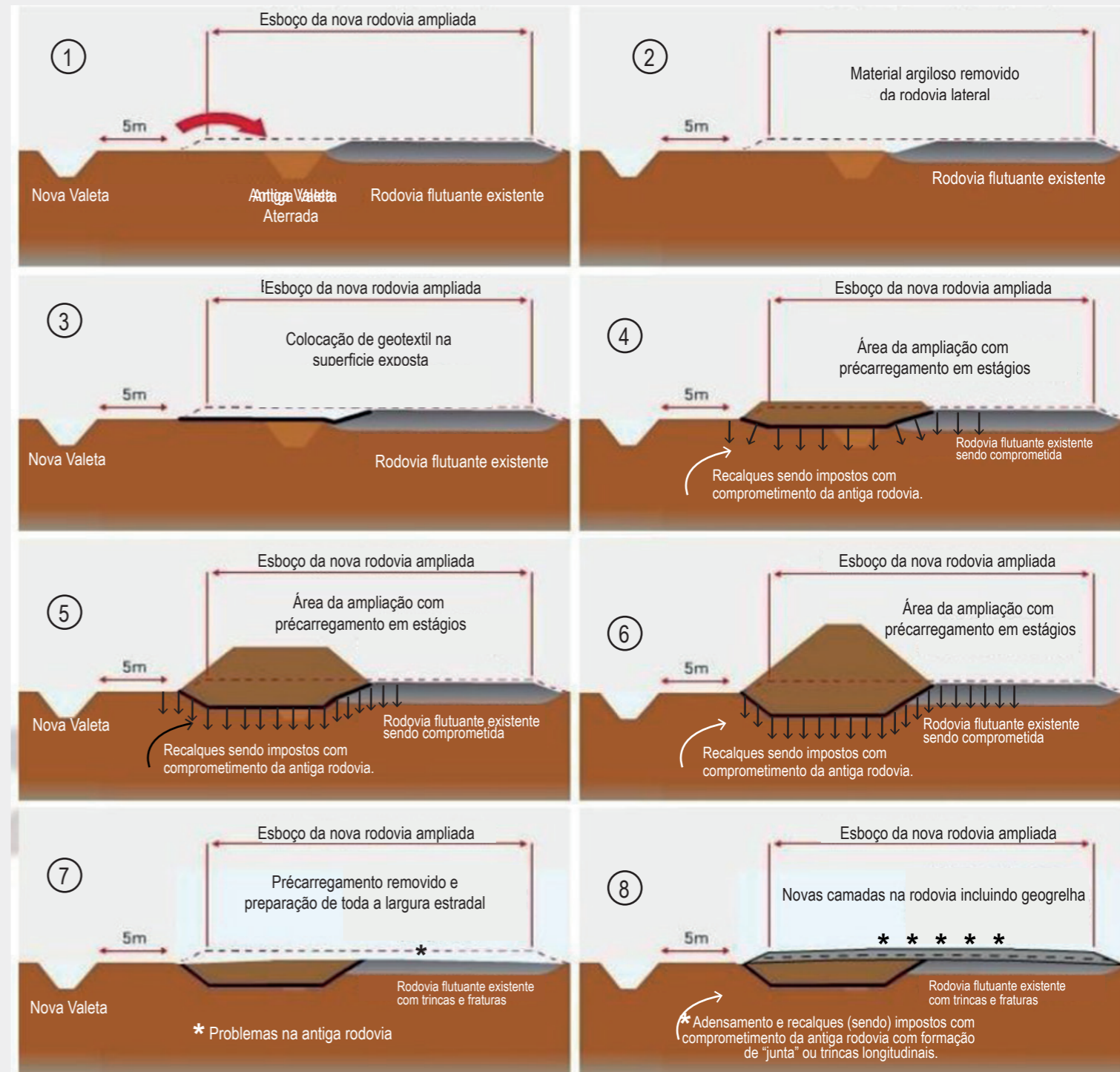


Fig 4 - Sequência construtiva para ampliação estradal, com presença de solos moles, utilizando-se précarregamento. O método, além de limitado a pequenas profundidades de solo mole (5 a 7mts), promove recalques na rodovia antiga e em construções vizinhas, além de "juntas". O mais crítico é que, após a remoção do précarregamento, fica um processo inacabado de consolidação, que será responsável por causar recalques que, invariavelmente, comprometem a obra.

