

GEOTECNIA: ANÁLISE DE SOLOS

RACHEL CRISTINA SANTOS PIRES
BRUNO MATOS DE FARIAS
FLÁVIA DA SILVA
LEONARDO REIS DOS SANTOS
HELBER PEREIRA TABOZA

Rachel Cristina Santos Pires
Bruno Matos de Farias
Flávia da Silva
Leonardo Reis dos Santos
Helber Pereira Taboza
Organizadores

GEOTECNIA:
ANÁLISE DE SOLOS

1ª Edição



Rio de Janeiro – RJ
2022

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)
(eDOC BRASIL, Belo Horizonte/MG)

G352 Geotecnia [livro eletrônico]: análise dos solos / Organizadores Rachel Cristina Santos Pires... [et al.]. – Rio de Janeiro, RJ: Epitaya, 2022. 230p.

Formato: PDF

Requisitos de sistema: Adobe Acrobat Reader

Modo de acesso: World Wide Web

Inclui bibliografia

ISBN 978-65-87809-54-0

1. Engenharia civil. 2. Mecânica do solo. I. Pires, Rachel Cristina Santos II. Farias, Bruno Matos de. III. Silva, Flávia da. IV. Santos, Leonardo Reis dos. V. Taboza, Helber Pereira.

CDD 624-154

Elaborado por Maurício Amormino Júnior –CRB6/2422

Epitaya Propriedade Intelectual Editora Ltda
Rio de Janeiro / RJ
contato@epitaya.com.br
<http://www.epitaya.com.br>



Rachel Cristina Santos Pires
Bruno Matos de Farias
Flávia da Silva
Leonardo Reis dos Santos
Helber Pereira Taboza
Organizadores

GEOTECNIA:
ANÁLISE DE SOLOS



Rio de Janeiro – RJ
2022

CONSELHO EDITORIAL

EDITOR RESPONSÁVEL	Bruno Matos de Farias
ASSESSORIA EDITORIAL	Helena Portes Sava de Farias
ASSISTENTE EDITORIAL	Milene Cordeiro de Farias
MARKETING / DESIGN DIAGRAMAÇÃO/ CAPA	Gercton Bernardo Coitinho Bruno Matos de Farias
REVISÃO	Autores

COMITÊ CIENTÍFICO

PESQUISADORES	Profa. Kátia Eliane Santos Avelar
	Profa. Fabiana Ferreira Koopmans
	Profa. Maria Lelita Xavier
	Profa. Eluana Borges Leitão de Figueiredo
	Profa. Maria Regina da Silva Pinheiro
	Profa. Cleide Gonçalo Rufino
	Profa. Roberta Kele Ribeiro Ferreira
	Prof. Thiago de Freitas França
	Prof. Daniel da Silva Granadeiro

APRESENTAÇÃO

É com grande satisfação que lhes apresento o e-book intitulado “GEOTECNIA: ANÁLISE DOS SOLOS”. Nele foi possível reunir treze artigos fruto do Trabalho de Conclusão de Curso dos alunos de Engenharia Civil do Centro Universitário Augusto Motta - UNISUAM.

O capítulo 1 intitulado “ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE ATERRO SOBRE SOLOS MOLES: MÉTODOS CONSTRUTIVOS PARA ESTABILIZAÇÃO” o trabalho discorre sobre o uso de Gabião para estabilização de taludes, tendo eles baixo impacto ambiental, preservando assim o nosso meio ambiente.

No capítulo 2 intitulado “ESTABILIDADE DE ENCOSTAS UTILIZANDO MURO DE ARRIMO DE GABIÃO” tem por objetivo Identificar quais estigmas masculinos relacionados aos exames preventivos do câncer de próstata na literatura. Este problema de pesquisa é evidenciado uma vez que o estigma masculino relacionado ao exame preventivo do câncer de próstata é o grande desafio para a detecção e tratamento precoce da doença, estando na resistência dos homens com relação ao toque retal, pois, para muitos, aviltaria a masculinidade.

O capítulo 3 “CARACTERIZAÇÃO DOS SOLOS MOLES E TÉCNICAS DE REFORÇO PARA CONSTRUÇÃO DE ATERROS, COM ÊNFASE NOS GEOTÊXTEIS” trata a importância de conhecer as peculiares características desses depósitos, desde suas origens geológicas até as propriedades mecânicas observadas em ensaios.

No capítulo 4 “A UTILIZAÇÃO DE SOLOS TROPICAIS EM OBRAS NA ENGENHARIA” os autores afirmam que solos tropicais estão presentes nas regiões do planeta que tem como característica seu clima tropical. Devido à presença em abundância de solos tropicais em nosso país, e com sua

utilização massiva em obras de pavimentação, o estudo sobre esse tema é de bastante relevância.

O capítulo 5 “RUPTURAS DE ESTACAS POR DESLOCAMENTO DE SOLO – UM ESTUDO SOBRE O EFEITO TSCHEBOTARIOFF” o artigo mostra de forma teórica com embasamentos de pesquisas e modelos de cálculo como funciona o chamado “Efeito Tschebotarioff”, comum em pontes, viadutos e em obras que utilizam fundações profundas como as estacas.

No capítulo 6 “A IMPORTANCIA DA ENGENHARIA CIVIL NA DESCONTAMINAÇÃO DO SOLO” apresenta que durante muito tempo os tipos de descontaminação vêm sendo estudadas e aprimoradas enfocando o histórico de derrames e vazamentos para que tenha mais eficiência e mais rapidez, porque quando ocorre de forma rápida e menos custosa, acaba ficando melhor tanto para quem está executando o serviço, quanto para o proprietário do empreendimento

O capítulo 7 “TIPOS DE PAVIMENTAÇÃO NAS ESTRADAS E RUAS DO ESTADO DO RIO DE JANEIRO” o estudo analisou artigos sobre pavimentação, esquadrinhando cada etapa, diferentes tipos de materiais empregados na obra, tipos de solos, angulação das curvas, inclinação das vias, dentre outros. Depois dos artigos estudados, algumas ruas e rodovias foram fotografadas e analisadas, trazendo a teoria à prática. Foi possível compreender todo o processo de pavimentação e relatar os principais problemas das rodovias, destacando as vias esburacadas, com péssimas condições de tráfegos e rodovias com alto índice de acidentes.

No capítulo 8 “SEGURANÇA E FISCALIZAÇÃO DE BARRAGENS” os autores tem como finalidade apresentar para proposito informativo a segurança e fiscalização de barragens, visto que a temática não é exposta pelos veículos comunicativos com tanta frequência.

O capítulo 9 “SOLOS MOLES: OS DESAFIOS NA CONSTRUÇÃO CIVIL” o objetivo do texto é descrever meios construtivos de aterros sobre solos moles, analisando dados obtidos de caracterização geotécnica através de ensaios e descrevendo os instrumentos nela aplicado, para qualificar o desempenho desta obra.

O capítulo 10 “SOLO ESTRUTURAL SUSTENTÁVEL EM RODOVIAS” o artigo propõe a substituição dos aterros convencionas sobre os solos moles que possuem uma grande preocupação na Construção Civil. Uma solução que já vem sendo aplicada no exterior, e vem ganhando seu espaço no cenário nacional é a aplicação de EPS (poliestireno expandido ou ISOPOR) como solo estrutural.

No capítulo 11 “FUNDAÇÃO SUPERFICIAL POR SAPATAS” os autores afirmam que O estado do Rio de Janeiro é muito marcado por suas construções irregulares, em algumas situações é possível identificar claramente que as construções apresentam sérios problemas estruturais, muitas por causa da fundação mal executada. Por esse motivo este artigo tem a função de descrever a importância do estudo geotécnico mesmo em pequenas construções, exemplificar modelos de cálculos para obtenção da tensão admissível do solo, explicar a ação da carga aplicada no terreno (bulbo de pressão), apresentar os métodos para estimar os parâmetros de solo, apresentar exemplos de fundações rasas e usar a sapata para exemplificar a transferência das cargas.

O capítulo 12 “A INFLUÊNCIA DO ATRITO NEGATIVO EM FUNDAÇÕES PROFUNDAS: SOBRECARGA EM ESTACAS” os autores utilizam como base pesquisas demonstrando como funciona o efeito de atrito negativo na sua forma teórica, que ocorre geralmente em fundações profundas cravadas em solos argilosos.

No capítulo 13 “APLICABILIDADE E UTILIZAÇÃO DE TELAS DE ALTA RESISTÊNCIA PARA CONTENÇÃO DE TALUDES E ENCOSTAS ROCHOSAS” objetiva-se diretamente, mostrar uma solução mais atual para um problema recorrente, onde se faz comprovada eficácia e ótima aplicabilidade, no estudo de caso exposto no desenvolver deste artigo.

Boa leitura!

Prof MSc Bruno Matos de Farias

Doutorando e Mestre em Desenvolvimento Local
Organizador do E-book Geotecnia: Análise dos solos

SUMÁRIO

<i>Capítulo 1</i>	11
ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE ATERRO SOBRE SOLOS MOLES: MÉTODOS CONSTRUTIVOS PARA ESTABILIZAÇÃO <i>Luciano Loureiro Carneiro Barbosa; Rachel Cristina Santos Pires</i>	
<i>Capítulo 2</i>	29
ESTABILIDADE DE ENCOSTAS UTILIZANDO MURO DE ARRIMO DE GABIÃO <i>Lucas de Oliveira Roma Santa; Paulo Pinheiro Castanheira Neto; Flávia da Silva; Rachel Cristina Santos Pires</i>	
<i>Capítulo 3</i>	46
CARACTERIZAÇÃO DOS SOLOS MOLES E TÉCNICAS DE REFORÇO PARA CONSTRUÇÃO DE ATERROS, COM ÊNFASE NOS GEOTÊXTEIS <i>Felipe Debize da Motta; Paulo Pinheiro Castanheira Neto; Rachel Cristina Santos Pires</i>	
<i>Capítulo 4</i>	66
A UTILIZAÇÃO DE SOLOS TROPICAIS EM OBRAS NA ENGENHARIA <i>Eduardo José de Souza Gomes; Isaquiel de Souza Lima; Paulo Pinheiro Castanheira Neto; Flávia da Silva; Rachel Cristina Santos Pires</i>	
<i>Capítulo 5</i>	80
RUPTURAS DE ESTACAS POR DESLOCAMENTO DE SOLO – UM ESTUDO SOBRE O EFEITO TSCHEBOTARIOFF <i>Lucas Sousa de Oliveira; Thainá Cristina Maciel de Brito Abreu; Paulo Pinheiro Castanheira Neto; Flávia da Silva; Rachel Cristina Santos Pires</i>	
<i>Capítulo 6</i>	98
A IMPORTANCIA DA ENGENHARIA CIVIL NA DESCONTAMINAÇÃO DO SOLO <i>Gennyfer Beatriz Pegolo; Renan Fontes Barros Luz; Paulo Pinheiro Castanheira Neto; Leonardo Reis dos Santos; Rachel Cristina Santos Pires</i>	
<i>Capítulo 7</i>	110
TIPOS DE PAVIMENTAÇÃO NAS ESTRADAS E RUAS DO ESTADO DO RIO DE JANEIRO <i>Helber Pereira Taboza; Juan Júlio Soares da Silva; Paulo Pinheiro Castanheira Neto; Leonardo Reis dos Santos; Rachel Cristina Santos Pires</i>	

<i>Capítulo 8</i>	124
SEGURANÇA E FISCALIZAÇÃO DE BARRAGENS	
<i>Jhonata Luiz dos Santos Coelho; Kimberli Marine Castro Rodrigues, Leonardo Reis dos Santos; Rachel Cristina Santos Pires</i>	
<i>Capítulo 9</i>	142
SOLOS MOLES: OS DESAFIOS NA CONSTRUÇÃO CIVIL	
<i>Edison de Freitas Ventura Junior; Leonardo Reis dos Santos; Rachel Cristina Santos Pires</i>	
<i>Capítulo 10</i>	162
SOLO ESTRUTURAL SUSTENTÁVEL EM RODOVIAS	
<i>Carlos Alberto Farias Bleidão; Helber Pereira Taboza; Rachel Cristina Santos Pires</i>	
<i>Capítulo 11</i>	174
FUNDAÇÃO SUPERFICIAL POR SAPATAS	
<i>Amanda Araújo da Costa; Carine Martins dos Santos Costa; Helber Pereira Taboza; Rachel Cristina Santos Pires</i>	
<i>Capítulo 12</i>	196
A INFLUÊNCIA DO ATRITO NEGATIVO EM FUNDAÇÕES PROFUNDAS: SOBRECARGA EM ESTACAS	
<i>Adrian Pamplona de Sena Tavares; Helber Pereira Taboza ; Rachel Cristina Santos Pires</i>	
<i>Capítulo 13</i>	214
APLICABILIDADE E UTILIZAÇÃO DE TELAS DE ALTA RESISTÊNCIA PARA CONTENÇÃO DE TALUDES E ENCOSTAS ROCHOSAS	
<i>Alcir Tadeu Durão Tamiozo; Tiago dos Reis Sousa; Helber Pereira Taboza; Rachel Cristina Santos Pires</i>	

Luciano Loureiro Carneiro Barbosa
UNISUAM
Rachel Cristina Santos Pires
UNISUAM

RESUMO

O solo é um dos principais materiais utilizados nas obras viárias, tem grande disponibilidade para ser utilizado, possui baixo custo e é pouco prejudicial à natureza e a saúde humana. No entanto, é possível que o solo local encontrado a disposição para a execução da construção não apresente as propriedades e características necessárias para suportar os esforços oriundos do tráfego e das intempéries, desta forma, se faz necessário a correção do solo disponível para que este atenda às exigências de projeto de aterros sobre solos moles são caracterizados por baixa resistência e permeabilidade, e alta deformabilidade. Assim, deve-se atentar para o baixo fator de segurança durante e logo após a construção do aterro, visto que, nessas fases, o carregamento é máximo, porém a resistência do solo de fundação é mínima, por causa do excesso de poropressão gerado. No final da construção, com o decorrer do tempo, há uma tendência de aumentar a estabilidade, em consequência do ganho de resistência promovido pelo adensamento do solo mole. Existem diversos métodos para corrigir e estabilizar os solos, e é fundamental conhecê-los para fazer uma escolha correta, tecnicamente e economicamente falando. Com base nisso, foi produzido este artigo de revisão bibliográfica de análise interpretativa e comparativa entre alguns processos de estabilização de solos, trazendo conceitos, classificações, apresentando os diferentes tipos de estabilização e estabilizantes, incluindo as novas tendências de pesquisas científicas neste segmento.

Palavras-chave: Análise de estabilidade; Métodos construtivos; Aterro.

INTRODUÇÃO

A necessidade da execução de escavações urbanas cada vez mais profundas tem imposto aos engenheiros o grande desafio de equilibrar elevados esforços horizontais com um mínimo de deslocamentos do maciço de solo e das estruturas localizadas nas vizinhanças.

Muitos materiais têm sido estudados para serem inseridos como agentes estabilizantes, que melhorem as características geotécnicas de solos

e, conjuntamente, os agregados de resíduos sólidos, provenientes da indústria da construção civil que tem se mostrado como materiais promissores para uso em camadas de pavimentos.

Estes materiais possuem, inclusive, normatização própria para tal finalidade, a ABNT NBR 15115/2004 (Agregados reciclados de resíduos sólidos da construção civil – Execução de camadas de pavimentação – Procedimentos) e ABNT NBR 15116/2004 (Agregados reciclados de resíduos sólidos da construção civil - Utilização em pavimentação e preparo de concreto sem função estrutural – Requisitos), podendo ser divididos em duas classificações: Agregado de Resíduo Misto (ARM) e Agregado de Resíduo de Concreto (ARC).

Grubba (2009) afirma com base em seu estudo do comportamento mecânico do ARC, que o mesmo pode ser usado como camada de base e sub-base de pavimentos.

O êxito do comportamento dos pavimentos de áreas habitacionais, e também se estendendo a rodovias e vias urbanas requer engenharia, pesquisa e inovação. Isso exige trabalhar com a natureza e empregar materiais que se encontram disponíveis localmente, otimizando o uso dos recursos e buscando a sustentabilidade. Dessa forma, necessita-se de planejamento, projeto, construção e trabalhos de manutenção que maximizem a qualidade, a agilidade construtiva, a economia de recursos não renováveis, os custos e o tempo de vida útil da estrutura do pavimento. Problemas assim incentivam a pesquisa de soluções para a estabilização desses tipos de solos.

Uma das técnicas utilizadas para essa alternativa é a estabilização granulométrica dos solos a partir da aplicação de agregados. Nesse contexto, analisar a viabilidade da aplicação de agregados reciclados de resíduos da construção civil misturados com um solo colapsível visando melhorar as características de colapso do solo em estudo e contribuir para um direcionamento viável destes resíduos.

A estabilização consiste no tratamento do solo, por um processo mecânico, ou químico, tornando-o estável para os limites de sua utilização, e permanecendo assim, mesmo sob a ação de cargas exteriores e ações climáticas. Entre os principais métodos de estabilização de solos além da correção granulométrica já citada, pode-se citar também a compactação, e a adição de estabilizantes químicos; estes podem ser usados individualmente ou em conjunto (BRITO & PARANHOS, 2017).

A escolha do tipo de estabilização a ser realizado deve ter viabilidade técnica e econômica, para tanto, é necessário conhecer melhor os métodos de estabilização de solos, dos mais tradicionais até as novas técnicas disponíveis no mercado. Portanto, este artigo apresenta definições, classificações, tipos de estabilização e estabilizantes, englobando também as novas pesquisas neste campo.

Inicialmente para realizar o estudo, é necessário recorrer aos métodos de investigação geológica, realizar levantamentos, consistindo na descrição dos solos e rochas encontrados no terreno. Através deste

levantamento geológico, será possível analisar geotecnicamente a área caracterizando a instabilidade do solo encontrada no local, podendo assim descrever os perfis de solos expostos e a litologia.

Este projeto expõe bases para a elaboração de um artigo de cunho científico, referências bibliográficas, normas, artigos científicos, estudos de caso em dissertações e sites especializados e pretende-se elucidar sobre como o desempenho de uma construção, durante ou após, está interinamente ligada à estabilização corretamente dos solos.

Este estudo objetiva aprofundar o entendimento desse tipo de projeto através de análises dos métodos construtivos para estabilização de solos em aterros, com análise interpretativa e comparativa entre alguns processos de estabilização de solos, avaliando também o comportamento mecânico em função da deformabilidade e da resistência.

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Estabilização de Solos

A estabilização de solos é uma prática milenar, desenvolvida a princípio de forma rudimentar, foi sendo aprimorada com o tempo. Tem sido considerada a principal preocupação dos pesquisadores do segmento de geotecnia e engenharia civil, que buscam por soluções mais eficientes e econômicas. É um processo realizado para estabilizar e suplementar as propriedades de resistência do solo, maximizando a adequação para um determinado uso. A estabilização do solo pode ser realizada por métodos mecânicos ou químicos (MOUSAVI et al., 2017).

Segundo Vargas (1985), chama-se estabilização de solos o processo pelo qual se confere ao solo uma maior resistência estável às cargas, ao desgaste ou à erosão, por meio de compactação, correção da sua granulometria e da sua plasticidade ou de adição de substâncias que lhe confirmam uma coesão proveniente da cimentação ou aglutinação dos seus grãos.

A estabilização de um solo consiste em dotá-lo de condições de resistir a deformações e ruptura durante o período em que estiver exercendo funções que exigem essas características, num pavimento ou outra obra qualquer (SENÇO, 2001).

Para obter uma execução bem-sucedida na estabilização de solo, é necessário a realização de ensaios laboratoriais e testes de campo, embora os ensaios de laboratório resultem em resistências maiores do que o material correspondente do campo, eles ajudam a avaliar a eficácia dos materiais estabilizados em campo e auxiliam na determinação do tipo de estabilizante e de sua quantidade. Estabilidade, força, compressibilidade, permeabilidade e durabilidade do volume são as informações relevantes sobre as propriedades do solo que mais interessam aos profissionais, e a compreensão destas características é crucial para obter a estabilidade (MAKUSA, 2013).

Segundo Balbo (2007), as camadas com materiais que não empregam estabilização com ligante hidráulico ou asfáltico são camadas que recebem estabilização puramente mecânica por efeito de compressão e adensamento dos materiais constituintes; além disso, quando bem graduadas, dizemos que são estabilizadas granulometricamente. Camadas desse tipo, compostas por granulares (agregados), por solos ou, ainda, por mistura de ambos, ocorrem em bases, sub-bases e, eventualmente, em reforços de subleitos de pavimentos.

A estabilização mecânica é considerada o método mais utilizado e mais antigo na construção de estradas, trata-se de uma melhoria derivado das mudanças e alterações na proporção das partes sólidas, líquidas e gasosas. Pode ser realizada por compactação, procedimentos que alteram apenas o arranjo das partículas do solo; ou por correção da granulometria, que é a adição ou retirada de partículas do solo (MEDINA & MOTTA, 2005).

O método de estabilização por compactação é responsável pela melhoria da estabilidade mecânica de maior parte dos tipos de solo, no entanto, existem casos em que a compactação sozinha não é suficiente, e passa a ser usada em conjunto com outros métodos de estabilização. Com este método, através de uma energia externa de compactação aplicada ao solo, é possível diminuir o número de vazios do solo, desta forma, inibindo a percolação da água e a erosão provocada por ela, aumentando a densidade, a durabilidade, a compacidade, e, conseqüentemente, a resistência mecânica. (LITTLE, 1995; MEDINA & MOTTA, 2005; BRITO & PARANHOS, 2017).

Por outro lado, a correção granulométrica diz respeito a combinação e mistura de dois ou mais tipos de solos, em proporções adequadas para obtenção de um material homogeneizado, bem graduado, com porcentagem limitada de partículas finas e posterior compactação. Este processo, tem como finalidade garantir a estabilidade do solo e o aumento da resistência mecânica, por meio do contato entre os grãos das partículas maiores e o preenchimento dos vazios pelos grãos das partículas mais finas (VILLIBOR, 1982).

Sob uma diferente perspectiva, quando o solo sofre um processo de estabilização química ele tem sua estrutura modificada, passando a ter maior resistência, menor permeabilidade e compressibilidade do que o solo nativo. Com a adição de estabilizadores ao solo natural, ocorrem reações químicas que ajudam a atingir a umidade ótima para uma boa compactação, promovendo o preenchimento dos poros e assegurando a melhoria das propriedades físicas e mecânicas do solo, para a obtenção da resistência exigida em projeto. Os resultados alcançados por este processo, dependem principalmente das reações químicas que acontecem entre o estabilizador e os minerais presentes no solo. A estabilização química pode ser executada com diferentes tipos de aditivos, como a cal, o cimento, a emulsão betuminosa, pozolanas, produtos industriais e resíduos industriais (MAKUSA, 2013).

Estabilização Física (Granulométrica)

Na estabilização física as propriedades do solo são alteradas modificando-se sua textura. Este método consiste basicamente no emprego de um ou mais materiais, de modo a se enquadrarem dentro de uma determinada especificação, como, por exemplo, a correção granulométrica ou a adição de fibras.

A estabilização granulométrica consiste na combinação e manipulação de solos, em proporção adequada, de forma a obter um produto final de estabilidade maior que os solos de origem, e adequado para a aplicação em cada caso particular (VILLIBOR, 1982).

Todos os solos, em sua fase sólida, contêm partículas de diferentes tamanhos em proporções as mais variadas. A determinação do tamanho das partículas e suas respectivas porcentagens de ocorrência permitem obter a função distribuição de partículas do solo denominada distribuição granulométrica (ARRIVABENI, 2017).

Vizcarra (2010) afirma que a estabilização granulométrica consiste em se obter um material de estabilidade maior que os solos de origem e de porcentagem limitada de partículas finas, com a mistura íntima homogeneizada de dois ou mais solos e sua posterior compactação, ou seja, consiste na alteração das propriedades do solo através da adição ou retirada de partículas do mesmo, procurando obter como produto final um material adequado para a aplicação em cada caso particular.

Os fatores que influenciam no comportamento da composição granulométrica são: a natureza da partícula, pois a mesma deve apresentar resistência suficiente e não sofrerem alterações indesejáveis; e a estabilização da composição deve ser levada a densificação ótima, que pode ser entendida como o melhor arranjo das partículas aprimorando a distribuição dos esforços (MEDINA & MOTTA, 2005).

Como influência da granulometria na estabilidade de um solo, um material granular projetado para máxima estabilidade deve possuir alto atrito interno, a fim de resistir as deformações. Existe uma relação direta entre estabilização e granulometria que proporcionam uma máxima densificação, através do preenchimento, por grãos menores dos vazios existentes entre os grãos maiores, mas sem que seja perdido o contato entre eles, a fim do que existam forças de atrito entre os mesmos (SANTANNA, 1998).

Segundo Senço (2001), entre as características que um solo estabilizado deve apresentar, ressaltam-se a resistência ao cisalhamento e a resistência à deformação. A condição de resistência ao cisalhamento deve fazer com que o solo, quando sujeito às tensões oriundas, resista, sem se romper, a deformações além de certos limites considerados ainda compatíveis com as necessidades do local.

Estabilização Mecânica

Os métodos mecânicos são aqueles que não se adicionam qualquer material estranho ao solo. Aumentam a densidade do solo, melhorando sua resistência mecânica e durabilidade. Envolvem a redução de volume de vazios do solo através da energia imposta; preenchimento de vazios reduzindo os poros e inibindo a percolação da água e a erosão provocada por ela, aumentando a durabilidade; aumento da compactação, tendo-se o acréscimo da resistência mecânica; drenagem e mantendo o conteúdo de água constante, a mistura de tipos de solos diferentes. Em geral estas técnicas são combinadas com a compactação (SANTOS, 2012).

Segundo Seed & Chan (1959, apud PINTO, 2008) a quantidade de água utilizada em um processo de compactação influencia diretamente na resistência e na durabilidade do solo. Eles estudaram a estrutura de formação do solo nos ramos seco e úmido da curva de compactação observando algumas diferenças entre os dois ramos que deram origem ao direcionamento do estudo efetuado nesta pesquisa. No ramo seco da curva, onde tem-se uma baixa quantidade de água, ocorre o favorecimento do arranjo floculado (não alinhado) das partículas de argila. Já no ramo úmido, conforme a quantidade de água é acrescida, o grau de alinhamento entre as partículas aumenta, denominando-se arranjo dispersivo.

O carregamento efetuado durante a compactação pode gerar uma estabilização mecânica de natureza dinâmica ou estática. Isto influencia na densidade seca e conseqüentemente no teor de umidade ótima (SANTOS, 2012).

Estabilização Química

A estabilização química dos solos refere-se ao procedimento no qual uma quantidade de material químico qualquer (aditivo) é adicionada ao solo natural, melhorar uma ou mais de suas propriedades de engenharia. Os estabilizantes utilizados podem ser betumes, cimento Portland, cal, pozolanas e outros.

O estabilizante químico mais utilizado é o cimento, sua ação no solo se dá precisamente da mesma maneira que no concreto. A reação com a água forma um gel coloidal cimentício insolúvel, capaz de dispersar-se e preencher os poros, endurecendo para formar uma matriz contínua de melhor resistência que envolve as partículas de solo ligando as juntas (COOK & SPENCE, 1983, apud PINTO, 2008).

A estabilização química conduz a uma melhor resistência mecânica e menor permeabilidade, proporcionando uma maior durabilidade (SANTOS, 2012).

Origem dos Solos

Os solos são misturas complexas de materiais inorgânicos e resíduos orgânicos parcialmente decompostos. Para o homem em geral, a formação do solo é um dos mais importantes produtos do intemperismo. Os solos diferem grandemente de área para área, não só em quantidade (espessura de camada), mais também qualitativamente.

Segundo Pinto (2016), todos os solos se originam da decomposição das rochas que constituem inicialmente a crosta terrestre. A decomposição é decorrente de agentes físicos e químicos. Variações de temperatura provocam trincas, nas quais penetra a água, atacando quimicamente os minerais.

O congelamento da água nas trincas, entre outros fatores, exerce elevadas tensões, do que decorre maior fragmentação dos blocos.

A presença da fauna e flora promove o ataque químico, através de hidratação, hidrólise, oxidação, lixiviação, troca de cátions, carbonatação, etc. O conjunto destes processos, que são muito mais atuantes em climas quentes do que em climas frios, leva à formação dos solos que, em consequência, são misturas de partículas pequenas que se diferenciam pelo tamanho e pela composição química.

A maior ou menor concentração de cada tipo de partícula num solo depende da composição química da rocha que lhe deu origem.

Classificação dos Solos

Segundo Rodrigues (2018) solos diferentes com propriedades similares podem ser classificados em grupos e subgrupos de acordo com seu comportamento do ponto de vista da engenharia. Os sistemas de classificação fornecem uma linguagem comum para se expressar concisamente, sem descrições detalhadas, as características gerais dos solos, que são infinitamente variadas.

O objetivo da classificação dos solos, sob o ponto de vista da engenharia, é o de poder estimar o provável comportamento do solo ou, pelo menos, o de orientar o programa de investigação necessário para permitir a adequada análise de um problema (PINTO, 2006).

Ainda de acordo com Pinto (2006), é muito discutida a validade dos sistemas de classificação. De um lado, qualquer sistema cria grupos definidos por limites numéricos descontínuos, enquanto solos naturais apresentam características progressivamente variáveis. Pode ocorrer que solos com índices próximos aos limites se classifiquem em grupos distintos, embora possam ter comportamentos mais semelhantes do que solos de um mesmo grupo de classificação. A esta objeção, pode-se acrescentar que a classificação de um solo, baseada em parâmetros físicos por ele apresentados, jamais poderá ser uma informação mais completa do que os próprios parâmetros que o levaram a ser classificado, entretanto, a classificação é necessária para a transmissão de conhecimento.

Quando um tipo de solo é citado, é necessário que a designação seja entendida por todos, ou seja, é necessário que exista um sistema de classificação. Conforme apontado por Terzaghi, “um sistema de classificação sem índices numéricos para identificar os grupos é totalmente inútil”. Se, por exemplo, a expressão areia bem graduada compacta for empregada para descrever um solo, é importante que o significado de cada termo desta expressão possa ser entendido da mesma maneira por todos e, se possível, ter limites bem definidos (RODRIGUES, 2018).

Solos Moles

As deformações que ocorrem em uma massa de solo quando esta é submetida a um carregamento dependem do estado de tensões aplicado, das propriedades do solo e da forma pela qual o estado de tensões é atingido.

Solos moles são caracterizados geralmente como solos argilosos saturados, com baixíssima resistência ao cisalhamento, baixa permeabilidade e alta compressibilidade. Com isso, quando carregados, apresentam tempo de adensamento muito elevado, que pode compreender em anos ou, até mesmo, décadas. Como consequência, esse efeito pode comprometer o prazo requerido para o término do projeto e/ou gerar problemas futuros associados a recalques. A partir disso, fez-se necessário, dentro da engenharia geotécnica de se estudar diferentes técnicas construtivas que possam vir a minimizar ou, até evitar por completo esse fenômeno (MARTINS & ABREU, 2002).

Para o caso de obras sobre solos moles, surgem incertezas sobre o comportamento real da obra devido à variabilidade do perfil geotécnico e às dificuldades na previsão acurada da dissipação do excesso de poropressão como também dos deslocamentos que ocorrem na camada de argila.

Um fator de grande relevância nos estudos do comportamento dos aterros e obras sobre solos moles corresponde às análises de suas condições de estabilidade interna (aterro), estabilidade externa (fundação) e estabilidade global (aterro + fundação) (ALMEIDA, 2010).

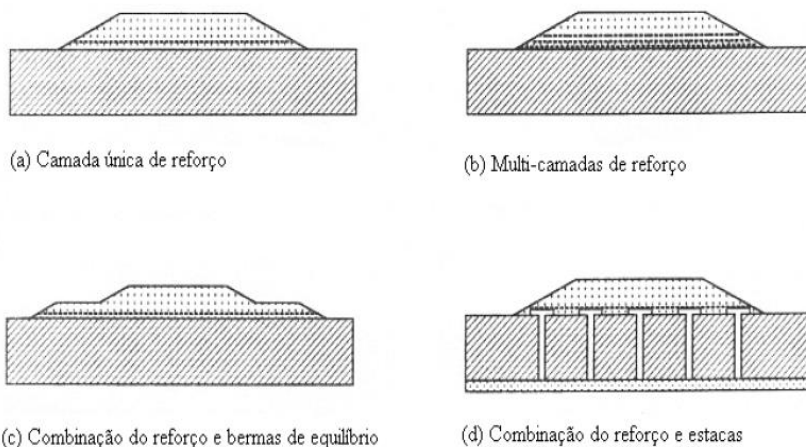
APLICAÇÕES DO SOLO REFORÇADO EM ATERROS

Os solos, em geral, desde que adequadamente compactados, apresentam boa resistência à compressão e ao cisalhamento. No entanto, a resistência à tração é baixa. A técnica de solo reforçado objetiva incorporar, ao solo, materiais que concentrem as cargas de tração, melhorando as características mecânicas do material composto. Aterros reforçados sobre solos moles, são algumas das aplicações correntes.

Segundo Moraes (2002), em aterros reforçados sobre solos moles, o reforço pode ser colocado em toda a extensão da interface aterro-fundação, em camadas compreendendo toda altura ou somente posicionadas próximo à base do aterro. Nos aterros muito extensos, o reforço pode ser instalado parcialmente, limitando-se a trechos próximo às bordas do mesmo. O reforço,

também, pode ser empregado combinado a bermas de equilíbrio ou associado a estacas.

A figura 1: esquematiza alguns exemplos



Fonte: MORAES (2002)

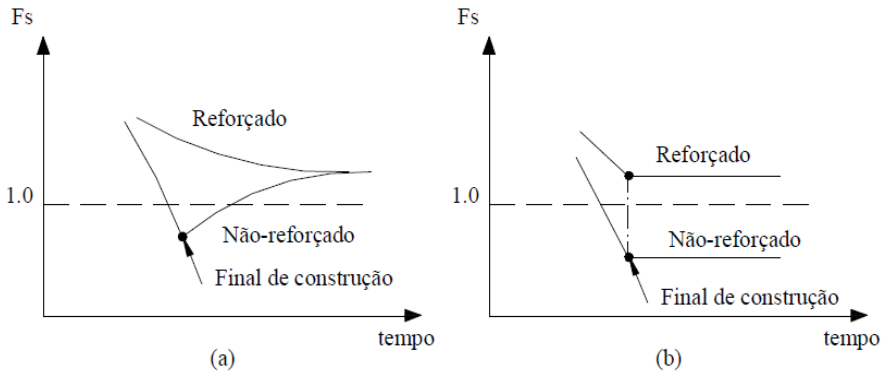
Existem vários tipos de reforços, os quais variam segundo a forma e a matéria-prima com que são fabricados. Por exemplo: tiras, mantas ou grelhas, que podem ser metálicas ou sintéticas, comumente denominadas geossintéticos (geotêxteis, geocélula e geogrelhas). Os geossintéticos são fabricados a partir de polímeros. Dentre as características necessárias para atuarem como reforço, tem-se que os geossintéticos devem ser resistentes, relativamente rígidos, duráveis e aderentes ao solo (MORAES, 2002).

Palmeira (1999), cita as contribuições da presença do reforço geossintéticos em aterros sobre solos moles, tais como:

- Distribuição de tensões mais favorável para o solo mole;
- Aceleração do processo de adensamento, caso o reforço seja drenante;
- Execução de taludes mais íngremes;
- Aumento do fator de segurança (PALMEIRA, 1999).

Em relação ao fator de segurança, a figura 2 (a) apresenta, que o reforço melhora a estabilidade do aterro reforçado durante o período construtivo e no processo de adensamento do solo mole de fundação até que o ganho de resistência deste torne desnecessária a presença do reforço. No caso do reforço colocado ao longo de todo o talude do aterro, visando a execução de taludes mais íngremes, o reforço é necessário por toda a vida da obra, como se verifica na figura 2 (b).

Figura 2: Fator de segurança de aterros não-reforçados e reforçados: (a) reforço colocado na interface aterro-fundação; (b) reforço incorporado ao talude do aterro



Fonte: MORAES (2002)

A magnitude da força, a ser mobilizada nos reforços, depende do tipo de aplicação. A força suportada por cada camada de reforço pode variar entre 10 e 400kN/m.

A aderência do reforço ao solo é determinada em função da forma do geossintético.

Grelhas ou mantas proporcionam uma boa aderência ao solo.

A durabilidade do reforço é influenciada pelo tempo e deve ser avaliada juntamente com as condições ambientais. Em obras permanentes, a durabilidade do geossintético é um fator importante a ser considerado.

Propriedades dos Geossintéticos

Os geossintéticos são usados em diversas situações em engenharia geotécnica especialmente como elementos para reforço de solos, drenos, filtros, camadas de separação ou impermeabilização. Dependendo da função a ser desempenhada na obra, diferentes propriedades são requeridas dos geossintéticos.

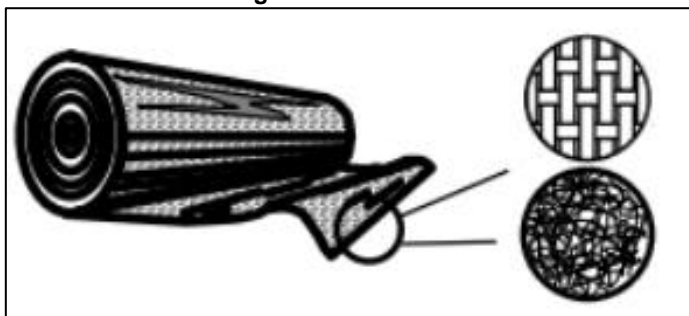
Os materiais constituintes dos geossintéticos são os polímeros. Os polímeros são macromoléculas compostas por unidades menores denominadas monômeros, que são estruturadas num processo denominado de polimerização. Na polimerização dá-se a junção dos monômeros de modo a formarem macromoléculas, variando as propriedades de um polímero de acordo com o número e o tipo de monômeros que o constituem. Em termos químicos os polímeros sintéticos são constituídos no geral por compostos de carbono e hidrogênio, organizando-se em grupos por vezes muito complexos (COSTA et al., 2015).

Classificação dos Geossintéticos

Os geossintéticos podem ser classificados genericamente em categorias dependendo do processo de fabricação. As denominações usuais e breves descrições dos geossintéticos estão apresentadas a seguir:

Geotêxteis: são mantas contínuas de fibras ou filamentos, tecidos, não tecidos, tricotados ou costurados. As mantas são flexíveis e permeáveis. Geotêxteis são usados para aplicações de separação, proteção, filtração, drenagem, reforço e controle de erosões (Figura 3).

Figura 3: Geotêxteis



Fonte: COSTA et al. (2015)

Geotêxteis tecidos (Figura 4) são fabricados com o processo de tecelagem tipo trama, com baixa permeabilidade, utilizados principalmente como elementos de reforço, estabilização em aterros e obras de contenção tipo solo reforçado. Sua utilização possibilita a redução dos custos e dos cronogramas executivos das obras, e também minimiza a interferência no meio ambiente (GEO DIPROTEC, 2020)

Figura 4: Geotêxteis tecidos



Fonte: GEO DIPROTEC (2020)

Geotêxteis não tecidos (Figura 5) são mantas sintéticas permeáveis, fabricados pelo sistema de agulhagem, resistentes à tração, puncionamento e agentes químicos, com ampla utilização em diversos segmentos da construção civil, indústria e infraestrutura. São normalmente aplicados como filtro em sistemas de drenagens, camada de separação entre materiais de diferentes granulometrias, proteção mecânica em sistemas de

impermeabilização, elemento de reforço em recapeamentos asfálticos, estruturante para impermeabilizações e mantas para cura de concreto (GEO DIPROTEC, 2020).

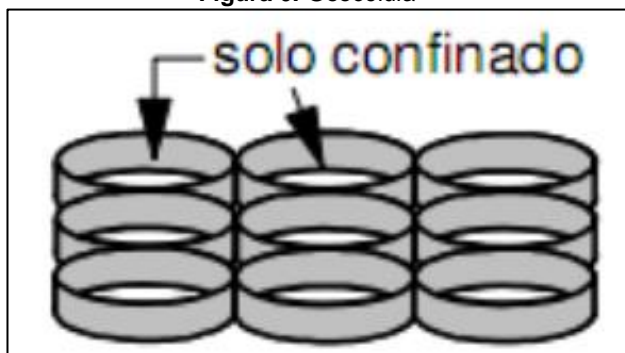
Figura 5: Geotêxteis não tecidos



Fonte: GEO DIPROTEC (2020)

Geocélula: são arranjos tridimensionais relativamente espessos, constituídos por tiras poliméricas. As tiras são soldadas para formar células interconectadas que são preenchidas com solo e, às vezes, concreto. Em alguns casos, faixas de 0,5 a 1m de largura de geogrelhas podem ser ligadas por hastes poliméricas verticais para se formar geocélula mais espessas, também denominadas “geocolchão” (Figura 6).

Figura 6: Geocélula



Fonte: COSTA et al. (2015)

As Geocélulas (Figura 7) apresentam-se em painéis com estrutura tridimensional, compostos por um conjunto de células contíguas com formato semelhante à de favo de mel. Esse sistema de confinamento celular é constituído de PEAD (Polietileno de Alta Densidade) de alta performance, reforçado com fibras de poliamida e poliéster. As células podem ser preenchidas com solo, areia, brita ou concreto. Suas principais aplicações são o controle de erosão, proteção e revegetação de taludes, reforço de solos moles e revestimento de canais (GEO DIPROTEC, 2020).

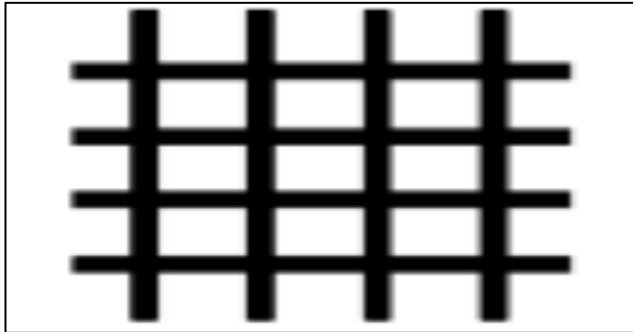
Figura 7: Conjunto de células contíguas



Fonte: GEO DIPROTEC (2020)

Geogrelhas: são materiais geossintéticos com forma de grelha. A principal aplicação das geogrelhas é em reforço de solos (Figura 8).

Figura 8: Geogrelhas



Fonte: COSTA et al. (2015)

As geogrelhas (Figura 9) são fabricadas com alto peso molecular e fios de poliéster de alta tenacidade, e foram desenvolvidas para serem um material de reforço de fácil instalação. Sua malha de abertura possui dimensões estáveis, assegurando que a resistência à tração será mobilizada sem deformação excessiva. Seu uso é predominantemente estrutural como reforço de estruturas de solo e aterros. Contudo, também são usadas para sobre passar vazios que podem se desenvolver sob carregamentos em camadas granulares (estradas e autoestradas) ou sob sistemas de cobertura de aterros sanitários.