ROCTEST



PIEZÔMETRO AUTOCRAVÁVEL (PWP)

A série PWP de piezômetros de corda vibrante (autocraváveis) foi projetada para medir, com precisão, a poropressão em depósitos de solos moles. Suas características são:

- **ROBUSTEZ**
- **PRECISÃO**
- **CONFIABILIDADE**

Representante exclusivo no Brasil: **3GEO TECNOLOGIA LTDA**
 +55 21 2718 3968 / vendas@3geotecnologia.com / www.3geotecnologia.com

Da mesma forma a construção de curvas fechadas, durante o processo de ampliação, já que pode incorrer em maciços com pouca altura, em relação ao eixo da rodovia, aumentando o risco de mais deformações, particularmente com-

“flutuante”, com as novas cargas pertinentes ao novo aterro, exige melhoria do solo, com geoenrijecimento já que, certamente, deve ter sido motivo de precarregamento, o que é uma técnica de melhoramento extremamente li-

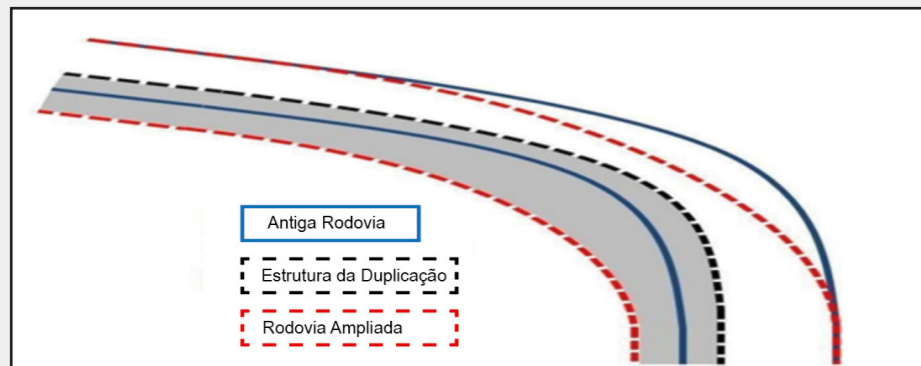


Fig 5 - Diagrama mostrando a ampliação da geometria horizontal em uma rodovia existente durante a ampliação.

parando-a com a do lado da curva externa. Ao se escavar horizontalmente o aterro existente, é comum ignorar também o caimento transversal da rodovia, ocorrendo deformações diferenciais na borda do pavimento. A solução é a execução de boa drenagem e, principal-

mitada à condição existente, particularmente o tempo de recalque gasto para tal. Ou seja, está absolutamente em equilíbrio, e qualquer carga adicional é motivo de novos recalques. Trata-se, portanto, de um campo minado e a utilização de precarregamento, para

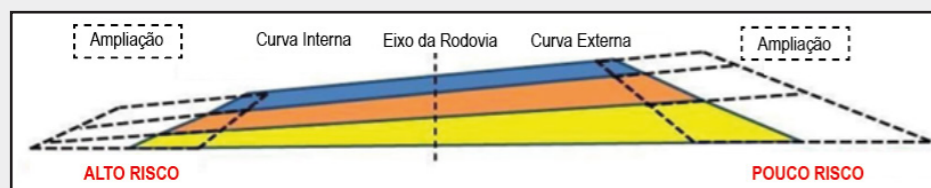


Fig 6 - Utilização de pouco aterro em uma curva interna

mente, promover compatibilidade máxima entre os maciços novo e antigo, com melhoramento do solo, utilizando-se o geoenrijecimento. Adicionalmente, a espessura “estrutural”, as propriedades do solo, bem como o grau de compactação das camadas ampliadas, deverão ser o mais próximo possível da condição do aterro existente. A grande questão, como já apresentamos, entre o aterro pertinente a antiga rodovia e o de ampliação, é o recalque diferencial, pois ambos deformarão de forma desigual. Objetiva-se, portanto, que o recalque residual final seja absolutamente uniforme em todo complexo estradal. A presença de solo mole, sob a antiga rodovia

consolidar a região a ser ampliada, promove recalques de maneira geral, inclusive sob a antiga rodovia, conforme pode ser visualizado nas figuras abaixo e anteriores.

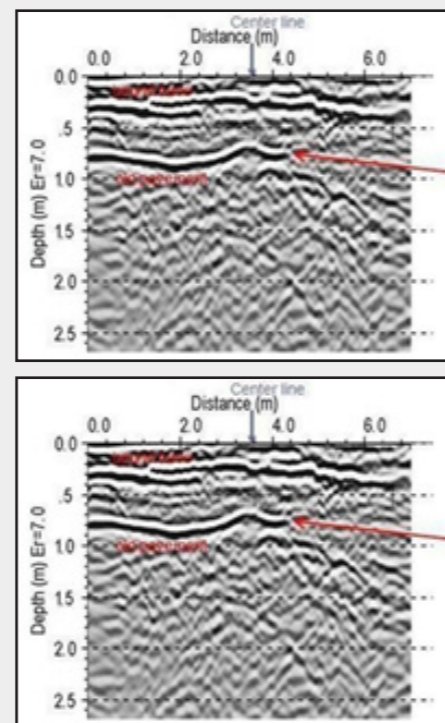


Fig 7 - Antigo pavimento dentro da estrutura da nova rodovia causando trincas de reflexão.

De um modo geral, portanto, avalia-se que um projeto bem sucedido de ampliação estradal, dependerá de vários fatores e considerações, e o elo mais fraco determinará sua

vida útil. Pesquisas e um diagnóstico completo da condição local, como a espessura das camadas (de solo) “estruturais” da antiga rodovia, suas propriedades, o formato da estrada, áreas vizinhas, danos existentes e a condição de drenagem torna-se essencial. Sondagens com tomografia por ondas,

por eletroresistividade e radar (GPR), assim como análises de drenagem tornam-se fundamentais para reunir informações precisas e objetivas sobre a condição da rodovia. Juntas de construção, entre as regiões antiga e nova, podem ser executadas de várias maneiras, seja escalonada ou seja angular.

A utilização de juntas verticais deve ser evitada a todo custo já que implica em consequentes trincas e fraturas de reflexão longitudinais, extremamente susceptíveis à chuvas. Evidentemente, toda e qualquer detalhamento pertinente às juntas a serem criadas, dependerá do solo de fundação, do subleito e da estrutura do aterro.