Figura 9: Geogrelhas

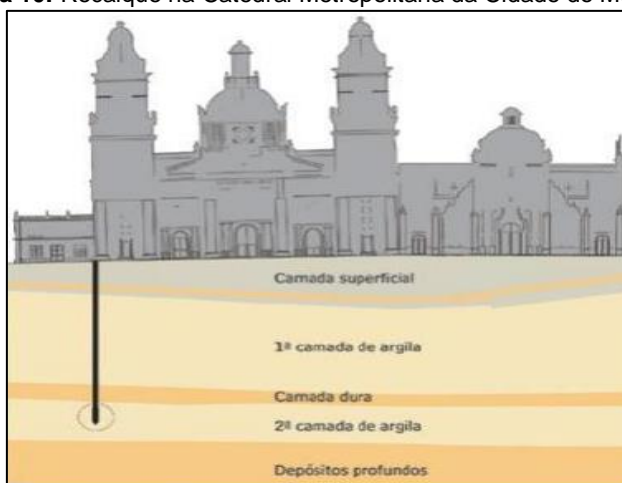


Fonte: GEO DIPROTEC (2020)

RECALQUES QUE PODEM OCORRER EM OBRAS SOBRE SOLOS MOLES

Os solos moles (argilosos), apresentam alta compressibilidade e por isso estão sujeitos a sofrer recalques por adensamento, durante o processo natural de drenagem da água pelos vazios. Se o processo de adensamento ocorrer de forma homogênea no solo, ocorrerá um recalque total do solo e a estrutura que estiver sobre ele poderá não sofrer maiores problemas. Um exemplo de recalque total em uma estrutura é a Catedral Metropolitana da Cidade do México (Figura 10), ela sofreu recalques de até 2,42 metros entre a torre Oeste e a região do altar mor (SOARES & MELO, 2014).

Figura 10: Recalque na Catedral Metropolitana da Cidade do México



Fonte: SOARES & MELO (2014)

Para este processo de adensamento não ocorra, de forma homogênea no solo, uma parte tiver um recalque maior que a outra, ocorrerá um recalque diferencial que pode gerar danos à estrutura que estiver sobre ele, causando trincas fissuras ou até mesmo levar a ruína da estrutura. Exemplos conhecidos de recalques diferenciais são os prédios da orla de Santos (figura 11) com recalques máximos entre 40 e 120 cm e a Torre de Pisa (figura 12), que antes do processo de restauração ocorrido entre 1990 e 2001, estava com o topo 3,90 metros abaixo de onde ele estaria, se a torre estivesse totalmente na vertical.

Figura 11: Paria do Boqueirão, Santos



Fonte: SOARES & MELO (2014)

Figura 12: Torre de Pisa, Itália



Fonte: SOARES & MELO (2014)

Conforme os exemplos apresentados nas figuras 10, 11 e 12, pode-se perceber que o recalque que causa mais problemas é o recalque diferencial, por ele ocorrer de forma não uniforme no solo. No caso dos exemplos citados, os recalques diferenciais causaram uma inclinação na estrutura, o da Torre de Pisa foi amenizado com a injeção de cimento de alta resistência abaixo de sua fundação, técnica que também foi utilizada na Catedral Metropolitana da Cidade do México, onde o recalque foi total e não causou grandes problemas na estrutura. Já no prédio de Santos, existem alternativas para recolocar o prédio no lugar, através do levantamento do prédio com a utilização de macacos hidráulicos e do reforço da fundação com estacas (SOARES & MELO, 2014).

CONCLUSÃO

Através de uma extensa revisão bibliográfica feita no início desta pesquisa pôde-se conhecer mais um pouco como é o comportamento do solo, para que serve, as mudanças que se pode fazer nele para melhorar sua estabilidade.

Com base no que foi apresentado até então, pode-se concluir que as obras em aterros dispõem de variadas possibilidades de soluções para estabilização de solos; seja ela estabilização física, mecânica, químicas ou a combinação entre elas, do mesmo modo que possuem muitas opções de estabilizantes químicos que podem ser usados. Na prática é comum executar mais de um tipo de estabilização ao mesmo tempo, sendo a compactação junto a correção granulométrica; a adição de estabilizantes químicos e a compactação; ou até mesmo a combinação dos três métodos juntos.

As técnicas de estabilização se diferenciam pela forma com que interagem e reagem com o solo, no entanto, todas têm o propósito de mudar as propriedades e características do solo disponível no local, com a finalidade

de melhorar a sua resistência e capacidade de carga, para adequá-lo às especificações de projeto. Desta forma, a escolha do tipo de estabilização de solo a ser utilizada depende basicamente da viabilidade econômica e de quesitos técnicos como as particularidades da obra e do projeto; do tipo de solo disponível; volume de corte e aterro; distância de transporte das jazidas, caixas de empréstimos e bota-foras.

Os geossintéticos são materiais em aplicação crescente na Engenharia Civil, e particularmente em obras geotécnicas. A facilidade de aplicação, o baixo custo e a versatilidade destes materiais quando comparados com metodologias e materiais tradicionais, torna-os materiais de construção atraentes, justificando assim o aumento progressivo da sua utilização.

Sintetizando o uso de geossintéticos pode permitir diminuir volumes totais de aterros em taludes, estradas, rodovias, e resolver muitos problemas hidráulicos, pode substituir ou complementar materiais convencionais como pedras que são caros e possui muitas deficiências em logística, com isso, pode-se reduzir prazos de obras, assim como reduzir custos comparados às soluções convencionais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS:

ALMEIDA, M. S. S., MARQUES, M. E. S., **Aterros Sobre Solos Moles: Projeto e Desempenho**, Oficina de Textos, São Paulo, 2010.

ARRIVABENI, B. S. **Alternativas para estabilização granulométrica e química de solo de estradas florestais**. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-graduação em Ciências Florestais, Universidade Federal de Viçosa. Minas Gérias, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS NBR 15115. **Agregados reciclados de resíduos sólidos da construção civil – Execução de camadas de pavimentação – Procedimentos**. Rio de Janeiro, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS NBR 15116. **Agregados reciclados de resíduos sólidos da construção civil - Utilização em pavimentação e preparo de concreto sem função estrutural – Requisitos**. Rio de Janeiro, 2004.

BALBO, J. T. **Pavimentação asfáltica: materiais, projeto e restauração**. São Paulo; Oficina de Textos, 2007.

BRITO, L. C.; PARANHOS, H. da S. **Estabilização de Solos**. Revista Científica Multidisciplinar Núcleo do Conhecimento. Edição 06. Ano 02, Vol. 01. pp 425-438, setembro de 2017. ISSN:2448-0959.

COSTA, A. H. da; LOPES, G. A.; SOUSA, L. B.; PIMENTEL, L. A. S. **Versatilidade dos Geossintéticos aplicada a engenharia**. XII SEGeT,

Simpósio de Excelencia em Gestao e Tecnologia. Resende, Rio de Janeiro, 2015.

GEO DIPROTEC. **Geossintéticos: Geotêxteis - tecidos**. 2020. Disponível em: <http://www.diprotecgeo.com.br/produtos/geotextil-tecido/>. Acesso em: 10 de abril de 2020.

GEO DIPROTEC. **Geossintéticos: Geotêxteis – não tecidos**. 2020. Disponível em: <http://www.diprotecgeo.com.br/produtos/geotextil-nao-tecido/>. Acesso em: 10 de abril de 2020.

GEO DIPROTEC. **Geossintéticos: Geocélula**. 2020. Disponível em: <http://www.diprotecgeo.com.br/produtos/geocelula/>. Acesso em: 10 de abril de 2020.

GEO DIPROTEC. **Geossintéticos: Geogrelha**. 2020. Disponível em: <http://www.diprotecgeo.com.br/produtos/geogrelha/>. Acesso em: 10 de abril de 2020.

GRUBBA, D. C. R. P. **Estudo do comportamento mecânico de um agregado reciclado de concreto para utilização na construção rodoviária**. 2009. 163 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Transportes, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

LITTLE, D. N. **Stabilization of Pavement Subgrades and Base Courses with Lime**, Published by Kendall/Hunt Publishing Company. 1995.

MAKUSA, G. P. **Soil stabilization methods and materials in engineering practice: State of the art review**. Sweden: Lulea University of Technology, 2013.

MARTINS, I. S. M., ABREU, F. R. S., **Uma solução aproximada para o adensamento unidimensional com grandes deformações e submersão de aterros**, Revista Solos e Rochas, São Paulo, v. 25, p. 3-14, 2002.

MEDINA, J. de; MOTTA, L. M. G. **Mecânica dos pavimentos**. 2. ed. Rio de Janeiro, 2005.

MORAES, C. M. de. **Aterros Reforçados sobre Solos Moles – Análise Numérica e Analítica**. Dissertação do Programa de Pós-graduação de engenharia da UFRJ. Rio de Janeiro, 2002.

MOUSAVI, S. E., KARAMVAND, A. **Assessment of strength development in stabilized soil with CBR PLUS and silica sand**. Journal of Traffic and Transportation Engineering, (English Edition), JTTE: 142, 2017, doi: 10.1016/j.jtte.2017.02.002.

PALMEIRA, E. M. **Aterros Reforçados com Geossintéticos Sobre Solos Moles**. In: Geossintéticos, v.2, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 1999.

PINTO, A. R. A. G. **Fibras de Curauá e sisal como reforço em matrizes de solo**. Dissertação - Departamento de Engenharia Civil. PUC-Rio, Rio de Janeiro, 2008.

PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. 3.ed São Paulo: Oficina de Textos, 2016. 353 p.il.

RODRIGUES, K. H. de P. **Estudo de estabilização granulométrica de solos utilizando rejeito de mineração**. Programa de Pós-graduação em Geotecnia da EFOP, Ouro Preto, 2018.

SANTANNA, J. A. **Estudo do comportamento de solos artificiais em função da variação das características de sua fração grossa**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. São Paulo, 1998.

SANTOS, M. N. dos. **Análise do Efeito de Estabilização Mecânica em Matrizes de Terra**. Monografia do Curso de Engenharia Civil. PUC-Rio, Rio de Janeiro, 2012.

SENÇO, W. de. **Manual de Técnicas de Pavimentação**. vol. 2. 2. ed. São Paulo: Pini, 2001.

SOARES, M. R.; MELO, T. M. de. **Aterro estaqueado sobre solo mole – Estudo de Caso**. Monografia Graduação de Engenharia Civil. DOCTUM. Minas Gerais, 2014.

VARGAS, M. **Introdução à Mecânica dos Solos**, Ed. McGraw Hill, SP, 1985.

VILLIBOR, D. F. **Estabilização Granulométrica ou Mecânica**. GRÁFICA EESC – USP, São Carlos, SP, 1982.

VIZCARRA, G. O. C. **Aplicabilidade de Cinzas de Resíduo Sólido Urbano Para Base de Pavimentos**. Monografia do Curso de Engenharia Civil. PUC-Rio, Rio de Janeiro, 2010.

Lucas de Oliveira Roma Santa
UNISUAM

Paulo Pinheiro Castanheira Neto
UNISUAM

Flávia da Silva
UNISUAM

Rachel Cristina Santos Pires
UNISUAM

RESUMO

O presente trabalho discorre sobre o uso de Gabião para estabilização de taludes, tendo eles baixo impacto ambiental, preservando assim o nosso meio ambiente. Temos diversas soluções para estabilizar um talude, nem todas têm baixo impacto ambiental e tão pouco são executadas de maneira apropriada pois, normalmente, a solução de menor custo é adotada e nem sempre é a mais recomendada para a situação em questão. Então, buscou-se apresentar uma solução de baixo impacto ambiental e baixo custo. Foram expostos também os critérios de segurança e análise contra tombamento, deslizamento, ruptura global e os coeficientes de segurança. Para concluir, foi feita uma análise de situação simulada com auxílio de software. Ao final do artigo é possível entender melhor sobre os tipos de gabião, suas aplicações, bem como as análises que necessitam ser feitas para que seja executado um muro de contenção dentro das normas vigentes e de baixo custo visando o menor impacto ambiental na natureza.

Palavras-chave: Estabilidade de encostas; Muro arrimo de gabião; Taludes.

INTRODUÇÃO

Atualmente, as preocupações com a proteção ao meio ambiente ganham grande destaque e desta forma, as obras de grande porte, especialmente as de infraestrutura tem a necessidade de colaborar com sua parcela na preservação ambiental, uma vez que, muitas das vezes causam grandes impactos no meio ambiente, em todas as etapas do processo.

A questão da segurança envolvendo taludes em materiais geomecânicos (solos, alteração de rocha, fraturas e descontinuidades, rochas) é um problema recorrente nas Engenharias Civil e Geotécnica, seja envolvendo encostas naturais, seja envolvendo taludes de aterros e pilhas. Em muitas situações nos mais diversos tipos de obras e outras intervenções humanas, a avaliação da segurança de taludes é um fator controlador de

projetos, normalmente expresso sob a forma de um coeficiente de segurança mínimo a ser estabelecido (GERSCOVICH, 2019).

Obras voltadas para a parte de geotecnia, costumam provocar grande impacto ambiental, não somente pelos serviços de terraplenagem, mas também pelos processos e materiais utilizados nos processos de proteção e estabilização de taludes.

De forma geral, a erosão é entendida como o processo de desprendimento, transporte e deposição das partículas do solo, causado pelos agentes erosivos. Ela ocorre quando o potencial de transporte do agente erosivo é superior ao limite de agregação das partículas de solo, separando-as umas das outras e permitindo seu transporte (PINESE JUNIOR et al, 2008).

O homem, devido ao crescimento urbano, necessita constantemente estar construindo rodovias, implantação de platôs, túneis e etc. Assim, constituindo um talude de corte, expondo o terreno às condições climáticas antes protegidos por sua vegetação e sua formação geológica.

Com esse processo de cortes em taludes, a cobertura vegetal, que antes tinha a função de proteger o terreno é removida. Seja por exploração comercial ou necessidade de infraestrutura urbana (construção de estradas, por exemplo). Outro ponto a destacar é a inclinação do terreno, que faticamente é alterada, muitas vezes aumentando exponencialmente as possibilidades de ruptura. Com isso, se torna de suma importância a proteção e estabilização desses taludes, visando minimizar os riscos envolvidos.

A escolha pelo tema proposto neste estudo se dá pela necessidade de expor e discorrer sobre a utilização do Gabião para obras de contenção de encostas, tendo em vista menores custos e impactos ambientais.

O artigo foi elaborado através de pesquisas fundamentadas em literatura, especificações técnicas dos principais fornecedores do mercado e da análise do pesquisador.

O trabalho tem como objetivo discorrer sobre o gabião como estrutura de contenção de encostas, abordando seu dimensionamento, instalação, custo e vantagens.

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Os taludes ou as encostas naturais são definidos como superfícies inclinadas de maciços terrosos, rochosos ou mistos (solo e rocha), originados de processos geológicos e geomorfológicos diversos, podendo apresentar modificações antrópicas, tais como cortes, desmatamentos, introdução de cargas, etc. (FILHO & VIRGILI, 1998).

Em geral, a erosão é compreendida como o processo de desprendimento, transporte e deposição do maciço do solo. Ela ocorre quando as tensões cisalhantes atuantes se igualam ou ultrapassam à resistência ao cisalhamento do talude, separando-as umas das outras e permitindo seu transporte (PINESE JUNIOR et al, 2008).

As rupturas ocorrem pela perda da capacidade de suporte em função de condições que causam uma resultante de forças de cisalhamento não suportadas pelo corpo do talude em questão. Um corte mal dimensionado realizado pela intervenção humana pode ser o causador do desequilíbrio.

O gabião fortalece a base da encosta contra erosão provocada na altura em que o mesmo se encontra. Portanto protege a superfície coberta por ele e reforça o pé do talude contra efeitos de empuxo causados por ações de infiltração de água na extensão do maciço, que alteram a capacidade de suporte do mesmo. Entretanto, acima do seu nível, o material erodido na superfície do talude não será contido pelo gabião

Antes do terreno ceder, é possível visualizar em sua superfície marcações denominadas superfície de ruptura, trincas e fissuras que evidenciam a gradual perda de suporte da superfície até o eminente colapso. Em condições críticas, normalmente causada pelas chuvas e a consequente elevação da poropressão, é exatamente essa superfície crítica que se desprende do maciço e vem a ocorrer o deslizamento.

A erodibilidade, tais como a distribuição granulométrica, o ângulo de atrito, a coesão e a resistência ao cisalhamento. Silte e areia tendem a ser mais favoráveis ao desprendimento, enquanto solos com predominância argilosa são mais resistentes ao desprendimento (SANTOS, 2006).

Deslizamento de terra no Brasil

Em 2019, o IBGE publicou um estudo sobre a suscetibilidade de deslizamento de terra do território brasileiro. Segundo Belandi & Da Costa (2019), o levantamento mostra que 5,7% da extensão territorial nacional tem suscetibilidade muito alta a deslizamentos, enquanto outros 10,4% estão na segunda faixa mais elevada (Figuras 1 e 2).

Figura 1: Gráfico IBGE



Fonte: Belandi & Da Costa (2019)

Figura 2: Ilustração IBGE



Fonte: Belandi & Da Costa (2019)

É possível observar, que grande parte do risco iminente se concentra na região sudeste com 24,6% em alto risco e 23,2% em muito alto risco. Os fatores variam desde a intervenção humana à geologia (BELANDI & DA COSTA, 2019).

Estruturas de Contenção em Gabiões

Gabião são elementos modulares, confeccionados utilizando telas metálicas em malha hexagonal de dupla torção de alta resistência que, preenchidos com pedras e costurados juntos, formam estruturas destinadas à solução de problemas geotécnicos, hidráulicos e de controle da erosão. A montagem e o enchimento destes elementos podem ser realizados manualmente ou com equipamentos mecânicos comuns (BARROS, 2005).

Os muros de contenção ou arrimo em gabiões são estruturas a gravidade que trabalham em função do seu peso próprio e por essa razão são dimensionadas como um muro de gravidade. Como tal, têm a função de suportar os empuxos de terra atuantes. As teorias clássicas de Rankine e de Coulomb, bem como o método do equilíbrio limite, podem ser utilizados na determinação de tais empuxos (SANTOS JUNIOR, 2018).

A malha hexagonal de dupla torção é o elemento responsável por garantir o confinamento do material de preenchimento e as condições de estabilidade impostas pelas obras de engenharia nas quais os gabiões são aplicados.

A estrutura em gabião pode ser utilizada como um muro de arrimo, protegendo o talude ou como terra armada, utilizando geogrelhas entre cada 1 metro de altura ou 0,5 metros de altura para dar mais resistência ao solo (BARROS, 2005).

Segundo a AWA Comercial (2018), o gabião também possui uma série de vantagens tais como:

- Facilmente transportáveis até o local, uma vez que eles vem desmontados;
- Não necessita de mão de obra altamente especializada;
- O material de enchimento (pedras) pode ser obtido no local da obra ou nos arredores;
- Simplicidade executiva e eficiência;
- A construção é predominantemente seca, sem envolvimento de concretos e argamassas;
- Pode ser executado sob qualquer condição climática, inclusive em ambientes mais agressivos.
- Interação com o meio ambiente, paisagem e arquitetura.
- Baixo impacto ambiental
- Flexibilidade
- Permeabilidade

Tipos de Gabião

Gabião Caixa

Cada peça de gabião possui 1 ou 0,5 metros de altura. A cada camada de gabião executada, é necessário realizar a compactação do solo, garantindo assim menos movimentação do mesmo garantindo mais segurança na execução e menos movimentação de solo. Se negligenciar essa etapa, pode vir a causar deformação no muro enquanto a estrutura não está finalizada (BARROS, 2005).

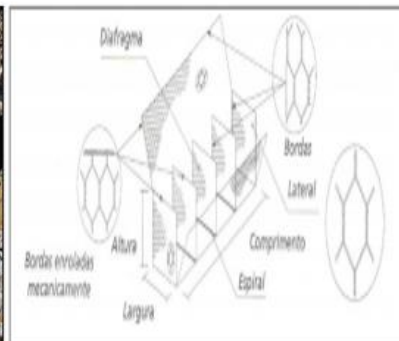
As gaiolas são compostas por arames de dupla torção que preservam a forma da caixa mesmo quando da ruptura do fio de arame (figuras 3 e 4).

Figura 3: Muro em Gabião



Fonte: Construfenix (2020)

Figura 4: Detalhamento da caixa de Gabião



Fonte: Barros et al (2017)

O gabião é comercializado em diversos tamanhos conforme a necessidade de projeto, mas existem algumas medidas padrões a qual ele é comercializado conforme podemos observar na tabela 1:

Tabela 1: Medidas comerciais da caixa de Gabião

Gabião caixa			
Dimensões padrão da caixa			Volume
Comprimento	Largura	Altura	
1,50 m	1,00 m	0,50 m	0,75 m ³
2,00 m	1,00 m	0,50 m	1,00 m ³
3,00 m	1,00 m	0,50 m	1,50 m ³
4,00 m	1,00 m	0,50 m	2,00 m ³
5,00 m	1,00 m	0,50 m	2,50 m ³
1,50 m	1,00 m	1,00 m	1,50 m ³
2,00 m	1,00 m	1,00 m	2,00 m ³
3,00 m	1,00 m	1,00 m	3,00 m ³
4,00 m	1,00 m	1,00 m	4,00 m ³
5,00 m	1,00 m	1,00 m	5,00 m ³

Fonte: Dimensões comercializadas pela Maccaferri (2015)

Assim como as outras soluções, o gabião também tem baixo impacto ambiental e sua execução, geralmente é simples e seu custo não é elevado. Ainda assim é bom pensar no planejamento para o enchimento das pedras, esse sim é um ponto crítico a se considerar, uma vez que o transporte das mesmas pode ser dificultoso.

Dentre as vantagens deste método estão a facilidade e rapidez na execução, a possibilidade de a estrutura resistir bem a recalques e a alta permeabilidade do conjunto. É muito comum seu uso em obras emergenciais e para a proteção de margens de cursos d'água. Além do formato tradicional também pode ser encontrado o gabião em colchão, ou em saco (GEORIO, 2014).

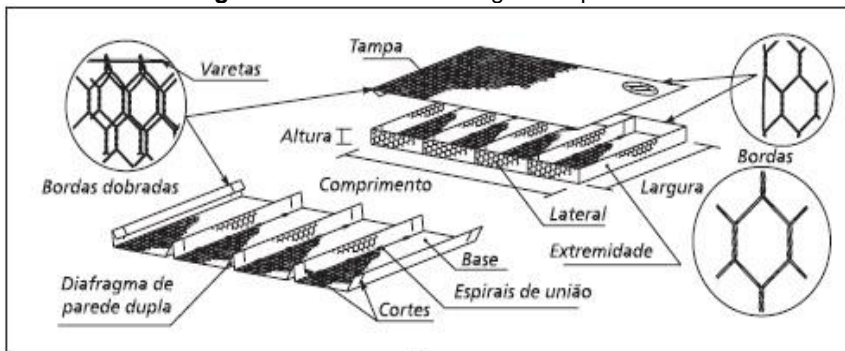
O gabião ainda tem a vantagem de ser usado como obra de arte, em muitos casos, o gabião é preterido por se integrar com mais facilidade a arquitetura do local ou do projeto a ser executado.

Gabião tipo colchão

São estruturas flexíveis adequadas para a construção de obras complementares tais como plataformas de deformação para proteger a base dos muros, canaletas de drenagem, revestimento de taludes além de sua função principal, que é atuar como revestimento flexível de margens e fundo de cursos d'água (MACCAFERRI, 2015).

O colchão é uma estrutura metálica, em forma de paralelepípedo, de grande área e pequena espessura. É formado por dois elementos separados, a base e a tampa, ambos produzidos com malha hexagonal de dupla torção (Figura 5) (MACCAFERRI, 2015).

Figura 5: Detalhamento do gabião tipo colchão



Fonte: Barros et al (2017)

Assim como no gabião, suas medidas comerciais são padronizadas, onde, seu comprimento varia entre 3m à 6m e sua largura é sempre 2m (tabela 2).

Tabela 2: Dimensões do colchão

Colchão Reno			
Dimensões padrão da caixa			Volume
Comprimento	Largura	Altura	
3,00 m	2,00 m	0,17 m	1,02 m ³
4,00 m	2,00 m	0,17 m	1,36 m ³
5,00 m	2,00 m	0,17 m	1,70 m ³
6,00 m	2,00 m	0,17 m	2,04 m ³
3,00 m	2,00 m	0,23 m	1,38 m ³
4,00 m	2,00 m	0,23 m	1,84 m ³
5,00 m	2,00 m	0,23 m	2,30 m ³
6,00 m	2,00 m	0,23 m	2,76 m ³
3,00 m	2,00 m	0,30 m	1,80 m ³
4,00 m	2,00 m	0,30 m	2,40 m ³
5,00 m	2,00 m	0,30 m	3,00 m ³
6,00 m	2,00 m	0,30 m	3,60 m ³

Fonte: Dimensões comercializadas pela Maccaferri (2015)

Gabião saco

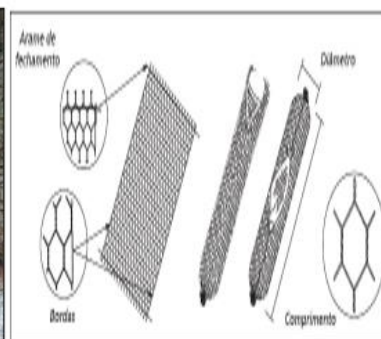
Segundo Barros et al (2017), o Gabião Saco é constituído de uma única tela em malha hexagonal de dupla torção retangular que, no momento da montagem, é enrolado de modo a unir os lados maiores do retângulo, assumindo a forma cilíndrica. Nas bordas livres das extremidades, passa alternadamente pela malha um fio de diâmetro maior que aquele usado na malha da tela, com o objetivo de reforçar as extremidades, possibilitando que elas sejam apertadas e a peça formada (figura 7).

São empregados em leitos de cursos d'água e como elementos de fundação de muros de gabiões (figura 6).

Figura 6: Montagem do Gabião tipo saco **Figura 7: Detalhamento do Gabião tipo Saco**



Fonte: HLF Construções (2020)



Fonte: Barros (2005)

Instruções de Montagem

Para garantir que as propriedades mecânicas dos gabiões sejam atendidas em sua máxima capacidade, devem ser seguidas instruções de

montagem e os materiais empregados no preenchimento das gaiolas (pedras) também devem ser cuidadosamente selecionados.

A preocupação com a logística de montagem é imprescindível, selecionando área adequada para estoque dos materiais necessários próxima à área de aplicação, que não prejudique a movimentação das máquinas disponíveis e necessárias para o serviço. O material de enchimento demanda uma logística especial de estoque avançado para aplicação imediata e eventualmente estoque principal afastado da frente de serviço, a fim de garantir o bom andamento da obra.

Será descrito a seguir o procedimento para instalação do gabião tipo caixa, uma vez que é o tipo mais indicado para obras de contenção, conforme o objetivo do artigo.

Montagem gabião caixa

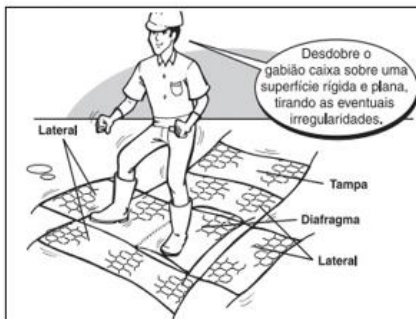
Após o transporte até o local de interesse, o gabião é retirado do fardo e então, desdobrado. Para manusear as telas, recomenda-se o uso de alicates, torquesas e luvas. Isso garante a segurança e agilidade para o colaborador responsável pela montagem (figuras 8 e 9).

Figura 8: Fardo de gabião



Fonte: Santos Junior (2018)

Figura 9: Gabião sendo desdobrado



Fonte: Maccaferri (2015)

As laterais são dobradas perpendicularmente até formar uma caixa. As pontas das arestas de contato são amarradas usando arames mais grossos nos cantos dos painéis.

A amarração é feita realizando duas meias voltas e uma volta com o arame ao longo de toda a aresta (Figura 11). O mesmo procedimento é aplicado para os diafragmas separadores, dividindo o gabião em células de 1,00 m de largura (figura 10).

Figura 10: Gabião sendo desdobrado



Fonte: Maccaferri (2015)

Figura 11: Gabião sendo desdobrado



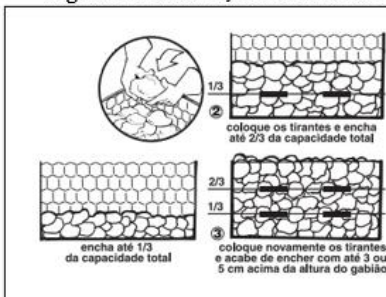
Fonte: Maccaferri (2015)

Devem ser colocados tirantes, posicionados horizontalmente, que conectem as paredes da caixa. Segundo Santos Júnior (2018), são recomendados quatro tirantes por cada metro. Cada tirante deve ser amarrado a duas torções da face frontal. Deve ser atentar para que a diferença entre o nível das pedras de duas caixas vizinhas não ultrapasse 30cm, para evitar a deformação do diafragma ou das faces laterais.

Se faz necessário a regularização da superfície do solo, seja compactando ou com aplicação de concreto magro para acomodar a base do muro.

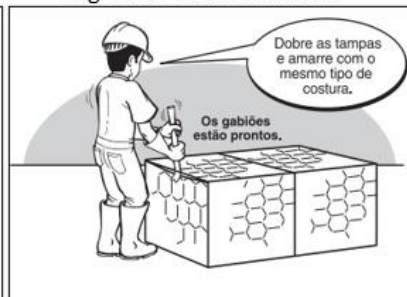
Após a amarração dos tirantes e enchimento da caixa com pedras, a última etapa se dá pela amarração da tampa no topo da caixa (figuras 12 e 13).

Figura 12: Colocação dos tirantes.



Fonte: Comic de instalação Maccaferri (2015)

Figura 13: Gabião montado.



Fonte: Comic de instalação Maccaferri (2015)

A cada camada de gabião executada, recomenda-se a compactação do solo que está em contato com o mesmo, evitando assim, possíveis deslocamentos de terra ao longo do tempo.

VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DO MURO EM GABIÃO

Como em toda estrutura de contenção análises de estabilidade se fazem necessárias, tendo como objetivo verificar a segurança do arrimo. As estruturas de contenção em gabiões apresentam as mesmas considerações de um arrimo padrão.

Verificação da estabilidade contra o deslizamento

A estrutura entra em processo de deslizamento quando a resistência contra o deslizamento ao longo da base do referido muro, somada ao empuxo passivo, não é maior que o empuxo ativo. O somatório de forças estabilizantes tem que ser maior que o somatório de forças instabilizantes.

Segundo Barros et al (2017), pode-se definir um coeficiente de segurança contra o deslizamento com a seguinte expressão:

$$F_d = \frac{T_d + E_{pd}}{E_{ad}}$$

Onde “Ead” e “Epd” são as componentes dos empuxos ativo e passivo na direção do escorregamento e força “Td” é a resistência disponível ao longo da base da estrutura e vale:

$$T_d = N \cdot \tan \delta^* + a^* \cdot B$$

Sendo “δ*” o ângulo de atrito entre o solo da fundação e a base da estrutura, e “a*” é a adesão entre o solo e a base.

Sugere-se também que o valor de “Fd ≥ 1,5” seja para solos não coesivos e “Fd ≥ 2,0”, para solos coesivos.

Verificação da estabilidade contra o tombamento

O tombamento da estrutura em questão pode vir a ocorrer no momento em que o valor do momento do empuxo ativo em relação ao fulcro da estrutura é maior que o peso próprio da estrutura somado ao momento do empuxo passivo.

Segundo Gerscovich (2010), para que o muro não tombe em torno do fulcro, o momento resistente deve ser maior do que o momento solicitante. O momento resistente (Mr) corresponde ao momento gerado pelo peso do muro. O momento solicitante (Ms) é definido como o momento do empuxo total atuante em relação ao ponto A.

O coeficiente de segurança contra o tombamento é definido como a razão (GERSCOVICH, 2010). Onde M_r representa o momento proporcionado pelo peso próprio da estrutura do gabião, somado ao momento do empuxo passivo e M_s refere-se ao empuxo ativo em relação ao fulcro.

$$FSt = \frac{M_r}{M_s} \geq 1,5$$

Verificação da estabilidade contra a ruptura global

Além das formas de ruptura citadas nos itens anteriores, pode ainda ocorrer a ruptura global do maciço ao longo de uma superfície de ruptura que contorna a estrutura de arrimo sem tocá-la. Este tipo de ruptura ocorre principalmente quando há camadas ou zonas de solos menos resistentes abaixo da fundação do muro de arrimo (BARROS et al, 2017).

Esta forma de ruptura é muito similar à que ocorre em taludes e, por isso, todos os métodos utilizados na análise de taludes podem ser aqui empregados, tais como: O método das cunhas e o método de Bishop simplificado.

O método das cunhas considera que a superfície de ruptura é formada por uma série de planos que delimitam cunhas rígidas. O equilíbrio dessas cunhas rígidas requer que uma parcela da resistência seja mobilizada ao longo desses planos. A relação entre a resistência disponível ao longo da superfície de ruptura e a resistência mobilizada é o coeficiente de segurança contra a ruptura do maciço. A superfície mais crítica é então determinada por um processo de tentativas que busca identificar aquela que apresenta o menor valor para o coeficiente de segurança (BARROS et al, 2017).

Segundo Barros et al (2017), a grande vantagem dos métodos que subdividem o material potencialmente instável em lamelas é a possibilidade de se considerar um grande número de diferentes situações tais como camadas de solos diferentes, pressões neutras, lençol freático, sobrecargas, etc. Além disso, a consideração de superfície de ruptura cilíndrica é mais realista por se aproximar melhor das rupturas observadas. Por isso são largamente empregadas na análise da estabilidade, tanto de taludes quanto de muros de arrimo. Entre esses métodos, o mais utilizado é o método de Bishop simplificado e o mesmo é descrito como:

$$F = \frac{\sum \frac{(s \cdot b + P \cdot \tan \phi)}{\cos \alpha + \tan \phi \cdot \sin \alpha}}{\sum (P \cdot \sin \alpha)}$$

É possível observar o coeficiente de segurança “F” aparecendo nos dois lados da equação, por isso, sua determinação é iterativa.

O software GawacWin®, da Maccaferri, faz este tipo de análise pelo método de Bishop e emprega o algoritmo Simplex para determinar a superfície de ruptura mais crítica.

DIMENSIONAMENTO DO MURO

Neste capítulo será realizado o dimensionamento de um muro, com o auxílio do software GawacWin®, da Maccaferri. Tendo como objetivo o ganho de área, para isso, será empregado o gabião como muro de arrimo para fazer a contenção em questão, e realizar todas as verificações de segurança, impedindo que o mesmo venha a deslizar.

Simulação

Os seguintes parâmetros foram utilizados como parâmetros de entrada. Foi considerado também uma carga de 40 KN/m² sobre o terreno.

Foi considerado uma altura de 3 metros para o muro em questão e os seguintes parâmetros (figuras 14 a 17).

Figura 14: Parâmetros de entrada do talude

Dados sobre o terrapleno	
Superfície superior	
Inclinação do 1º trecho (graus):	26.00
Comprimento do 1º trecho (m):	3.00
Inclinação do 2º trecho (graus):	0.00
Propriedades do solo	
Peso específico (kN/m³):	18.00
Âng. de atrito (graus):	30.00
Coesão (kN/m²):	10.00
OK Cancelar Ajuda	

Fonte: Arquivo Pessoal (2020)
Simulação feita no GawacWin®

Figura 15: Parâmetros de entrada para fundação

Dados sobre a fundação	
Superfície superior	
Altura inicial (m):	0.50
Comprimento (m):	10.00
Inclinação (graus):	0.00
Propriedades do solo	
Peso específico (kN/m³):	18.00
Âng. de atrito (graus):	30.00
Coesão (kN/m²):	5.00
Dados adicionais	
Máx. pressão adm. (kN/m²):	
Altura do nível d'água (m):	
OK Cancelar Ajuda	

Fonte: Arquivo Pessoal (2020)
Simulação feita no GawacWin®

Figura 16: Parâmetros de entrada do muro

Dados sobre o muro

Dados Gerais | Camadas

Inclinação (graus): 6.00 Geotêxtil no terrapleno

Peso específico (kN/m³): 24.00 Redução no atito (%)

Porosidade (%): 30.00 Geotêxtil sob a base

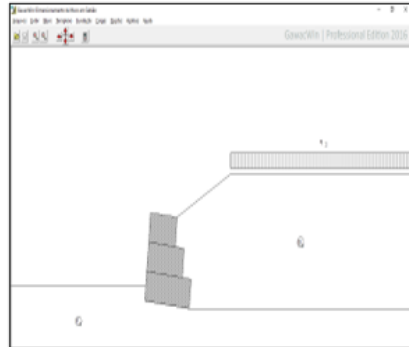
Redução no atito (%):

Malha e diâmetro do arame: @x10, e 2.7 mm CD

OK Cancelar Ajuda

Fonte: Arquivo Pessoal (2020)
Simulação feita no GawacWin®

Figura 17: Representação situacional

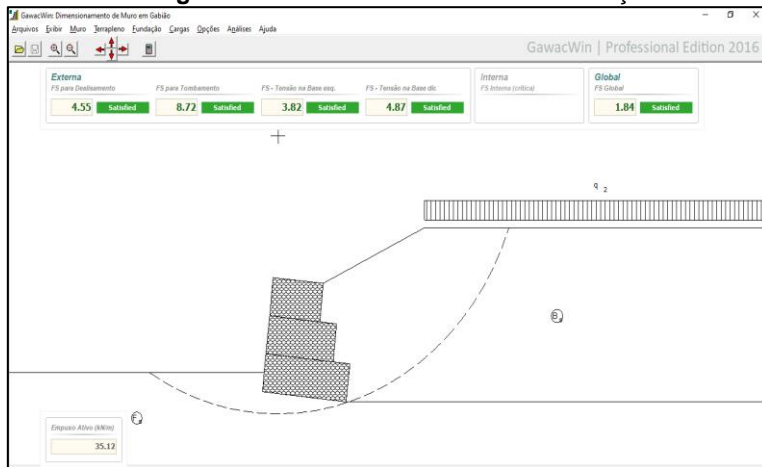


Fonte: Arquivo Pessoal (2020)
Simulação feita no GawacWin®

Resultado da simulação

Após introduzir todos os parâmetros de entrada, foi feita a análise e verificações (com o auxílio do software) abordadas neste artigo. E foi obtido o seguinte resultado (figura 18).

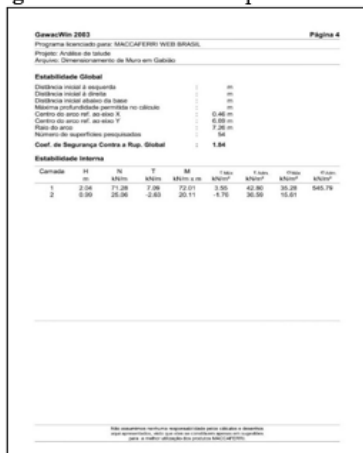
Figura 18: Resultado resumido das verificações



Fonte: Arquivo Pessoal (2020)
Simulação feita no GawacWin®

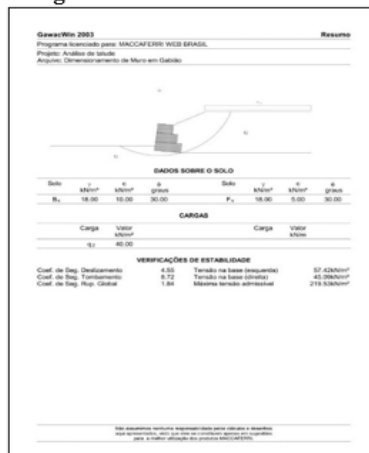
É possível observar que para os critérios de simulação adotados, um muro de 3 metros de altura cumpre com êxito todas as verificações necessárias e abordadas no presente artigo (figuras 19 a 24).

Figura 23: Resultado completo das verificações p4.



Fonte: Arquivo Pessoal (2020)
Simulação feita no GawacWin®

Figura 24: Resumo do relatório final.



Fonte: Arquivo Pessoal (2020)
Simulação feita no GawacWin®

Nota-se também como ângulo de atrito e coesão são fatores imprescindíveis na determinação da estabilidade. A resistência ao cisalhamento vem dessas características mais o peso específico, conforme mencionado no início do artigo.

CONCLUSÃO

O presente artigo aborda o uso do gabião como muro de arrimo para estabilização de encostas, principalmente nas situações que temos ruas ou estradas próximas do maciço ou até mesmo na margem de canais escavados. E o tema é de suma importância levando em consideração todas as incidências de deslizamento de terra presente em território nacional.

Através do dimensionamento feito é possível notar a alta resistência do muro em gabião e a sua perfeita empregabilidade, associada a uma metodologia e logística de aplicação, na situação proposta, uma vez que foi simulado uma encosta com inclinação de 26°. De fato, as situações são muito adversas quando se trata de estabilização, mas o processo de dimensionamento é o mesmo.

Com isso foi explorado o uso de gabiões como muro de arrimo para fazer a estabilização das encostas, visando seu baixo impacto ambiental, praticidade, empregabilidade e facilidade de se integrar a natureza, não perdendo o aspecto natural. Um ponto que ainda foi observado, é a possibilidade do ganho de área proporcionada pelo gabião, pois com os devidos cuidados de aplicação pode ocupar a região de corte do terreno natural, se tornando assim, uma ótima opção também para empreendimentos imobiliários.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT NBR 10514. **Redes de aço com malha hexagonal de dupla torção, para confecção de gabões.** Rio de Janeiro, 1988.

AWA COMERCIAL. **Gabiões: as vantagens de utilizar ele nos seus projetos.** 2018. Disponível em: <<https://http://awacomercial.com.br/blog/gabioes-as-vantagens-de-utilizar-ele-nos-seus-projetos/>> Acesso em: 01 de maio de 2020.

BARROS, P. L. A. **Maccaferri Gabiões do Brasil Ltda - Obras de Contenção, Publicação Técnica.** São Paulo, 2005.

BARROS, P. L. de A.; FRACASSI, G. ; DURAN, J. da S.; TEIXEIRA, M. A. **Obras de Contenção, Manual técnico Maccaferri.** São Paulo. 2017.

BELANDI, C.; DA COSTA, M. S. **Agência de notícias IBGE**, 29 nov. 2019. Disponível em: <<https://agenciadenoticias.ibge.gov.br/agencia-noticias/2012-agencia-de-noticias/noticias/26127-estado-do-rio-tem-mais-da-metade-do-territorio-com-alto-risco-de-deslizamentos>>. Acesso em: 24 fev. 2020. il. color..

CONSTRUFENIX. **Gabião.** 2020. Disponível em: <<https://www.construfenix.com.br/gabiao.php>> Acesso em: 18 de abril de 2020.

FILHO, O. A; VIRGILI, J. C. **Estabilidade de Taludes.** In: OLIVEIRA, A. M. dos Santos; BRITO, S. N. A. de. **Geologia de engenharia.** São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, 1998.

GERSCOVICH, D. M. S. **Estabilidade de taludes.** 2. ed. [s. L.]: Oficina de Textos, 2019. 192 p.

GERSCOVICH, D. M. S. **Estruturas de Contenção: Muros de Arrimo.** Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 2010. 48p. Disponível em; [<http://www.eng.uerj.br/~denise/pdf/muros.pdf>]. Acesso em: 02 de abril de 2020.

GEO-RIO - Fundação Instituto Geotécnica. **Manual de Técnico de Encostas Volumes I, II e III.** 2014.

HLF CONSTRUÇÃO. **Gabião Saco.** 2020. Disponível em: <<http://www.hlfconstrucao.com.br/gabiao-tipo-saco>> Acesso em: 22 abr. 2020.

MACCAFERRI. **Comics de instalação**. 2015. Disponível em: <<https://www.maccafferri.com/br/documentos/comics-de-instalacao/>> Acesso em: 22 de abril de 2020.

MARANGON, M. **Tópicos em geotecnia e obras de terra**. Novembro de 2009. Notas de Aula UFRJ.

PINESE JUNIOR, J. F.; CRUZ, L. M.; RODRIGUES, S. C. **Monitoramento de Erosão Laminar em Diferentes Usos da Terra, Uberlândia**. Uberlândia: Sociedade & Natureza, Uberlândia, 2008.

SANTOS, C. M. Z. **Caracterização de áreas com potencial de erosão na Fazenda Santa Edwirges, Lorena**. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Estadual Paulista “Júlio de Mesquita Filho”, Guaratinguetá. SP. 2006. 130p.