REFERÊNCIAS

- Patricia Karina Tinoco é engenheira geotécnica. Trabalha com melhoramento de solos moles.
- Jianming Ling, Jinsong Qian, and Qinlong Huang Department of Road and Airport Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China. Corresponding author: J. Ling, jmling01@yahoo.com.cn. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, No. 1989, Vol. 2, Transportation Research Board of the National Academies, Washington, D.C., 2007, pp. 135–141. DOI: 10.3141/1989-57
- Xiaolin Weng, Wei Wang, Key Laboratory for Special Area Highway Engineering of Ministry of Education, Chang'an University, Xi'an, 710064, China 2 CCCC First Highway Consultants Co., Ltd., Xi'an, 710068, China 3 Henan Vocational and Technical College of Communications, Zhengzhou, 450005, China Received 29 December 2010; Received in revised form 5 February 2011; accepted 15 February 2011
- Neero Gumsar Sorum1, Hanomansing Guite2, Nungleppam Martina3 Assistant Professor, Civil Engineering Dept, NERIST, Nirjuli, Arunachal Pradesh, India 1 B. Tech. Student, Civil Engineering Dept, NERIST, Nirjuli, Arunachal Pradesh, India 2 B. Tech. Student, Civil Engineering Dept, NERIST, Nirjuli, Arunachal Pradesh, India 3 An ISO 3297: 2007 Certified Organization Volume 3, Special Issue 4, March 2014 National Conference on Recent Advances in Civil Engineering (NCRACE-2013) During 15-16 November, 2013 Organized by Department of Civil Engineering, North Eastern Regional Institute of Science and Technology, Nirjuli, Itanagar, Arunachal Pradesh, India.
- Prof. Bahaeldin Sadagah, Department of Engineering and Environmental Geology, King Abdulaziz University/ Faculty of Earth Sciences, Jeddah, Saudi Arabia International Journal of Innovative Science and Modern Engineering (IJISME) ISSN: 2319-6386, Volume-3 Issue-2, January 2015
- Zulufqar Bin Rashid1, Dr. Rakesh Gupta2 1M. Tech Scholar, Civil Department, SRMIET, Bhurewala, Ambala. 2Professor, Director Civil Engineering Department, SRMIET, Bhurewala, Ambala International Journal of Recent Engineering Research and Development (IJRERD) ISSN: 2455-8761 www.ijrerd.com Volume 02 – Issue 06 June 2017 PP. 30-37
- Tanuj Chopraa, Manoranjan Paridab, Naveen Kwatra, Jyoti Mandhanid a, department of Civil Engineering, Thapar University, Patiala, India department of Civil Engineering, Indian Institute of Technology, Roorkee, India .E-mail address: tchopra@thapar.edu Received date: January 2017. International Journal of Engineering & Applied Sciences (IJEAS) Vol.9, Issue 1(2017) 14-31 http://dx.doi.org/10.24107/ijeas.286473
- Mohd AzharUd Din, Mr. Jagdeep Singh, Muzamil Rasool Malik, Mr Ankit Sethi 1M Tech Scholar, 2Assistant Professor (WCTM), 3Assistant Prof (Tawi college), 4HOD Civil Deptt. (WCTM). International Journal for Technological Research in Engineering Volume 6, Issue 11, July-201 [9] Sumaya Basheer, Dr. Esar Ahmad, Post Graduate Scholar, Civil Engineering Dept., Mewar University, Chittorgarh 2professor & HOD, Civil Engineering Dept., Mewar University, Chittorgarh Rajasthan. International Journal of Engineering Research & Technology (IJERT) http://www.ijert.org ISSN: 2278-0181 IJERTV9IS100086 (This work is licensed under a Creative Commons Attribution 4.0 International License.) Published by: www.ijert.org Vol. 9 Issue 10, October-2020
- Ajay Thombre, Aniket Fasale, Karan Thorat, Chakradhar Khairnar, Prof. R. B. Kesarkar - International Journal for Research in Applied Science & Engineering Technology (IJRASET)

PRESSIÔMETRO

Um ensaio geotécnico completo realizado no campo
Fácil de operar e 100 % viável

ROCIEST

Representante exclusivo no Brasil
+55 21 2718 3968
vendas@3geotecnologia.com
www.3geotecnologia.com



SSBI SOFT SOIL
BRAZILIAN
INSTITUTE

O SOFT SOIL BRAZILIAN INSTITUTE ajuda você a entender solos moles

Melhorar solos moles exige conhecimentos geotécnicos práticos e teorias sofisticadas. Cada obra é um caso específico que exige solução diferenciada.

softsoilbrazilianinstitute.com.br

PARCEIROS



SSBI SOFT SOIL
BRAZILIAN
INSTITUTE

SOFT SOIL BRAZILIAN INSTITUTE
Rua Correia de Araújo, 12- Barra da
Tijuca
Rio de Janeiro/ RJ- Brasil- CEP 22611-
070
Tel: (21) 3851-6218

EDIÇÃO
DIRETOR EDITORIAL
M.Sc. Joaquim Rodrigues


DIRETORES ADJUNTOS
Engº Thomas Rodrigues
Engº Roger Kim
Engº Patricia Tinoco


PUBLICIDADE, ASSINATURA
Cleide Ferreira

EDITOR DE ARTE
Victor Peres

REPRINTS EDITORIAIS
Mariana Tati

FALE CONOSCO
softsoilgroup.com.br

 @engegraut

 (21) 3154-3250

atendimento@softsoil-brazilianinstitute.com.br