SANTOS JUNIOR, P. J. dos. **Gabiões e Estruturas de Arrimo**: análise teórico-numérico-experimental do comportamento mecânico. 2018. 213 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Unicamp, Campinas, 2018.

Felipe Debize da Motta

UNISUAM

Paulo Pinheiro Castanheira Neto

UNISUAM

Flávia da Silva

UNISUAM

Rachel Cristina Santos Pires

UNISUAM

RESUMO

O comportamento e a mecânica dos solos sempre foram desafios para engenheiros e geotécnicos. Compreender seus componentes, dentro de sua natureza heterogênea e suas propriedades mecânicas, influenciadas pelo sistema solo-água-ar, é a base de toda obra civil, afinal, é no solo o destino final das cargas provenientes da estrutura, transmitidas pelas fundações. Tendo em vista a necessidade de trabalhar com os solos em suas características naturais dispostas na natureza, um grupo de solos com propriedades indesejadas a construção: as argilas moles, demandam uma atenção especial. Estas estão muito presentes no Brasil, principalmente no litoral, e apresentam-se como um “obstáculo” a ser superado pelos engenheiros. Então, o presente artigo, trata a importância de conhecer as peculiares características desses depósitos, desde suas origens geológicas até as propriedades mecânicas observadas em ensaios. Bem como apresenta técnicas para reforço e tratamento desses materiais, de tecnologias antigas às mais modernas como um grupo de materiais vantajosos e econômico, os geossintéticos, em especial os geotêxteis. Veremos que ao entender melhor o comportamento desses solos e aplicando as técnicas adequadas com tecnologias modernas e eficientes, é viável construir e receber cargas elevadas com segurança na execução de aterros sobre depósitos de argilas moles.

Palavras – Chave: Solos moles; Aterro sobre solos moles; Geossintéticos; Geotêxteis.

INTRODUÇÃO

Para que se tenha uma obra segura, que atenda as exigências técnicas e com o mínimo de prejuízos econômicos, compreender as características do solo é fundamental. Sobre ele estará a superestrutura que transmitirá todos seus esforços nas fundações (infraestrutura), fundadas no

solo. Porém, quando se fala em fundação, é necessário analisá-la não somente como um elemento estrutural, mas como um conjunto fundação-solo, pois ambos serão o destino final das cargas a serem sustentadas. Por isso a importância de se executar um estudo prévio dos solos bem feito, caso o contrário, toda construção poderá ser comprometida.

Segundo Pinto (2006):

O objetivo da classificação dos solos sob o ponto de vista de engenharia, é o de poder estimar o provável comportamento dos solos, ou pelo menos, o de orientar o programa de investigação necessário para permitir a adequada análise do problema.

Os solos estão disponíveis na natureza de forma bastante heterogênea, com composições específicas, fazendo com que cada tipo tenha seu comportamento mecânico e físico. Entender os caminhos da origem dos depósitos, a decomposição de seus materiais ao longo da história geológica, é o início do estudo dos solos.

Os elementos presentes no solo originam-se da decomposição de rochas da crosta terrestre. Agentes químicos e físicos, variações de temperatura geram os espaços vazios por onde a água penetra que reage com os minerais presentes no sistema, além disso, a fauna e flora presentes, junto a demais compostos orgânicos, também promovem reações químicas nesta composição. Ao longo de sua história de formação, todos esses processos serão decisivos na formação de suas características, tais como: Granulometria, constituição mineralógica e conseqüentemente, o volume de vazios (PINTO, 2006).

Ao longo da história da geotecnia, cientistas desenvolveram através de incansáveis experimentações empíricas, diversos ensaios para compreender melhor sua mecânica e um dos legados mais importantes foi o do engenheiro tcheco Karl Terzaghi, conhecido como Pai da Mecânica dos Solos devido a toda sua contribuição para engenharia geotécnica na primeira metade do século XX, sendo a mais notória o Princípio das Tensões Efetivas ao identificar o comportamento da pressão da água no solo (PINTO, 2006).

Devido a complexa formação dos solos e a necessidade de trabalhá-los na forma que são oferecidos pela natureza, diversos ensaios foram desenvolvidos para identificar suas propriedades. Através deles, os quais serão abordados nesse artigo, é possível caracterizar primeiramente, se é argiloso, silteoso ou arenoso e então definir sua consistência (a denominação de consistência mole só se aplica a argilas). Entender a consistência dos solos, é essencial para compreender sua resistência a tensões e compressibilidade (PINTO, 2006).

Solos moles são conhecidos por sua baixa resistência e alta compressibilidade, necessitando de um tratamento específico.

A metodologia aplicada neste estudo, consistirá em levantar a bibliografia importante para o assunto, de especialistas nacionais e internacionais, além de normas, manuais e informações técnicas.

O objetivo deste estudo será informar o leitor quais são as características dos solos moles e suas propriedades mecânicas através de ensaios. Além disso, serão apresentadas técnicas construtivas de reforço para receber aterros sobre esses depósitos, com aplicações de geossintéticos, enfatizando os geotêxteis. Portanto, os tópicos mais importantes do estudo são:

- As origens e constituições dos solos moles;
- Interpretação dos Ensaios
- Técnicas construtivas para reforço de solos moles para receber aterros com ênfase nas aplicações da manta geotêxtil e suas vantagens de aplicação e econômica.

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Formação do Solo Mole

Ao analisar um solo, a primeira percepção que se tem a olho nu é o tamanho das partículas. Devido a sua formação, com origem na decomposição das rochas, decorrente de agentes físicos, químicos e intempéries, o solo dispõe de uma composição diversa e heterogênea, além disso, a variedade de dimensão dos grãos é enorme, com grãos de areia que podem variar de 1mm a 2mm misturados a partículas de argila com espessura de 0,000001mm (PINTO, 2006).

Portanto, existe na natureza uma variedade extensa de materiais e o maior desafio está em executar obras onde a disposição do solo oferecido não é de “boa qualidade”, ou seja, em solos com baixa capacidade de suporte, dentre eles os chamados de solos moles. Esses, geralmente com uma composição heterogênea, com vasta variação de parâmetros, presença de matéria orgânica expressiva e muito molhados, em função da baixa permeabilidade, não oferecem características favoráveis, apresentando baixa resistência ao cisalhamento, alta compressibilidade, percebida em recalques elevados, que demoram longo período para terminar, tratando-se, portanto, de material que exige grandes esforços de engenharia para possibilitar o suporte adequado de cargas provenientes da superestrutura. Este tipo de solo é predominantemente argiloso, apresentando pouca ou quase nenhuma resistência, sendo quase impossível construir nele sem um tratamento adequado (MARANGON, 2009).

Esses depósitos estão em grande parte no litoral brasileiro, são bastante recentes do ponto de vista geológico, apresentam granulometria fina e tem origem há cerca de 120 mil anos atrás quando o nível marinho se elevou em 8m e por isso depositou-se em ambientes litorâneos após o período glacial, quando o nível do mar atingiu patamares semelhantes ao de hoje em dia.

Caracterização Física dos Solos Moles

Existem ensaios que definem os parâmetros necessários para definir uma amostra de solo e serão apresentados a seguir.

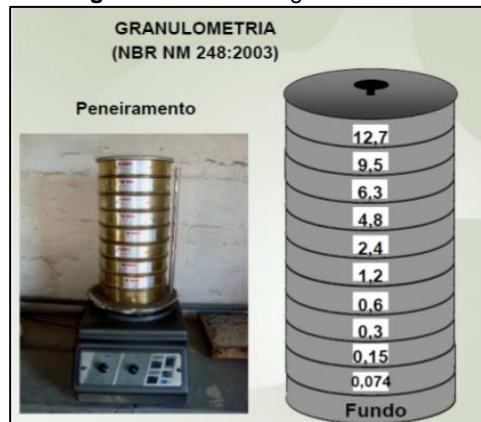
Características Granulométricas dos Solos Moles

Como exposto anteriormente, dentro da característica heterogênea dos solos, os grãos desses materiais estão dispostos em diversos tamanhos. Conhecer o tamanho dos grãos é essencial para entender a interação entre as partículas componentes dos solos. Através do Ensaio de Granulometria é possível medir a concentração em porcentagem de cada partícula de solo, tendo como o critério o diâmetro delas (PINTO, 2006).

O ensaio é feito através do peneiramento, inicialmente pesa-se uma amostra seca, a introduz em uma série de peneiras encaixadas umas nas outras, de forma a garantir que não se perca material, cada uma com seu tamanho de abertura ou “diâmetro”, pesando-se, ao final, a quantidade de “material passante” retido em cada peneira e isso dará a distribuição em porcentagem dos diversos tamanhos dos grãos contidos na amostra (PINTO, 2006).

A figura 1 ilustra a sequência de peneiras e seus diâmetros.

Figura 01: Peneiras granulometria



Fonte: Soares (2016)

Segundo a ABNT NBR 6502 (1995), a classificação granulométrica é feita de acordo com as seguintes dimensões apresentadas no quadro 1.

Quadro 01: Dimensões das partículas de solo.

Fração	Limites definidos pela ABNT
Matacão	De 25 cm a 1 m
Pedra	De 7,6 cm a 25cm
Pedregulho	De 4,8 mm a 7,6 cm
Areia grossa	De 2 mm a 4,8 mm

Areia média	De 0,42 mm a 2 mm
Areia fina	De 0,05 mm a 0,42 mm
Silte	De 0,005 mm a 0,05 mm
Argila	Inferior a 0,005 mm

Fonte: Adaptado de Associação Brasileira de Normas técnicas NBR 6502/1995

O peneiramento de um Solo Mole, deve apontar que a maioria do volume de grãos tem o diâmetro inferior a 0,005 mm, uma argila.

Segundo Pinto (2006), esse tipo de solo contém uns grãos muito finos de um composto chamado de “mineral-argila”, um mineral que confere a característica plástica dos solos argilosos. Devido a estrutura distinta desses minerais, uma porção de argila pode conter diferentes tipos de comportamento dentro de sua composição.

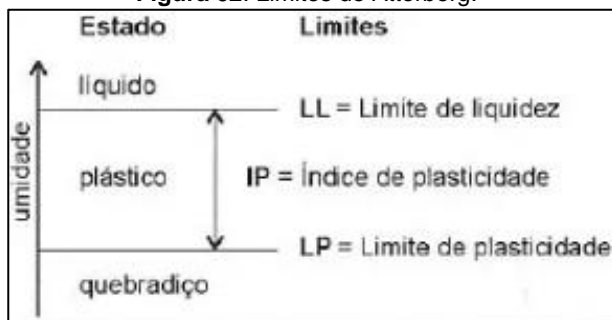
Porém, a classificação granulométrica somente é insuficiente para entender a contribuição dos argilo-minerais no comportamento das argilas moles. Em conjunto com o formato dos grãos, acontecem interações eletroquímicas entre as partículas de minerais-argila do solo e a água, que ocorre em quantidade abundante nos Solos Moles (PINTO, 2006).

Para entendermos a esta interação em valores, definimos os índices de consistência ou Limites de Atterberg.

Limites de Atterberg e atividade de um solo mole

Uma vez que o estudo dos minerais-argila é muito complexo, criou-se ensaios e índices baseados nas pesquisas de Atterberg, a fim de se obter uma análise indireta, porém mais prática da influência das partículas de argila nos solos em presença de água. Para analisar as mudanças do comportamento das argilas conforme a variação do teor de umidade, a Engenharia adotou os Limites de Liquidez (LL) e Limite de Plasticidade (LP), também chamados de Limites de Atterberg, sendo o Índice de Plasticidade (IP) a diferença entre LL e LP, conforme mostra a figura 2 (PINTO, 2006).

Figura 02: Limites de Atterberg.



Fonte: PINTO (2006)

Logo, os Limites de Atterberg mostram a influência da interação entre a água e as partículas argilo-minerais nos estados físicos do solo e a faixa de valores em que o solo apresenta sua forma plástica.

Segundo Pinto (2006), para identificar os valores do LL e LP, são feitos ensaios da seguinte forma:

- Limite de Liquidez: É o teor de umidade com o qual uma ranhura nele feita requer 25 golpes para se fechar a concha no aparelho de Casagrande.

- Limite de Plasticidade: É o menor teor de umidade com o qual se consegue moldar um cilindro com 3mm de diâmetro, rolando-se com as palmas da mão.

Outro estudo interessante que os limites nos permitem concluir é quanto ao índice de compressão (Cc). Uma correlação estabelecida por Terzaghi, que observou por meio de experimentos empíricos a relação da compressibilidade do solo com o limite de liquidez, concluiu que (PINTO, 2006):

$$Cc = 0,009.(LL-10)$$

Como dito anteriormente, as argilas moles possuem alta compressibilidade, portanto, concluímos que também apresentam alto limite de liquidez.

Além disso, através dos limites de Atterberg, também é possível obter o índice de atividade das argilas que é dada pela seguinte equação (PINTO, 2006):

$$\text{Índice de atividade} = \frac{\text{índice de plasticidade (IP)}}{\% \text{argila (menor que 0,002mm)}}$$

A atividade de um solo é a capacidade que esse tem de reter água, em função porcentagem de argila presente na amostra. Uma argila tem atividade normal quando apresenta Índice de atividade entre 0,75 e 1,25, é inativa quando o valor é inferior a 0,75 e ativa quando acima de 1,25 (PINTO, 2006).

Classificação de um Solo Mole

Foram vistos alguns parâmetros geotécnicos e ensaios triviais, realizados de forma simples em laboratório que nos levam a conclusões sobre características físicas dos depósitos moles, como granulometria e sua plasticidade. A seguir serão apresentados outros ensaios, mais elaborados, em campo e em laboratório, que nos levam a classificação de um solo mole.

Ensaio de sondagem a percussão (SPT)

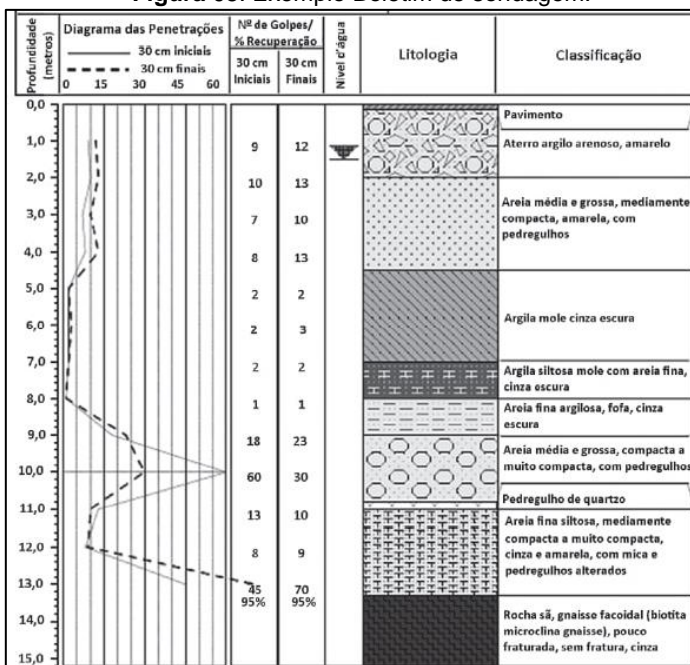
O ensaio de sondagem a percussão é um dos mais importantes e populares para investigação do subsolo, sendo utilizado no mundo todo e no Brasil. É um ensaio que precede um projeto de obra civil, essencial para

execução de uma obra segura, além dos resultados servirem para a determinação do tipo de fundação e seu dimensionamento.

O SPT permite o reconhecimento do perfil geológico do solo, identificando suas diversas camadas e respectivas espessuras, através de amostras retiradas por sua sonda (amostrador) que permite traçar o nível do lençol freático, características como resistência, compactidade ou consistência de solos arenosos e argilosos (ENGTEX, 2014).

A figura 3 mostra um exemplo de um boletim de sondagem em que identificou a presença de uma argila mole, com aparência cinza escura, com uma profundidade de aproximadamente 2,5m, a um nível de 4,5m abaixo do solo.

Figura 03: Exemplo Boletim de sondagem.



Fonte: PEREIRA (2018)

Além disso, a sondagem nos permite conhecer o Índice de Resistência à Penetração (Nspt), que permite avaliar a resistência de argilas e siltes argilosos, importante para o dimensionamento das fundações. Segundo Velloso & Lopes (2004), sua interpretação nos leva à seguinte conclusão quanto a consistência das argilas (Quadro 2):

Quadro 02: Consistência das argilas

Solo	N (SPT)	Consistência
Argilas e siltes Argilosos	menor ou igual a 2	Muito mole
	entre 3 e 5	Mole
	entre 6 e 10	Média(o)
	entre 11 e 19	Rija(o)
	maior que 19	Dura(o)

Fonte: VELLOSO & LOPES (2004)

Ou seja, a consistência do solo argiloso será mole quando o N_{spt} (número de golpes necessários para a penetração no solo dos 30 cm finais do amostrador do ensaio SPT), quando “N” for menor que 6, a argila já será considerada mole.

2.3.2 Ensaio de Palheta (VANE TEST)

Outro ensaio importante para parâmetros de projetos em solos moles é o Ensaio de Palheta (VANE TEST), ensaio de campo, normatizado pela NBR-10905(1989) que determina a resistência ao cisalhamento não drenada em argilas moles (S_u), o valor de S_u é influenciado por diversos fatores e consiste em aplicar uma rotação constante de 6° por minuto, por meio de um motor de torque a uma paleta cruciforme em profundidades predefinidas (ALMEIDA & MARQUES, 2014).

O valor depende dos resultados do Torque(T) medidos pelo equipamento e o cálculo leva em consideração as condições do solo não drenado, isotrópico e resistência constante no entorno da palheta. Então o cálculo da resistência não drenada é feito por meio da expressão seguir onde: Diâmetro da palheta (D) (ALMEIDA & MARQUES, 2014):

$$S_u = \frac{0,86T}{\pi \cdot D^3}$$

Aplicando-se a mesma expressão a amostra em situação amolgada, é possível encontrar a resistência ao cisalhamento da argila mole amolgada (S_{ua}) e também define a sensibilidade da argila(S_t) calculando a razão $S_t = S_u / S_{ua}$.

Além disso, é comum o uso do ensaio para obtenção da relação de adensamento (OCR) pela expressão: $OCR = \alpha \frac{S_u}{\sigma'_{vo}}$

Onde:

σ'_{vo} = tensão efetiva *in situ*;

$\alpha = 22x (IP)^{-0,48}$ Sendo IP: índice de plasticidade (ALMEIDA & MARQUES, 2014).

Ainda segundo Almeida & Marques (2014), o Vane Test também permite identificar a relação tensão-deformação e o módulo cisalhante para

pequenas deformações, sendo assim um ensaio de diversas utilidades para obtenção de parâmetros de projeto em argilas moles.

2.3.3 Ensaio de compressão simples – uniaxial

Outra forma de definir a consistência das argilas se dá pelo ensaio de compressão simples uniaxial. Este ensaio consiste em aplicar uma carga uniaxial em um corpo de prova da amostra de argila, por uma prensa hidráulica a uma velocidade padronizada, até que o mesmo se rompa ou esteja “cisalhado” (MARANGON, 2013).

A correlação entre a resistência a compressão simples de uma argila e sua consistência, está indicado no quadro 3.

Quadro 03: Consistência quanto a compressão.

Q (kn/m ²)	Consistência
0 a 24	Muito mole
24 a 48	Mole
48 a 96	Média
96 a 192	Rija
192 a 383	Muito rija
>383	Dura

Fonte: Adaptado de MARANGON (2013)

Então, conclui-se que os solos argilosos com consistência “muito mole” e “mole”, apresentam uma baixa ou até nenhuma resistência a compressão, sendo de tão baixa resistência, em alguns casos tem-se dificuldade em fazer a sondagem SPT pela resistência a compressão desses materiais mal conseguirem suportar a carga da capsula de sondagem.

2.3.4 Ensaio de Adensamento Endométrico

O ensaio de adensamento endométrico é essencial para o cálculo da evolução dos recalques em relação ao tempo. O ensaio mais comum consiste em aplicar uma carga incrementada a cada 24h, no caso de argilas moles deve-se iniciar com uma tensão efetiva baixa, entre 1,5 a 3,0kPa, dobrando o valor na próxima aplicação, até que atinja o valor de tensão efetiva necessária para aplicação do aterro, definida em projeto.

Com isso é possível observar os recalques e a tensão de sobre agendamento dos solos moles.

Correlação consistência x peso específico dos solos moles.

Segundo Godoy (1972, apud Cintra e Aoki (2010)), outra relação que podemos fazer com a consistência dos solos, através de resultados empíricos comparando o número N (SPT) e os níveis de consistência ao peso específico dos solos, conforme mostra o quadro 4:

Quadro 04: Relação número de golpes (N_{spt})/Consistência com peso específico.

N(golpes)	Consistência	Peso específico (kN/m^3)
≤ 2	Muito mole	13
3 – 5	Mole	15
6 – 10	Média	17
11 – 19	Rija	19
≥ 20	Dura	21

Fonte: Godoy (1972, apud Cintra, Aoki e Albiero, 2011)

Pode-se analisar que quanto mais mole for a argila, seu peso específico aproxima do valor do peso específico da água (10 kN/m^3), portanto, analisando os valores, podemos tirar outra conclusão interessante, que um solo argiloso mole é muito molhado e apresenta pouco volume de partículas de solo, além disso, se estimarmos o peso específico da argila como 18 kN/m^3 , uma argila muito mole de $\gamma=13 \text{ kN/m}^3$ nos mostra, então, que há amostras com mais água que argila em sua composição.

TÉCNICAS CONSTRUTIVAS PARA ATERROS SOBRE SOLOS MOLES REFORÇADOS

Segundo Futai (2010), depósitos de solos moles são comuns em todo Brasil, principalmente em regiões litorâneas, porém também estão presentes em regiões lacustres não marinhos.

Diversos métodos de reforço para esse tipo de solo foram desenvolvidos nas últimas décadas. Face a abundância desse material e a importância de tratá-lo nas obras de terra no Brasil, abordaremos métodos de reforço nesse item, com ênfase no aterro reforçado com geotêxteis, objetivo do estudo nesse artigo

Aterros sobre solos moles

É observado através dos ensaios determinantes para conferir consistência do solo que as argilas de consistência mole apresentam uma baixa resistência mecânica e alta compressibilidade, ou seja, são materiais com baixa capacidade de suportar cargas e apresentam recalques excessivos, portanto são solos com propriedades indesejáveis para execução de obras civis.

Devido a essas características, ao executar-se um aterro sobre esses depósitos, é necessário um reforço, pois segundo Massad (2003), além de problemas de estabilidade e recalques durante o processo construtivo, após o estabelecimento do aterro, apresentam-se os mesmos problemas de instabilidade e recalques ao longo do tempo.

Ainda segundo Massad (2003), antes de aplicar um aterro sobre esses solos, há a necessidade do conhecimento da origem desses depósitos, suas propriedades físicas e geotécnicas, resistência a carga e deformações, através de ensaios e estudos, visando minimizar os recalques e uma maior estabilidade a esses aterros

Portanto, para se construir um aterro sobre solos moles de forma segura e para evitarmos problemas futuros, veremos como é executado seu processo construtivo e as técnicas de tratamento e reforço desses depósitos a seguir.

Durante a elaboração do projeto deve-se proceder uma campanha de investigações geotécnicas que englobe uma parcela considerável da área do terreno, considerando orientações das NBRs 6122, 6484, 8044 e 8036.

Processo construtivo

Para a construção de um aterro apropriado, deve-se ter ciência quanto as propriedades geotécnicas do depósito, o uso adequado da área e de fatores econômicos como o custo da obra e sua duração (ALMEIDA & MARQUES, 2014).

Para Massad (2003), a construção dos aterros sobre solos moles, pode se suceder, de modo geral, das seguintes formas:

- Lançar aterros em ponta sobre o depósito mole, o que pode acarretar em instabilidades e recalques durante a execução e ao longo da vida útil do aterro;
- Remoção total ou parcial do solo mole, o qual só é possível para espessuras pequenas (cerca de 4 a 5m, e, no máximo 7m); ou
- Lançar um aterro de ponta num solo mole previamente tratado, cujo objetivo é melhorar as propriedades geotécnicas exigidas a uma construção, ou seja, sua resistência e deformabilidade são melhoradas

Sobre o último vale destacar alguns métodos de tratamento de solo mole para receber as cargas durante o processo construtivo e da vida útil dos aterros. Veremos algumas técnicas a seguir.

Tratamento dos solos moles para aterros

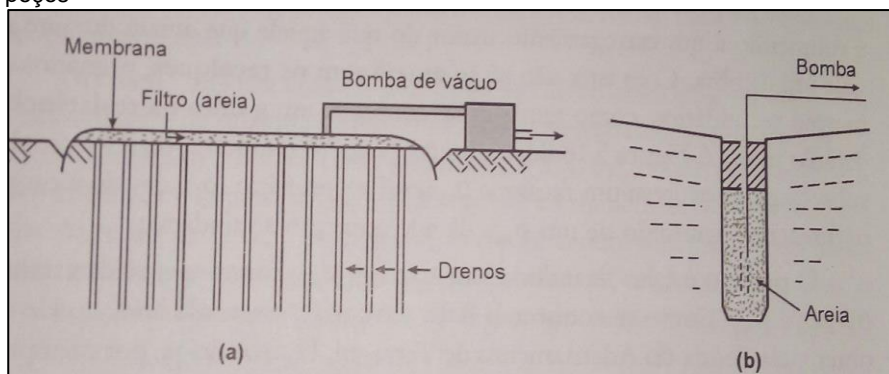
a) Construção por etapas: Constrói-se o aterro subdividindo sua altura por partes, aplicando uma camada de solo de altura H1, até que a poro pressão do solo mole se dissipe e enrijeça para que esteja apto a resistir a uma nova carga da camada do próximo aterro H2, até que se atinja a altura final desejada e a resistência exigida em projeto. Ressalta-se que essa técnica só é possível executar quando o coeficiente de adensamento do solo é elevado ou a espessura da camada pequena, caso contrário o processo torna-se demorado demais (MASSAD, 2003).

b) Sobrecarga temporária: Também chamado de pré-compressão, tem o objetivo de antecipar os recalques primários, assim compensando os

recalques secundários, além de melhorar resistência do depósito mole. Consiste em aplicar uma sobrecarga temporária ao solo a ser aterrado. Existem duas técnicas do processo (MASSAD, 2003):

- Figura 5 (a): Feito de forma relativamente rápida, aplica-se vácuo sobre uma membrana de borracha, equivalente a carregar o terreno com uma pressão de 80kPa, simulando um aterro de 4m de altura (MASSAD, 2003).
- Figura 5 (b): Aplica o vácuo em um poço cavado até um estrato arenoso abaixo, com isso, as pressões neutras hidrostáticas reduzem e conseqüentemente, eleva-se as tensões efetivas do solo mole, provocando assim, o adensamento da camada (MASSAD, 2003).

Figura 04: Técnica de sobrecarga temporária. (a) sob membrana de borracha; (b) em poços



Fonte: MASSAD (2003)

c) Aterro sobre drenos verticais: Esses geodrenos são aplicados quando a camada mole é muito espessa ou com coeficiente de adensamento baixo e por isso método de sobrecarga temporária se tornar ineficaz. Sua função é acelerar o processo de drenagem, elevando a condutividade hidráulica da água contida no solo mole, acelerando seu adensamento e recalques. É um método muito utilizado (MASSAD, 2003).

Durante muito tempo, o tipo mais comum é o dreno vertical de areia. Este tem a função de drenar a água do material mole até uma camada de areia abaixo. São inseridos dentro do material mole e preenchidos de areia, após o lançamento de uma camada de aterro de material de solo com função drenante, ou uma manta geotêxtil para garantir a drenagem do topo dos drenos, onde o aterro ficará sobreposto, “expulsando” essa água para fora da camada de solo mole (MASSAD, 2003). Porém, com a difusão dos geossintéticos, o dreno vertical de areia, deu espaço aos drenos verticais pré-fabricados geotêxteis (ALMEIDA & MARQUES, 2014).

Colunas de Pedra: Esta técnica consiste em abrir furos na camada de solo mole, os quais serão preenchidos de brita e densificadas por vibração, formando colunas de pedra por dentro dos furos na camada do solo mole. Essas colunas têm a função de transferir a carga dos aterros para as camadas mais profundas, como uma estaca, além disso possui capacidade drenante similar aos drenos verticais, acelerando a drenagem da água pelos vazios das britas (MASSAD, 2003).

Estacas de distribuição: Trata-se de estacas cravadas no solo mole para transferir as cargas do aterro até as camadas mais profundas. A aplicação desse método **possui custo elevado** (MASSAD, 2003).

Todas essas técnicas visam uma maior estabilidade do aterro durante e após sua construção, tornando possível. Aliado a elas, novos materiais aplicados no reforço dos solos, vem tomando conta do mercado por apresentarem, excelentes resultados e uma ótima relação custo x benefício, dentre eles os geossintéticos que veremos a seguir.

Geossintéticos

O uso de reforços em obras de terra revolucionou os projetos de geotécnicos. A utilização dessas técnicas de forma racional tal como são aplicadas hoje em dia, teve início na década de 1960, com o engenheiro francês Henri Vidal, que desenvolveu uma metodologia para projeto com um conceito mais moderno, chamada de “Terre Armée” (ou “Terra Armada” em português) (EHRlich & BECKER, 2009).

Devido a crescente necessidade de lidar com solos de baixa qualidade como as argilas moles, e com avanço da engenharia geotécnica nas últimas décadas, diversos métodos de reforço de solo vêm sendo estudados, buscando o melhor desempenho e um bom custo benefício. Embora relativamente novos, com cerca de 60 anos de mercado, os geossintéticos vem dominando em aplicações não só no reforço de solos, mas em outras obras de infraestrutura, como drenagem, impermeabilização, pavimentação, entre outros. No Brasil, há estudos empíricos sobre o assunto desde a década de 1970 e essas técnicas vêm sendo aplicadas desde a década de 1980 (EHRlich & BECKER, 2009).

O uso dos geossintéticos já se tornou quase indispensável em obras de todos os portes. São parecidos com tecidos feitos de polímeros como o poliéster, polietileno, polipropileno, cloreto de polivinila (PVC), náilon, polietileno clorado, entre outros (DAS, 2007). O termo vem de “geo” referente a terra e “sintéticos” dos materiais poliméricos os quais são feitos (EHRlich & BECKER, 2009).

Os materiais disponíveis no mercado que abrangem os geossintéticos são (DAS, 2007):

- a) Geotêxteis;
- b) Geogrelhas;

- c) Geomembranas;
- d) Georredes;
- e) Geocompostos.

Cada tipo de geossintético pode apresentar uma ou mais das funções (DAS, 2007):

- Reforço;
- Filtragem;
- Drenagem;
- Contenção de umidade;
- Separação.

Portanto, os geossintéticos são de grande utilidade, principalmente para os solos de baixa consistência, pois com o auxílio desse material, torna-se prático e viável a aplicação de cargas, cujas solo mole virgem não suportaria, durante construção e ao longo da vida útil do aterro.

APLICAÇÕES DE GEOTÊXTEIS EM ATERROS SOBRE SOLOS MOLES

Tendo sido o primeiro geossintético a ser utilizado, os geotêxteis, tornaram-se um material essencial para as obras civis devido ao seu baixo custo, facilidade em aplicá-los e adaptação a diversos tipos de ambiente (EHLICH & BECKER, 2009). Além disso, podem ser usados para diversas finalidades como: Drenagem, filtragem, separação e reforço (DAS, 2007).

Segundo Ehrlich & Becker (2009), os geotêxteis podem ser tecidos ou não-tecidos. Os tecidos são fabricados como num processo de tecelagem, onde os filamentos poliméricos são tecidos em duas direções. Os não-tecidos diferem-se no processo de fabricação, cujo filamentos poliméricos não são lançados em um processo de tecelagem, mas sim de forma aleatória conferindo-os uma maior complexidade estrutural e portanto, possui características físicas e mecânicas mais isotrópicas que os geotêxteis tecidos.

Para Hachich *et al.* (1996), os geotêxteis tem elevada permeabilidade e podem ser empregados, principalmente, em sistemas de drenagem em aterros sobre solos moles, porém podem ser utilizados com o objetivo de:

a) **Separação:** Interposto na base de um aterro, por exemplo, entre o material do aterro e o solo mole, de naturezas distintas, impedindo que um material se misture ao outro, preservando suas respectivas características originais;

b) **Proteção:** Em conjunto com outro geossintético ou elemento de obra de geotecnia, protege contra danos físicos e químicos, como rasgo ou corrosão;

c) **Filtração:** Retendo resíduos sólidos, análogo a um filtro de café, deixando livre a passagem dos líquidos (VERTEMATTI, 2001).

Para fins de drenagem, alguns exemplos das principais aplicações em aterros sobre solos moles são:

a) Colchão drenante: Os geotêxteis são utilizados na técnica chamada colchão drenante, onde aplica-se uma camada de material drenante, podendo ser brita ou areia, sob a área do aterro, com finalidade de captar a água proveniente da infiltração da chuva, drenando-a para drenos, geralmente instalados às laterais dos aterros. A manta geotêxtil nesse colchão servirá de filtro, impedindo a passagem de resíduos que entupiriam o sistema de drenagem (BIDIM, 1998). A figura 5 mostra a preparação de um colchão drenante para receber o aterro:

Figura 05: Colchão drenante de brita com recobrimento de geotêxtil.



Fonte: BIDIM (1998)

b) Drenos verticais pré-fabricados: Como dito anteriormente, os drenos verticais de areia foram substituídos pelos pré-fabricados. Estes geodrenos pré-fabricados são constituídos de um núcleo de tubos plásticos, revestidos por geotêxteis cuja função é de filtragem, similar a descrita acima, impedindo que sedimentos adentrem nos tubos internos (ALMEIDA & MARQUES, 2014).

A introdução desses drenos na camada mole abaixo do aterro, tem a função de acelerar a drenagem da água contida no solo mole para as camadas abaixo (Figura 6) (MASSAD, 2003).

Figura 06: Colocação dos geodrenos antes da implantação

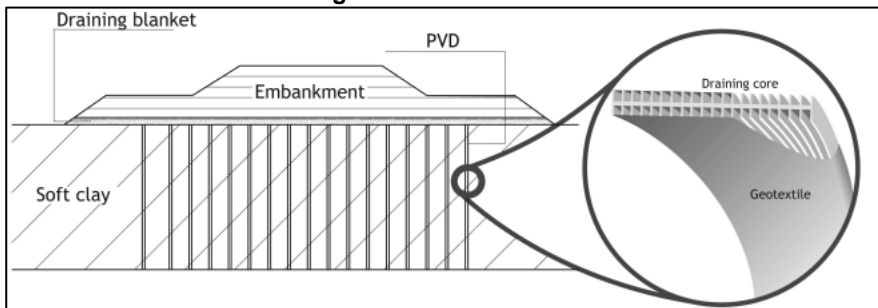


Fonte: DER-RJ (2010)

Além disso, esta técnica usada em construções, pode ser utilizada em conjunto a outras a fim de ter maior estabilidade dos aterros sobre os solos moles e acelerar o processo de expulsão de água, como a técnica do colchão drenante, a de sobrecarga temporária e de construção por partes (ALMEIDA & MARQUES, 2014).

A figura 7 ilustra a técnica de aplicação de drenos verticais em conjunto com colchão drenante em um aterro sobre depósito mole e a constituição dos drenos:

Figura 07: Drenos verticais

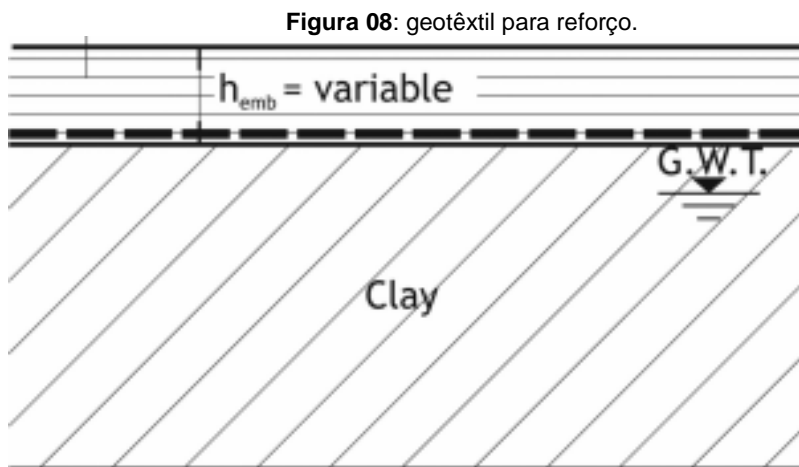


Fonte: ALMEIDA & MARQUES (2013)

Além de auxiliar na drenagem, os geotêxteis (e também geogrelhas), podem ser utilizados na estabilização da base do aterro separando-o do aterro mole e por possuírem alta resistência a tração, característica alheia a solos, reforça a camada mole para receber maiores cargas (ALMEIDA & MARQUES, 2014). O geotêxtil como reforço na interface do aterro aumenta

o fator de segurança em relação a ruptura geral imediatamente a execução do aterro. (HACHICH, 1996)

A figura 8 mostra um aterro ($h = \text{variável}$) sobre a manta geotêxtil de reforço (linha pontilhada) e abaixo o solo mole:



Portanto, os geotêxteis, mostram-se materiais bastante versáteis e de grande utilidade para engenharia em obras de terra, principalmente no manuseio de solos moles, já que precisam de cuidados especiais.

Vantagens econômicas

O mercado de geossintéticos já movimentava na cifra dos bilhões com a comercialização de produtos desse tipo. Os geossintéticos apresentam-se como uma alternativa eficaz e de baixo custo, além de não necessitar de uma mão de obra relativamente especializada em sua aplicação, logo, sua presença tornou-se quase obrigatória na construção civil e vem dominando nas aplicações desse tipo há cerca de quatro décadas (EHRlich & BECKER, 2009).

Os geotêxteis possuem um preço mais atrativo em relação a outros materiais, têm uma aplicação mais simples no caso dos drenos verticais pré-fabricados em comparação com os de areia, por exemplo. Além do baixo custo e da fácil aplicação, sem demandar uma mão de obra muito especializada, acelera o cronograma da construção e aumenta a produtividade na execução de aterros devido a rápida aplicação, diminui a necessidade de manuseio de terra, de uso de máquinas pesadas, entre outros (DNER, 1998).

CONCLUSÃO

Depósitos de solos moles são abundantes no Brasil, por isso é importante conhecer suas origens geológicas, estudo importante para entender melhor sua formação. Além disso, através de métodos empíricos confiáveis apresentados, podemos chegar a conclusões sobre qualidades mecânicas importantes como sua baixa resistência e alta compressibilidade, características indesejadas na construção civil, para assim executar-se uma obra segura, econômica e durável.

Os aterros são aplicados a fim de suprir esses desafios que os solos moles apresentam a engenharia geotécnica, porém há a necessidade de reforçar o solo mole no qual esses aterros são assentados.

Então, foram apresentados métodos construtivos de reforço neste artigo. Os métodos mais modernos e usuais nos dias de hoje, receberam um grupo de materiais aliado: os geossintéticos. Desenvolvidos e aprimorados desde a década de 1960, esses chegaram e logo tornaram-se um produto obrigatório nas obras sobre Solos Moles devido ao seu ótimo desempenho. Pois, além da eficácia e facilidade de sua aplicação, sua utilização gera grande economia ao minimizar ou excluir a necessidade de remoção/substituição do solo mole, encurtando cronogramas, substituindo máquinas e operários por aplicações mais simples.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALMEIDA, M. S. S.; MARQUES, M. E. S. **Aterros Sobre Solos Moles: Projeto e Desempenho**, São Paulo: Oficina de Textos, 2014

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT NBR 6122. **Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro. 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT NBR 6484. **Solo - Sondagens de simples reconhecimentos com SPT - Método de ensaio**. Rio de Janeiro. 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT NBR 8044. **Projeto geotécnico - Procedimento**. Rio de Janeiro. 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT NBR 8036. **Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios - Procedimento**. Rio de Janeiro. 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT NBR 10905. **Solo - Ensaio de palheta in situ - Método de ensaio**. Rio de Janeiro. 1998.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT NBR 6502. **Rochas e Solos**. Rio de Janeiro. 1995.

BIDIM. **Aplicação do Geotêxtil Bidim em Colchão Drenante sobre o Aterro na Duplicação da Rodovia Fernão Dias BR-381.** São José dos Campos: Departamento Técnico Mexichem Bidim Ltda., 1998. Disponível em: <http://www.bidim.com.br/public/files/cases/136552335113655233511074197418.pdf>. Acesso em: 05 de maio de 2020.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Fundações por estacas: projeto geotécnico.** São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO RIO DE JANEIRO – DER-RJ. **Fotos da construção da rodovia BR-493/RJ-109** DER-RJ. Rio de Janeiro: 2010

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM – DNER. **Projeto de aterros sobre solos moles para obras viárias.** DNER/DrDTc (IPR). Rio de Janeiro: 1998.

DAS, B. M. **Fundamentos de engenharia geotécnica**, tradução All Tasks. São Paulo: Thomson Learning, 2007.

ENGETEX. **Sondagem a percussão ou SPT.** Rio de Janeiro: ENGETEX, 2014. Disponível em: https://www.engtex.com.br/sondagem?gclid=CjwKCAjwvZv0BRA8EiwAD9T2VWe5t8eun9RPvIHfM0iYi_BJBRJauxCoBiDO1HQgMySVrill1mTKxoCCYQAQAvD_BwE. Acesso em: 02 abr. 2020.

EHRlich, M.; BECKER, L. **Muros e Taludes de Solo Reforçado - projeto e execução.** São Paulo: Oficina de Textos, 2009.

FUTAI, M. M. **Considerações sobre a influência de adensamento secundário e do uso de reforços sobre solos moles.** São Paulo, 2010.

GEOSOLUÇÕES. **Reforço e melhoria dos solos moles.** São Paulo: GEOSOLUÇÕES: 2020. Disponível em <https://www.geosolucoes.com/reforco-de-solos-moles>. Acesso em 19 maio.2020.

GODOY, N. S. **Fundações: Notas de Aula, Curso de Graduação.** São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos – USP, 1972.

HACHICH, W. **Fundações – Teoria e Prática.** Ed. Pini. São Paulo, 1996.

MARANGON, M. **Geotecnia de Fundações.** 2009. Disponível em http://www.ufjf.br/nugeo/files/2009/11/togot_Unid02.1GeotFund-aterroSolosMoles.pdf. Acesso em 26 mar.2020.

MARANGON, M. **Resistência ao cisalhamento dos solos.** 2013. Disponível em <http://www.ufjf.br/nugeo/files/2013/06/MARANGON-2018-Unidade-05-Resist%C3%Aancia-at%C3%A9-pag-136.pdf>. Acesso em 03 abr.2020.

MASSAD, F. **Obras de terra: curso básico de geotecnia**. São Paulo: Oficina de Textos, 2003.

PEREIRA, C. **Sondagem SPT: O que é e como é feito esse ensaio**. Escola Engenharia, 2018. Disponível em: <https://www.escolaengenharia.com.br/sondagem-spt/>. Acesso em: 03 abr. 2020.

PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. 3 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

SOARES, R. **Ensaio (granulometria)**. Slide Share, 2016. Disponível em: <https://www.slideshare.net/rainysoares/ensaio-65105408>. Acesso em: 03 abr. 2020.

VELLOSO, D.A.; LOPES, F. R. **Fundações Vol.1**. Nova ed. Rio de Janeiro: Oficina de Textos, 2004.

VERTEMATTI, J. C. **Curso Básico de Geotêxteis**. Associação Brasileira das Indústrias de Não tecidos e Tecidos Técnicos – ABINT: 2001.

Eduardo José de Souza Gomes
UNISUAM

Isaquiel de Souza Lima
UNISUAM

Paulo Pinheiro Castanheira Neto
UNISUAM

Flávia da Silva
UNISUAM

Rachel Cristina Santos Pires
UNISUAM

RESUMO

Solos tropicais estão presentes nas regiões do planeta que tem como característica seu clima tropical. Devido à presença em abundância de solos tropicais em nosso país, e com sua utilização massiva em obras de pavimentação, o estudo sobre esse tema é de bastante relevância. São solos ricos em minérios e com uma condição mineralógica diferenciada devido sua formação geológica. Uma de suas características é sua cor avermelhada devido à grande concentração de minerais. São classificados pela metodologia MCT (classificação Miniatura, Compactado, Tropical). Como objetivo, este trabalho procura fazer uma revisão bibliográfica sobre esse tema, analisando a bibliografia existente e fazendo um artigo com os dados obtidos. Como resultado, podemos observar, que os solos tropicais possuem uma boa resistência e baixa absorção de água, encontram-se na natureza geralmente não saturados, com índice de vazios elevado, apresentam propriedades satisfatórias para emprego em diversas obras de engenharia. Com presença em grande quantidade desse tipo de solo, e com a necessidade de melhoria em nossa infraestrutura, o estudo desse tema é de bastante utilidade.

Palavras-Chave: solos lateríticos; solos tropicais; geotecnia.

INTRODUÇÃO

Solos lateríticos ou solos saprolíticos, são frações de solos presentes em abundância nas regiões que ficam entre os trópicos terrestres. O Brasil tem quase toda sua totalidade territorial nessa área, sendo muitas as regiões onde são encontrados os solos tropicais. Solos tropicais são solos de características peculiares, constituídos de argilo-minerais, possuem uma

baixa permeabilidade e são caracterizados pela metodologia MCT (Miniatura, Compactado, Tropical) (ARAUJO & DANTAS, 2014).

Solos lateríticos apresentam uma peculiaridade que é consequência de sua formação geológica em regiões do tipo úmida. São encontrados nas regiões dos trópicos terrestres os solos lateríticos, saprolíticos e transportados (ZORZI, 2008).

Intensos processos químicos nas regiões tropicais e subtropicais, as temperaturas elevadas e os intemperismos, são responsáveis pela decomposição de minerais em grandes profundidades, formando grandes camadas de solos. Estas camadas sofreram a laterização de materiais, como a sílica e cátions deixando o solo com partículas pesadas como ferro e alumínio (ROHLFES JÚNIOR, 1996).

Este tipo de solo é definido pelo Comitê de Solos Tropicais da Associação Internacional de Mecânica Solos e Engenharia de Fundações (ISSMEF). Durante muito tempo, não existia uma classificação própria desse tipo de solo, muitas vezes eram aplicadas terminologias que caracterizavam materiais diferentes em solos tropicais, obtendo assim, resultados não satisfatórios e adequados (ZORZI, 2008).

Devido a não contemplação desses solos pelos sistemas de classificação, foi criada a metodologia MCT (Miniatura, Compactado, Tropical) criada para caracterizar solos tropicais. Os engenheiros Douglas Fadul Villibor e Job Shuji Nogami, desenvolveram a metodologia MCT (Miniatura, Compactado, Tropical) com a finalidade de utilização em obras de pavimentação com baixo custo (ARAUJO & DANTAS, 2014).

Hoje em dia, grande parte dos projetos de geotecnia dos locais com clima tropical, os solos utilizados se encontram em condições não saturadas. Solos lateríticos superficiais são bastante utilizados em obras de manutenção, pavimentação, barragens de proteção, diques e aterros, obras que tem uma grande variação na umidade do material utilizado (MARTÍNEZ, 2003).

A utilização de solos tropicais nas obras de pavimentação, se dá pelo bom desempenho desse solo e o excelente custo-benefício que ele tem na construção de rodovias. O primeiro ensaio que veio a comprovar sua viabilidade foi o ensaio de pavimentos flexíveis Índice de Suporte Califórnia, conhecido como ISC ou CBR. A utilização deste solo nas obras viárias acontece como subleito, reforço de subleito, sub-base, base, utilizando o material puro ou misturado com brita, cimento ou cal (DIAS, 2006).

A utilização de solos tropicais em reforço de fundações também é mais uma forma para o emprego desse tipo de solo. A areia fina e a argila, obtidas após o peneiramento, geram bons resultados depois dos ensaios. Os índices de plasticidade mostraram a presença de minerais não expansivos, os gráficos de amostras misturadas com cimento, revelam um aumento da rigidez em relação a amostras com solos naturais compactados (ROHLFES JÚNIOR, 1996).

Quanto a correlação entre argila, areia fina e saibro temos que a argila é um material de granulometria muito fina, que pode apresentar cores

diferentes, argilas saprolíticas não devem ser usadas em obras de pavimentação, diferentes de argilas lateríticas que são utilizadas. O saibro é o produto resultante da decomposição incompleta de rochas graníticas, formando uma mistura de material fino. A areia fina (diâmetro dos grãos entre 0,05mm e 0,42mm) de caráter laterítico é utilizada como material de preenchimento de trincas em rodovias (VILLIBOR et al., 2009).

O interesse por esse tema veio da observação da grande demanda de obras em nosso país, e o imenso campo de aplicação de solos tropicais, para contribuição em melhorias e diminuição de erros, gasto e obtenção de bons resultados que são comprovados em laboratórios, o uso de solos tropicais em grandes obras de pavimentação de rodovias, com a intenção de reduzir o custo ou a utilização em obras de barragens, podem ser bastantes vantajosas no atual cenário de crise brasileiro. Com a grande presença em seu território, e a engenharia de qualidade feita no Brasil, pode-se obter excelentes resultados ao se trabalhar mais com solos lateríticos.

A utilização de solos tropicais visa ganhos em várias frentes devido a abundância deste tipo de solo em algumas regiões do país. Esse estudo pretende mostrar que a utilização de solos tropicais pode servir como alternativa para a redução de custos em obras de pavimentação dentro de um contexto de obras viárias e de infraestrutura, como na construção de pistas de aeroportos, principalmente em lugares onde exista escassez de recursos, podendo também ser aproveitado em sua forma residual, na condição compactada, para obras de barragens de terra, e em vários outros campos dentro da engenharia.

A metodologia aplicada neste trabalho, foi um estudo baseado em uma revisão bibliográfica onde será feito um levantamento de dados a fim de estabelecer a utilização de solos tropicais em diversos campos dentro das obras de engenharia.

Como objetivo geral, este artigo deseja mostrar formas de utilização e aplicação de solos tropicais em diversas obras de engenharia, a fim de ganhos nos resultados obtidos, como, melhor resistência e baixo custo-benefício das obras em que são aplicados esse tipo de solo. E promover o aumento do interesse de outras pessoas pelo tema, a fim de que surja mais pesquisas e com isso melhorias para a engenharia brasileira e ganhos para todos.

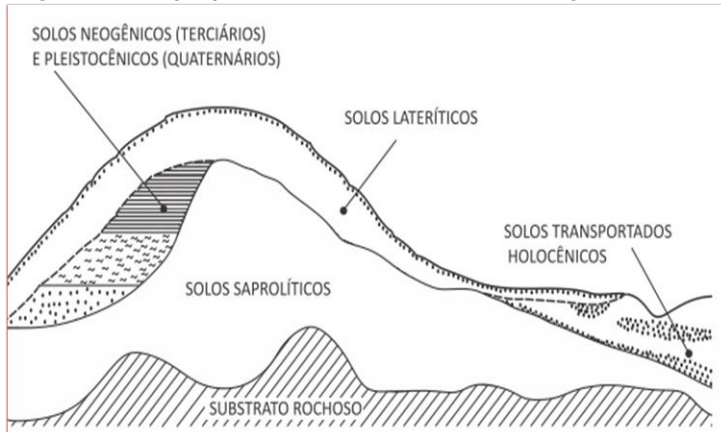
REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

História dos Solos Tropicais

Os solos fazem parte da crosta terrestre, são resultados de milhões de anos de processos físicos e químicos. Partículas minerais e orgânicas são despejadas em uma espécie de camadas através das ações da natureza, como as chuvas e os ventos. Os elementos presentes em grandes quantidades nos solos, são denominados macronutrientes e em menores quantidades, micronutrientes (MELO, 2015).

Os solos das regiões tropicais demonstram uma série de aspectos diferentes dos solos de outras regiões, devido a essa condição é necessário estabelecer conceitos sobre os solos dessas localidades. Encontram-se nas regiões dos trópicos os solos: lateríticos, saprolíticos e transportados, como mostrado na (Figura 1) (VILLIBOR et al., 2009).

Figura 1: Designação das camadas de solos nas regiões tropicais



Fonte: Villibor et al (2009)

Solos lateríticos são solos presentes na superfície, nas partes com boa drenagem das regiões tropicais úmidas, resultados de mudanças causadas pelo intemperismo. Esse processo é chamado de laterização, que é o enriquecimento do solo por óxidos hidratados e alumínio com a predominância de caulinita como argilo-mineral. Esses minerais dão ao solo uma cor alaranjada, que não guarda mais semelhança com a rocha matriz. Solos lateríticos são designados como solos superficiais maduros, diferentes dos solos saprolíticos que são solos residuais jovens (VILLIBOR et al., 2009).

Solos saprolíticos são solos que conseguem manter a estrutura da rocha de origem mesmo com a decomposição provocada pelas intemperes. São residuais, constituem a parte inferior à camada laterítica, são heterogêneos e com uma mineralogia mais complexa, com minerais ainda em fase de decomposição e que ainda mantem semelhança com a rocha matriz (VILLIBOR et al., 2009).

Solos transportados são solos provenientes da movimentação da fração original da rocha por meio de agentes de transporte, como exemplo a água com os solos fluviais, o vento com solos eólicos, o gelo com solos glaciais e até pela força de gravidade. Grande parte desses sedimentos vem de rochas que sofreram processo com os intemperismos, deixando a rocha em um estado que sofra erosão e possa ter uma parte transportada (GUSMÃO FILHO, 2008).

Devido as inconsistências na classificação de solos tropicais, principalmente na sua utilização para pavimentação quando classificados

com as metodologias usuais, foi desenvolvido uma classificação específica para esse tipo de solo, Villibor e Nogami desenvolveram a metodologia MCT (Miniatura, Compactado, Tropical). Tendo em vista que as classificações tradicionais foram desenvolvidas para solos mais comuns em climas diferentes do clima tropical (VILLIBOR et al., 2009).

A classificação MCT (Miniatura, Compactado, Tropical) tem base em ensaios e procedimentos com resultados obtidos através da compactação de solos tropicais quando usado na pavimentação. A classificação se fez necessária devido as limitações encontradas na caracterização dos solos com base em sua granulometria e seus índices físicos através do LL e IP, os resultados obtidos são ineficientes para os solos tropicais (VILLIBOR et al., 2009).

Os processos de formação geomorfológica dos solos residuais tropicais se originam por diversos fatores. Exemplo, zona morfoclimática, temperatura média anual, precipitação média anual. Diferentes climas que ditam os respectivos processos que operam nas regiões são responsáveis por formas variadas de solos dentro dessa classificação (HUAT; TOLL; PRASAD, 2012).

Em uma zona tropical húmida, com temperatura média anual de 20-30°C e precipitação média anual de 1500mm existe um a variação na geomorfologia do solo quando comparado a uma zona tropical húmida seca, com temperatura média anual de igual de 20-30°C, mas com precipitação média anual diferente, de 600-1500mm e também difere de uma zona tropical semiárida de temperatura média anual 10-30°C e precipitação anual de 300mm (HUAT; TOLL; PRASAD, 2012).

Classificação MCT (Miniatura, Compactado, Tropical)

A classificação dos solos com uso dessa metodologia, foi desenvolvida para aplicação em solos de origem tropical. Utiliza-se corpos de provas com tamanhos reduzidos, esse método não segue os métodos tradicionais que usam parâmetros como, granulometria e índices de liquidez e plasticidade dos solos. O objetivo é classificar solos tropicais em duas categorias, lateríticos e não lateríticos (VILLIBOR et al., 2009).

Dentro da classificação MCT, os solos laterítico são subdivididos em três grupos (VILLIBOR et al., 2009):

- Areia laterítica quartzosa – LA
- Solo arenoso laterítico – LA'
- Solo argiloso laterítico – LG'

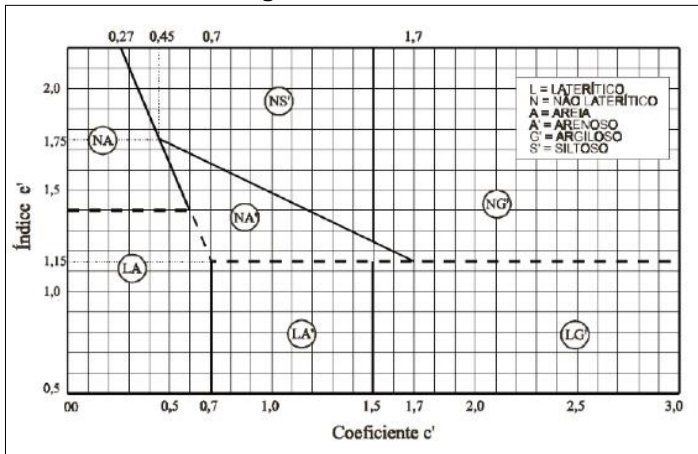
E os solos não lateríticos são subdivididos em quatro grupos (VILLIBOR et al., 2009):

- Areais, siltes e misturas de areias e siltes com predominância de grão de quartzo e mica não laterítico – NA
- Misturas de areias quartzosas com finos de comportamento não laterítico – NA'
- Solo siltoso não laterítico – NS'

- Solo argiloso não laterítico – NG'

Para realizar essa classificação utilize-se o gráfico apresentado na (Figura 2), onde o coeficiente presente nos eixos das abscissas é identificado como c' , que é a deformabilidade, e o coeficiente e' , presente no eixo das ordenadas é a parte da inclinação da curva de compactação.

Figura 2: Gráfico MCT



Fonte: Villibor et al (2009)

O coeficiente c' , indica a argilosidade do solo, ele nos mostra que se obtido um valor de c' elevado, (acima de 1,5), caracteriza-se de argila e solos argilosos e se obtivermos um valor de c' (abaixo de 1), caracteriza-se de areias e siltes não plásticos ou poucos coesivos. No intervalo entre 1 e 1,5 encontra-se solos como areia siltosa, areia argilosa, argila arenosa e argila siltosa (VILLIBOR et al., 2009).

O coeficiente e' é obtido através do coeficiente d' (inclinação da parte retilínea do ramo seco da curva de compactação que corresponde a 12 golpes do ensaio de Mini-MCV) e da perda de massa por imersão P_i (porcentagem de massa desagregada em relação a massa total do ensaio quando submetida a imersão em água) é expressa pela expressão $e' =$

$$\sqrt[3]{\left(\frac{20}{d'} + \frac{P_i}{100}\right)} \quad (\text{VILLIBOR et al., 2009}).$$

A metodologia MCT (Miniatura, Compactado, Tropical) também apresenta muitos ensaios para medir propriedades hídricas e mecânicas das amostras, mas, sempre utilizando corpos de provas com características reduzidas.

Conceito de Tipos de Solos

O solo é definido como o material que resulta do processo de decomposição e desintegração de rochas por ação de agente naturais, sujeito

a evolução e meteorização física, química e biológica durante um certo período de tempo. Com base na sua origem, os solos são divididos em dois grupos: solos residuais e solos transportados (CHIOSSI, 1983).

Solos Residuais

Solos residuais são solos resultantes de transformações nas rochas originais, permanecem nos seus locais de origem, já os solos transportados, são resultados da locomoção dos resíduos por um agente qualquer, podendo ser esse agente, chuvas, ventos e até a gravidade.

Os solos residuais dependem da composição da rocha original que lhe dá origem, por exemplo, a desintegração e a decomposição de arenitos ou quartzitos formam um solo arenoso constituído de rochas de quartzo. Já rochas do tipo filito formam um solo de composição argilosa e bastante plástico (Tabela 1) (CHIOSSI, 1983).

Tabela 1: Resultado da decomposição de solos

Tipo de Rocha	Composição Mineral	Tipo de Solo	Composição
Basalto	Plagioclásio piroxênios	Argiloso (pouca areia)	Argila
Quartzito	Quartzo	Arenoso	Quartzo
Filito	Micas (sericita)	Argiloso	Argila
Granito	Quartzo feldspato mica	Areno-argiloso (micáceo)	Quartzo e Argila (micáceo)
Calcário	Calcita	Argiloso	Argila

Fonte: Chioffi (1983)

Não existe um limite entre o solo e sua rocha de origem, com passagem gradativa, formam camadas distintas, uma camada abaixo da rocha que é chamada de solo de alteração da rocha e uma camada superior, que é chamada de rocha alterada ou decomposta.

Solos Transportados

Solos Transportados exibem características de acordo com o agente transportador e o ambiente de deposição. Em função do agente transportador os solos transportados são classificados em: solos coluviais, solos aluviais, solos eólicos e solos glaciais (CHIOSSI, 1983).

Solos Coluviais, conhecidos também como tálus, são solos transportado exclusivamente pela gravidade, são de ocorrência localizada, situando-se em encostas e elevações. Exemplo de solos coluviais são encontrados no vale do Paraíba e na Serra do Mar (CHIOSSI, 1983).

Solos Aluviais, materiais que são transportados e arrastados pela água, ocorrem ao longo de um curso d'água, podendo ser fluviais e marinhos, com a variação das correntes a granulometria do material pode apresentar alterações (CHIOSSI, 1983).

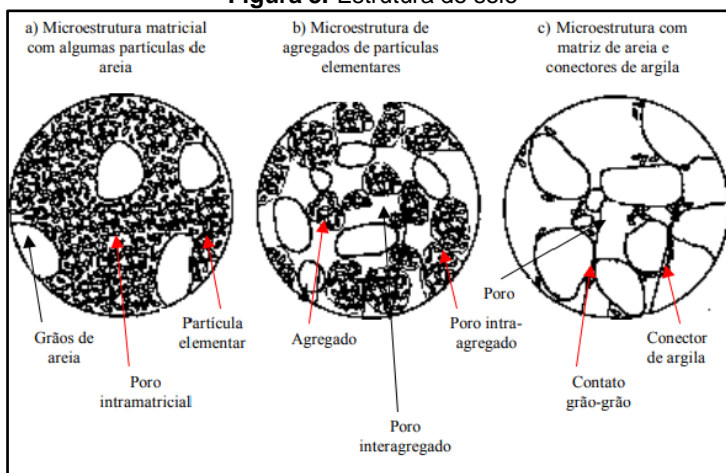
Solos Eólicos, solos transportados e depositados através da ação dos ventos, formados em regiões desérticas e praias oceânicas, em locais secos e desprovidos de vegetação, os ventos arrancam as partículas finas, transportando-as. Exemplos de solos eólicos são as dunas (CHIOSSI, 1983).

Solos Glaciais, solos comuns na Europa e na América do Norte, são fragmentos de rochas transportados por geleiras quando se movimentam e empurram o material que está na sua frente (CHIOSSI, 1983).

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DO SOLO

Ao se obter o conhecimento sobre a estrutura de um solo, é permitido descrever o seu comportamento geomecânico, que é apresentado através de resultados de ensaios feitos em campo e laboratório. A estrutura que compõe o solo mostrados na (Figura 3), refere-se as partículas solidas, o arranjo dessas partículas, os vazios e os agregados de partículas presentes nessa amostra (MARTÍNEZ, 2003).

Figura 3: Estrutura do solo



Fonte: Martinez (2003)

Através de uma análise feita com o auxílio de um microscópio, o solo que se encontra em condição considerada ótima, apresenta vazios interagregados e interagregados. Os interagregados aparecem em formas de canais devido a compactação que causa o preenchimento dos vazios interagregados maiores. Os interagregados apresentam formas circulares causadas pela proteção existente ao redor dos agregados (MARTÍNEZ, 2003).

Análises feitas com solos em condições secas e úmidas, apresentaram maiores macroporos integrados em condições secas, com vazios interagregados em formas de canais, já nas análises realizadas nas condições úmidas, os vazios interagregados presentes, aparecem em

menores quantidades devido a estrutura mais deformada da condição úmida (MARTÍNEZ, 2003).

Utilização dos solos Tropicais na Pavimentação de Rodovias

O pavimento rodoviário é um conjunto de camadas de espessura finita, apoiada em um pequeno espaço aceito teoricamente como infinito a infraestrutura ou terreno de fundação a qual é designado subleito. As principais solicitações impostas: resistir aos esforços aplicados pelo tráfego e pelas mudanças climáticas ao longo da vida útil do pavimento. Ter uma boa superfície que garanta a circulação de veículos com segurança, conforto e uma forma sustentável e econômica, minimizando os impactos ambientais. O pavimento flexível depende muito da sua estrutura geotécnica e mecânica, ou seja, depende dos números de camadas que formam esta estrutura, e das espessuras destas, e também do tipo de material que a compõe, e da característica da fundação que a sustente (DNIT, 2006).

Até o final da década de 1970, no Brasil, utilizava-se sistemas de classificação e de dimensionamento para materiais usados em obras de pavimentação comuns em países de clima frio, obtendo resultados não satisfatórios para a utilização em obras no nosso país. Dentro dessa necessidade, foram feitos estudos com solos provenientes de locais com clima tropical, onde obtiveram bons resultados (COELHO & SOARES, 2018).

Devido os resultados altamente satisfatórios, obtidos pela utilização de solos de origem tropical na pavimentação de rodovias, desenvolve-se toda uma ciência em cima desse tema. Para ser usado como material de base, os solos tropicais devem apresentar uma condição de granulação fina (VILLIBOR et al., 2009).

A metodologia MCT (Miniatura, Compactado, Tropical) nos mostra que solos tropicais podem ser utilizados como base em pavimentos de rodovias com baixo volume de tráfego, podendo ser, in natura ou com agregados. Bases de solo arenoso fino laterítico (SAFL), bases de solo argiloso laterítico e areia (ALA), base de solo laterítico agregado de granulometria descontínua (SLAD) e base de argila laterítica (VILLIBOR et al., 2009).

Para a utilização de solo fino arenoso laterítico, é necessário observar suas características hídricas e mecânicas. As condições de uso são: composição que passe 100% de seu material na peneira com abertura de 2,00mm ou que possua uma porcentagem de até 5% retidos na peneira. De acordo com a classificação MCT devem pertencer a classe de LA, LA' ou LG' (VILLIBOR et al., 2009).

Misturas com areia laterítica quartzosa ou com areia lavada de rio (peneira nº 200) podem ser feitas para a aplicação de solos argilosos lateríticos na construção de sub-base de rodovias com tráfego pesado, com o número de repetição de eixos padrões de 80kn ou até o número N de 10^7 . Pode-se usar areia laterítica quartzosa. Essas misturas de características laterítica, devem passar na peneira de 0,075mm (VILLIBOR et al., 2009).

A tabela 2 mostra a técnica construtiva para a mistura de areia no solo argiloso laterítico in situ. A mistura pode ser feita diretamente na jazida conforme os equipamentos adequados

Tabela 2: Procedimento construtivo

Controle da mistura e da base	Procedimento construtivo da mistura
<ul style="list-style-type: none"> - Controle da mistura a cada 100m - Granulometria: Peneiras de 0.42, 0.150 e 0.75mm - Mini CBR - Controle de base a cada 40m - Grau de compactação $\geq 100\%$ de energia intermediária - Teor de umidade $\pm 2\%$ 	<ul style="list-style-type: none"> - Lançar e executar a conformação do colchão de argila na proporção do projeto - Misturar as duas camadas - Iniciar a compactação com o rolo pé de carneiro, em torno de 6 passadas - Ajuste de espessura da base durante o processo de compactação deverá ser finalizado ao atingir o grau de compactação determinado em projeto - Efetuar o acabamento com moto niveladora após irrigar - Deixar a base perder a umidade por um período de 48h até 60h

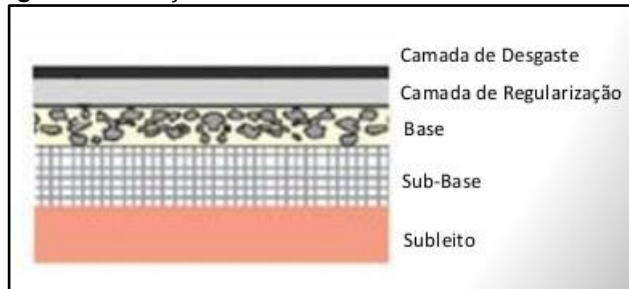
Fonte: Villibor et al (2009)

Segundo o manual de pavimentação do DNIT a classificação dos pavimentos são: flexíveis, rígidos e semirrígidos, existindo ainda os pavimentos constituídos por blocos. As camadas do pavimento devem dispor de qualidade e resistência decrescente, da superfície para o interior do pavimento. Nota-se que cabe a cada camada a função de suportar a camada sobrejacente (DNIT, 2006).

Utiliza-se materiais lateríticos com graduação graúda para a construção de base e sub-base em rodovias (Figura 4). Ao serem submetidos a processos, como, britagem ou misturas com outros solos, o solo laterítico “in natura” tem uma boa aceitação para o emprego nessas funções. A norma do DNIT 098/2007 – ES é quem estabelece a forma de execução e determina os parâmetros de utilização (DNIT, 2007).

Nos ensaios requeridos, para aprovar a utilização em rodovia, o material laterítico deve apresentar alguns resultados como: O Índice de Suporte Califórnia (ISC) precisa obedecer ao número N para eixo padrão de 8,2t. $ISC \geq 60\%$ para $N \leq 5 \times 10^6$ e $ISC \geq 80\%$ para $N > 5 \times 10^6$ os materiais precisam atender também aos valores mínimos de ISC da norma DNER-ME 49/74 (DNIT, 2007).

Figura 4: Utilização de material laterítico como base e sub-base



Fonte: Dutra (2014)

Ensaaios

Os ensaios mais comuns onde são estudados os solos tropicais, é o ensaio de Perda de Massa por Imersão e o ensaio de Compactação Mini-MCV, que é regido pela norma técnica DNER-ME 258/94. Com o objetivo de determinar coeficientes que são utilizados na classificação e caracterização de solos que passam na peneira de 2mm de abertura (MALANCONI, 2013).

O Ensaio de Compactação Mini-MCV consiste na aplicação de energia crescente, até se conseguir o aumento da massa específica seca para alguns teores de umidade, gerando gráficos com curvas de compactação, com o nome de curvas de deformabilidade, a partir dessas curvas, determina-se os valores do mini-MCV. Os equipamentos utilizados, métodos e modo de execução estão definidos na norma do DNER-ME 258/94 (DNER, 1994).

O Ensaio de Perda de Massa por Imersão se dá com a utilização de corpos de provas já compactados, onde é avaliado sua estabilização sob ação da água. Extrai-se 10mm dos cilindros que são imersos em água por cerca de 20 horas, o material que se desprende é recolhido e seco, para se obter o peso seco do corpo de prova. Perda de Massa por Imersão é definida pela equação $Pi = 100 \times \frac{Md}{M0}$. Onde Md é a massa de solo seco despreendida do corpo de prova e $M0$ é massa de solo seco correspondente a 10mm do corpo de prova logo depois da compactação (MALANCONI, 2013).

A determinação dos limites de Atterberg, fundamentais para o trabalho com solos, que devido à presença de água nos solos, apresentam alguns estados de consistência. Os teores de umidade correspondentes as mudanças de estados são denominadas de Limites de Liquidez (LL) e Limites de Plasticidade (LP). A norma técnica que apresenta o procedimento e prescreve a aparelhagem para determinação do limite de plasticidade, é a DNER-ME 082/94 (DNER, 1994). E a norma técnica que contém um método de referência para a determinação do limite de liquidez, é a norma DNER-ME 122/94 (DNER, 1994).

Ensaio de Capacidade de Suporte Mini-CBR tem como objetivo determinar a expansão do solo compactado em equipamento miniatura.

Caracteriza-se pela utilização de corpos de prova de dimensões reduzidas, com 50 mm de diâmetro e um pistão de penetração de 16mm de diâmetro (DNER, 1997). Aliado a ensaios de expansão e contração, gera resultados que podem ser utilizados em pavimentos como reforço de subleito, sub-bases e base. A norma técnica que define o método e modo de execução, aparelhagem é a DNER-ME 254/97 (MALANCONI, 2013).

CONCLUSÃO

Após o estudo realizado, abordando os solos tropicais, percebe-se que sua utilização poderia ser mais ampla dentro do campo da engenharia, vendo que o Brasil tem dimensões continentais e um grande leque de obras de infraestrutura para serem realizadas que contribuem com o crescimento do país.

Devido sua grande presença em nosso território, com variadas formas, solos lateríticos, saprolíticos, entre outras, devem ser mais estudados. Os estudos em cima desse tema começaram do meio para o fim do século passado, por volta do início dos anos 70. Ao meu ver, devem ser mais estimulados, observando que geram grande retorno para a engenharia.

A grande área de concentração dos estudos, foi sua utilização em obras rodoviárias, onde se tinha e ainda temos grande campo de atuação. Solos tropicais foram utilizados em pavimentação devido sua viabilidade, seu custo era muito baixo ao comparado com outros tipos de materiais. Solos de origem laterítica foram um grande sucesso ao ser utilizados com base e sub-base em rodovias, onde se obtiveram excelentes resultados quanto as solicitações exigidas.

Os ensaios característicos que classificam esse tipo de solo foram desenvolvidos devido a inexistência de técnicas a época, para determinar seus padrões de utilização. Foram desenvolvidos ensaios como, ensaio de Perda de Massa por Imersão, ensaio de Compactação Mini-MCV e também foi desenvolvida a metodologia MCT (Miniatura, Compactado, Tropical).

Observando que o intuito da engenharia é solucionar problemas e proporcionar o bem-estar para os cidadãos, cabe aos profissionais, estudantes, técnicos entre outros, ligados à área o estudo e a disseminação do conhecimento sobre o tema, vendo que o mesmo pode trazer melhorias, mesmo que indiretas, para a população em um todo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS:

ARAÚJO, C.; DANTAS, S. **Caracterização de Solos Lateríticos para Utilização em Pavimentos de Baixo Custo na Cidade de Canindé/CE.** Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2014.

COELHO, M.; SOARES, W. **Estudo de Solos Lateríticos Fino para Uso em Pavimentação a Partir dos Métodos HRB e MCT.** Universidade Federal do Maranhão, São Luís, 2018.

CHIOSSI, N. J. **Geologia Aplicada à Engenharia**. 2. ed. São Paulo: Escola Politécnica, 1983. 195 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS E RODAGEM. DNER-ME 082/94: **Determinação do Limite de Plasticidade**. 1 ed. Rio de Janeiro. 1994. 3 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS E RODAGEM. DNER-ME 122/94: **Determinação do Limite de Liquidez e Método Expedito**. 1 ed. Rio de Janeiro. 1994. 7 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS E RODAGEM. DNER-ME 254/97: **Solos Compactados em Equipamento Miniatura Mini-CBR**. 1 ed. Rio de Janeiro. 1997. 14 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS E RODAGEM. DNER-ME 258/94: **Solos Compactados em Equipamento Miniatura Mini-MCV**. 1 ed. Rio de Janeiro. 1994. 14 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. INSTITUTO DE PESQUISAS RODOVIÁRIAS RIO DE JANEIRO. DNIT IPR-719/06: **Manual de Pavimentação**. Ed. Rio de Janeiro. 2006. 278p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. INSTITUTO DE PESQUISAS RODOVIÁRIAS RIO DE JANEIRO. DNIT 098/07: **Pavimentação - Base Estabilizada Granulometricamente com Utilização de Solo Laterítico - Especificação de Serviço**. Ed. Rio de Janeiro. 2007. 7 p.

DIAS, I. M. **Estudo de Solos Tropicais para o Uso em Pavimentação a partir de Ensaio Triaxiais Estáticos**. 2006. 137 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Escola de Engenharia, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

DUTRA, S. V. M. **Estado da Arte sobre a Utilização de Solos Lateríticos em Pavimentos Rodoviários**. 2014. 81 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Geologia, Universidade do Porto, Porto, 2014.

GUSMÃO FILHO, J. A. **Solos da Formação Geológica ao Uso na Engenharia**. 2. ed. Recife: Editora Universitária UFPE, 2008. 198 p.

HUAT, Bujang B.k.; TOLL, David G.; PRASAD, Arun (ed.). **Handbook of Tropical Residual Soils Engineering**. Leiden: Crc Press/balkema, 2012. 533 p.

MALANCONI, Mauricio. **Considerações Sobre Misturas de Solos Tropicais Estabilizados Quimicamente para Uso como Camada de Pavimento Urbano**. 2013. 94 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Urbana, Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2013.

MARTÍNEZ, G. S. S. **Estudo do Comportamento Mecânico de Solos Lateríticos da Formação Barreiras**. 2003. 266 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

MELO, F. B. **Solos**. Embrapa. 2015. Disponível em <https://www.embrapa.br/contando-ciencia/solos/-/asset_publisher/1ZCT5VQ5Hj1S/content/o-que-e-e-como-se-forma-o-solo-/1355746?inheritRedirect=false> Acesso em: 07 de novembro de 2019.

ROHLFES JÚNIOR, J. A. **Estudo do Comportamento de Um Solo Residual Melhorado Através de Técnicas Mecânicas e Físico Químicas e Sua Aplicação à Análise de Fundações Superficiais**. 1996. 124 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1996.

VILLIBOR, D. F.; NOGAMI, J. S.; CINCERRE, J. R.; SERRA, P. R. M.; NETO, A. Z. **Pavimento de Baixo Custo para Vias Urbanas: Bases Alternativas com Solos Lateríticos**. 2. ed. São Paulo: Arte e Ciência, 2009. 196 p.

ZORZI, C. **Caracterização dos Solos Tropicais Lateríticos para Reforço de Pavimentos**. 2008. 62 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade São Francisco, Itatiba, 2008.

Lucas Sousa de Oliveira

UNISUAM

Thayná Cristina Maciel de Brito Abreu

UNISUAM

Paulo Pinheiro Castanheira Neto

UNISUAM

Flávia da Silva

UNISUAM

Rachel Cristina Santos Pires

UNISUAM

RESUMO

O presente artigo mostra de forma teórica com embasamentos de pesquisas e modelos de cálculo como funciona o chamado "Efeito Tschebotarioff", comum em pontes, viadutos e em obras que utilizam fundações profundas como as estacas. Este efeito é visto quando estacas em terrenos compressíveis sujeitos a sobrecargas assimétricas são submetidas a empuxos passivos, acarretando deflexões, momentos fletores e esforços internos. A deslocação horizontal do solo devido à natureza assimétrica do carregamento, gera esforços por toda a extensão da profundidade das estacas instaladas nos arredores dessa sobrecarga. Esse efeito é motivado por diversas condições, entre elas, o adensamento do solo, o efeito de grupo e também pelo afastamento do estaqueamento em relação à base do aterro, cujas ponderações de suas influências fazem parte do propósito desse trabalho, passando tanto por modelos de cálculos e pesquisas quanto por maneiras de resguardar o efeito através da execução de serviços de melhoramento de solos, como colunas de solo-cimento, drenos verticais, reforço com geogrelhas, ou por meio de utilização de estacas reforçadas capazes de absorver os esforços de flexão.

Palavras-Chave: Tschebotarioff; Estacas; Solo; Argila.

INTRODUÇÃO

A construção de aterros sobre em qualquer solo de fundação ocasiona deslocamentos verticais e horizontais no solo de base, podendo causar problemas que não somente têm relação à estabilidade do aterro em si, mas também de estruturas próximas. Quando existem fundações através de estaqueamento nas proximidades de um aterro sobre solos moles, podem

ocorrer complicações, determinantes nos solos moles, em função dos grandes recalques envolvidos.

Com o aumento das cidades, estradas e ferrovias ao redor do mundo, a construção de aterros sobre solos moles tornou-se um desafio cada vez maior, demonstrando a importância de se prever de maneira correta o comportamento dos solos de fundação, de forma a garantir de maneira econômica a estabilidade do aterro e a segurança das estruturas adjacentes (COBE, 2017).

Sem acompanhamento tecnológico, os aterros podem ter constituição muito heterogênea não são recomendados para fundações e, mesmo que mostrem aparentemente uma capacidade adequada, podem apresentar, em camadas mais profundas, materiais imprevistos. O que reforça a necessidade de uma boa investigação geotécnica além do já mencionado controle tecnológico durante a execução. A existência de contaminantes e materiais aleatórios ao corpo do aterro pode provocar a ocorrência de grandes deformidades quando os mesmos são carregados.

Tendo isto em vista, é de suma importância a correta interpretação dos parâmetros geotécnicos, utilizando ensaios em laboratório e in situ, para entender qual metodologia será utilizada e a sequência construtiva adotada para assim, obter o sucesso do projeto. No geral, o projeto de construção de aterros de todos os tipos e em especial nos solos moles deve considerar um fator de segurança adequado quanto à possibilidade de ruptura do solo de fundação no decorrer e após a construção, apresentar deslocamentos totais e diferenciais e evitar danos a estruturas adjacentes ou enterradas. (FORMIGHERI, 2003; BELLO, 2004).

O tema foi escolhido em consequência de poder mostrar o valor de se realizar um estudo sobre este efeito, visto que o mesmo pode provocar muitos prejuízos em um projeto.

O presente artigo é sustentado por diversas informações, como artigos científicos, normas, dissertações de mestrado e revistas científicas e se propõe a estudar um pouco mais sobre o efeito Tschebotarioff em construções.

O objetivo deste projeto é demonstrar como o efeito ocorre, suas bases de cálculo e a importância de ser considerado na fase de projeto para evitar problemas futuros.

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Definição de adensamento

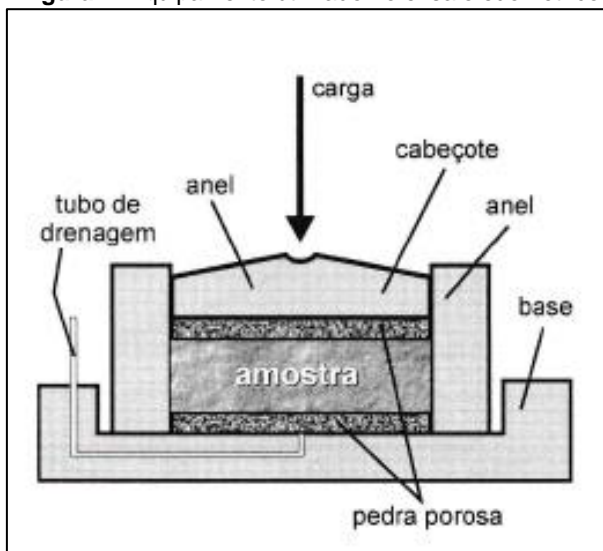
O adensamento é o processo de compressão (relação entre a variação de volume de um elemento de solo e a variação do estado de tensões efetivas) que ocorre em um solo saturado, provocado pela expulsão de uma quantidade de água igual à diminuição do volume de vazios, como resultado da transferência do excesso de poropressão proporcionada pelo carregamento, para a tensão efetiva. No caso das argilas saturadas, devida

a sua pouca permeabilidade e o baixo valor do coeficiente de adensamento, esse processo de deformação se desenvolve bem devagar e em grande escala. (DOMINONI, 2011).

Para ser descoberto algumas características de adensamento do solo, o ensaio mais utilizado é o ensaio edométrico.

O ensaio edométrico funciona da seguinte forma: o ensaio consiste na compressão do solo preso dentro de um anel metálico que não permite qualquer deformação lateral. O ensaio simula o comportamento do solo quando ele é comprimido pela ação do peso das camadas que virão a ser depositadas sobre ele. O anel metálico não permite que haja nenhuma deformação lateral. Sabendo que o carregamento é feito por etapas, cada carga aplicada, anota-se a deformação a diversos intervalos de tempo, até que as deformações fiquem estáveis e a partir de um ensaio de adensamento em laboratório, são obtidos a tensão de pré-adensamento, o coeficiente de adensamento, o coeficiente de compressão secundária, os índices de compressão, o coeficiente de permeabilidade e o coeficiente de variação volumétrica. Quando os recalques param, as cargas são elevadas para o dobro do seu valor anterior, principalmente quando no ensaio, são argilas saturadas. A maneira mais comum de se apresentar os resultados é apresentar a curva índice de vazios versus tensão vertical efetiva. O equipamento deste ensaio está ilustrado na figura 1 (RODRIGUES, 2014; NETTO, 2006).

Figura 1: Equipamento utilizado no ensaio edométrico



Fonte: PINTO (2006)

Teoria do adensamento unidimensional de Terzaghi e Frölich

Seja qual for o material, quando aplicamos tensões, as deformações são feitas. Alguns materiais, quando sujeitos a esses estados de tensões, deformam-se instantaneamente. A teoria do adensamento unidimensional de Terzaghi e Frölich, conhecida também como teoria clássica do adensamento, estuda os casos em que as deformações e o fluxo são verticais. Essas circunstâncias ocorrem no campo quando é feito um carregamento uniforme numa área grande, por exemplo, um aterro de grande largura (AGUIAR, 2008).

Segundo Pinto (2006), Terzaghi partiu de nove hipóteses simplificadoras para validar sua teoria, sendo elas:

- a) O solo é totalmente saturado;
- b) A compressão é unidimensional;
- c) O fluxo d'água é unidimensional;
- d) O solo é homogêneo;
- e) As partículas sólidas e a água são praticamente incompressíveis perante a compressibilidade do solo;
- f) O solo pode ser estudado como elementos infinitesimais, apesar de ser constituído de partículas e vazios;
- g) O fluxo é governado pela lei de Darcy;
- h) As propriedades do solo não variam no processo de adensamento;
- i) O índice de vazios varia linearmente com o aumento da tensão efetiva durante o processo de adensamento.

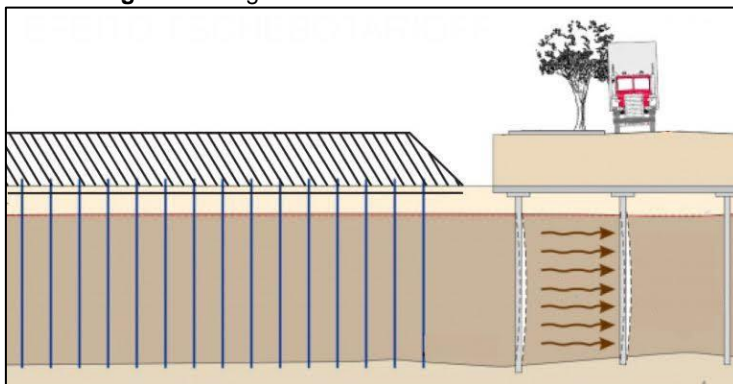
Dentro das hipóteses de Terzaghi, Aguiar (2008), faz as seguintes análises:

- Análise 1 – A primeira hipótese é bastante vista em solos sedimentares, mais aparente nas argilas moles, um solo ao qual está ligada a maioria dos problemas relacionados ao adensamento.
- Análise 2 - A segunda e terceira hipóteses são garantidas nos ensaios edométricos, uma vez que as deformações laterais do corpo de prova são impedidas por um anel rígido e o acréscimo de tensão vertical total é colocado de modo uniformemente distribuído em toda a área superior do mesmo.
- Análise 3 – A quarta hipótese diz que mesmo que se considere que todos os pontos da camada compressível tenham a mesma estrutura e composição, a primeira hipótese faz com que a teoria não se examine a alteração do índice de vazios ao decorrer da profundidade por causa da variação do estado de tensões efetivas devido ao peso próprio do solo.
- Análise 4 – A quinta hipótese não se distancia muito da realidade, devido ao fato de que as compressibilidades dos grãos e da água são bastante menores do que a compressibilidade do esqueleto sólido.
- Análise 5 – A sexta hipótese está atada a questão da representatividade do elemento infinitesimal usado para conclusão da equação diferencial que molda o fenômeno.

- Análise 6 - A sétima hipótese é aceita, mas é necessário estudar a validade da Lei Darcy quando os gradientes são muito altos ou baixos.
- Análise 7 - A oitava hipótese mostra parâmetros como o coeficiente de permeabilidade e o coeficiente de compressibilidade que na realidade variam durante o adensamento, como por exemplo o coeficiente de permeabilidade que é maior na horizontal do que na vertical.
- Análise 8 – A nona hipótese é a mais restritiva por não antecipar a relação entre tensão vertical efetiva e índice de vazios.

Apesar de a Teoria de Terzaghi considerar deslocamentos unidimensionais verticais, também considera a hipótese de cargas centradas em grandes áreas, com longos comprimentos (infinitesimais), retratados pelo confinamento lateral no ensaio, o que ocorre, no Efeito Tschebotarioff, é a hipótese da ausência de confinamento lateral no limite do aterro, em função da redução da carga aplicada nas bermas laterais, estando este limite próximo a uma estrutura adjacente. Desta forma, os deslocamentos horizontais se tornam importantes, já que seguem o caminho de tensões. Ressalte-se que nos solos moles, argilosos, em função da disposição dos grãos, o fluxo horizontal é maior que o vertical, $c_h > c_v$, evidenciando ainda mais esta preocupação.

Figura 2: Carga distribuída horizontalmente no solo



Fonte: ANDRADE (2016)

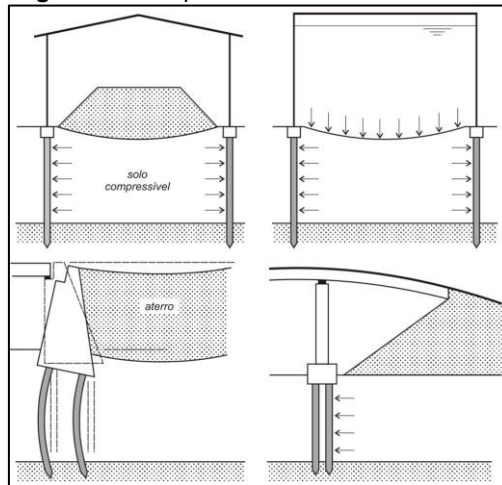
EFEITO TSCHBOTARIOFF

Quando movimentos de solo ocorrem perto de estruturas, eles podem exercer uma ação direta em suas fundações. No caso particular de estacas postas nas proximidades de deslocamentos horizontais do solo, a movimentação do mesmo pode acarretar esforços horizontais e momentos fletores não previstos preliminarmente. Esta manifestação foi descrita em detalhes, pela primeira vez, por Tschebotarioff em 1962 e, portanto, recebeu

esta denominação. Quando uma camada de solo mole é solicitada por uma carga, movimentos horizontais significativos são vistos junto às extremidades deste carregamento. (FRANÇA, 2014).

Velloso & Lopes (2011), apresentam como exemplos deste efeito, galpões, tanques de estocagem somente com estacas em suas extremidades e muros de arrimo sobre estacas como mostra a figura 3.

Figura 3: Exemplos do “efeito Tschebotarioff”



Fonte: VELLOSO & LOPES (2011)

Tschebotarioff (1962) avaliando os esforços de flexão, observou que nas estacas que sofriam sobrecarga assimétrica, diferenciam-se duas condições limite. Na primeira, as estacas atravessam solos arenosos fofos, passíveis a deformações altas por ação de tensões elevadas como, por exemplo, no alicerce de muros de arrimo com fundação direta, mas que não sofrem recalques relevantes pelo reaterro e nessas condições, as tensões de flexão em estacas são muito baixas e podem ser desprezadas. Na segunda situação, as estacas são fixadas através de uma camada de argila mole que não é comprimida, mas somente deslocada e amolgada pela cravação das estacas. Esse acúmulo argiloso, principalmente se estiver amolgado, suportará, pela ação de uma sobrecarga, um deslocamento horizontal com volume constante e após, adensamento, com ambos causando solicitação nas estacas.

Fatores que influenciam na carga horizontal em estacas

Velloso & Lopes (2011) apresentaram alguns fatores que influenciam na solicitação lateral de estacas, como por exemplo:

- Valor da sobrecarga, que é a variação de tensões aplicada no solo onde o valor se dá através do produto entre altura e peso específico (γh) do material de aterro ou do material acomodado;

- Características da camada compressível;
- Distância das estacas a sobrecarga;
- Rigidez das estacas;
- Geometria do estaqueamento;
- Tempo.

Em relação ao tempo, pode-se destacar que a situação logo após a atuação da sobrecarga talvez não seja a pior. Ao longo do tempo, apesar de ocorrer um acréscimo de resistência pelo adensamento, o que é bom, as deformações também crescem, resultando num efeito desfavorável. Não é possível deduzir qual dessas influências irá dominar o comportamento do conjunto, mas é possível que a fundação seja capaz de resistir no decorrer de um certo tempo e que, somente após alguns meses ou até mesmo anos, apresente problemas (DE BEER, 1972).

Alguns modelos de desenvolvimento de cálculo e pesquisa ao longo dos anos

Heyman & Boersma (1961), descrevem uma pesquisa feita em Amsterdã sobre o efeito da execução de aterro na proximidade de estacas. O subsolo local era formado por uma delgada camada de areia, sendo seguida de cerca de dez metros de argila/turfa mole. Estas estacas foram instrumentadas com extensômetros e instalaram-se inclinômetros no terreno. Depois de postas as estacas, um aterro hidráulico foi construído, no início a trinta metros de distância, e gradualmente ampliado em estágios de cinco metros para as proximidades das estacas, totalizando um total de seis etapas, a cada duas semanas.

O momento fletor máximo nas estacas foi observado, próximo do nível que separa as camadas de areia e argila e cresceu, quase linearmente, cerca de 20 kNm quando o aterro estava a trinta metros até 130 kNm sendo que o aterro chegou a cinco metros de distância e os movimentos horizontais da superfície do solo atingiram cerca de vinte e sete centímetros. A finalização da pesquisa, que se direcionava a região de Amsterdã, foi recomendar a utilização de estacas com armação reforçada em todos os casos de fundações em estacas a uma distância inferior a vinte e cinco metros de um futuro aterro.

Tschebotarioff (1962), levantou vários casos de muros de arrimo sobre estacas que tiveram problemas de flexão e até a ruptura de suas estacas. Ele admite que a magnitude e a distribuição de tensões laterais naturais vindas de uma sobrecarga unilateral em estacas que passam por camadas de argila mole eram complicadas de designar, uma vez que não se possuía resultados de instrumentações. Assim, com a falta de um critério mais rigoroso, foi recomendado que em uma estimativa grosseira do momento fletor nas estacas, as pressões laterais deveriam ser representadas por um carregamento triangular como mostra a figura 4 com uma altura máxima, no centro da camada compressível, de:

$$\rho_h = 2BK\gamma H$$

Onde:

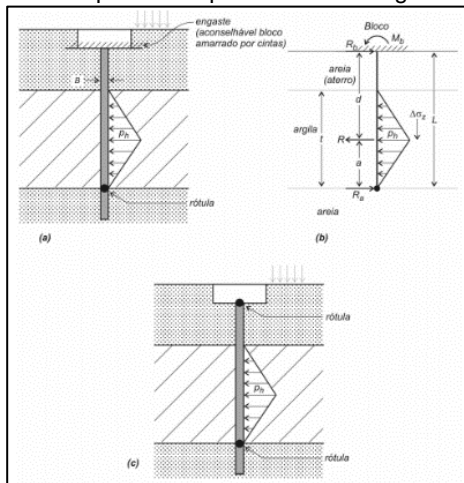
B = Largura da estaca;

γH = Tensão correspondente a um aterro de altura H;

K = Coeficiente de empuxo;

O coeficiente K, para um depósito normalmente adensado e não amolgado, pode ser utilizado um valor de 0,4 ou 0,5. As estacas da fileira mais próxima do aterro precisariam ser dimensionadas como vigas simplesmente apoiadas com vão possuindo o mesmo tamanho da espessura de camada argilosa. Nesses casos, Tschebotarioff (1962) recomendou o uso de estacas com uma alta resistência a flexão e que provocassem um pequeno deslocamento quando houvesse a cravação, como, por exemplo, estacas tubulares e perfis metálicos.

Figura 4: Proposta de Tschebotarioff: (a) caso em que a estaca pode ser apontada como engastada no bloco; (b) esquema de cálculo para esse caso; (c) caso em que a estaca não pode ser apontada como engastada no bloco



Fonte: VELLOSO & LOPES (2011)

Pesquisa realizada em Allamuchy, New Jersey, em 1970

A companhia de consultoria *King and Gavaris*, em que Tschebotarioff trabalhava, foi contratada pelo *New Jersey State Highway Department* para uma pesquisa sobre o empuxo em estacas. O *Highway Research Board*, embora soubesse da necessidade de se preverem esforços de flexão em estacas em regiões de argilas moles, considerava que as especificações *Standard Specifications for Highway Bridges* da AASHO apresentam um tratamento altamente simplificado do problema (VELLOSO & LOPES, 2011).

A pesquisa incluiu a instrumentação de estacas em uma ponte em Allamuchy e foi descrita por Tschebotarioff (1967) e King e Gavaris (1970). Tschebotarioff (1970, 1973), após a análise dos resultados, continuou com o

diagrama de tensões triangular que já havia sugerido em 1962, recomendando, entretanto, uma redução na tensão ρ_h para:

$$\rho_h = BK\Delta\sigma_z$$

Onde:

B = Largura da estaca;

K = Coeficiente de empuxo;

$\Delta\sigma_z$ = acréscimo de tensão vertical devido a ação do aterro, no centro da camada argilosa e junto à estaca.

Velloso & Lopes (2011), recomendam o uso de 2B ao invés de B, como na pesquisa de Tschebotarioff (1962), considerando que a parcela de solo envolvida no empuxo da estaca possui uma largura de duas vezes a largura da estaca.

Tschebotarioff (1973) faz algumas conclusões em relação à pesquisa em New Jersey, tais como:

- Os movimentos laterais dos apoios do tabuleiro iniciaram-se neste mesmo momento;
- As medidas de deformações feitas em uma estaca metálica instrumentada revelaram momentos fletores consideráveis, especialmente próximos a base do muro. Medições efetuadas com inclinômetro também apresentaram flexão das estacas na região da camada argilosa;
- O empuxo que atua no encontro diminuiu com o tempo após a colocação do aterro;
- Os recalques nas bases dos encontros começaram quando a altura do aterro atingiu uma altura tal que seu peso chegou próximo de três vezes a resistência não drenada da camada argilosa;
- Uma pausa de seis meses na construção permitiu algum adensamento e correspondente aumento da resistência ao cisalhamento da camada de argila, de modo que o alteamento final do aterro não resultou em movimentos adicionais significativos (Tschebotarioff, 1973).

Quanto as condições de apoio, se porventura a estaca estar engastada no bloco e o solo superficial ser resistente, Tschebotarioff (1973) sugere considerar a estaca rotulada na base da argila e engastada no bloco, como indicado na figura 4 (a). Com base na figura 4 (b), as fórmulas para o momento fletor na ligação com o bloco (M_b), o momento máximo ($M_{máx}$) e a resultante (R) para este caso, são:

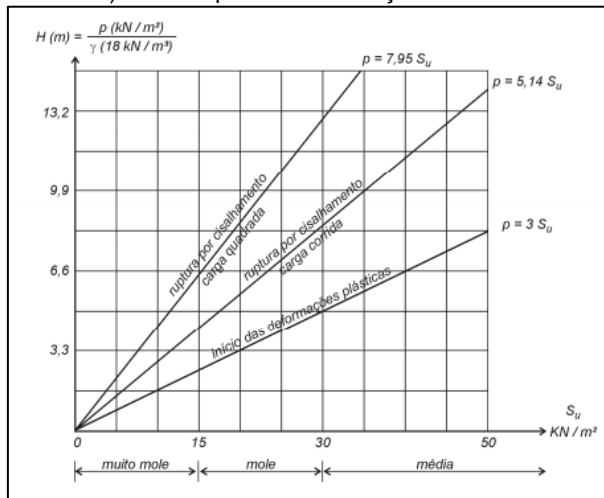
$$M_b = -\frac{Ra(L^2 - a^2)}{2L^2}$$

$$M_{m\acute{a}x} = + \frac{Ra}{2} \left(2 - \frac{3a}{L} + \frac{a^3}{L^3} \right)$$

$$R = 0,9 \frac{\rho_h t}{2}$$

Se houver duidas quanto ao perfeito engastamento da estaca no bloco, a solicitação máxima pode ser avaliada considerando a estaca birrotulada como mostra a figura 4 (c). Tschebotarioff (1973) sugere que em todos os casos em que a pressão do aterro ultrapassar três vezes a resistência não drenada da camada argilosa, deve ser dada uma atenção especial aos esforços de flexão nas estacas como mostra a figura 5. Esta pressão corresponde a um fator de segurança de 1,7 em relação a ruptura do aterro (que romperia com uma pressão da ordem de $5S_u$), indicando que um fator de segurança menor do que esse deve ser evitado.

Figura 5: Relação entre tensão aplicada (dividida por um peso específico de aterro de $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$) e consequências em função da resistência da argila.



FONTE: VELLOSO & LOPES (2011)

Contribuição de Wenz em 1963

Wenz (1963), que foi citado por Sinniger e Viret (1975) tomou como base modelos menores e propo um método em que a estaca é simplesmente apoiada nos níveis superior e inferior da camada mole, e também vinculada ao diagrama de tensões limite que irá se desenvolver quando houver a ruptura do solo de fundação (Figura 6).

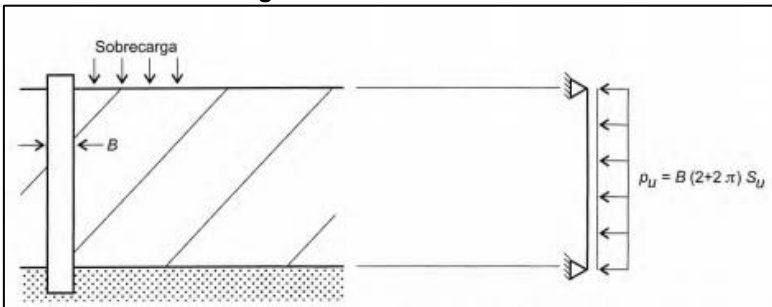
Schenck (1966), diz que para um grupo de estacas, a tensão aumenta em função da relação B/a , onde B é a largura ou o diâmetro da estaca e a o espaçamento entre eixos. Se a estaca estiver isolada, o

diagrama retangular que atua em seu comprimento introduzido na camada argilosa, ocorrendo a ruptura do solo de fundação, tem ordenada ρ_u da seguinte forma:

$$\rho_u = B(2 + 2\pi)S_u$$

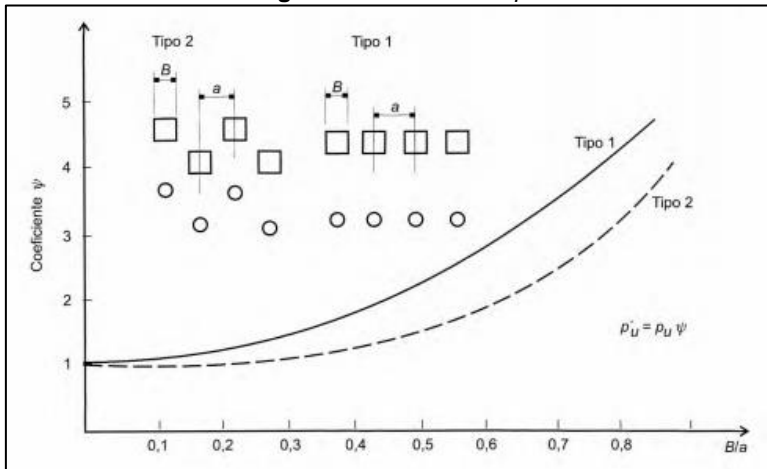
Para a estaca que pertencer a um grupo, o diagrama de tensões é multiplicado por um coeficiente ψ , (tal que $\rho'_u = \psi \rho_u$), que pode ser encontrado na figura 7, partindo da relação B/a .

Figura 5: Processo de Wenz



Fonte: VELLOSO & LOPES (2011)

Figura 7: Gráfico $B/a \times \psi$



Fonte: VELLOSO & LOPES (2011)

Testes no norte da Alemanha por Leussink e Wenz

Leussink e Wenz (1969) mostraram testes em um local do norte da Alemanha, onde uma sobrecarga de 300 kN/m² seria posta em um depósito. O subsolo consiste em uma camada superficial de quatro a cinco metros de aterro hidráulico, sobrejacente a uma espessa camada de argila mole com a

altura aproximadamente de quinze metros, abaixo de uma densa camada de areia, sendo a resistência não drenada inicial da argila mole cerca de 20 kN/m². Para o manejo do minério utilizando um pórtico rolante, foram previstas vigas-caixão em concreto armado, apoiadas sobre estacas, para o suporte dos trilhos.

Para avaliar o carregamento horizontal nas estacas, três estacas metálicas de seção quadrada de oitenta e cinco centímetros de lado foram postas até a camada inferior de areia. As extremidades superiores das estacas foram conectadas a viga-caixão e durante o primeiro ano de análise, a sobrecarga vinda de um aterro arenoso chegou a 160 kN/m² e, durante o segundo ano, alcançou 280 kN/m². Para a sobrecarga de 180 kN/m², os deslocamentos horizontais do solo chegaram a cinquenta centímetros e então ocorreu a ruptura de uma estaca em relação a sobrecarga máxima na estaca, que por sua vez já estava rompida, deslocou-se até oitenta centímetros e após os testes, Leussink e Wenz (1969) escolheram utilizar drenos de areia para aprimorar as características do material de fundação.

De Beer e colaboradores

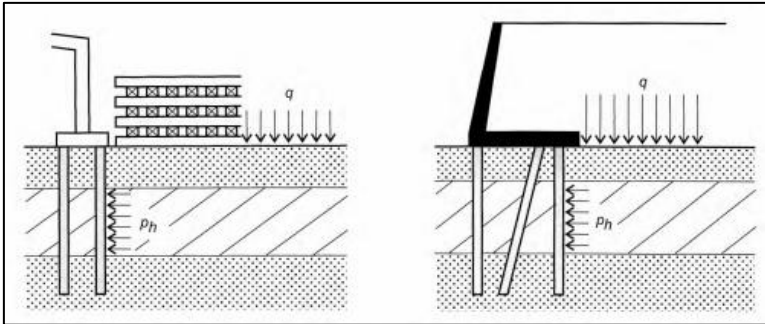
Em três atividades, De Beer e colaboradores (De Beer e Wallays, 1969, 1972; De Beer, 1972) encontram uma proposta de método empírico para várias situações de carregamento perto de estacas. Tomando como base os resultados que de Heyman e Boersma (1961) e de Leussink e Wenz (1969) obtiveram em suas respectivas pesquisas, De Beer e colaboradores reconheceram dois casos, que são:

- (a) As tensões cisalhantes presentes no solo são notadamente menores do que os valores de ruptura;
- (b) As tensões cisalhantes chegam próximas dos valores de ruptura.

Tomando como base primeiramente o caso (a) pode ser visto que De Beer e Wallays (1972) apontam este método somente quando o fator de segurança global, for superior a 1,6 e quando a sobrecarga atuante for uniforme como mostra a figura 8, e a tensão horizontal ρ_h nas estacas que estão na camada submetida as deformações horizontais, é igual a sobrecarga q atuante, ou seja:

$$\rho_h = q$$

Figura 8: Tensão horizontal nas estacas no caso de sobrecarga uniforme.



Fonte: VELLOSO & LOPES (2011)

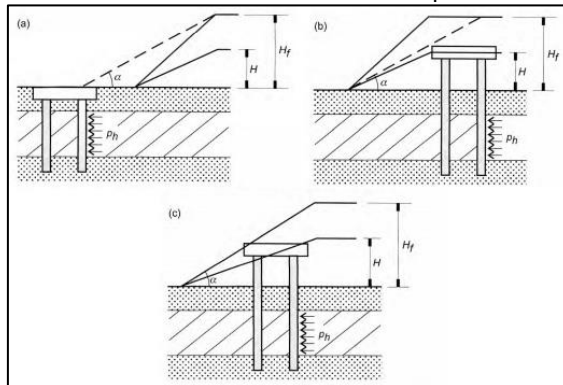
Quando a sobrecarga lateral não é uniforme, mas é definida por um talude (Figura 9) um fator de redução f dado pela equação abaixo é introduzido, onde se obtém uma nova relação de ρ_h .

$$f = \frac{\alpha - \varphi'/2}{\pi/2 - \varphi'/2}$$

$$\rho_h = f q$$

Onde α é o ângulo de um talude hipotético, dado em radianos e φ' o ângulo de atrito efetivo do solo, ambos definidos na figura 8 e também a tensão ρ_h pode ser multiplicada pelo diâmetro ou pela largura da estaca.

Figura 9: Estacas submetidas a tensões laterais próximas a um talude.



Fonte: VELLOSO & LOPES (2011)

Como os autores do método tomaram como base um material que possuía um peso específico de 18 kN/m^3 , quando se deseja obter para qualquer outro material, é necessário calcular uma altura hipotética do talude, que é dada pela expressão:

$$H_f = H \frac{\gamma_k}{18}$$

Onde:

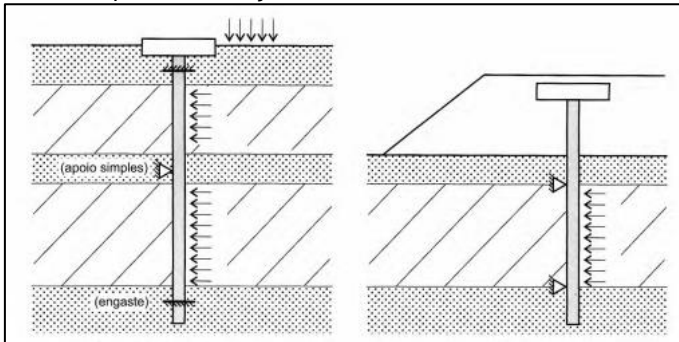
H_f = Altura do talude hipotético;

H = Altura do talude real;

γ_k = Peso específico do material do talude real em kN/m³.

Para se obter o valor dos momentos fletores, devem ser realizados os cálculos com as condições mostradas na figura 10.

Figura 10: Exemplos de condições de contorno de deslocabilidade horizontal.



Fonte: VELLOSO & LOPES (2011)

De Beer e Wallays (1972) apontam que o método semiempírico apresentado é aproximado e serve para estimar o valor máximo do momento fletor. O método não concede a variação do momento fletor por toda a extensão da estaca e visando a segurança, as estacas precisam ser armadas ao longo de todo o seu comprimento para o momento máximo calculado.

Em relação ao caso (b), no caso de o fator de segurança a ruptura global ser pequeno, as estacas estarão sujeitas a um carregamento bem maior do que o já indicado pelo método citado no caso (a). Nessa situação, De Beer e Wallays (1972) e De Beer (1972) sugerem que o carregamento horizontal máximo que atua na estaca tem que ser calculado tendo como base o trabalho de Hansen (1961), onde há de se considerar uma região de influência para cada estaca de três vezes o seu diâmetro.

Observações de Aoki

Aoki (1970) descreve a incidência de esforços horizontais em estacas devidos à execução de aterros de acesso a pontes construídas na BR-101 no Rio Grande do Norte. Na realização da etapa de terraplenagem de uma das pontes, ocorreu a ruptura da camada de argila mole e foram vistos desaprumos e fissuras em vários pilares. Os deslocamentos medidos na altura dos blocos chegaram a vinte centímetros e então, foi feito um programa

mais detalhado de análise do subsolo, que mostrou a ocorrência de um afundamento acentuado do aterro na argila mole.

Algumas avaliações de esforços tomando como base a literatura, indicaram solicitações de flexão nas estacas que estavam muito acima da sua capacidade resistente, e as fundações em estacas do tipo Franki e também as estacas tubadas foram reforçadas com estacas metálicas. A cravação dessas estacas foi preliminarmente imaginada com reação na estrutura, mas foi verificado, enquanto ocorriam os serviços, que era possível executar a cravação com o bate-estacas posto na parte de cima da ponte. Como uma solução adicional, para diminuir o valor da sobrecarga, foi prevista a execução de um novo aterro de acesso que possuísse vazios criados por bueiros metálicos tipo ARMCO.

Foi visto que o esforço de flexão obtido por De Beer e Wallays (1972) é muito superior ao obtido por Tschebotarioff (1973) e pode-se concluir que a determinação dos esforços de flexão no fuste de estacas quando sujeitas a uma sobrecarga assimétrica ainda necessita de uma formulação mais extensa que passe tanto pela verificação da segurança a ruptura do solo como da ruptura da estaca como elemento estrutural. Até lá, os resultados da avaliação dos esforços de flexão nas estacas irão indicar os resultados que aparentemente incoerentes, são vindos de diagramas de tensões obtidos com diferentes níveis de segurança em relação a ruptura do solo (Velloso & Lopes, 2011).

As precauções a serem tomadas para evitar ou diminuir este fenômeno

Velloso & Lopes (2011) mostram algumas prevenções que podem ser feitas a fim de evitar ou diminuir o efeito Tschebotarioff, tais como:

- Remoção da argila mole se a camada não for muito espessa;
- Uso de reforço com geogrelhas na base do aterro;
- No caso de aterros, pode-se diminuir a sobrecarga utilizando material com menor peso específico;
- Utilização de estacas com uma resistência apropriada a flexão e voltadas com seu eixo de maior inércia normal a direção do movimento;
- Encamisamento das estacas no trecho sujeito aos maiores movimentos (Velloso & Lopes, 2011).

Além dessas precauções, segundo Ferreira (1991), com o aumento do número de obras feitas sobre argilas moles, foram desenvolvidas técnicas de estabilização de solos de fundação, tendo como objetivo precaver a ruptura por cisalhamento ou evitar recalques excessivos, que podem gerar o efeito Tschebotarioff. Um dos primeiros métodos utilizado para isto, tem sido o da pré-compressão, onde é aplicado um pré-carregamento antes de se sobrepor ou adicionar a carga final da estrutura. Esta técnica pode ser utilizada com o objetivo de se eliminar todos ou parte dos recalques que poderão ocorrer durante e após a construção, devido ao adensamento

primário e diminuir os causados pelo adensamento secundário no longo prazo.

Entretanto, quando a espessura da camada é muito grande ou o tempo necessário para adensamento é extenso comparado com aquele que está disponível para a obra, a pré-compressão pode não funcionar e neste caso, a colocação de drenos verticais ligado a técnica de pré-compressão é constantemente utilizada (FERREIRA, 1991).

CONCLUSÃO

Neste artigo foi abordado o efeito Tschebotarioff, que ocorre em fundações profundas como as estacas, quando o deslocamento em função do recalque e do adensamento não é somente na vertical direcionado para baixo, mas também ocorre o movimento horizontal que encaminha deslocamentos consideráveis podendo arruinar ou prejudicar as fundações das obras próximas ou até mesmo do próprio empreendimento que estaria em construção.

Foi mostrado como este efeito funciona, tomando como destaque as pesquisas e os modelos de cálculo vistos durante os anos, tendo em vista que é de suma importância este reconhecimento. Também foi buscado mostrar alguns fatores que apresentam como ele ocorre e também maneiras de o diminuir com base nas precauções que podem ser tomadas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGUIAR, V. N. **Características de adensamento da argila do canal do porto de Santos na ilha Barnabé.** Dissertação de Mestrado. Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio de Janeiro. 2008.

ANDRADE, S. Efeito Tschebotarioff. S.A. Soluções de Engenharia.2016. Disponível em: <http://sasolucoes.com.br/efeito-tschebotarioff/>. Acesso em: 19 de maio de 2020.

AOKI, N. **Esforços horizontais em estacas de pontes provenientes da ação de aterros de acesso.** In: CBMSEF, 4., 1970, Rio de Janeiro. Anais, Rio de Janeiro, 1970. v. 1, tomo I.

BELLO, M. I. **Estudo de ruptura em aterros sobre solos moles – Aterro do galpão localizado na BR-101-PE.** Dissertação de Mestrado. Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal de Pernambuco. 2004.

COBE, R. P. **Comportamento de um aterro construído sobre solo mole e sua influência no estaqueamento adjacente.** Dissertação de Mestrado.

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Pontífica Universidade Católica do Rio de Janeiro. 2017.

DE BEER, E. F.; WALLAYS, M. **Die Berechnung der waagerechten, Beanspruchung von Pfählen in Weichen Biden.** Der Bauingenieur, v. 44, Hef 6, jun 1969.

DE BEER, E. E; WALLAYS, M., **Forces induced in piles by unsymmetrical surcharges on the soil around the piles.** In: EUROPEAN CSMFE, 5. 1972, Proceedings, Madrid, 1972. v. 1, p. 325-332.

DE BEER, E. E. **Forces induced in piles by unsymmetrical surcharges on the soil around the piles.** Conference a Caracas, Société Vénézuélienne Fundaciones Franki, Mars, 1972.

DOMINONI, C. M. B. **Álise de estabilidade e compressibilidade de um aterro sobre solo mole no porto de Suape, região metropolitana do Recife.** Projeto de Graduação. Universidade Federal do Rio de Janeiro. 2011.

FERREIRA, C. A. M. **Análise de dados piezométricos de um aterro sobre argila mole com drenos verticais.** Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio de Janeiro. 1991.

FORMIGHERI, L. E. **Comportamento de um aterro sobre argila mole da Baixada Fluminense.** Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Pontífica Universidade Católica do Rio de Janeiro. 2003.

FRANÇA, F. F. **Estudo teórico e experimental do efeito de sobrecargas assimétricas em estacas.** Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, COPPE. Universidade Federal do Rio de Janeiro. 2014.

HANSEN, I. B. **The ultimate resistance of rigid piles against transversal forces.** Danish Geotechnical Institute, Copenhagen, Bulletin n. 12, 1961.

HEYMAN, L.; BOERSMA, L. **Bending moments in piles due to lateral earth pressure.** In: ICSMFE, 5, 1961, Paris. Proceedings, Paris, 1961. v. 2, p. 425-429.

KING & GAVARIS. **Movement towards its backfill of pile supported bridge abutment.** Research Report to the New Jersey State Department of Transportation, Sep. 1970.

LEUSSINK, H.; WENZ, K. P. **Storage yard foundations on soft cohesive soils**. In: ICSMFE, 7., 1969, Mexico. Proceedings, Mexico, 1969. v. 2.

NETTO, Y. A. **Estudo experimental das características de compressibilidade e adensamento de uma argila mole**. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Pontífica Universidade Católica do Rio de Janeiro. 2006.

PINTO, C. S. **Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas**. 3ª Edição. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

RODRIGUES, N. L. **Comparação entre ensaios de adensamento realizados em equipe convencional e em equipamento de DDS em argila mole**. Projeto de Graduação. Universidade Federal do Rio de Janeiro. 2014.

SCHENCK, W., **Grundbau Taschenbuch**, Band I, 2 Auflage, W. Ernst und Sohn, Berlin, 1966.

SINNIGER, B.; VIRET, K. **Fondations, Premiere Partie**, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Departament de Genie Civil, Lausanne, 1975.

TSCHEBOTARIOFF, G. P. **Retaining Structures**. In: LEONARDS, G. A. (eds.). **Foundation Engineering**. New York: McGraw-Hill, 1962.

TSCHEBOTARIOFF, G. P. **Earth Pressure, Retaining Walls and Sheet Piling**, General Report - Division 4. In: Pan-American CSMFE, 3., Caracas. Proceedings, Caracas, 1967. v. 3, p. 301-322.

TSCHEBOTARIOFF, G. P. **Bridge abutments on piles driven through plastic clay**. In: Conference on design and installation of pile foundations and cellular structures, Bethlehem. Proceedings, Lehigh Univ., Bethlehem, 1970.

TSCHEBOTARIOFF, G. P. **Foundations, Retaining and Earth Structures**. 2. ed. Tokyo: McGraw-Hill Kogakusha, 1973.

VELLOSO, D. A., LOPES, F. R., 2011, **Fundações: Critérios de Projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**, São Paulo, Oficina de Textos, 2011.

WENZ, K. P. **Über die Grobe des Seiten-druckes auf Pfahle in bindigen Erdstoffen, Veröffentlichungen des Inst. Bodenmech**. Grundbau der Techn. Hochs. Frid. in Karlsruhe, Heft 12, 1963.

Gennyfer Beatriz Pegolo

UNISUAM

Renan Fontes Barros Luz

UNISUAM

Paulo Pinheiro Castanheira Neto

UNISUAM

Leonardo Reis dos Santos

UNISUAM

Rachel Cristina Santos Pires

UNISUAM

RESUMO

Durante muito tempo os tipos de descontaminação vêm sendo estudadas e aprimoradas enfocando o histórico de derrames e vazamentos para que tenha mais eficiência e mais rapidez, porque quando ocorre de forma rápida e menos custosa, acaba ficando melhor tanto para quem está executando o serviço, quanto para o proprietário do empreendimento. A descontaminação do solo tem por objetivo interromper a exposição dos receptores, atuando sobre os caminhos de migração dos contaminantes. As técnicas são usadas conforme o tipo de contaminação encontrado no solo, as descontaminações não feitas por completo poderão acarretar danos à vida da comunidade circunvizinha, cronograma físico e financeiro. A Engenharia civil é parte do processo com relevante participação na descontaminação e nas medidas de engenharia contidas no plano de intervenção da área, entretanto quando os resultados das outras técnicas são ineficientes ou quando se tem o prazo reduzido usa-se as técnicas que envolvem a Engenharia civil, pois são técnicas que tem o seu custo mais elevado que as outras técnicas, porém oferece o resultado da descontaminação mais rápido e mais eficiente.

Palavras-Chave: Descontaminação; Medidas de engenharia; Técnicas; Contaminantes

INTRODUÇÃO

As medidas de engenharia com foco na descontaminação do solo têm por objetivo interromper a exposição dos receptores, atuando sobre os rastros da migração dos contaminantes, envolvendo investigações, dimensionamentos, projetos, implantações, gerenciamento e monitoramento de atividades tais como escavação, recobrimento, encapsulamento, impermeabilização, pavimentação, entre outras. Desde minimizar a

contaminação a níveis aceitáveis até extinguir a exposição de um receptor a substâncias químicas que possam manifestar risco a saúde humana, o tema do presente artigo encontra grande interesse por parte da sociedade.

As medidas de Engenharia têm objetivos diferentes das medidas de remediação, pois aquelas visam o controle e alívio da exposição dos receptores possivelmente expostos em uma área contaminada enquanto estas objetivam a diminuição da massa do contaminante nas seções de interesse do meio físico das concentrações máximas aceitáveis (MORAES et al, 2014).

Em geral, a aplicabilidade de um método de remediação depende de vários fatores, como, por exemplo, as características do meio contaminado, dos contaminantes, objetivos da remediação, localização da área, tempo e recursos disponíveis.

Em função dos resultados obtidos nos levantamentos, são planejadas e executadas investigações, utilizando-se de métodos indiretos e diretos para caracterização da contaminação nos diferentes compartimentos, definindo-se, dessa forma, o seu posicionamento e taxa de propagação e as concentrações que atingem os receptores ou bens a proteger (LAGREGA et al., 1994).

Estas medidas, por possuírem um controle de exposição, deverão ser espacialmente localizadas nas áreas contaminadas firmando-se a sua relação física com as plumas de contaminação, com os pontos de exposição dos receptores possivelmente expostos e com pontos de monitoramento da eficiência da medida adotada ao longo do tempo em que ela estiver sendo adotada (MORAES et al, 2014).

Toda medida de Engenharia deverá ser acompanhada de um minucioso plano de monitoramento de sua eficiência. Esse acompanhamento deverá ser informado ao o órgão ambiental responsável e o seu período e o seu teor técnico devem estar previstos no plano de intervenção da área que será reabilitada. É importantíssimo que antes de implementar uma medida de engenharia para acarretar a reabilitação de uma área contaminada, o planejamento desta medida de engenharia deverá ser formalmente aprovado pelo órgão ambiental competente, dado que está medida poderá estar imediatamente relacionada à dinâmica de ocupação futura desta mesma área, configurar uma obra perene ao longo de o período de ocupação e por não fatalmente causar a redução de massa contaminante (MORAES et al, 2014).

Optou-se pelo tema devido à necessidade de demonstrar a importância da Engenharia Civil na descontaminação do solo. Apresentar de forma sucinta quais os tipos de técnicas utilizadas para acabar com a contaminação.

Este projeto expõe bases para a elaboração de um artigo de cunho científico tendo como sustentáculo referências bibliográficas, normas, artigos científicos, revistas e sites especializados e pretende-se elucidar sobre como a Engenharia civil pode ajudar a acabar e/ou ajudar na descontaminação do solo.

O objetivo deste estudo é demonstrar como a engenharia civil pode ajudar a acabar com a contaminação que possa existir no solo ou na contenção desta, para que não possa causar danos a saúde pública e possa inviabilizar a construção em cima deste solo.

REVISAO BIBLIOGRÁFICA

Definição de área contaminada

A Cetesb (SÃO PAULO, 1999) define área contaminada como:

Área, local ou terreno onde há comprovadamente poluição ou contaminação, causada pela introdução de quaisquer substâncias ou resíduos que nela tenham sido depositados, acumulados, armazenados, enterrados ou infiltrados de forma planejada, acidental ou até mesmo natural. Nessa área, os poluentes ou contaminantes podem concentrar-se em subsuperfície nos diferentes compartimentos do ambiente, por exemplo no solo, nos sedimentos, nas rochas, nos materiais utilizados para aterrar os terrenos, nas águas subterrâneas ou, de uma forma geral, nas zonas não saturada e saturada, além de poderem concentrar-se nas paredes, nos pisos e nas estruturas de construções. Os poluentes ou contaminantes podem ser transportados a partir desses meios, propagando-se por diferentes vias, como, por exemplo, o ar, o próprio solo, as águas subterrâneas e superficiais, alterando suas características naturais ou qualidades e determinando impactos negativos e/ou riscos sobre os bens a proteger, localizados na própria área ou em seus arredores.

O processo de identificação de uma área contaminada envolve uma avaliação preliminar, investigação confirmatória, investigação detalhada, avaliação de risco e ações para reabilitação da área, até as concentrações das substâncias detectadas atingirem níveis aceitáveis para uso pretendido futuro. O uso determinará a eficiência de remoção das substâncias da área, bem como as tecnologias de remediação, o tempo de operação e seu custo (MINISTÉRIO DO MEIO AMBIENTE, 2020).

São áreas que sofrerão contaminação por conta do lançamento de substâncias, não importa a forma, quantidade e concentração que possam tornar o solo impróprio e nocivo (Figura 1) para os seres vivos podendo assim impedir construções de serem realizadas e a “vida” de prosperar.

Figura 1: Solo contaminado



Fonte: IDEIA SOCIOAMBIENTAL (2019)

Definição das técnicas

Escavação

A Escavação é um método utilizado para retirar completamente o solo contaminado (Figura 2), quer ele seja uma curta ou longa faixa de terreno após a escavação do solo contaminado, ele é colocado em um caminhão que fará o transporte deste solo e será descarregado em algum lugar autorizado pela pelo órgão ambiental responsável. Mas nem sempre é utilizado pois o custo dele é elevado (MORAES et al, 2014).

Figura 2: Escavação de área contaminada



Fonte: CONAM (2020)

Recobrimento

O recobrimento é a cobertura dos resíduos e o material utilizado para esta cobertura é o solo (Figura 3). Este recobrimento é executado diariamente, para que possa ser evitado a proliferação de insetos, odores,

etc. Por esse método ter um custo elevado, faz-se necessário um estudo para verificar se esta técnica é realmente necessária, para identificar o tipo de material que será utilizado e a frequência do recobrimento. Para que possa ser necessária a utilização desta técnica o recobrimento deve ser feito com um solo que possua a argila como material predominante e não deve ser verificada a presença de resíduos sem recobrimento (SÃO PAULO, 1999).

Figura 3: Recobrimento de área contaminada



Fonte: PREFEITURA DE PENÁPOLIS (2018)

Encapsulamento

O encapsulamento (Figura 4) consiste em um isolamento de um local contaminado usando barreiras para impedir a lixiviação dos contaminantes presentes no solo para o aquífero. Estas barreiras de baixa permeabilidade podem ser uma cobertura uma barreira vertical e uma horizontal (PETER & CAPUTO, 2012).

Figura 4: Encapsulamento

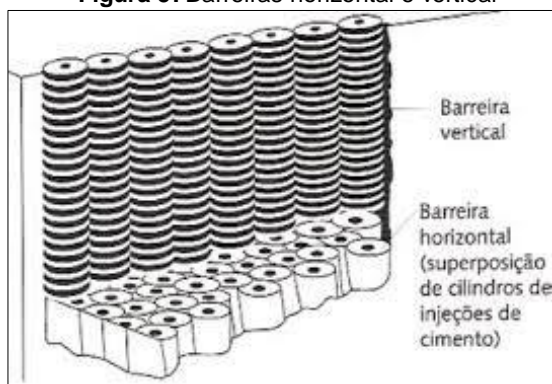


Fonte: PETER & CAPUTO (2012)

Estas barreiras são colocadas de forma que possa impedir do contaminante passar para o solo limpo (Figura 5). As barreiras verticais são dispostas em posicionamento circunferencial, ao redor da fonte de contaminação (GUSMÃO et al, 2019).

Já as barreiras horizontais de fundo podem ser construídas por superposição de colunas de “*jet grouting*”, por perfuração direcionada a partir da superfície e preenchimento do furo com material de baixa permeabilidade (BOSCOV, 2020).

Figura 5: Barreiras horizontal e vertical



Fonte: PETER & CAPUTO (2012)

Impermeabilização

Usa-se a técnica de impermeabilização quando é identificada a necessidade de utilização da mesma e para que isto ocorra é de suma importância fazer as observações no local, inclusive para definição de qual material será utilizado para fazê-la. Ela se divide em duas maneiras, a impermeabilização superior e inferior (Figura 6). A impermeabilização inferior é para que a contaminação não passe para o lençol freático e assim contamine a saúde pública, a impermeabilização superior é para que a contaminação não suba de forma que possa causar danos à saúde de quem frequente este local (SÃO PAULO, 1999).

Em áreas de aterro sanitário, pode ser feita por camadas de argila e depois finalizar com camada de terra, também pode ser colocada uma geomembrana de polietileno e cobrir de areia ou argila (DE PAULA, 2017). Em áreas industriais são utilizadas membranas impermeabilizantes de primeira camada e geralmente são seladas por uma camada de concreto maciço. Esse tipo de técnica foi utilizado na construção da usina nuclear de Angra 3 (STORTE, 2013).

Figura 6: Impermeabilização superior e inferior.



Fonte: BRITTO (2015)

Pavimentação

Esta técnica é usada quando não se encontra solução para o tratamento e/ou remediação da área, tornando assim indisponível para construções e edifícios familiares e fazendo necessário a utilização de pavimentação tanto de CBUQ quanto de cimento (Figura 7), para construção de estacionamentos pavimentados para fazer a impermeabilização deste terreno (SÃO APULO, 1999). Essa área pode sofrer recalque dependendo do tipo de construção no local, o mais comum é o rebaixamento do lençol freático, por conta do peso que pode ser colocado em cima da área contaminada, causando rachaduras em construções ou afundamento do pavimento (LOZANO, 2020).

Figura 7: Pavimentação de área contaminada



Fonte: G1 (2018)

Gerenciamento de Área Contaminada (GAC)

Definição de gerenciamento de área contaminada

O GAC é caracterizado por um conjunto de medidas que asseguram o conhecimento das características das áreas contaminadas e a definição de medidas de intervenção mais adequadas a serem exigidas, visando eliminar ou minimizar os danos e/ou riscos aos bens a proteger, gerados pelos contaminantes nelas contidos (SÃO PAULO, 2013).

O gerenciamento visa a minimizar os riscos a que estão sujeitos a população e o meio ambiente, por meio de estratégia constituída por etapas sequenciais, em que a informação obtida em cada etapa é a base para a execução da etapa posterior (MINISTÉRIO DO MEIO AMBIENTE, 2020).

A CETESP (São Paulo, 1999), define dois grandes processos que constituem a base para o GAC, o processo de identificação e processo de reabilitação.

No CONAMA, o processo de identificação é denominado como ações que serão identificadas áreas suspeitas de contaminação, e o processo de reabilitação como ações de intervenção realizadas em uma área contaminada visando atingir um risco tolerável (BRASIL, 2009).

Etapas dos processos

O processo de identificação é dividido em quatro etapas: definição da região de interesse, identificação de área potencialmente contaminada, avaliação preliminar e investigação confirmatória. O processo de reabilitação, é dividido em seis etapas: investigação detalhada, avaliação de risco, concepção da remediação, projeto de remediação, remediação e monitoramento. Lembrado que uma etapa é a base da execução das etapas subsequentes. Abaixo mostra (Figura 8) as etapas dos dois processos:

Figura 8: Etapa dos processos de identificação e reabilitação



Fonte: Adaptado de MLC Consultoria Ambiental (2020)

Para efeito da elaboração do Sistema de Áreas Contaminadas e Reabilitadas, as áreas serão separadas em classes distintas (SÃO PAULO, 2013).

Durante a realização do processo de investigação, o monitoramento deverá ser exigido pelo CETESB (São Paulo, 2009), ficando estabelecidas as seguintes classes:

- **Área com potencial de contaminação (AP):** área onde estão sendo ou foram desenvolvidas atividades potencialmente contaminadoras;
- **Área suspeita de contaminação (AS):** quando for comprovada a existência de um ou mais indícios de contaminação, mediante a avaliação preliminar;
- **Área contaminada sob investigação (Ai):** quando for comprovadamente constatada a contaminação, com concentrações de substâncias químicas no solo ou nas águas subterrâneas valores de risco, mediante a investigação confirmatória;
- **Área contaminada sob intervenção (ACI):** constatada a presença de substâncias em fase livre, ou quando for comprovada a existência de risco à saúde humana, após investigação detalhada e avaliação de risco;
- **Área em processo de monitoramento para reabilitação (AMR):** quando atingida a redução do risco a níveis toleráveis, de acordo com a avaliação de risco;
- **Área reabilitada para o uso declarado (AR):** após período de monitoramento para reabilitação, seja confirmada a eliminação do perigo ou a redução dos riscos a níveis toleráveis para o uso declarado.

Estas medidas podem ser de contenção e controle do tipo institucional (MI), de engenharia (ME) ou de redução de massa de contaminante do tipo remediação (MR). Também devem ser consideradas as medidas de monitoramento (MM) para que se avalie o desempenho das medidas de intervenção, considerando o uso atual e futuro da área. Ao fim do processo, quando o risco for considerado tolerável, a área deverá ser classificada como Área Reabilitada para uso declarado (AR).

CONCLUSÃO

A contaminação do solo é um crescente problema ambiental que tem como consequência a degradação dos diversos compartimentos ambientais, que são interdependentes, além da possibilidade de acarretar prejuízos para a saúde humana. O solo é um sistema altamente dinâmico e complexo, sendo assim, o sucesso de sua descontaminação depende da escolha da técnica, caracterização do solo e do contaminante.

Através da engenharia civil, pode-se realizar vários mecanismos de descontaminação de áreas contaminadas, além de utilizar os conhecimentos geotécnicos e hidráulicos. Foram vistas algumas técnicas de remediação como a escavação, impermeabilização e encapsulamento, técnicas que amenizam os impactos ambientais. O GAC é uma ferramenta muito

importante que auxilia a identificação do problema e qual técnica utilizar, de suma importância para a engenharia civil.

Assim, tendo em vista a melhor utilização dos processos e recursos, almeja-se que o as informações aqui apresentadas deem suporte aos projetos de engenharia civil, visando o bem-estar da sociedade e do meio ambiente, sem prejuízos ao desenvolvimento econômico das cidades.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BRASIL, MINISTÉRIO DO MEIO AMBIENTE. **Resolução CONAMA Nº 420/2009 - "Dispõe sobre critérios e valores orientadores de qualidade do solo quanto à presença de substâncias químicas e estabelece diretrizes para o gerenciamento ambiental de áreas contaminadas por essas substâncias em decorrência de atividades antrópicas."** Brasília, DF, dez 2009. Disponível em: <<http://www2.mma.gov.br/port/conama/legiabre.cfm?codlegi=620>>. Acesso em: 04 de maio de 2020.

BRASIL. DECRETO Nº 59.263, DE 5 DE JUNHO DE 2013. **Aprova a consolidação das leis do trabalho.** Lex: coletânea de legislação: edição federal, São Paulo, v. 7, 1943.

BOSCOV, M. E. G. **Geotecnia Ambiental – Remediação de Áreas Contaminadas.** 2020. Disponível em: <https://edisciplinas.usp.br/pluginfile.php/4331228/mod_resource/content/1/%C3%81REAS%20CONTAMINADAS.pdf>. Acesso em: 03 de maio de 2020.

BRITTO, C. **Aterro sanitário controlado beneficiará municípios do Sertão do São Francisco.** 2015. Disponível em: <<https://www.carlosbritto.com/aterro-sanitario-controlado-beneficiara-municipios-do-sertao-do-sao-francisco/>>. Acesso em: 03 de maio de 2020.

CONAM. **Remoção de Solo Contaminado (Gestão de Resíduos - CADRI).** 2020. Disponível em: <<http://www.conam.eng.br/remocao-de-solo-contaminado>>. Acesso em: 04 de maio de 2020.

DE PAULA, S, G. **Investigação das Técnicas de Impermeabilização de Aterros Utilizadas no Estado do Paraná.** 2017. Disponível em: <<http://repositorio.roca.utfpr.edu.br/jspui/bitstream/1/8302/1/tecnicasimpermeabilizacaoaterrosparana.pdf>>. Acesso em: 16 junho de 2020.

G1 – Campinas e Região. **Com aterro Delta A inoperante, Prefeitura inaugura nova estação de transferência de lixo em Campinas.** São Paulo. 2018. Disponível em: <<https://g1.globo.com/sp/campinas-regiao/noticia/nova-estacao-de-transferencia-de-lixo-em-campinas-beneficia-solo-mas-aterro-delta-a-segue-inoperante.ghtml>>. Acesso em 03 de maio de 2020.

GUSMÃO, L. R. C.; JUCÁ, J. F. T.; HEINECK, K. S. **Utilização de Barreiras Verticais na Remediação Ambiental**. 2019. Disponível em: <<http://docs.geors2019.com.br/geotecnia-ambiental/UTILIZAC%CC%A7A%CC%83O%20DE%20BARREIRAS%20VERTICAIS%20NA%20REMIAC%CC%A7A%CC%83O%20AMBIENTAL.pdf>>. Acesso em: 03 de maio de 2020.

IDEIA SOCIOAMBIENTAL. **Áreas contaminadas e Relatório Ambiental**. 2019. Disponível em: <<http://www.ideiasocioambiental.com.br/tirando-suas-duvidas-sobre-areas-contaminadas-e-relatorios-ambientais/>>. Acesso em: 01 de abril de 2020.

LAGREGA, M. D.; BUCKINGHAM, P. L.; EVANS, J. C. **Hazardous waste management**. New York, McGraw-Hill, 1994.

LOZANO, H.M. **Recalque por Rebaixamento do Lençol Freático**. 2020. Disponível em: <<http://www.forumdaconstrucao.com.br/conteudo.php?a=9&Cod=148>>. Acesso em: 16 junho de 2020.

MINISTÉRIO DO MEIO AMBIENTE. **Áreas Contaminadas**. 2020. Disponível em: <<https://www.mma.gov.br/cidades-sustentaveis/residuos-perigosos/areas-contaminadas.html>>. Acesso em: 02 de maio de 2020.

MLC CONSULTORIA AMBIENTAL. **Gerenciamento de Área Contaminada**. São Paulo. 2020. Disponível em: <<https://mlcambiental.com.br/gerenciamento-de-areas-contaminadas/>>. Acesso em: 19 de maio de 2020.

MORAES, S. L.; TEIXEIRA, C.; MAXIMIANO, A. M. S. **Guia de Elaboração de Planos de Intervenção para o Gerenciamento de Áreas Contaminadas**. Edição IPT e BNDES. São Paulo. 2014.

PETER, M. I.; CAPUTO, A. **Geotecnia Ambiental**. Brasfound. 2012.

PREFEITURA DE PENÁPOLIS. **Aterro sanitário de Penápolis recebe nota 9,7 da Cetesb**. São Paulo. 2018. Disponível em: <<https://penapolis.sp.gov.br/portal/noticias/0/3/6340/aterro-sanitario-de-penapolis-recebe-nota-97-da-cetesb>>. Acesso em: 04 de maio de 2020.

SÁNCHEZ, L. E. **A desativação de empreendimentos industriais: um estudo sobre o passivo ambiental**. Tese (Livre-Docência) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. 1998. 178p.

SÃO PAULO. COMPANHIA AMBIENTAL DO ESTADO DE SÃO PAULO (CETESB). **Manual de gerenciamento de áreas contaminadas**. São Paulo, 1999. Disponível em: <<http://areascontaminadas.cetesb.sp.gov.br/manual-de-gerenciamento/>>. Acesso em: 28 de abril de 2020.

SÃO PAULO (Estado). **Decreto nº 59.263, de 5 junho de 2013. Regulamenta a Lei nº 13.577, de 2009, que dispõe sobre diretrizes e procedimentos para a proteção da qualidade do solo e gerenciamento de áreas contaminadas, e dá providências correlatas**. Diário Oficial do Estado, São Paulo, 6 jun. 2013.

STORTE, M. **Visão Sobre a Impermeabilização da Usina Nuclear de Angra 3**. 2013. Disponível em: <<http://www.casadagua.com/wp-content/uploads/2014/02/PAP-014-SS03.pdf>>. Acesso em: 16 junho de 2020.

Helber Pereira Taboza

UNISUAM

Juan Júlio Soares da Silva

UNISUAM

Paulo Pinheiro Castanheira Neto

UNISUAM

Leonardo Reis dos Santos

UNISUAM

Rachel Cristina Santos Pires

UNISUAM

RESUMO

Devido ao desenvolvimento social e urbanístico é necessária a construção de novas estradas e ruas, assim como suas manutenções. Essas pavimentações são feitas em várias etapas que vão desde o estudo do solo até a fase de acabamento. O material utilizado também vai depender de diversos fatores como tipo de solo, tipo de rodovia, tipo de pavimento e etc. O Brasil, ao longo de sua história priorizou o transporte rodoviário, construindo inúmeras vias pavimentadas ao longo desse período, as quais nem sempre foram devidamente planejadas e na maioria das vezes não são realizadas manutenções periodicamente. O estudo em desenvolvimento analisou artigos sobre pavimentação, esquadrihando cada etapa, diferentes tipos de materiais empregados na obra, tipos de solos, angulação das curvas, inclinação das vias, dentre outros. Depois dos artigos estudados, algumas ruas e rodovias foram fotografadas e analisadas, trazendo a teoria à prática. Foi possível compreender todo o processo de pavimentação e relatar os principais problemas das rodovias, destacando as vias esburacadas, com péssimas condições de tráfegos e rodovias com alto índice de acidentes. A partir da análise das ruas e rodovias estudadas concluiu-se que o principal problema é que muitas vezes na execução da obra, não são cumpridas todas as etapas requeridas para que as vias estejam dentro dos padrões de qualidade, as manutenções não são feitas quando deveriam e quando são feitas, são feitas em caráter emergencial que por sua vez costumam ser fora dos padrões de reparo recomendados.

Palavras-Chave: Pavimento; Estrada; Ruas; Estado do Rio de Janeiro.

INTRODUÇÃO

Uma das primeiras referências de pavimentação surgiu no império romano com finalidade de transportar e locomover cargas e pessoas e desde então a forma de se construir os calçamentos veio se aprimorando. Pavimento é uma disposição em camadas de materiais específicos colocados em determinadas superfícies ainda não modificadas ou já previamente planejadas. Tem por função a circulação de pessoas ou veículos. Segundo a ABNT NBR 7207/1982 tem-se a seguinte definição: "O pavimento é uma estrutura construída após terraplenagem e destinada, econômica e simultaneamente, em seu conjunto" (ABNT, 1982).

Nas estradas e ruas do Estado do Rio de Janeiro ocorrem inúmeros tipos de pavimentações, devido à topografia e qualidade do solo de cada terreno são aplicados tipos específicos de material atendendo a necessidade daquele ambiente a fim de otimizar a mobilidade, assim como também o custo financeiro do empreendimento em questão. É possível ver em muitas vias pelas cidades tipos de pavimentos como bloquetes, (pedras de concreto feitas em formas de diversos tipos, retangulares e onduladas), asfalto (CBUQ- Concreto Betuminoso Usinado à Quente) e as pedras portuguesas (paralelepípedos de pedras naturais moldadas) que é uma das mais antigas formas de pavimentar e ainda assim muito utilizadas devido a sua importância histórica, como por exemplo, algumas ruas transversais a Avenida Presidente Vargas no centro da capital do Estado.

Muitas estradas e ruas do Estado do Rio de Janeiro vêm sofrendo com a falta de manutenção e a má execução na construção das vias. Devido a esse grande problema a população sofre com uma série de prejuízos financeiros e na qualidade de vida, levando muito mais tempo para se locomover entre as ruas e cidades e gastando mais em manutenção de seus veículos.

Frente aos problemas explicitados, verifica-se a necessidade em trazer as discussões referentes a esse tema à tona, porque o conhecimento precisa chegar a todos os envolvidos, principalmente a população, visando tratativas que viabilizem soluções às questões tratadas.

Esse artigo se trata de uma revisão bibliográfica de artigos publicados e materiais didáticos, correlacionada com uma avaliação presencial e específica das vias urbanas e estradas das cidades do Rio de Janeiro, usando uma análise qualitativa de algumas ruas com uma alta demanda de manutenção e algumas outras sem nenhum tipo de manutenção, buscando conscientizar as necessidades suprimidas e sua importância no nosso dia a dia; de forma coerente e transparente. São levados em contexto métodos construtivos de diversos modelos de pavimentação, com intuito de mostrar a necessidade de uma execução correta e os padrões construtivos recomendados em suas etapas de execução.

O objetivo deste estudo, é esclarecer, de forma simples e objetiva, todas as etapas necessárias para se construir um pavimento, desde preparação do terreno para recebê-lo, as maneiras adequadas de se aplicar

o pavimento e sua funcionalidade, demonstrando casos ocorridos e que retratam bem a realidade das pavimentações no Estado do Rio de Janeiro mostrando os problemas e apontando possíveis soluções.

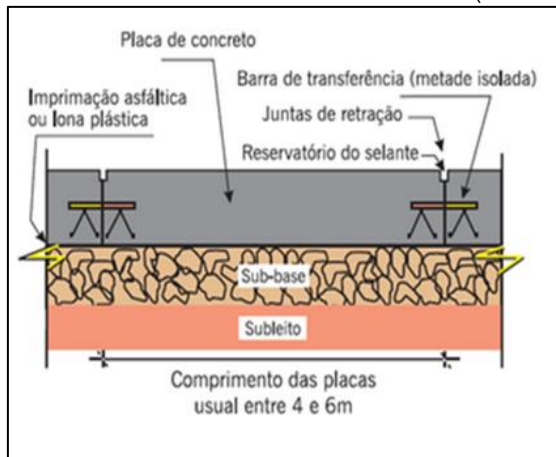
REVISAO BIBLIOGRÁFICA

Tipos de Pavimentação

Pavimento se constitui em uma estrutura com várias camadas de espessuras pré-estabelecidas, que são realizadas sobre a estrutura de uma terraplanagem, sua função e objetivo é garantir resistência à trafegabilidade de automóveis e das intempéries garantindo aos usuários uma melhor pista de rodagem, agregando economia, segurança e conforto.

De acordo com Bernucci et al. (2010), pode-se classificar o pavimento rodoviário de acordo com as normas tradicionais em flexíveis, rígidos e semirrígidos. A denominação de pavimentos é utilizada de acordo com o material aplicado na obra, indicando dessa forma a espécie do revestimento do pavimento. Em pavimentos rígidos podem-se usar barras de aço ou não, dependendo da necessidade da via e do peso das cargas atuantes no pavimento. Como na figura 1 podemos ver placas de concreto que se interligam através de barras metálicas de transferência de esforços que auxiliam na moldagem do pavimento.

Figura 1: Estrutura de Pavimentos Concreto-cimento (corte longitudinal)



Fonte: Bernucci et al. (2010)

Pavimento Rígido

De acordo com o DNIT (2003), os pavimentos rígidos são aqueles que utilizam em sua camada de revestimento, placas de concreto de cimento

Portland que podem ser armadas ou não com barras de aço CA-50, em muitos casos com telas metálicas CA-60, ocorrendo a interligação entre as mesmas realizadas pelas assim chamadas de barras de transferência. Panos maiores de Pavimento Rígido armado podem ocorrer com o cuidado de prever as juntas de dilatação necessárias. Por possuir uma grande capacidade de rigidez, comparando-se com suas camadas inferiores, o pavimento rígido tem a capacidade de absorver grande parte das tensões aplicadas sobre ele e distribuir os esforços causados pelos veículos de forma quase uniforme em sua superfície inferior-garantindo maior sustentabilidade e menos danos pois os esforços do carregamento serão melhores distribuídos em suas áreas atuantes. Conseqüentemente, quando executado através das boas práticas de engenharia, o pavimento rígido por sua composição torna-se um pavimento de menor manutenção e maior durabilidade, considerado por um custo de implantação mais elevado em função da nobreza dos materiais envolvidos.

Os principais componentes do pavimento rígido são: o cimento Portland, agregado graúdo, agregado miúdo, água tratada, aditivos químicos, fibras (plástico ou aço), selante de juntas (moldado), material de enchimento de juntas (fibras ou borracha) e aço (DNIT, 2006).

O pavimento rígido, assim como outros é um tipo de estrutura composta por várias camadas de diversos materiais em um espaço semi-infinito (o espaço que vai absorver as tensões dos transportes rodoviários). Cujo seu principal objetivo é resistir aos esforços de cargas e ações de esforços constantes aplicadas em sua superfície, assim como também as ações naturais do ambiente (DNIT, 2006). Uma estrutura de pavimento rígido bem executado garante o bom desempenho do mesmo, tornando sua vida útil mais prolongada, assim como também o conforto e segurança para os veículos que transitarão na via.

Pode-se analisar na figura 2 um pavimento rígido em execução na Avenida Brasil uma das principais vias metropolitanas do Rio de Janeiro. Esse projeto é chamado de TRANSBRASIL que tem por finalidade a otimização no transporte coletivo de pessoas da conhecida Avenida Brasil na capital do Estado.

Esse empreendimento é de iniciativa pública juntamente com empresas privadas que foram contratadas para a execução da obra, segundo o DNIT 2005, os pavimentos rígidos são divididos em quatro categorias principais, as quais são: Pavimento de concreto simples, Pavimento de concreto simples com juntas e barras de transferência de esforços, Pavimento de concreto armado com juntas e barras de transferência de esforços e Pavimentos continuamente armados.

Esse projeto da figura 2 trata-se de um pavimento rígido continuamente armado, sua armação em aço CA-50 é feita de forma longitudinal por toda a extensão da via.

Figura 2: execução de pavimento rígido na Avenida Brasil - RJ



Fonte: Queiroz Galvão Construção (2018)

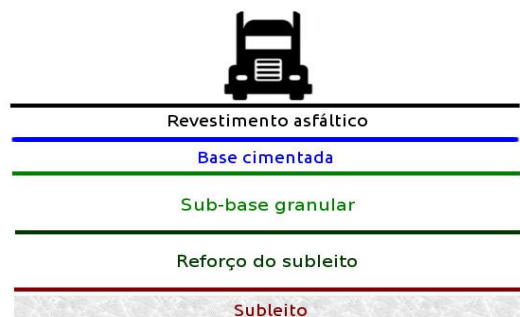
Pavimento Semirrígido

O pavimento semirrígido é um intermédio entre os pavimentos rígidos e o flexível. Sua composição trata-se de uma mistura de camadas de concreto na parte inferior onde é a sua base com uma ou mais camadas de asfalto (CBUQ) na parte superior, que será a face de contato com os veículos onde é o seu revestimento.

De acordo com Balbo (2007), esse tipo de pavimento é composto por um revestimento asfáltico com sua base e sub-base em material tratado com cimento de elevada rigidez.

A vantagem de se empregar esse tipo de pavimento é que se garante o melhor dos dois pavimentos, rígidos e flexíveis; que é a menor manutenção pois sua camada de concreto na parte inferior garante uma durabilidade maior diminuindo o desgaste do material e o conforto do pavimento flexível para os veículos que transitarem, pois, sua superfície é feita de concreto betuminoso usinado à quente (CBUQ), tornando a rodagem dos pneus mais silenciosa. Sua desvantagem é a demora da execução. (Figura 3).

Figura3: Camadas de um pavimento semirrígido



Fonte: E-Civil (2020)

Pavimento Flexível (CBUQ)

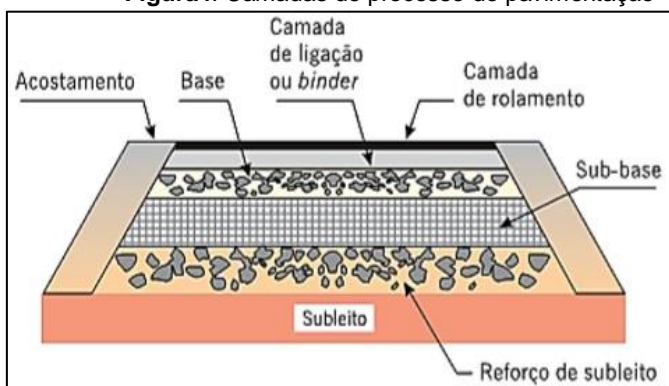
O pavimento Asfáltico CBUQ (concreto betuminoso usinado à quente) é composto de derivados de petróleo, suas propriedades são as que melhor se adaptam as necessidades de muitas estradas. Suas características betuminosas são de grande vantagem na aplicação do material na via, sendo assim o revestimento mais utilizado no Brasil. Pois a trabalhabilidade do material é mais rápida e de pronto uso, ou seja, quando aplicado é o material que precisa de menor tempo de espera para ser utilizado. Essa mistura requer alguns cuidados, como uma adequada armazenagem das matérias-primas (DNER, 1996).

Composto de asfaltenos, resinas e hidrocarbonetos pesados, onde os constituintes predominantes são os betumes, que agem como elemento aglutinador. Incluídos uma série de derivados do petróleo, como cimentos asfálticos, asfaltos diluídos, emulsões asfálticas e asfaltos modificados. Assim como o concreto existem produtos que maximizam as propriedades do material.

O CAP - Cimento Asfáltico de Petróleo (Ex. CAP-20, CAP-70): principais propriedades do produto final; o ADP - asfalto diluído de petróleo (ex. cm-30, cr-250) imprimação, impermeabilização da base regular; a emulsão asfáltica (ex. rr-2c, rm-1c); ligação da base imprimada com a capa de asfalto.

O armazenamento incorreto dos materiais pode levar à perda de qualidade do produto a ser desenvolvido no que acarreta na qualidade final do material. Seu processo de aplicação é bem simples, entretanto requer uma preparação do terreno a ser aplicado, cumprindo os procedimentos corretos assegurando assim sua qualidade (figura 4).

Figura4: Camadas do processo de pavimentação



Fonte: Bernucci et al (2010)

Os materiais asfálticos apresentam um comportamento viscoelástico nas condições de sua utilização, ou seja, dependente da temperatura e da frequência à que estão sendo solicitados. Os materiais asfálticos submetidos

a temperaturas muito elevadas ou frequências muito baixas (como rodovias com Trânsito muito lento), comportam-se de forma distinta de que quando submetidos a temperaturas baixas (BERNUCCI et al, 2010).

Suas vantagens são: rapidez na execução, é classificado com um pavimento silencioso para os veículos, devido assuas propriedades permite escrever informações de trânsito em sua superfície (facilitando assim a melhor dirigibilidade e segurança da via), assim que executado já pode ser utilizado. Um outro aspecto, porém, negativo é que esse material impermeabiliza o solo do qual está em contato, fazendo com que o mesmo perca nutrientes naturais e sua composição química não é tão ecológica, podendo prejudicar a vegetação próxima.

A figura 5 apresenta um modelo de rodovia bem executada, a Via Lagos é uma das rodovias mais movimentadas do Rio de Janeiro ligando a Região Dos Lagos a capital do Estado. Segundo a Concessionária CCR Via Lagos por dia transitam pela via cerca de 60 mil veículos e ainda assim a Via Lagos manteve seu pavimento intacto o que ocasionalmente é um resultado de uma boa execução da obra, além da manutenção obrigatória em uma concessão rodoviária que cobra pedágios.

Figura 5: Rodovia Via Lagos



Fonte: DNIT (2010)

Pavimentação por Paralelepípedo

Um dos modelos primordiais de pavimentação de ruas é a pavimentação por pedra de paralelepípedo. Esse tipo de pavimento tem alguns tipos de vantagens e desvantagens quanto ao pavimento rígido e o asfáltico. Diversos condomínios residenciais no Estado do Rio de Janeiro possuem esse tipo de pavimento, pela vantagem de ter uma maior durabilidade e baixa manutenção, todavia esse tipo de pavimento por ser muito antigo foi sobreposto a ideia para veículos de baixo peso e devido ao desenvolvimento das máquinas e automóveis acabou sendo superado pelo CBUQ e pelo concreto armado, por causa de sua baixa resistência ao atrito

dos pneus dos carros, tornando-o escorregadio quando se tem umidade podendo causar graves acidentes.

Outra vantagem do paralelepípedo é que seu material super ecológico não afeta o meio ambiente e é de fácil manuseio não precisando de máquinas pesadas para sua execução, com apenas um trabalho artesanal pode simplesmente ser produzido e executado, além de que depois de algum tempo aparecem fungos e gramíneas inseridas entre as juntas devido ter uma maior absorção de água da chuva, ou seja, no topo da junta, nas partes que normalmente acumulam areias. Estas vegetações que aparecem nas juntas desempenham funções importantes para o meio ambiente, como a absorção de água e nutrientes para o solo, tornando-o assim então um solo rico em nutrientes, caso futuramente queira ter alguma atividade relacionada.

A figura 6 demonstra uma pavimentação feita por paralelepípedos de pedras, uma via muito utilizada na baixada fluminense. O interesse em manter-se a via nesse modelo de pavimentação é devido a sua importância histórica e cultural da cidade onde por ela se passavam os grandes barões feudais, viscondes e realezas do Brasil na época imperialista.

Figura 6: Pavimento de paralelepípedo com vegetação nas juntas – Rua Campos-Vila São João- SJM



Fonte: Arquivo Pessoal (2019)

O pavimento por paralelepípedo tem como fator de grande importância a sua representação histórica e cultural. Até o século atrás todas as ruas do estado do Rio de Janeiro eram compostas por elas, sua importância histórica trouxe com ela muitos interesses turísticos em preservar esse tipo de pavimento para lembrar a história das cidades. O bairro de Santa Teresa no município de Rio é um dos exemplos de preservação desse tipo de via. Santa Teresa é um bairro muito turístico, diversas pessoas de vários países visitam esse bairro devido sua representação histórica, alguns historiadores estimam que alguns pavimentos que lá estão tem mais de cerca de 300 anos.

Outra vantagem, em áreas residenciais é a redução da velocidade de tráfego, garantindo maior segurança aos pedestres.

EXECUÇÃO DE PAVIMENTO ASFÁLTICO (CBUQ)

Para uma boa execução de pavimento, existem diversos fatores e procedimentos a se cumprir. Uma boa execução também depende da análise do solo a ser aplicado o pavimento, a qualidade do material empregado, as condições de uso dentre outros aspectos. Inicialmente faz-se um exame topográfico para analisar a viabilidade do projeto, definição do eixo da via, onde ocorrerão cortes e aterros e viabilidade econômica. A sondagem do terreno determina os tipos de solo envolvidos, para enfim definir as metodologias executivas que atendem à viabilidade econômica estabelecida.

Outro fator importante é determinar quais tipos de veículos passarão naquela via para poder calcular as espessuras de cada camada e determinar em cálculo a resistência de carga daquela via, seguindo as normas da ABNT, DNIT e DNER.

Materiais Utilizados

Agregados

Os agregados são extremamente importantes devidos a sua composição nas misturas asfálticas, pois eles correspondem cerca de 70% a 80% da mistura betuminosa e cerca de 95% do seu peso total (DNIT, 2006).

Os agregados a serem escolhidos no projeto variam entre seu tamanho e funcionalidade na execução, o graúdo que passa na peneira com abertura de 2" (50,8 mm) e fica retido na peneira de número 10 (2,0mm) O agregado miúdo, passando pela peneira número 10 (2,0 mm) e retido na peneira número 200 (0,074). O filler é um material com menor faixa granulométrica. Todos os agregados a serem usados na mistura betuminosa asfáltica devem ser corretamente caracterizados pois somente assim consegue-se ter uma garantia da qualidade do material e resistência. Para a escolha do agregado a ser utilizado na mistura asfáltica deve-se levar em consideração, a qualidade do material, a viabilidade econômica e logística (DNIT, 2010).

Ligantes

Na pavimentação asfáltica são usados os seguintes tipos de ligantes: cimentos asfálticos, emulsões asfálticas e asfaltos diluídos (DNER, 1996).

Existem dois tipos de cimentos asfálticos: o cimento de petróleo e o natural. O cimento asfáltico de petróleo tem a denominação de CAP (cimento asfáltico de petróleo), ele é obtido através de processos de destilação do petróleo em refinarias, já o cimento asfáltico natural que recebe a denominação de CAN (cimento asfáltico natural), é proveniente de jazidas naturais de petróleo. O CAP é bem mais puro e homogêneo do que o CAN, pois é encontrado nas partes mais profundas do solo (DNER, 1999).

Os ligantes são classificados como fluido viscoelástico, ou seja, em determinadas temperaturas tem um comportamento viscoso, na temperatura ambiente ele apresenta um comportamento elástico. Diante das características únicas desse material, se faz necessário a manipulação de se elevar a temperatura dele para sua utilização. Durante a sua manipulação em temperatura elevada facilita-se então a sua mistura com outros materiais, assim como também a sua aplicação e compactação, entretanto o manuseio incorreto do ligante pode-se trazer danos irreparáveis ao material, tornando-o inutilizável para a execução do pavimento (DNER,1996).

Dosagem

A dosagem dos materiais a serem usados é fundamental para a qualidade da obra, pois através dela se garante o comportamento e resistência que esperamos do produto.

PATOLOGIA EM PAVIMENTOS

Devido a grande deficiência e falta de incentivo do poder público as ruas e estradas do Estado do Rio de Janeiro se deterioram cada dia mais, reparos inadequados feitos e refeitos com justificativa de ser em caráter emergencial sem o acompanhamento de um profissional técnico ocorrem diariamente pelo Estado. Esse grave problema gera um custo financeiro exorbitante no orçamento da gestão pública do Estado e Municípios, pois quando mal executados precisam ser refeitos com maior frequência, desperdiçando material que poderia ser utilizado na pavimentação de muitas ruas residenciais que ainda não tem pavimento.

Segundo o Tribunal de Contas do Município do Rio de Janeiro (TCM), só a capital do Estado gastou nos últimos três anos gastou mais de R\$ 4,5 bilhões em pavimentação com obras sem projetos adequados. Essa deficiência gera um transtorno financeiro para a sociedade pois todo esse montante poderia ter sido utilizado de forma consciente e cumprindo os critérios das normas e padrões construtivos. Essa negligência agrava mais ainda os problemas nas estradas e ruas gerando uma inflação maior ainda nas patologias dos pavimentos.

Exsudações

Ocorre pela má preparação do material a ser utilizado, coloca-se pouco cimento e muito material ligante. Assim o material ligante expande para a superfície devido ao calor criando um brilho vítreo (GODOI, 2018).

Subida de Finos

Ocorre devido a infiltração e problemas de drenagem. A medida que os veículos vão comprimindo o pavimento, ocorre a expulsão dessa água, causando movimentação dos materiais do pavimento (SILVA, 2018).

Desgaste

Acontece pela decomposição das rochas e tráfego da região. Pode ser ocasionado pela qualidade dos materiais, pela má formulação do material utilizado ou erros de cálculos. Está intrinsecamente ligado a oxidação do asfalto, e tipos de rocha (GODOI, 2018).

Panela ou Buracos

Cavidade que se forma no revestimento por diversas causas (inclusive por falta de aderência entre camadas superpostas, causando o deslocamento das camadas), podendo alcançar as camadas inferiores do pavimento, provocando a desagregação dessas camadas (DNIT,2003).

Os remendos

Embora sejam necessários para a manutenção da pavimentação, são considerados deformidade por apontar problemas naquele local da via e por impactar na qualidade do tráfego. Principais causas: carga de tráfego; emprego de material de má qualidade; ação do meio ambiente; má construção. A deterioração dos remendos traz à tona problemas não resolvidos de determinados locais da rodovia (GODÓI, 2018).

Escorregamentos

Quando o material se desloca causando rachaduras. É ocasionada por falhas na execução e ou deficiência com os ligantes (SILVA, 2018).

Trincas

A variação de temperaturas, a escolha pelo tipo inadequado de pavimentação para determinada via, má qualidade do pavimento, envelhecimento, podem ocasionar diversos tipos de trincas nas rodovias. (SILVA, 2018).

Corrugação

Sinuosidades e ondeamentos na superfície do pavimento. Causadas pela umidade do solo, instabilidade do solo ou má qualidade na mistura asfáltica (GODÓI, 2018).

Afundamento

Caracterizado pela depressão do solo. Acontece devido a má preparação do solo, problema de drenagem e falha na escolha do revestimento. Principais causas: trincas de fadiga (processo que ocorre devido ao acúmulo das solicitações do tráfego ao longo do tempo); desintegração localizada na superfície do pavimento; deficiência na compactação; umidade excessiva em camadas de solo; falha na imprimação (GÓDOI, 2018).

Jacarés

São um conjunto de trincas interligadas sem direções definidas que muito se parecem com o couro do animal referido. Essa patologia ocorre devido as ações repetidas das cargas do tráfego, a compactação incorreta do revestimento, a rigidez excessiva do revestimento e a deficiência do ligante do asfalto, como ilustrado na figura 7.

Figura 7: Rachaduras no pavimento da Av Euclides da Cunha - SJM



Fonte: Arquivo pessoal (2020)

CONCLUSÃO

Com base nos levantamentos de campo, nos estudos realizados e pesquisas bibliográficas, os trechos de algumas vias analisadas na pesquisa não estão de acordo com as normas do DNIT (2003) e as suas condições de uso são de categoria péssima ou irregular.

Esse grande problema precisa ser notado pelo poder público, pois é de extrema importância para qualidade de vida da população. Uma solução

para esse problema seria uma fiscalização mais efetiva de órgãos competentes como o Departamento Nacional de Estradas e Rodagem (DNER), visando garantir o cumprimento das normas de execução. Além disso foi notado diversas vias com sistemas de drenagem precisando de manutenção e vias até mesmo sem o sistema de drenagem (bueiros, posto de visita e bocas de lobo), o que ocasionalmente em dias chuvosos causam alagamentos e aumentam o risco de acidente.

A tarefa de um engenheiro de estradas e pavimentação é garantir o máximo de segurança e conforto com o menor custo financeiro, cabe a ele, profissional técnico garantir o cumprimento das NRs e se atualizar sobre a evolução e melhorias dos materiais, para manter a sustentabilidade das estradas e vias. Acredita-se que é esse o comportamento esperado para melhorar a qualidade de vida de uma sociedade.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT NBR 7207. **Terminologia e classificação de pavimentação**. Rio de Janeiro, 1982.

BALBO, J. T. **Pavimentação Asfáltica: materiais, projetos e restauração**. São Paulo: Oficina de Textos, 2007.

BERNUCCI, L. B.; MOTTA, L. M. G.; CERATTI, J. A. P.; SOARES, J. P. **Pavimento asfáltico: formação básica para engenheiros**. Rio de Janeiro: Associação Brasileira das Empresas Distribuidoras de Asfalto (ABEDA), 2010.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM – DNER. **Manual de Pavimentação, Departamento Nacional de Estradas de Rodagem**. 1996.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES - DNIT 141/2010-ES: **Pavimentação - Base estabilizada granulometricamente - Especificação de serviço**. Rio de Janeiro, 2010.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES - DNIT. **Manual de pavimentação**. 3 Edição. Rio de Janeiro, 2006.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES - DNIT 005/2003-TER: **Defeitos nos pavimentos flexíveis e semi-rígidos - Terminologia**. Rio de Janeiro, 2003.

E-CIVIL. **Pavimento Rígido**. 2020. Disponível em: <https://www.ecivilnet.com/dicionario/o-que-e-pavimento-semi-rigido.html>. Acesso em: 23 de maio de 2020.

GODÓI, D. L. R. **Patologia: Estradas e Pavimentação**. 2018.

QUEIROZ GALVÃO CONSTRUÇÃO. **BRT TransBrasil – Modalidade Urbana**. 2018. Disponível em: <https://www.construtoraqueirozgalvao.com.br/project/brt-transbrasil/>. Acesso em: 23 de maio de 2020.

SILVA, F. A. **Patologia: Estradas e Pavimentação**. Revista Científica Multidisciplinar Núcleo do Conhecimento. Ano 03, Ed. 12, Vol. 02, pp. 108-119 novembro de 2018. ISSN:2448-0959.

Jhonata Luiz dos Santos Coelho
UNISUAM

Kimberli Marine Castro Rodrigues
UNISUAM

Leonardo Reis dos Santos
UNISUAM

Rachel Cristina Santos Pires
UNISUAM

RESUMO

O presente artigo tem como finalidade apresentar para propósito informativo a segurança e fiscalização de barragens, visto que a temática não é exposta pelos veículos comunicativos com tanta frequência. De início será demonstrado os tipos de modelos construtivos e suas características, seguindo de um breve histórico das regulamentações das mesmas no Brasil que são relativamente novas se comparadas ao tempo que já utilizamos essas construções no país. Ao decorrer do artigo citaremos os órgãos, leis e planos que estabelece os critérios mínimos para o funcionamento das barragens. O Brasil vivenciou em um curto período enormes tragédias com barragens de minerações pertencentes a empresas privadas localizadas em Mariana (MG) e Brumadinho (MG) onde ambas acarretaram danos irreversíveis. Será apresentado como se encontravam as regularizações das barragens no momento dos rompimentos. Ao encerramento do artigo será possível observar, soluções tangíveis quanto as falhas que ocorrem quando se trata da legislação e fiscalização.

Palavras-Chave: Fiscalização; Barragens; Danos; Ruptura; Legislação.

INTRODUÇÃO

Pode-se destacar que em um curto período exatos, 3 anos, o Brasil vivenciou duas experiências que hoje são consideradas umas das maiores catástrofes ambientais do mundo. As cidades de Mariana e Brumadinho ambas em Minas Gerais sofrem até hoje com o rompimento de suas barragens, e levaram eternamente a marca da lama em suas memórias. Uma dúvida é levantada em nossas cabeças quando esses tipos de situações acontecem é de O grande questionamento da população é que como podem ocorrer tais fatos visto que diversas normas e leis que existem para prevenir estes tipos de circunstâncias.

Segundo CETEM (2010) conforme cresce a demanda de mineiros os rejeitos por eles gerado crescem de igual forma levando a um aumento significativo de suas estruturas de armazenamento. Simultaneamente ao aumento das dimensões ocorre o um aumento de incidentes que ocorrem com as mesmas, despertando a atenção dos especialistas desenvolvedores desses tipos de construção e das competências governamentais quanto a questão de segurança dessas obras.

Em 20 de setembro de 2010 além de passar a valer a lei 12.334 que constitui a Política Nacional de Segurança de Barragens foi criado o Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens ambos com intuito de trazer melhorias para as antigas e novas obras de barragens e estabelecer requisitos mínimos para elas. A lei 12.334 tem como um de seus objetivos estipular parâmetros a fim de assegurar essas construções, almejando a redução quanto a probabilidade de imprevistos, fatalidades e posteriormente consequências, conforme exposto no 3º artigo da lei supramencionada (Brasil, 2018).

É válido lembrar que as barragens, seja para qual for sua utilização, se bem planejadas, construídas e fiscalizadas são extremamente seguras. O 9º artigo dessa lei informa sobre as inspeções da barragem. As barragens devem ter sua regularidade, ter os materiais exigidos conforme as instituições fiscalizadoras delegam consoante a classe de risco e potencial dano, assim como ter equipe qualificada para execução de todo o serviço, essas citações estão presentes em tal artigo (Brasil, 2018). O tema foi escolhido com intuito de demonstrar a importância de se ter uma fiscalização mais rígida quanto as estruturas de barragens, em especial as barragens de minérios. Ao decorrer do artigo será apresentado, uma maneira geral, como funcionam as leis sobre segurança de barragens.

Este trabalho expõe bases para a elaboração de um artigo de cunho científico. Para a sua construção usamos como base normas, revistas, artigos científicos, sites especializados, dissertações e sites governamentais.

Objetivou-se através deste demonstrar que a fiscalização das barragens tem seus pontos falhos e que se uma possível reformulação na norma poderá trazer uma prevenção de eventuais sinistros.

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Tipos de Barragens

O Brasil é um dos maiores construtores de barragens. A implementação desta tecnologia se deu no final do século XIX para resolver o problema de energia elétrica no país. Tal feito não poderia se encaixar melhor visto que abundância de rios e cachoeiras torna o país o cenário ideal para efetuação delas. Inicialmente, o objetivo das barragens era produção de energia elétrica, depois outros potenciais foram sendo acrescentados, e então passaram, também, a ser utilizadas para retenção de água, contenção de rejeitos ou de resíduos indústrias.

O processo de remoção de minérios do solo é indispensável para o crescimento socioeconômico, pois os minérios extraídos são utilizados como matéria prima em diversos setores e se moldam a necessidade do mercado. No entanto quando extraído o minério não se encontra pronto para uso, Conforme CETEM 6ª edição (2018):

A maioria dos minérios, rochas ou minerais encontrados na crosta terrestre necessita, para o seu uso, de algum beneficiamento para melhorar as suas propriedades físicas e/ou características químicas. O tratamento ou beneficiamento de minérios consiste na separação física ou físico-química dos minerais valiosos dos não valiosos.

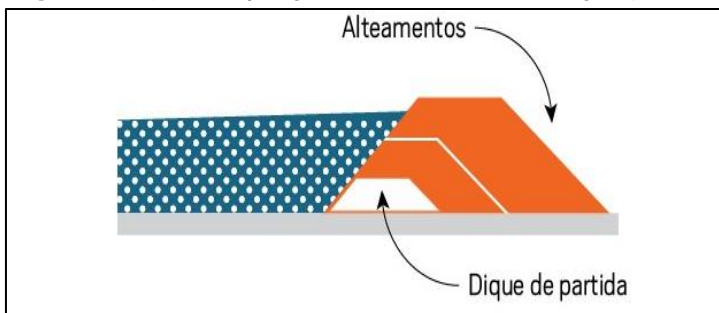
A sobra desse tipo de processamento é comumente depositada em reservatórios destinados a reter esses resíduos, conhecidos como rejeitos. O reservatório é subdividido em diversos setores e módulos e a barragem é a estrutura principal.

São inúmeros os modelos de barragens e sua escolha está condicionada por questões topográficas, geológicas, climáticas, disponibilidade dos materiais de construção, natureza das fundações, ocupação da região próxima ao local a ser construída tal obra, entre outros. Para os rejeitos hidráulicos são considerados três principais métodos de alteamento: á montante, jusante e linha de centro.

Método Jusante

No modelo a jusante (Figura 1), o alteamento é feito no sentido do fluxo da água e o maciço é construído em cima de um solo compactado. Apresenta como vantagens maior segurança nos controles manuais, maior resistência a vibrações, menor viabilidade de trincadura horizontal e entubamento¹. Tem como desvantagens o maior custo, menor velocidade de construção entre outros. (CETEM,2010).

Figura 1: Representação gráfica do Modelo de Barragem jusante



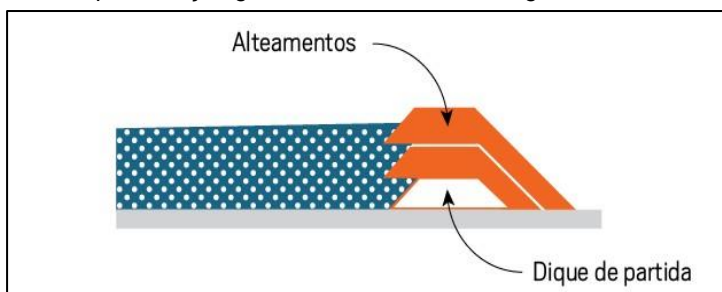
Fonte: Rennan (2019)

¹Quando a água percola através do talude e surge a montante da construção enfraquecendo-a.

Método Linha de centro

Trata-se de um método intermediário entre o método da linha de montante e o da linha de jusante, inclusive em termos de custo. O comportamento estrutural das barragens construídas por este método aproxima-se mais ao método de jusante. Inicialmente é construído um degrau, e os rejeitos são lançados perifericamente a montante do mesmo, formando uma praia. O alteamento subsequente é realizado lançando-se os rejeitos sobre a praia anteriormente formada e sobre o talude de jusante do dique de partida. Neste processo, o eixo da crista do dique inicial e dos diques resultantes dos sucessivos alteamentos coincidentes. (CETEM,2010)

Figura 2: Representação gráfica do Modelo de Barragem Linha de Centro



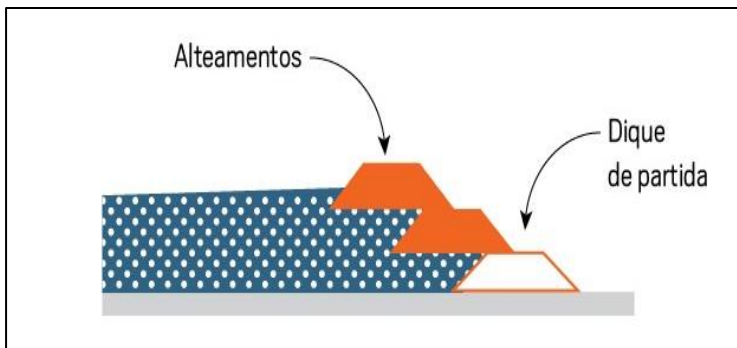
Fonte: Rennan (2019)

Método á montante

Existem no Brasil sessenta e umas barragens á montante (Figura 3 e 4), sendo que quarenta e uma delas estão localizadas em Minas Gerais (ANM, 2020). A construção desse modelo de barragem consiste na construção de um primeiro dique com rejeito de mineiros e após adensamento deste material ele servirá de fundações para futuros degraus de alteamento.

Vantagens e desvantagens são endereçáveis a esse modelo de construção. Pode-se destacar como vantagens o baixo custo para construção, pouco uso de equipamentos na parte de terraplenagem e maior velocidade na etapa de execução dos alteamentos. Em contrapartida, em meio a algumas desvantagens podemos citar a possibilidade de fissura devido a liquefação do rejeito de mineiro por consequência de abalos sísmicos, tremores ou vibrações causadas por explosões ou movimentações de máquinas de grande porte. (CETEM, 2010).

Figura 3: Representação gráfica do Modelo de Barragem á montante



Fonte: Rennan (2019)

Figura 4: Barragem sul superior, em barão dos cocais, utiliza o método a montante



Fonte: Inácio (2019)

SEGURANÇA DAS BARRAGENS, FISCALIZAÇÕES

Legislação

A história sobre a regulamentação de barragens no Brasil se deu logo no início da virada do século, em 2003 onde se iniciou o projeto de lei 1.181/2003. Nesta proposta normativa foi criada uma assembleia de trabalho para discussão do tema. No final do processo, em 2004, foi encaminhado pelo grupo uma minuta substitutiva, que foi analisada e aceita pela câmara técnica de assuntos legais e institucionais e posteriormente aprovada pelo plenário do conselho nacional de recursos hídricos, onde se originou-se todo projeto de lei PLC-168/200 (NEVES, 2018).

Em 2010, foi implementada a Política Nacional de Segurança de Barragens e seis anos depois, em 2016, a Política Estadual de Segurança de Barragens (PESB). Através delas é possível enquadrar as barragens usando critérios técnicos como volume e altura, possível dano (INEA, 2020?).

Conforme, Brasil (2010) a lei 12.334/2010:

Estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens destinadas à acumulação de água para quaisquer usos, à disposição final ou temporária de rejeitos e à acumulação de resíduos industriais, cria o Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens e altera a redação do art. 35 da Lei nº 9.433, de 8 de janeiro de 1997, e do art. 4o da Lei no 9.984, de 17 de julho de 2000.

No dia trinta do mês nove de dois mil e vinte a lei 14.066 entrou em vigor. A lei supracitada traz algumas alterações para outras leis já em vigor conforme demonstrado em seu 1º artigo, exposto a seguir:

Art. 1º Esta Lei altera dispositivos da Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010, que estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB), da Lei nº 7.797, de 10 de julho de 1989, que cria o Fundo Nacional do Meio Ambiente (FNMA), da Lei nº 9.433, de 8 de janeiro de 1997, que institui a Política Nacional de Recursos Hídricos, e do Decreto-Lei nº 227, de 28 de fevereiro de 1967 (Código de Mineração).

Conforme, Brasil (2010) no 3º artigo da regulamentação 12.334/2010 é apresentado os objetivos gerais, alguns deles são:

2 I - garantir a observância de padrões de segurança de barragens de maneira a fomentar a prevenção e a reduzir a possibilidade de acidente ou desastre e suas consequências; (Redação dada pela Lei nº 14.066, de 2020)

3 II - regulamentar as ações de segurança a serem adotadas nas fases de planejamento, projeto, construção, primeiro enchimento e primeiro vertimento, operação, desativação, descaracterização e usos futuros de barragens; (Redação dada pela Lei nº 14.066, de 2020)

4 III - promover o monitoramento e o acompanhamento das ações de segurança empregadas pelos responsáveis por barragens;

5 IV - Criar condições para que se amplie o universo de controle de barragens pelo poder público, com base na fiscalização, orientação e correção das ações de segurança etc.

Esta lei se aplica as barragens que tenham pelo menos umas das características dispostas no 1º artigo do regulamento supracitado. Conforme, Brasil (2010) fica elencado as disposições gerais a seguir:

- 6 I - altura do maciço, medida do encontro do pé do talude de jusante com o nível do solo até a crista de coroamento do barramento, maior ou igual a 15 (quinze) metros; (Redação dada pela Lei nº 14.066, de 2020)
- 7 II - Capacidade total do reservatório maior ou igual a 3.000.000m³ (três milhões de metros cúbicos);
- 8 III - reservatório que contenha resíduos perigosos conforme normas técnicas
- 9 IV - categoria de dano potencial associado médio ou alto, em termos econômicos, sociais, ambientais ou de perda de vidas humanas, conforme definido no art. 7º desta Lei; (Redação dada pela Lei nº 14.066, de 2020)
- 10 V - Categoria de risco alto, a critério do órgão fiscalizador, conforme definido no art. 7º desta Lei. (Incluído pela Lei nº 14.066, de 2020)

Órgãos fiscalizadores

A integração legal de seguranças de barragens no Brasil se deu na publicação do decreto 12.334 de 20/09 de 2010. No qual, diferentes entidades fiscalizadoras foram incluídas para execução da temática. Temos os seguintes órgãos responsáveis:

- 11 ANA – Agência Nacional de Águas;
- 12 ANEEL – Agência Nacional de Energia Elétrica;
- 13 IBAMA – Instituto Brasileiro do Meio Ambiente e dos recursos Naturais Renováveis;
- 14 ANM– Agência Nacional de Mineração.

As instituições citadas, para o cumprimento da lei 12334/2010, tiveram que elaborar portarias e ordens de serviços a fim de padronizar as exigências requeridas no decreto já mencionado. (NEVES, 2018).

ANA

A Instituição é responsável por executar e administrar o sistema de informação sobre onde se coleta, armazena, classifica e deixa público todas as informações quanto a segurança das barragens em solos nacionais. A inserção das informações no sistema e de responsabilidade da empresa administradora da barragem.

A ANA também é responsável por fazer a ponte comunicativa entre as instituições fiscalizadoras. Tem também como função coordenar e formular

o relatório de segurança de barragens assim como receber denúncias realizadas por qualquer outro órgão fiscalizador (ANA, 2020).

ANEEL

É de responsabilidade da ANEEL fiscalizar as barragens com finalidade de acumular água para geração de energia por hidrelétrica (NEVES, 2018).

A fiscalização por parte da ANEEL objetiva-se em verificar se a usina se encontra em concordância com a regulamentação vigente do setor elétrico e com foco no setor de segurança de barragens (ANEEL, 2019).

IBAMA (Instituto Brasileiro do Meio Ambiente e dos recursos Naturais Renováveis)

Órgão responsáveis por fiscalizar as barragens que tem por finalidade contenção de rejeitos indústrias, assim como é de sua responsabilidade fornecer a regularização ambiental (NEVES, 2018).

ANM

O órgão tem como responsabilidade fiscalizar as barragens de rejeitos de minérios. Esta se encontra vinculada ao Ministério de Minas e Energia, e seu intuito é planejar e explorar a melhor utilidade para os minerais e todas as pesquisas em torno deste assunto. Supervisionar a atividade de mineração por todo estado brasileiro em companhia com DNPM (Departamento Nacional de Produção Mineral) também faz parte de suas funções. (NEVES, 2018).

Plano de Segurança de barragens

No artigo 4º item III da lei 12.334/2010 com redação feita pela lei 14.066/2020, a responsabilidade em eventuais danos causados pelas barragens fica a cargo dos empreendedores das barragens, tal como a realização do plano de segurança da barragem.

O PSB (Plano de Segurança de barragens) é um documento que é aplicado pela política nacional de segurança de barragens. Este, obrigatoriamente, deve ser implementado pelo empreendedor responsável pela barragem (ANA,2017).

De acordo com Neves (2018), o plano deve conter as seguintes características:

- 15 Informações gerais da barragem e do empreendedor;
- 16 Documentação técnica do empreendimento;
- 17 Planos e Procedimentos (operação, manutenção, inspeção, monitoramento e instrumentação);
- 18 Registros e controles (operação, manutenção, inspeção, monitoramento, instrumentação, bem como os testes de equipamentos hidráulicos, elétricos, mecânicos etc.);
- 19 Relatórios de Inspeção (regulares e especiais, este caso haja)
- 20 Revisão Periódica de Segurança de Barragem;
- 21 Plano de Ação de Emergência (PAE), quando exigido.

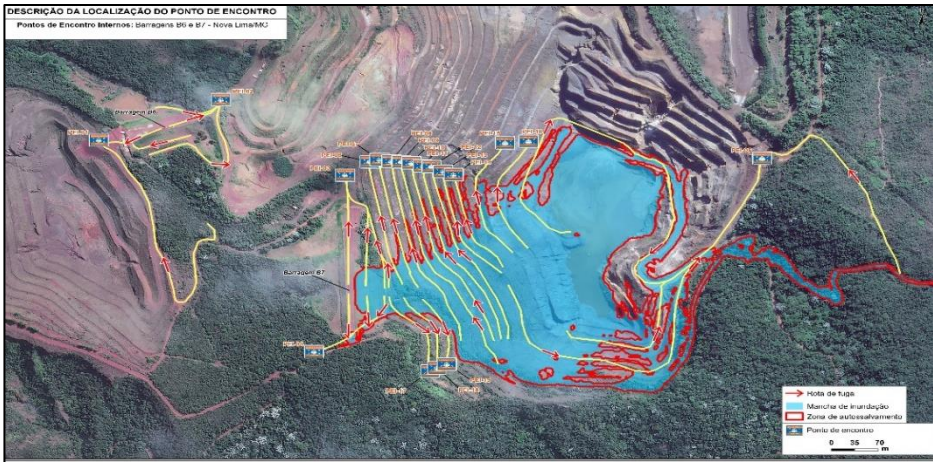
Assim como as licenças e os alvarás de uma empresa o plano deve ficar em local visível. No site da ANA está disponibilizado um modelo de plano a ser seguido. Este plano fica disponibilizado em volumes que são eles (ANA,2017):

- 22 Volume I - Informações gerais;
- 23 Volume II - Planos e procedimentos;
- 24 Volume III - Registros e Controles;
- 25 Volume IV – Revisão periódica de segurança de barragem; e
- 26 Volume V – Plano de ação emergencial para barragens de mineração.

Plano de ação de emergência para barragens de mineração (PAEBM)

Barragem classificada com alto dano em potencial ela deve possuir os cinco volumes acima citados. O PAEBM é elaborado pela concessionária administradora da barragem e possuir uma boa didática. Neste documento devem estar dispostas as circunstâncias que podem acarretar danos a construção bem como as ações a serem tomadas nestes casos (PINIAGO,2016). Nas características visuais do plano, o documento deve conter capa vermelha e apresentar uma linguagem clara. Nos itens de elaboração estão os estudos dos cenários e seus eventuais mapas. O estudo é capaz de acusar os possíveis cenários que ocorreram em uma ruptura. Em conjunto, o mapa delimita geograficamente as áreas que serão potencialmente afetadas. É de suma importância que no mapa de cenários seja descrita as ZAS (zonas de alto salvamento), como apresentado na (figura 5) (PINIAGO,2016).

Figura 5: Mapa Inundação B6 Mar Azul



Fonte: VALE (2020)

Conforme Neves (2018):

Uma definição importante é a da Zona de autossalvamento. Esta é dita da região vale a jusante da barragem em que se considera que os avisos de alerta a população são da responsabilidade do empreendedor, por não haver tempo suficiente para uma intervenção das autoridades competentes em situações de emergência.

Conforme Piniago (2016), o PAEBM deve conter:

- 27 Informações gerais das barragens;
- 28 Procedimentos preventivos e corretivos a serem adotados em situações de emergência;
- 29 Detecção, avaliação e classificação das situações de emergência;
- 30 Fluxograma e procedimentos de notificação com os telefones, quando for o caso, dos envolvidos associados;
- 31 Responsabilidades gerais no PAEBM; e
- 32 Análise do estudo de cenários compreendendo os possíveis impactos a jusante resultante de uma hipotética ruptura de barragem, com seu associado mapa de cenários georreferenciado.

ROMPIMENTOS DE BARRAGENS NO BRASIL

Somente neste século, foram registrados no Brasil nove rompimentos de barragens, que por consequência, infelizmente, levaram a perda de vidas.

No início do século, em 2001, no município de São Sebastião das Águas Claras, na cidade de Nova Lima (MG), uma barragem de rejeito de minério se rompeu levando cinco vidas. No ano de 2004 a barragem de Camará em Algodões Nova (PB) tirou cinco vidas. Em 2009 uma barragem hídrica de Algodões nos municípios de Cocal e Buriti dos Lopes (PI) ocorreu a perda de vinte e quatro pessoas. No ano de 2014 em Itabirito (MG) uma barragem de rejeito de mineração se rompeu e levou a perda de três vidas (LACAZ, 2016).

Em 2016 a ruptura da barragem em União Da Nova Vitória (PR) na fazenda Guavirova ocasionou em uma morte. Em 2018 três barragens elevaram o nível do rio Uraim e inundaram Paragominas (PA) como consequência tiveram duas mortes (MADEIRO, 2019).

Rompimento barragem de Mariana

Em 05 de novembro de 2015 a barragem localizada no município de Bento Rodrigues na cidade de Mariana em Minas Gerais se rompeu liberando 34 milhões de m³ de rejeitos do mineiro. A barragem denominada “Fundão” (Figura 7) era construída pela metodologia a montante, sua ruptura levou a barragem de Santarém a transbordar, formando assim uma grande onda de rejeitos (LOPES, 2016).

Os rejeitos destruíram por volta de 40 cidades em Minas Gerais, chegou ao mar do Espírito Santo, abandonando dois desaparecidos e dezessete mortos. Em apenas 12 minutos toda a comunidade de Bento Rodrigues foi devastada, além de dissipar vidas de animais, houve grande perda da fauna e da flora, totalizando cerca de 1469 hectares de vegetação. No meio hídrico (Figura 6) ocorreu a contaminação de grandes rios como o Carmo, Gualaxo e o Doce (SANTOS, et al., 2018).

Figura 6: Rios Carmo e Piranga 5 anos após o rompimento



Fonte: Franco (2020)

Após o ocorrido se iniciou os estudos e investigações sobre as procedências que levaram ao desmoronamento. A estrutura continha resíduos da mineradora Samarco. Em 2005 a empresa deu início ao processo de licenciamento ambiental e no ano de 2008 foi liberada a primeira licença de operacional (LO) da barragem a qual se encontrava em renovação no dia do ocorrido. Entre os anos de 2012 e 2015 diversas mudanças estruturais foram realizadas na barragem. Um ano antes do ocorrido, em 2014 o engenheiro projetista avisou sobre o início de uma ruptura. (FREITAS et al., 2016).

No ano do acontecimento, a empresa recebeu licenças de instalação e licenças prévias (LI E LP) para ampliação da barragem, ambas autorizadas pela secretaria de meio ambiente de Minas Gerais, as licenças autorizavam a ampliação até a cota de 940 m além de uma junção entre a barragem do fundão e a barragem de Germano. No entanto, ao chegar a cota de 898m a barragem sofreu uma abrupta ruptura resultando em todos os danos já citados (FREITAS et al., 2016).

Samarco, BHP Billiton (É uma mineradora e petrolífera anglo-australiana sediada em Melbourne, Austrália), juntamente com a Vale, contrataram a empresa *Cleary GottliebSteen & Hamilton* LLP para que de forma independente realizasse um relatório das causas imediatas que levaram a estrutura ao colapso. O objetivo do relatório não era dar nomes aos responsáveis e sim dizer os motivos físicos que levaram ao fim já citado.

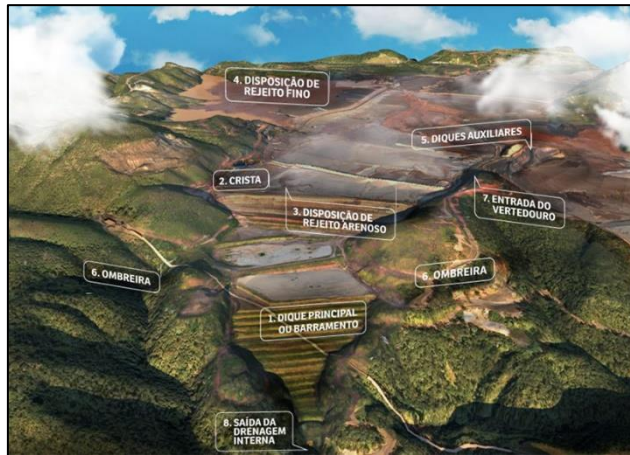
Ao final do relatório, foram apresentados três justificativas, que juntas levaram ao rompimento. Toda a situação se procedeu na ombreira² esquerda da barragem, o primeiro relato foi uma falha no sistema de drenagem, que por consequência entrou lama nas galerias onde a mesma se misturou com material arenoso da barragem levando ao efeito de liquefação³ do material. A segunda causa no procedimento de recuo estava sendo executado por cima da junção de areia mais lama, tornando a base totalmente instável. E por fim os abalos sísmicos sentidos na região aceleraram todo o processo, e foi determinado como gatilho para a erosão (CARNEIRO, 2018).

À divulgação pública do relatório foi dada em agosto de 2016 em uma coletiva de imprensa com a participação da Samarco e seus acionistas. Desde o início a empresa se mostrou solícita e disposta a encontrar as motivações para rompimento. A empresa informou que conforme a última auditoria realizada em julho de 2015 para regularização conforme a lei em vigor 12.334/2010, a portaria 416/2012 do DNPM e a legislação estadual DN 87/2005 da COPAM, a barragem estava estável.

² Terreno natural onde a barragem se encaixa.

³ Mudança do estado físico do solo de sólido para líquido.

Figura 7: Imagem ilustrativa barragem do fundão



Fonte: Samarco (2020)

Brumadinho

Construída em 1976 pela empresa Ferteco mineração e adquirida em abril de 2001 pela empresa Vale S.A, denominada barragem I mina Córrego do Feijão era constituída pelo método de alteamento a montante e acumulava 11,7 milhões de metros cúbicos de rejeito de mineração. Em 25 de janeiro de 2019, ocorreu o desmoronamento da barragem que ficava localizada no município Brumadinho em Minas Gerais (Figura 8 e 9), a qual estava desativada há 3 anos (VALE, 2019).

Segundo Pereira (2019), a Vale S.A foi responsável pelo maior acidente de trabalho do Brasil, resultando em 259 mortes onde 123 eram trabalhadores da empresa, a ala administrativa da empresa se encontrava a frente da estrutura, onde no momento da ruptura havia 300 funcionários no local. Além destas perdas humanas, ocorrem diversos danos ambientais, a lama conseguiu atingir ao rio Paraopeba que fica a mais de 5km de distância da barragem agravando ainda mais o acidente.

No quesito licenças, a LO (licença operacional) da barragem emitida pela COPAM (conselho estadual de política ambiental) autorizava a capacidade de beneficiamento de 5,992 Mta e uma produção Rum of mine⁴(ROM) de 5,992 Mt, no entanto a mina estava operando com 9Mt⁵. Em 2015, com intuito de aumentar a exploração de minério, a VALE S.A oficializa o processo frente a COPAM para a conquista da licença prévia e licença de instalação. Neste requerimento era solicitado uma expansão de 88% da mina e um aumento para vida útil até o ano de 2032, sucessivamente a capacidade produtiva passaria de 10 Mta para 17 Mt. (PEREIRA, 2019).

⁴processos que visam à redução da matéria inorgânica, tais como rocha (estéril) e impurezas, existente no carvão a fim de melhorar sua qualidade.

⁵Milhões de Toneladas.

No ano de 2017, em desacordo com o pedido de expansão da empresa, os moradores de Casa Branca realizaram um protesto contra a solicitação, que apesar da pressão e movimentação dos moradores da comunidade os tramites institucionais prosseguiram. O FONASC (Fórum nacional da sociedade civil nos comitês de bacias hidrográficas) detectou diversas incoerências no processo do licenciamento sendo assim apresentaram argumentos técnicos e pediu a retirada da solicitação (LISBOA, 2019).

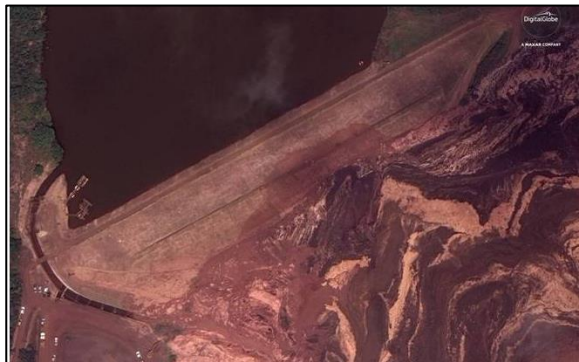
Após entrega do relatório da FONASC, o secretário de meio ambiente de Minas Gerais replicou as conclusões realizadas pela empresa. De acordo com o mesmo os problemas enfatizados eram irrisórios e meramente procedimentais. Em 11 de dezembro de 2018 a secretaria de meio ambiente e desenvolvimento sustentável de Minas Gerais (SEMAD) aprovou o licenciamento. Em janeiro de 2019 a barragem I da mina Córrego do Feijão veio a se romper (PEREIRA, 2019).

Figura 8: Imagem aérea da barragem I mina Córrego do Feijão, antes do rompimento.



Fonte: Reuters (2019)

Figura 9: Imagem aérea da barragem I mina Córrego do Feijão, após do rompimento



Fonte: Reuters (2019)

Órgãos fiscalizadores e as tragédias

Em ambas as situações acima citadas, é de fácil ocorrência questionamento sobre as fiscalizações, se houve ou não falha dos órgãos nesse quesito e se por esse viés as tragédias poderiam ter sido evitadas. Além das empresas responsáveis o DNPM (Departamento Nacional De Produção Mineral) é citado quando a busca por responsáveis se inicia.

O DNPM tem por objetivo planejar todo o aproveitamento e exploração dos recursos naturais e minerais, assim como fiscalizar, controlar e estabelecer requisitos mínimos para a atividade de mineração em solo nacional, tendo como parâmetros legislações, regulamentos, códigos de mineração e códigos de águas minerais. Deve gerir de forma ética, econômica e sustentável o patrimônio brasileiro assim como utilizar os mecanismos de regularização em prol da sociedade (SANTOS et al., 2018).

Após cortes orçamentários do governo em 2015 a falta de verba para insumos humanos e materiais prejudicou o serviço prestado pelo órgão. Sem um quadro de funcionários e matérias para se realizar fiscalização nas inúmeras barragens existentes dificulta mostrar o real cenário de como se encontram esses tipos de estruturas no Brasil. O não comparecimento para monitoramento dos órgãos responsáveis pode levar as tragédias como observamos, o último ano que o DNPM realizou o monitoramento na barragem do Fundão foi em 2012, após esse ano diversas modificações foram realizadas sem que órgão tomasse conhecimento (SANTOS et al., 2018).

É conveniente que após os acontecimentos as empresas de certa forma tentem eximir em partes suas responsabilidades alegando o fato de terem suas devidas licenças, no entanto este discurso deixa de ter coerência quando fatos fora do âmbito das legislações acontecem e nenhuma medida é tomada.

CONCLUSÃO

O presente artigo retratou o tema de segurança e fiscalização de barragens, visto que, incidentes acontecem e poucas ações são efetuadas sobre esses tipos de regularizações e fiscalizações.

Além de um pequeno histórico de rompimento de barragens no Brasil, foram abordados os dois maiores incidentes já registrados, foi descrito um pequeno relato de todos os danos, como as barragens se encontravam no que remete a licenças e no final do tópico como a serviço de fiscalização e importante para que eventuais situações não se repitam

Para caráter informativo buscou-se apresentar as metodologias de alteamento de barragens, as leis que regem esses tipos de empreendimentos e os órgãos fiscalizadores responsáveis.

Para que estes tipos de situações se tornem escassos é de extrema importância que o governo federal e estadual promova uma maior atenção ao assunto. É importante que a legislação seja mais rígida, que todo o aparato

necessário para que os órgãos fiscalizadores efetuem um trabalho de qualidade sejam fornecidos aos mesmos. E para as empresas, que elas sejam incentivadas de alguma forma a se manter em regularidade com suas obrigações

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANA. **Cadastro de inspeção de segurança de barragens**. 2020. Disponível em: <https://www.ana.gov.br/panorama-das-aguas/barragens/inspecao-de-barragens-1>. Acesso em: 31 de out. de 2020.

ANEEL. **Documento segurança de barragens**. 2019. Disponível em: https://www.aneel.gov.br/seguranca-de-barragens/-/asset_publisher/rtVzRmuMmPFC/content/formulario-de-seguranca-de-barragens-fsb-655816?inheritRedirect=false&redirect=http%3A%2F%2F.html. Acesso em 31 de Out. de 2020.

ANM. **ANM publica nova norma para barragens de mineração**. 2020. Disponível em: <http://antigo.anm.gov.br/portal/noticias/anm-publica-nova-norma-para-barragens-demineracao#:~:text=Hoje%20no%20Brasil%20existem%2061,delas%20s%C3%A3o%20em%20Minas%20Gerais>. Acesso em: 18 de out. de 2020.

BRASIL. Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010. Estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens. Diário oficial da união, Brasília, DF.

BRASIL. Lei nº 14.066, de 30 de setembro de 2020. Estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens. Diário oficial da união, Brasília, DF.

CARNEIRO, G. S. G. **Estudo das causas, impactos e medidas corretivas do rompimento de uma barragem de rejeitos, usando o caso da barragem de Mariana - MG**. 2018. 24 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2018.

FRANCO L. **Tragédia de Mariana, 5 anos: sem julgamento ou recuperação ambiental, 5 vidas contam os impactos no período**. G1, 2020. Disponível em: <https://g1.globo.com/mg/minas-gerais/noticia/2020/11/05/tragedia-de-mariana-5-anos-sem-julgamento-ou-recuperacao-ambiental-5-vidas-contam-os-impactos-no-periodo.ghtml>. Acesso em: 19 de nov. de 2020.

FREITAS, C.; SILVA M.; MENEZES, F. **O desastre na barragem de mineração da Samarco: fratura exposta dos limites do Brasil na redução de risco de desastres**. Ciência e Cultura, v. 68, n. 3, p. 25-30, 2016.

INÁCIO B. **Desativação de 39 barragens não estão nem no papel**. Hoje em dia, 2019. Disponível em: <https://www.hojeemdia.com.br/horizontes/desativa%C3%A7%C3%A3o-de-39-barragens-n%C3%A3o-est%C3%A1-nem-no-papel-1.715387>. Acesso em: 16 de nov. 2020.

INEA. **Legislação sobre segurança de barragens**. [2020?]. Disponível em: <http://www.inea.rj.gov.br/ar-agua-e-solo/seguranca-hidrica/seguranca-de-barragens>. Acesso em: 15 de out. de 2020.

LACAZ, F. **Tragédias brasileiras contemporâneas: O caso do rompimento da barragem de rejeitos de Fundão/Samarco**. RBSO, ed. 9, p 1-12, Nov,2016.

LISBOA, C. **Expansão de licença de brumadinho foi aprovada com licença simplificada**. 2019. Disponível em: <https://www.oeco.org.br/noticias/expansao-de-mineracao-em-brumadinho-foi-aprovada-com-licenca-simplificada/>. Acesso em: 16 de nov. 2020.

LOPES, L. **O rompimento da barragem de Mariana e seus impactos socioambientais**. Minas Gerais.v.5, n. 1, p 1-14, Jun,2016.

CETEM. **Tratamento De Minério**.5ª edição. Rio De Janeiro.2010

CETEM. **Tratamento De Minério**.6ª edição. Rio De Janeiro.2018.

MADEIRO, C. **Brasil registrou 65 mortes em 9 incidentes com barragens entre 2001 e 2018**. Notícias UOL, Maceió, 03 de fev. de 2019. Disponível em: <https://noticias.uol.com.br/cotidiano/ultimas-noticias/2019/02/03/brasil-registrou-65-mortes-em-9-incidentes-com-barragens-entre-2001-e-2018.htm> Acesso em: 12 de Nov. de 2020.

NEVES, L. **Legislação federal brasileira em segurança de barragens comentada**. Brasília: [s.n],2018.67 p. E-book.

PANIAGO, L. **O que é um plano de ação de emergência para barragens - PAEBM?** Instituto Minere,2016. Disponível em: <https://institutominere.com.br/blog/o-que-e-um-plano-de-acao-de-emergencia-para-barragens#:~:text=Visando%20atender%20a%20Lei%2012.334,e%20nas%20defesas%20civis%20afetadas>. Acesso em: 12 de nov. de 2020.

PEREIRA, D. **Brumadinho: Muito mais que um desastre tecnológico.** Minas Gerais, 2019.

RENNAN, J. **Modelo de barragem usado em Brumadinho e Mariana é o mais barato e menos seguro.** Época Negócios, 2019. Disponível em: <https://epocanegocios.globo.com/Brasil/noticia/2019/01/modelo-de-barragem-usado-em-brumadinho-e-mariana-e-o-mais-barato-e-menos-seguro.html>. Acesso em: 03 de out. de 2020.

REUTERS. **Imagens aéreas mostram antes e depois da tragédia de Brumadinho.**R7,2019. Disponível em:<https://noticias.r7.com/minas-gerais/fotos/imagens-aereas-mostram-antes-e-depois-da-tragedia-de-brumadinho-28012019#!/foto/4>. Acesso em: 19 de nov. de 2020.

SAMARCO. **Rompimento de Fundão: barragens.** Disponível em: <https://www.samarco.com/barragens/>. Acesso em: 19 de nov. de 2020.

SANTOS, C.; ZEITUNE, D.; SANTOS, J. L. **A não fiscalização dos órgãos governamentais e a tragédia da Samarco.** Lex Cult Revista do CCJF, [S.l.], v. 2, n. 1, p. 110-129, maio 2018. ISSN 2594-8261. Disponível em: <<http://lexcultccjf.trf2.jus.br/index.php/LexCult/article/view/38>>. Acesso em: 16 de nov. 2020. doi: <https://doi.org/10.30749/2594-8261.v2n1p110-129>.

VALE. **PAEBM da barragem B7 da mina mar azul.** Relatório, 2020. Disponível em:<http://www.vale.com/brasil/PT/aboutvale/servicos-para-comunidade/minas-gerais/Paginas/Projetos.aspx>. Acesso em: 19 de nov. de 2020.

Edison de Freitas Ventura Junior

UNISUAM

Leonardo Reis dos Santos

UNISUAM

Rachel Cristina Santos Pires

UNISUAM

RESUMO

O intuito deste trabalho é estudar como os solos moles se comportam e analisar as soluções geotécnicas. Tendo sustentação teórica na prática desse estudo, inicialmente será apresentada uma pequena revisão bibliográfica sobre: solos moles; resultados de obras em solos moles; definição geotécnica; o uso de equipamentos. O objetivo é tentar descrever meios construtivos de aterros sobre solos moles, analisando dados obtidos de caracterização geotécnica através de ensaios e descrevendo os instrumentos nela aplicado, para qualificar o desempenho desta obra. O estudo determinará os parâmetros de resistência e compressibilidade do solo conforme os dados coletados na investigação geotécnica disponibilizada. Será abordado técnicas de melhoria dos solos que prometem solucionar problemas importantes, como resistência e ou deformidade da camada mole de argila. Por causa da baixa resistência destes solos são comuns problemas relacionados à estabilidade dos aterros durante o período da construção e operação, necessitando-se de fatores mais conservadores de segurança para os locais mais próximos de obras comparados aos trechos com solos homogêneos. Foi abordado no artigo a análise do solo mole do “Complexo Industrial de Biotecnologia em Saúde da Fundação Oswaldo Cruz (Cibs/Fiocruz)”, mais precisamente no prédio dezoito, feita análise prévia do solo, constatou-se a necessidade de utilizar perfis metálicos para compor as estacas da fundação.

Palavras-Chave: Solos moles; Aterro; Recalque; Instrumentação.

INTRODUÇÃO

O crescimento populacional vem crescendo exponencialmente em torno dos grandes centros urbanos complementa a necessidade de explorar superficialmente novas áreas que até então eram evitadas devido suas características geotécnicas, áreas localizadas na baixada próximo a linha mais profunda do leito de rio “Talvegues”, onde ali apresentam-se solos

aluvionares moles ou fofos que apresentam comportamento inadequado para construção.

Varios desafios são enfrentados pelos engenheiros geotécnicos ao projetar estruturas sobre solos moles. Que incluem recalques intoleráveis ao tipo de construção, grandes pressões laterais e movimentos e instabilidade local ou global (HAN et al, 2002).

Em qualquer obra de engenharia devemos analisar o tipo de solo caracterizando-o pela opinião geotécnica a fim de avaliar o comportamento e prever a reação aos carregamentos ali submetidos. É essencial estudar o solo para conseguir um bom resultado e que não haja imprevistos no decorrer do andamento da obra e também durante sua vida útil.

São normalmente definidos como solos argilosos saturados onde possuem baixa resistência ao cisalhamento e permeabilidade, alta compressibilidade. Desta maneira, quando é imposto um carregamento eles demonstram uma duração de adensamento bem elevada podendo alcançar anos ou décadas, como resultado este efeito pode prejudicar o prazo de finalizar o projeto ou levar problemas futuros à acontecerem devido ao recalque que ali pode vir ocorrer.

Marangon (2018, p.61) entende que:

Compressibilidade é uma característica de todos os materiais de quando submetidos a forças externas (carregamentos) se deformarem. O que difere o solo dos outros materiais é que ele é um material natural, com uma estrutura interna o qual pode ser alterada, pelo carregamento, com deslocamento e/ou ruptura de partículas. Portanto, devido a estrutura própria do solo (multifásica), possuindo uma fase sólida (grãos), uma fase fluida (água) e uma fase gasosa (ar) confere-lhe um comportamento próprio, tensão-deformação, o qual pode depender do tempo.

Torna-se indispensável dentro da geotecnia analisar outras técnicas de construção para tentar minimizar ou impedir por completo este fenômeno.

Diversas questões estão associadas a escolha de métodos construtivo: características geotécnicas dos depósitos; incluindo vizinhança; utilização da área, custos envolvidos e prazos construtivos (ALMEIDA & MARQUES, 2010).

Ao trabalhar com substratos compostos por solos moles, desprezando a existência, temos duas possibilidades, amenizamos os efeitos do adensamento ou eliminamos a influência deste na solução de engenharia.

São recorrentes na costa brasileira com a escassez de solos competentes de boa amplitude de carga. O motivo para realização desse estudo é sobre um trabalho realizado no Complexo de Vacinas em Santa Cruz onde o projeto de execução foi dividido em terraplanagem e estaqueamento.

Serão apresentados na revisão bibliográfica os conceitos abordados no decorrer da execução da obra, detalhando diversas soluções empregues no empreendimento, apresentando diversos tipos de investigações geotécnicas efetuadas e instrumentações utilizadas durante a obra.

Objetivo deste artigo é descrever algumas soluções utilizadas em obras de solos moles, apresentar métodos de construção, analisando as informações e dados obtidos com ensaios de caracterização geotécnica e detalhamento dos instrumentos utilizados para avaliação comportamental dessa obra. Além de demonstrar um exemplo prático como as três etapas são implementadas na construção, assim como a ordem de execução que seguem, e também enfatizar sua importância para um bom trabalho na etapa de execução ou depois que o projeto for entregue.

Ignorar as etapas de caracterização do solo gera um risco iminente de desastres, as investigações geotécnicas feitas corretamente previnem e evitam o desabamento, desmoronamento e deslizamentos, contêm a ocupação desordenada de locais perigosos, evita manifestações patológicas relacionadas à infraestrutura, reduz o risco de acidentes e evita gastos desnecessários com elementos de fundação.

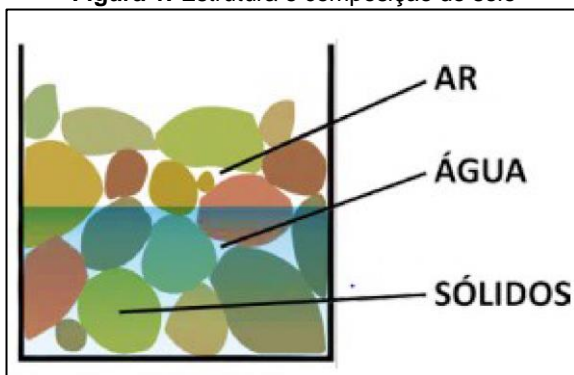
REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Formação do solo

Pode-se denominar como solo tudo aquilo que apresenta matérias com uma degradação facilitada, que esteja na presença do ar, do sol, da água e dos seres vivos (TOLEDO, 2019).

Para Souza e Bastos (2015) “O solo é um material natural e heterogêneo e por ser formado pela aglomeração de minerais, os quais na desintegração das rochas passam a formar os solos, formam um sistema de três fases” (Figura 1).

Figura 1: Estrutura e composição do solo



Fonte: SOUZA & BASTOS (2015)

Ao se analisar a vida na Terra, consegue-se dizer que direta ou indiretamente os organismos são dependentes do solo. E este se denomina como um corpo natural apresentando características como surgimento demorado, sem reprodução e que “morre” facilmente (LIMA & LIMA, 2019).

Os solos têm como base para a formação um conjunto de processos, de diferentes naturezas como físico, químico e biológicos. A interação entre as partículas, o vento, a temperatura e a pressão são alguns processos físicos, já a presença de água, ácidos, sais e bases está dentro do processo químico. Consequentemente, a atuação dos micro-organismos, da matéria orgânica e das raízes de plantas se englobam no processo biológico. De acordo com a junção destes processos, ocorre a fragmentação das rochas formando partículas menores e, portanto, tipos de solos variados (ANDREOLI et al, 2019).

Fatores de formação do solo

Os variados tipos de solos apresentam em sua composição fatores que influenciam no decorrer de sua formação e com isso geram várias composições diferentes. Dentre estes fatores, estão o clima, o material de origem, o relevo, os organismos e o tempo cronológico (LIMA & LIMA, 2019).

Clima

Por meio da energia solar, da umidade e da precipitação, o clima interfere na formação dos solos. Este fator tem grande influência sobre os outros já que pode controlar a intensidade e o tipo dos demais processos (GUERRA & BOTELHO, 1996).

Material de origem

Os materiais de origem são os maiores definidores dos variados tipos de solo. Por meio da decomposição de diferentes rochas, nascem os variados tipos de solo, os quais podem ser constituídos de materiais de natureza mineral ou também de materiais orgânicos (LIMA & LIMA, 2019).

Relevo

Segundo Pes e Arenhardt (2015), este fator apresenta maior domínio sobre a classificação de água e luz solar. Desta maneira, os locais em que se encontra uma inclinação maior apresenta uma menor quantidade de solo, pois a água tende a permanecer menos tempo e causar menor erosão. Por outro lado, os locais planos apresentam maior profundidade de solo, em virtude da água percolar lentamente e esse tende a receber a erosão.

Organismos

Dentre os muitos fatores que influenciam a formação dos solos está o trabalho dos organismos. De acordo com Rhoden, et al. (2019), eles têm

importância, pois ajudam na quebra de ligações químicas entre minerais fazendo com que ocorra a degradação das rochas.

Tempo

O tempo tem um grande poder sobre as diferentes características dos solos, visto que quanto maior o tempo de exposição do clima e dos organismos sobre a rocha mais intemperizada ela será, ou seja, serão solos que quase não apresentarão minerais herdados da rocha, portanto serão profundos e ácidos (RHODEN, et al., 2019).

Definição de Desempenho

Por definição são normalmente solos de origens sedimentares geralmente saturados em sua maioria argilosos, este solo tem suporte a baixa permeabilidade e alta compressibilidade. Essas características impactam no comportamento do solo, que no momento que é submetido à variação de tensões efetivas, tal como, um aterro em cima da camada apresenta grandes deformações. O critério citado previamente defini o cenário de grandes deformações encontra-se em Martins e Abreu (2002).

Os recalques decorrem por um longo tempo, uma vez que as baixas permeabilidades desses materiais, dissipam o excesso de poropressão gerado, de forma que o carregamento seja lento.

Conforme PINTO (2006), os solos são classificação como mole pela equação a seguir:

Índice de consistência (IC) < 0,5:

$$IC = \frac{LL - w}{LL - LP}$$

Onde:

LL = Limite de Liquidez

w = teor de umidade

LP = Limite de Plasticidade

Usando a tabela 1 para classificar.

Tabela 1: Consistência da argila conforme o índice de consistência

Índice de Consistência	Consistência da argila
< 0,5	Mole
0,5 a 0,75	Média
0,75 a 1	Rija
> 1	Dura

Fonte: Adaptado de PINTO (2006)

Nspt é o parâmetro responsável por medir a resistência do solo a penetração, consiste em golpear o solo de 30 em 30 cm com amostrador padrão, após os 15 primeiros centímetros. A classificação apresentada na tabela 2 refere-se a consistência em função do Nspt.

Tabela 2: Nspt define a consistência da argila.

NSPT	Consistência da argila
< 2	Muito mole
3 a 5	Mole
6 a 10	Média
11 a 19	Dura
>19	Muito dura

Fonte: Adaptado de PINTO (2006)

Resistência a compressão simples $\leq 50\text{kPa}$:

A carga necessária para levar a ruptura o corpo de prova, dividida pela área da seção transversal do corpo é a resistência a compressão simples (PINTO, 2006).

Como pode observar na tabela 3 a classificação usada.

Tabela 3: Consistência da argila conforme a resistência à compressão simples.

Resistência (kPa)	Consistência da argila
< 25	Muito mole
25 a 50	Mole
50 a 100	Média
100 a 200	Rija
200 a 400	Muito rija
>400	Dura

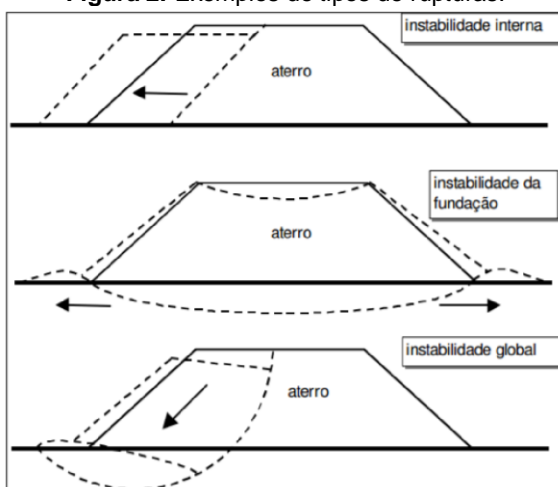
Fonte: Adaptado de PINTO (2006)

Soluções para obras em solos moles

Em relação ao comportamento real da obra surgem incertezas por causa da variação geotécnica e previsão com dificuldades apuradas da dissipação do excesso de poro-pressão e os deslocamentos que ocorrem na argila.

As análises das condições de estabilidade interna e externa, aterro e fundação respectivamente, e estabilidade global, aterro mais fundação, como modelos de rupturas ilustrados na Figura 2, são grandes fatores de relevância a serem estudados (ALMEIDA, 1996).

Figura 2: Exemplos de tipos de rupturas.



Fonte: ALMEIDA (1996)

Com o decorrer dos anos e décadas foram desenvolvidas técnicas e aperfeiçoadas com a finalidade de diminuir ou eliminar os problemas gerados pela alta compressibilidade e baixa permeabilidade dos solos moles.

Aplicação de sobrecarga temporária

A aceleração dos recalques por adensamento primário e compensação dos recalques por compressão secundária é a técnica aplicada no aterro convencional com sobrecarga temporária, estabilizando os recalques, retira-se a sobrecarga, eliminando-a.

Esses recalques provocados pela sobrecarga serão estabilizados assim que atingirem a altura final, este método consiste em manter a sobrecarga durante um tempo até que atinja a altura final desejada do aterro.

Com tempo de estabilização grande, permeabilidade alta do solo e grande volume a ser descartado, são desvantagens deste processo.

Bermas de Equilíbrio

São elementos utilizados para garantir a estabilidade global do conjunto formado pelo solo mole e aterro, de modo que a estrutura compense os momentos de instabilidades em consequência aumente o fator de segurança. Vale lembrar que a restrição de espaço e material disponível pode inviabilizar o uso das bermas de equilíbrio.

Substituição do solo mole (parcial ou total)

A substituição do solo mole, se dá na retirada do solo por meio de dragas e escavadeiras e na colocação de aterro substituindo o solo retirado.

Primeiro é preparado o aterro para permitir o acesso de máquinas e equipamentos permitindo que seja feita a dragagem e escavação daquele solo e em seguida é preenchido com o material do aterro.

Drenos verticais

Feitos de areia eram os primeiros drenos, atualmente são utilizados geodrenos, são fabricados com filtro geossintéticos e núcleo de plástico.

A utilização de drenos verticais tem a função de acelerar o processo de adensamento do solo através da combinação da drenagem radial com a drenagem vertical, promovendo uma redução no caminho percorrido pelas partículas de água durante o processo de fluxo, sem alteração no valor final do recalque (HAUSMANN, 1990).

Executa-se inicialmente sobre a camada de solo, uma camada drenante, seguida da cravação dos drenos e execução do corpo de aterro.

A cravação é o posicionamento do dreno no interior do mandril, uma haste vertical vazada.

Aterro estaqueado

Tem como princípio introduzir os elementos de estacas, estes que atuam como elementos rígidos capazes de absorver uma parcela elevada das cargas que ali foram aplicadas e retransmiti-las as camadas mais resistentes do subsolo, o aterro estruturado apoia-se sobre as estacas ou colunas.

A distribuição das cargas para as estacas pode ser feita através da utilização de capitéis, geogrelhas ou lajes presentes no topo das estacas, entre o solo mole e o aterro. Esse tipo de solução minimiza ou até mesmo, elimina os recalques, além de melhorar a estabilidade do aterro. Além disso, possui a grande vantagem de possibilitar o alteamento do aterro em uma só etapa, minimizando o tempo de execução do mesmo, essa metodologia executiva também pode ser utilizada com base no uso de colunas granulares que, além de produzirem menores deslocamentos horizontais e verticais do

aterro em comparação ao aterro convencional ou sobre drenos, também promove a dissipação do excesso de poropressão por drenagem radial, acelerando os recalques e aumentando a resistência ao cisalhamento da massa de solo de fundação (ALMEIDA & MARQUES, 2010).

Aterro leve

A magnitude dos recalques primários dos aterros sobre camadas de solos moles é função do acréscimo de tensão vertical causado pelo aterro construído sobre a camada de solo mole. Logo, a utilização de materiais leves no corpo de aterro reduz a magnitude desses recalques. Essa técnica, denominada aterro leve, tem como vantagem adicional a melhoria das condições de estabilidade desses aterros, permitindo também a implantação mais rápida da obra, diminuindo ainda os recalques diferenciais (ALMEIDA & MARQUES, 2010).

Etapas do projeto

A primeira etapa consiste em programar a investigação geotécnica e sua realização. A programação inicia o reconhecimento do terreno por mapas geológicos e pedológicos, fotografias aéreas e levantamento do banco de dados de áreas próximas.

Posteriormente, as fases consistem na execução de investigações preliminares e complementares, estas preliminares visam principalmente determinar a estratigrafia da área de estudo, serão realizadas sondagens a percussão e ensaios de caracterização.

Investigações complementares são realizadas após as preliminares, essas podem ser realizadas em laboratório ou em campo, possuem objetivo de definir parâmetros geotécnicos e modelos geomecânico de solo mole, estes que podem ser utilizados nos cálculos de estabilidades e recalques.

As investigações permitem a visão e análise conjunta de todos os resultados obtidos em laboratório ou ensaios de campo, possibilitando um melhor entendimento do comportamento das camadas de depósito de solo mole, avaliando a coerência nos resultados de diferentes ensaios, é indispensável a obtenção dos parâmetros corretos para antecipar o comportamento da obra de aterro em solos moles.

Sondagem a percussão associada ao SPT

Visando a definição dos tipos de solos, profundidades de ocorrência dos mesmos e posição do nível d'água de modo que se possa obter o perfil estratigráfico, é feita a investigação preliminar do terreno que consiste essencialmente na realização de ensaios de sondagens de simples reconhecimento com SPT, cujo procedimento de ensaio é normalizado pela NBR 6484 (ABNT, 2001).

A principal informação nessa fase de investigação é a definição da espessura das camadas de argila mole, do aterro superficial, das camadas intermediárias com outras características e do solo subjacente. As curvas de isoessuras de camadas são muito úteis para a fase de avaliação dos métodos construtivos a serem adotados em cada área da obra (ALMEIDA & MARQUES, 2010).

Piezocone

O ensaio de penetração de cone in situ é realizado com base em procedimentos recomendados pela Norma Brasileira de Ensaio de Cone, MB 3406 (ABNT, 1990).

Este ensaio consiste em cravar no terreno uma ponteira cônica de 60° de seção transversal com área de 10cm² e velocidade constante de 2 cm/s.

A padronização da velocidade de cravação é importante visto que o valor da resistência varia cerca de 10% por ciclo logarítmico da velocidade de cravação (LEROUEIL & MARQUES, 1996).

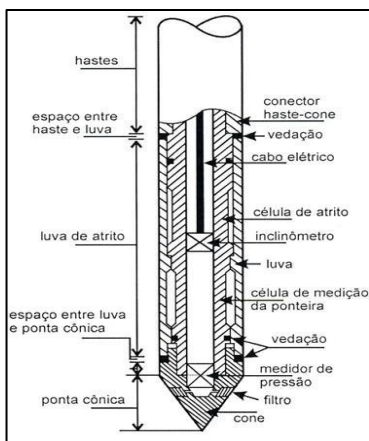
O piezocone apresenta células de carga que medem a resistência de ponta (q_c), atrito lateral (f_s) e a poropressão (u) (LUNNE et al, 1997).

Determinar a estratigrafia do subsolo e identificar os materiais correspondentes são as principais aplicações do piezocone.

Os resultados dos ensaios de Piezocone são muito úteis na estimativa do comportamento típico dos solos, definição do perfil contínuo de resistência não drenada (de forma indireta a partir da resistência de ponta do cone corrigida, q_t , e do fator de cone N_{kt}) e obtenção dos coeficientes de adensamento do solo a partir do ensaio de dissipação, as medidas de resistência são realizadas continuamente com a penetração do cone no terreno. Nos ensaios do piezocone as medidas de resistência são corrigidas devido a forma desigual na qual a poropressão atua na geometria da ponta do instrumento (ALMEIDA & MARQUES, 2010).

No CPT e CPT_u, o esforço necessário para cravar o cone (q_c), atrito lateral (f_s). O inclinômetro dentro da sonda garante a verticalidade da sonda, no CPT não há medidor de pressão e filtro (Figura 3).

Figura 3: Características da Sonda do Piezocone



Fonte: LUNNE et al (2002)

A resistência não drenada (S_u) obtida indiretamente a partir de dados obtidos no ensaio de piezocone pode ser estimada a partir de diversas equações (LUNNE et al, 1997). No entanto, os ensaios de Palheta são mais comumente utilizados para finalidade de estimar a resistência não drenada (ALMEIDA & MARQUES, 2010).

A razão correspondente entre o atrito lateral e a resistência de ponta do cone, em porcentagem:

$$R_f = (f_s/q_c) \times 100$$

Com essa relação é possível determinar o tipo de solo ensaiado. Valores baixos obtidos, estão associados a altos valores de “ q_t ” que representa material arenoso de comportamento drenado. Entretanto valores altos de “ R_f ” estão associados aos baixos valores de “ q_t ” o que representam solos de materiais argilosos de baixa consistência, argilas moles.

O ensaio de dissipação do excesso de poropressões geradas durante a cravação do piezocone no solo pode ser interpretado para estimativa do coeficiente de adensamento horizontal (ch). Por meio deste é possível determinar o coeficiente de adensamento vertical (cv), corrigido em função das diferentes condições de contorno existentes no campo e no laboratório (estado de tensões distintos). Esse ensaio consiste em interromper-se a cravação do piezocone em profundidades preestabelecidas, até atingir-se, no mínimo, 50% de dissipação do excesso de poropressão (ALMEIDA & MARQUES, 2010).

Atualmente o método mais utilizado de estimativa de ch é o de Hously e Teh (1988), que leva em conta o índice de rigidez do solo (IR), como fator tempo.

Efeito da sobrecarga Assimétrica em estacas

Os deslocamentos no interior da massa de solo são induzidos pela pressão aplicada sobrecarga unilateral aplicada, tanto na direção vertical quando na direção horizontal.

No caso de haver estacas nas proximidades da área carregada, estas se constituirão num impedimento à deformação do solo e, conseqüentemente, absorverão as cargas provenientes desta restrição. As cargas atuantes nas estacas serão tão maiores quanto maiores forem as limitações das deformações impostas pela presença das mesmas (DANZIGER, 2016).

Para análise e determinação dos esforços de flexão que estão atuando sobre as estacas deve distinguir duas situações distintas, conforme mostrado no Quadro 1, a seguir:

Quadro 1: Situações distintas para análise dos esforços de flexão sobre estacas

Estacas cravadas em solos predominantemente arenosos, fofos
Deformações que ocorrem nesse caso devido à uma sobrecarga assimétrica é pequena. Com isso, as tensões de flexão agindo nas estacas podem ser desprezadas, uma vez que são muito baixas.
Estacas cravadas em solos moles
O efeito da sobrecarga assimétrica em solos argilosos moles os torna susceptíveis ao adensamento. Dessa forma, haverá deslocamentos horizontais que causarão efeitos consideráveis nas estacas.

Fonte: DANZIGER (2016)

No segundo caso (estacas cravadas em solos moles), esses efeitos podem causar danos graves às estacas, caso não tenham sido dimensionadas de modo a atender a estas solicitações. Tendo em vista isso, é preferível e mais favorável executar a instalação das estacas posteriormente a execução e compactação do aterro caso esse venha a causar um carregamento assimétrico (DANZIGER, 2016).

Interessante notar que nestes casos, de acordo com Danziger (2016), como primeira tentativa para minimizar o problema, é comum se estudar a viabilidade de se afastar a causa ou diminuir ao máximo seus efeitos, conforme o Quadro 2.

Quadro 2: Métodos utilizados para minimizar o efeito da sobrecarga assimétrica

Métodos
Remoção do trecho em argila mole (quando não muito espesso)

Pré-carregamento do aterro, com ou sem emprego de drenos para acelerar os recalques, com consequente melhoria da resistência ao cisalhamento do material de fundação. Esta solução é empregada especialmente quando se deseja aumentar o fator de segurança à ruptura global
Diminuição do valor da sobrecarga com utilização de material de aterro com pequeno peso específico, ou seja, alta porosidade
Utilização de estacas que produzam pequenos deslocamentos quando da sua cravação, como perfis metálicos e estacas tubulares, de modo a reduzir o amolgamento e a indução de pressões neutras
Utilização de estacas com adequada resistência à flexão e orientadas com o seu eixo de maior inércia normal à direção do movimento;
Encamisamento das estacas no trecho sujeito aos maiores deslocamentos.

Fonte: DANZIGER (2016)

Destaca-se os seguintes fatores que mais influenciam na distribuição das pressões laterais que atuam sobre as estacas: altura e peso específico do material de aterro ou armazenado, as características da camada compressível, a rigidez e geometria das estacas, as distâncias das estacas à sobrecarga e o tempo.

Considerando o último dos fatores acima, convém ressaltar que a situação existente após a realização do aterro pode não ser necessariamente a pior. Ao longo do tempo, embora haja um acréscimo de resistência devido ao adensamento, resultando numa influência favorável, por outro lado, as deformações também aumentam, resultando num fator desfavorável. Não é possível, portanto, prever de um modo geral, qual dessas influências irá comandar o comportamento conjunto. É possível que a fundação seja estável durante certo período de tempo e que, apenas depois de alguns meses ou anos, haja sinais de ruína (DANZIGER, 2016).

Método de De Beer e Wallays (1969 e 1972)

Este método empírico é bastante difundido na prática da engenharia e considera a posição relativa da sobrecarga em relação as estacas e também o efeito “sombra” entre as mesmas.

Com base nos resultados de estudos conduzidos em Amsterdã (HEYMAN e BOERSMA, 1962) e no norte da Alemanha (LEUSSINK e

WENZ, 1969), e para prever com segurança as forças de flexão em estacas, esses autores distinguiram dois casos: Caso A: A tensão de cisalhamento no solo é suficientemente menor que o valor de ruptura; Caso B: A tensão de cisalhamento está próxima do valor de ruptura.

Caso A

Este método foi proposto para o caso em que as tensões cisalhantes no solo são suficientemente menores do que os valores de ruptura, quando a sobrecarga atuante é uniforme, a tensão horizontal (P_h) é igual a sobrecarga atuante (q), na camada sujeita a deformação horizontal.

Para sobrecarga não uniforme, por exemplo, limitada por talude utiliza um fator de redução f , que é o ângulo do talude fictício menos metade do ângulo do talude, tudo dividido por metade de π menos metade do ângulo do talude.

Para chegarmos a altura fictícia do aterro, usamos o produto da altura real do aterro com o peso específico do aterro e dividimos esse produto pelo peso específico do material utilizado.

Vale lembrar que o método proposto só é seguro quando existe uma ampla margem de segurança contra a ruptura global. De Beer e Wallays (1972) ressaltam que as análises dos dados das pesquisas realizadas por diversos autores descritas na bibliografia indicam que este método só deve ser aplicado quando o fator de segurança global, desprezando a presença das estacas for superior a 1,4 (ALONSO, 1989). Danziger (2016) sugere, no entanto, a adoção de fator de segurança contra a ruptura global de 1,6.

De Beer & Wallays (1972), ressaltam que o método semiempírico proposto é aproximado. Seu único objetivo é a obtenção de uma estimativa do valor máximo do momento fletor. O método, segundo os autores, não sugere o estabelecimento da variação do momento fletor ao longo da estaca. Portanto, por razão de segurança, as estacas devem ser reforçadas ao longo de todo o seu comprimento para o máximo momento calculado.

Caso B

Este método foi proposto para o caso em que as tensões cisalhantes no solo se aproximem dos valores de ruptura, o que acontece quando o fator de segurança de ruptura global é baixo, submetidas a carregamentos maiores que o indicado pelo método anterior, as estacas foram submetidas.

Nessa situação, De Beer e Wallays (1972) e De Beer (1972) recomendam que o carregamento horizontal máximo atuante na estaca seja calculado com base no trabalho de Brinch Hansen (1961), considerando uma região de influência para cada estaca três vezes o seu diâmetro.

ESTUDO DE CASO

O artigo teve como base o estudo do “Complexo Industrial de Biotecnologia em Saúde da Fundação Oswaldo Cruz (Cibs/Fiocruz)”, localizado em Santa Cruz, no estado do Rio de Janeiro, tratando-se das fases de terraplanagem e estaqueamento da obra, abordarei ensaios, soluções, instrumentos adotados.

O serviço de estaqueamento durou cerca de 2 anos, meados de maio de 2015 até final de junho de 2017, a terraplanagem durou cerca de 2 anos e 5 meses, entre dezembro de 2015 até abril de 2018, levando em consideração o trecho estudado, prédio 18.

Sondagem

Foram executados ao todo 233 furos associadas ao SPT, de acordo com boletim de ensaio da obra SP-163, com perfil estratigráfico composto por uma camada de 0,54 m de aterro de conquista arenoso, sobrejacente à camada de 1,08 m de espessura de argila arenosa mole a muito mole, subjacente a esta camada há presença da camada de 2,90 m de espessura de areia média fofa a pouco compacta, que por vez é sobrejacente à camada de argila orgânica muito mole de 7,47 m de espessura.

Vale salientar que nas demais sondagens SPT feitas na área, a argila mole orgânica muito mole teve variação de 7,47 m (SP-163) a 11,62 m (SP-157) e a posição do nível da água variou de 0,66 m (cota 1,69m) a 0,92 m (cota 1,43m) abaixo do terreno. Em toda a extensão de obra a camada mole foi no máximo de 14 m e mínima de 2,44 m.

Futuramente durante a cravação das estacas, foi visto que a penetração das estacas foi de 35 m, como o terreno se encontra em cota +2,34m, a média de penetração das foi de -32,44m.

Piezocone

Os ensaios realizados próximo as sondagens previamente realizadas propensas a criar as ilhas de investigação, sendo realizados 8 peris de piezocone com o total de 128,92m de intervalo ensaiado e 15 ensaios de dissipação, incluindo coordenadas e profundidades atingidas, cota do terreno e o coeficiente horizontal de adensamento (Ch).

A sondagem CPTU 163 com coordenadas 7469780.07 NORTE e 630928.45 LESTE, profundidade de ensaio de 17,16m , profundidades de dissipação 10m e 11m com Ch de 15m²/ano e 52m²/ano respectivamente, na cota do terreno 2,35m. Foram os dados e resultados obtidos para o SP-163 no ensaio de Piezocone.

A terminologia CPTU 163, se refere ao ensaio realizado no mesmo local que foi realizado a sondagem à percursão SP-163.

Sobrecarga temporária e geodrenos

Na terraplanagem foi previsto sobrecarga temporária de 1,20m para o trecho estudo, considerando uma camada de colchão drenante de 0,50m de espessura.

Como a malha de geodrenos dimensionada com espaçamento de 2,0 x 2,0m e estimando-se um tempo de estabilização dos recalques de 8 a 13 meses após a conclusão de terraplanagem, foi dada a continuidade das leituras de placas de recalque, que serveriam como base para estimar o tempo de estabilização total. Sendo assim possível estimar precisamente a retirada da sobrecarga.

Feito de forma majoritária de modo estático e vibratório a instalação dos geodrenos, por meio de escavadeira adaptada com broca na ponta. No projeto as profundidades de cravação variam de 13m e 17m e os pré-furos entre 3m e 5m, de acordo com as camadas do solo iniciais. A cravação vibratória foi avaliada pela equipe geotécnica para ter plena certeza de que este método atendesse os requisitos do projeto, analisando os dados das placas de recalques da área, conclui-se que o comportamento ao longo de 8 meses de monitoramento era compatível com as solicitações do projeto em relação ao avanço dos recalques. Com isso foi liberado a cravação pelo método vibratório desde que fosse utilizado um mandril com área transversal máxima de 72 cm² (60mm x 120mm) assim minimizando o amolgamento do solo.

O equipamento usado na vibração é semelhante ao utilizado no estático, entretanto a vibração da máquina permite que o mandril penetre com mais facilidade no solo, deixando de ser necessário o pré-furo. Com isso há aumento de produtividade mesmo tendo variação devido as constantes manutenções nos equipamentos.

Instrumentos

Para monitorar a obra foram instaladas placas de recalque, piezômetros e inclinômetros, ao todo foram 12 piezômetros, sendo 4 colunas com 3 equipamentos em cada, 4 inclinômetros e mais 84 placas de recalque, espalhados pelo terreno total da obra. Na área estudada do prédio 18, foi instalada 1 placa de recalque, 1 coluna com 3 piezômetros e 1 inclinômetro.

De início foi feito a leitura inicial, denominada “zero” de todos os instrumentos, durante o processo de construção do aterro as leituras eram executadas duas vezes por semana e quando não havia colocação de aterro era feita leitura uma vez por semana.

Método aplicado

Foi abordado neste artigo a análise do solo mole do “Complexo Industrial de Biotecnologia em Saúde da Fundação Oswaldo Cruz (Cibs/Fiocruz)”, mais precisamente no prédio 18. Feita análise prévia do solo,

foi constatado que seria necessário o uso de perfis metálicos para as estacas que compõem as fundações, perfis este: W250x38,5 , W310x52,0 , HP310x79,0 , HP310x125,0. Previsto a ordem no projeto de execução, primeiro seria feito obras de terraplanagem depois o adensamento do solo mole e após isso daria-se início as obras das fundações, porém o cliente optou em alterar o cronograma, fazendo com que o início das obras de fundações fosse juntamente com as obras de terraplanagem e somente após isso foi feito o adensamento do solo. Considerando esta decisão, foi necessário avaliar possíveis consequências, uma sendo o efeito “sombra”, que os esforços horizontais são reduzidos conforme as estacas vão se distanciando da sobrecarga.

O CPTU 163 indicou uma camada de areia siltosa que se estende até 5m seguida de uma camada de argila mole até 13m e por fim uma camada de areia siltosa até o final do ensaio, os dados do ensaio de dissipação apresentou valores de coeficiente horizontal de adensamento (Ch) com pouca variação, sendo uma característica de solo argiloso com baixa permeabilidade.

Os geodrenos foram instalados por meios estáticos e vibratório. Também instalados piezômetros, inclinômetros e placas de recalque.

CONCLUSÃO

Destacando a importância de um bom planejamento e execução, chegou –se a conclusão da importância de uma boa sondagem SPT para verificar o tipo de solo mais precisamente, assim prevendo melhor o comportamento do solo mole durante a obra, com ajuda dos dados obtidos em ensaios laboratoriais.

As soluções utilizadas foram a sobrecarga temporária, instalação de geodrenos verticais associados a sobrecargas temporárias e bermas de equilíbrio.

A utilização de Piezômetros, Inclinômetros e Placas de recalque, foram de extrema importância para análise da movimentação do aterro.

Feita análise do efeito Sombra inicialmente para todos os perfis metálicos, chegou-se a conclusão que a diferença era pouca entre os perfis e tomou-se a decisão de fazer apenas para os extremos.

Foi realizada o início das obras de fundações juntamente com a terraplanagem, somente depois foi realizado o adensamento do solo.

Com isso este trabalho destacou a importância de obter os parâmetros corretos geotécnicos para que possa prever o comportamento do solo mole durante a obra, tais parâmetros obtidos por meio de investigações geotécnicas preliminares e complementares.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT – Associação brasileira de normas técnicas, NBR 12069 (MB3406): **Solo – Ensaio de penetração in situ (CPT)**, Rio de Janeiro, ABNT, 1990.

ABNT – Associação brasileira de normas técnicas, NBR 6484: **Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio**, Rio de Janeiro, ABNT, 2001.

ALMEIDA, M. S. S., MARQUES, M. E. S., **Aterros Sobre Solos Moles: Projeto e Desempenho**, Oficina de Textos, São Paulo, 2010.

ALMEIDA, Márcio de Souza S. **Aterros sobre solos moles: da concepção à avaliação do desempenho**. Rio de Janeiro, Editora UFRJ, 1996.

ALONSO, U. R., **Dimensionamento de fundações profundas**, 1989.

ANDREOLI, Cleverson V.; ANDREOLI, Fabiana de Nadai; JUSTI JUNIOR, Jorge. **Formação e Características dos Solos para o Entendimento de sua Importância Agrícola e Ambiental**. 2019. Disponível em: http://www.agrinho.com.br/site/wp-content/uploads/2014/09/31_Formacao-de-caracteristicas.pdf. Acesso em: 04 de outubro de 2020

BRINCH, B. J., The ultimate resistance of rigid piles against transversal forces, The Danish Geotechnical Institute, 1961.

CRESPO NETO, F. N. **Efeito da velocidade de rotação na tensão cisalhante obtida em ensaio de palheta**. 2004. Tese de Doutorado. Dissertação de mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

DE BEER, E. E., WALLAYS, M., **Die Berechnung der waagerechten, Beanspruchung von Pfählen in Weichen Biden**, 1969.

GERSCOVICH, Denise; SARAMAGO, Robson; DANZIGER, Bernadete Ragoni. **Contenções: teoria e aplicações em obras**. Oficina de Textos, 2019.

GUERRA, Antônio José Teixeira; BOTELHO, Rosangela Garrido Machado. **Características e Propriedades dos Solos Relevantes para os Estudos Pedológicos e Análise dos Processos Erosivos**. 1996. Disponível em: <https://revistas.ufrj.br/index.php/aigeo/article/viewFile/6168/4765>. Acesso em: 04 de outubro de 2020.

HAN, JIE & GABR, M. (2002). **Numerical Analysis of Geosynthetic-Reinforced and pile**-HAUSMANN, Manfred R. **Princípios de engenharia de modificação do solo**. 1990.

HOULSBY, G. T.; TEH, C. I. Analysis of the piezocone in clay. In: **International Symposium on penetration testing; ISOPT-1**. 1. 1988. p. 777-783.

JAMIOLKOWSKY, M. New developments in field and laboratory testing of soils. In: **Proc. 11th ICSMFE**. 1985. p. 57-153.

LEROUEIL, S.; MARQUES, M. E. S. Importance of strain rate and temperature effects in geotechnical engineering, Measuring and Modeling Time Dependent Soil Behavior TC Sheahan, VN Kaliakin, 1–60. **Am. Soc. of Civ. Eng., New York**, 1996.

LIMA, Valmiqui Costa; LIMA, Marcelo Ricardo de. **Formação do Solo**. 2019. Disponível em: http://www.mrlima.agrarias.ufpr.br/SEB/arquivos/formacao_solo.pdf. Acesso em: 04 de outubro de 2020.

LUNNE, T.; BERRE, T.; STRANDVIK, SI. Sample disturbance effects in soft low plastic Norwegian clay. In: **Symposium on Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics** CAPES-Fundação Coordenação do Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior; CNPq-Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico; FAPERJ-Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado do Rio de Janeiro; FINEP-Financiadora de Estudos e Projetos. 1997.

LUNNE, Tom; POWELL, John JM; ROBERTSON, Peter K. **Cone penetration testing in geotechnical practice**. CRC Press, 2002.

LEUSSINK, H.; WENZ, K. P. Storage yard foundations on soft cohesive soils. **Proc., 7th ICSMEE**, v. 2, p. 149-155, 1969.

MARANGON-2018. **Mecânica dos solos II – edição 2018**, Faculdade de engenharia - NUGEO. Disponível em: <https://www.ufjf.br/nugeo/files/2013/06/MARANGON-2018-Cap%20c3%adulo-01-Hidr%20a1ulica-dos-Solos-20181.pdf>. Acesso em: 03 de outubro de 2020.

MARTINS, I. S. M., ABREU, F. R. S., **Uma solução aproximada para o adensamento unidimensional com grandes deformações e submersão de aterros**, Revista Solos e Rochas, São Paulo, v. 25, p. 3-14, 2002.

MB, ABNT. 3406 (1990): Solo–Ensaio de penetração de cone in situ (CPT). **CB-02, Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas**.

NBR, ABNT. 6484: Solo-Sondagem de Simples Reconhecimento com SPT–Método de Ensaio. **Rio de Janeiro**, 2001.

PES, Luciano Zucuni; ARENHARDT, Marlon Hilgert. Solos. **Santa Maria: Colégio Politécnico da Universidade Federal de Santa**, 2015.

PINTO, Carlos de Souza. Curso básico de mecânica dos solos. **São Paulo: Oficina de Textos**, v. 3, 2006.

RHODEN, Anderson Clayton et al. **Fatores de Formação dos Solos na Região de Itapiranga.** 2019. Disponível em: <http://faifaculdades.edu.br/eventos/AGROTEC/1AGROTEC/arquivos/resumos/RES18.pdf>. Acesso em: 04 de outubro de 2020.

SOUZA, Jéssica Siqueira de; BASTOS, CWDAM. Mecânica dos solos. **Brasília: NT Editora**, 2015.

Supported Earth Platforms Over Soft Soil. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering - J GEOTECH GEOENVIRON ENG. Disponível em: https://www.researchgate.net/publication/245294022_Numerical_Analysis_of_Geosynthetic-Reinforced_and_Pile-Supported_Earth_Platforms_over_Soft_Soil. Acesso em: 03 de outubro de 2020.

TOLEDO, Maria Cristina Motta de et al. Intemperismo e Pedogênese. 2019. Disponível em: https://midia.atp.usp.br/impessos/lic/modulo02/geologia_PLC0011/geologia_top07.pdf. Acesso em: 04 de outubro de 2020.

VAN DORP, T. Construindo sobre geofoam EPS nas 'terras baixas'. Experiências na Holanda. In: **Anais de simpósio internacional sobre o método de construção EPS (Poli-Estirol Expandido) (EPS Tokyo'96)**. 1996.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. Fundações Critérios de Projeto. **Investigação do Subsolo, Fundações Superficiais e Fundações Profundas**, v. 1, 20.

Carlos Alberto Farias Bleidão
UNISUAM

Helber Pereira Taboza
UNISUAM

Rachel Cristina Santos Pires
UNISUAM

RESUMO

O presente artigo propõe a substituição dos aterros convencionas sobre os solos moles que possuem uma grande preocupação na Construção Civil. Uma solução que já vem sendo aplicada no exterior, e vem ganhando seu espaço no cenário nacional é a aplicação de EPS (poliestireno expandido ou ISOPOR) como solo estrutural. Por possui um baixo peso específico, a construção de aterros com a utilização do isopor diminui completamente os recalques diferenciais, além de garantir leveza e segurança à estrutura. Diante desse cenário, a pesquisa apresenta estudos e propõe mudanças de estratégias que buscam contribuir para a eficiência na construção do aterro para rodovias, renovando o modo da construção de novas rodovias, garantindo a eficácia no funcionamento das estradas brasileira e aponta as atenções necessárias para a utilização do método. Através dos dados apresentados foi possível verificar que, desde que a utilização do método seja apropriada, a nova técnica para rodovias é vantajosa em vários aspectos em comparação a metodologia tradicional.

Palavras-Chave: Aterro ultraleve; Poliestireno expandido; Isopor.

INTRODUÇÃO

Atualmente o território brasileiro possui 1,7 milhão de quilômetros de estradas federais, onde se verificam problemas como buracos e falta de sinalização, que são os principais causadores de acidentes de trânsito. Segundo dados de 2017 do Indicador de Qualidade das Rodovias Federais, 30% das estradas federais são ruins ou péssimas. A falta de planejamento e de manutenção provocam desperdício de tempo e dinheiro no processo de construção de estradas (ICM, 2017).

Os solos moles que são uma realidade preocupante nas construções de rodovia, pois precisam, regularmente, de preparos específicos para receberem o asfalto visto que podem acarretar sérios problemas como recalques diferenciais elevados e até ruptura de um plano causada por sua baixa resistência ao cisalhamento, elevada compressibilidade e baixa

resistência mecânica que suportam apenas pequenos carregamentos, motivos que atrapalham a durabilidade da estrutura. No decorrer do procedimento da construção das rodovias são usados métodos como o uso de aterro estaqueado, geodrenos, mudança parcial ou total dos solos compressíveis e drenagem vertical com sobrecargas temporárias para resolver estes tipos de problemas.

Diante desse cenário, surge uma nova técnica denominada como Aterro Ultraleve de Isopor que visa minimizar e reduzir por completo os problemas devido ao solo mole presente nas rodovias. Além de inédito, esse método construtivo surge como uma alternativa econômica e prática no meio rodoviário, já que o isopor possui uma característica mecânica mais eficiente e um peso menor em comparação aos aterros convencionais.

O método usado para obter o respectivo estudo, foi por meio de coleta de dados através de referências bibliográfica, publicações, teses e artigos científicos, revista e sites relacionado ao Poliestireno Expansível – EPS com o intuito de abranger o conhecimento sobre a técnica de aterros ultraleve sobre os solos moles na construção de rodovias.

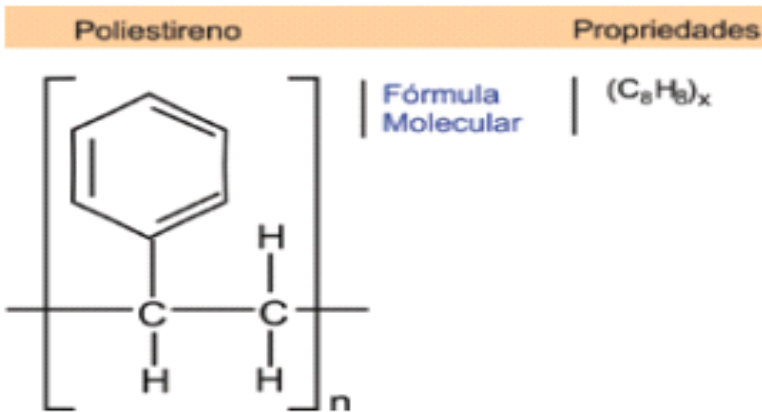
O objetivo dessa pesquisa é buscar ampliar e acrescentar conhecimentos sobre o Aterro Ultraleve de Isopor que apesar das vantagens apresentadas pelo método, a tecnologia ainda é pouco divulgada no país. A carência de métodos construtivos, experiência de campo e conteúdos científicos fazem com que esta técnica seja pouco utilizada na construção de rodovias brasileiras. Este motivo foi um dos cruciais para o desenvolvimento desta pesquisa.

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Poliestireno Expandido (EPS)

Antes de conhecer o método do aterro ultraleve, será apresentado o principal material utilizado nesse processo que é o poliestireno expandido que foi descoberto em 1949 pelos químicos Fritz Stastny e Karl Buchholz, quando trabalhavam nos laboratórios da Basf, na Alemanha, popularmente conhecido no Brasil como isopor (marca comercial registrada da Knauf Isopor LTDA). O Poliestireno Expandido - EPS (sigla universal padronizada pela ISO 1043/78) é um termoplástico formado a partir de derivados de petróleo, composto basicamente de 2% de poliestireno (carbono e hidrogênio) e 98% de vazios contendo ar, com estrutura molecular ilustrado na figura 01 (ABRAPEX, 2015).

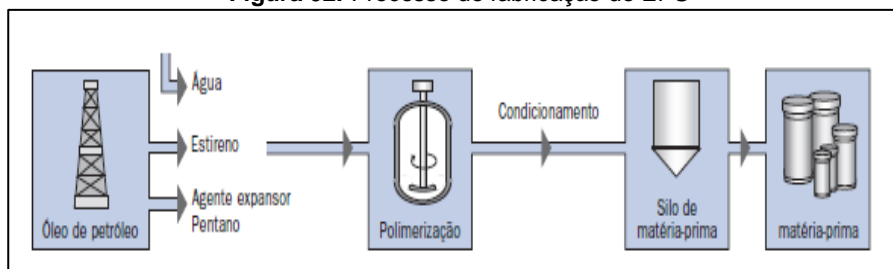
Figura 01: Fórmula molecular do poliestireno



Fonte: MONTEIRO, et al. (2016)

O processo de fabricação do EPS consiste, na adição do gás pentano (agente expensor) ao composto químico estireno na presença de vapor d'água como ilustrado na figura 02. Esse polímero se transforma em uma emulsão que sofre uma expansão de 50 vezes o volume inicial e se desagrega em grânulos ou pérolas de poliestireno com diâmetro de até 3,0 milímetros, depois é levado para o pré-expansor onde começa a ganhar volume e, conseqüentemente, reduz a densidade. O gás que está no interior das esferas começa a evaporar devido à alta temperatura que chega aproximadamente a 90°C e fazem com que elas ganhem volume cada vez mais, em seguida ele é conduzido para outro setor através de um tubo de plástico onde é submetida a mais um processo de expansão, logo após, o EPS é transferido para o Cillus que descarrega a energia estática nas suas linhas metálicas. Por fim o EPS é conduzido até os moldes responsável por fazerem se fundir superficialmente obtendo os blocos no formato retangulares e posteriormente cortados em diversos formatos e tamanhos. Durante o processo de fabricação é possível definir sua densidade que varia de até 16 kg/m³ a mais de 32 kg/m³ que influencia na maioria de suas propriedades, oferecendo o nível ideal de estabilidade para quaisquer aplicações (MANUAL DO MUNDO, 2017).

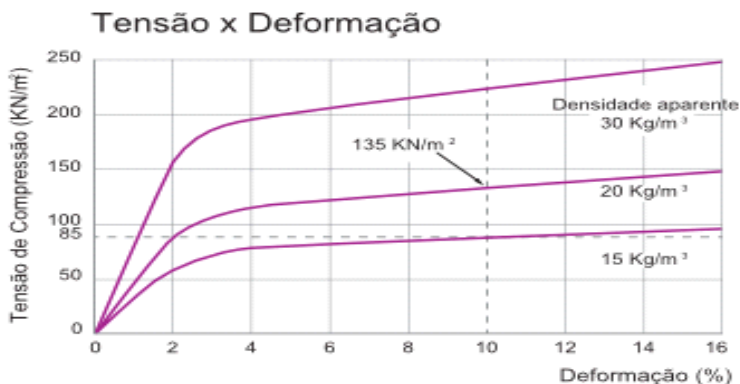
Figura 02: Processo de fabricação do EPS



Fonte: GROTE & SILVEIRA (2010)

É possível dizer que no imaginário popular, o poliestireno expandido (EPS), nome técnico do isopor, serve supostamente para aplicações cotidianas, tais como no uso de embalagens ou simplesmente trabalhos escolares. Entretanto, sua aplicação na construção civil já se consolidou devido as suas diversas vantagens, como o seu baixo custo no mercado em relação aos outros materiais utilizados na construção civil, apresentando alta resistência mecânica, além de distribuir as cargas atuantes por meio do processo de deformação, dissipando assim as tensões concentradas conforme demonstrado no gráfico 01.

Gráfico 01: Gráfico demonstrativo de resistência a tensão e deformação do EPS



Fonte: KNAUF (2018)

O EPS é considerado um material leve pois possui uma massa específica de $1,04 \text{ g/cm}^3$, uma vez que é um material 100% reciclável, o processo de fabricação em relação aos gases na atmosfera é reduzido, não emitindo CFC ou HCFC, não causando danos à camada de ozônio e não formam gás metano, causador do efeito estufa, além de ser um material inerte e estável (não sofre mutações), conseqüentemente não prejudica o ar, o solo e os lençóis freáticos, inclusive apresenta uma grande resistência ao

envelhecimento e a umidade, tendo uma vida útil de aproximadamente 500 anos (KANAUF, 2018).

Geomembrana Pead

Outro material de grande destaque do método aterro ultraleve é a geomembrana de polietileno de alta densidade (PEAD) que é um polímero termoplástico semicristalino, constituído por macromoléculas que são geradas através do processo de polimerização de compostos que contém uma adesão não saturada entre dois átomos de carbono (ERCOLINI & LAVOIE, 2019).

A geomembrana de PEAD são geossintéticos bastante utilizada em obras geotécnicas que podem exercer diversas funções e inclusive simultaneamente, tais como em sistemas de impermeabilização com a função de barrar fluxos em obras ambientais, de saneamento, hídricas e em barragens de rejeito de minérios, por sua vez também ganha espaço no método aterro ultraleve pela sua facilidade de instalação, por ser uma solução menos impactante ao meio ambiente e de grande importância para o processo de impermeabilização que possibilita uma maior proteção e preservação aos blocos de EPS reduzindo a entrada de líquido, gases e produtos químicos derramados pelo tráfego que infiltre pelo pavimento e atinjam o isopor, uma vez que ele é destruído quando em contato com alguns produtos derivado do petróleo (NASCIMENTO, 2009).

A geomembrana de PEAD está presente na preparação da superfície a ser coberta de acordo com o projeto, sua instalação é feita somente no local da obra devendo ser feitas ancoragens temporárias com sacos de areia para evitar que se desloquem com o vento até a soldagem da manta. São fornecidas nas espessuras que variam entre 0,5 a 5,0 mm e contendo uma alta resistência mecânica e proteção contra os raios ultravioleta (COLOMANETTI, 2006).

A figura 3 mostra a utilização da geomembrana de polietileno de alta densidade para a proteção dos EPS

Figura 03: Blocos de EPS revestido por geomembrana



Fonte: GEOSYNTHETICA (2016)

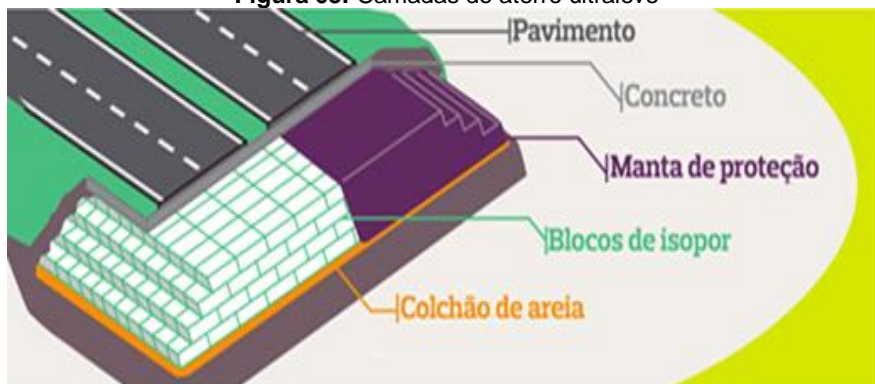
Aterro Ultraleve

Nos últimos dez anos a tecnologia teve uma grande evolução. A velocidade da informação e a facilidade de acessá-la em qualquer lugar do planeta, tem acelerado os processos de conhecimento e o uso de novas tecnologias. Há alguns anos, os noruegueses desenvolveram uma nova técnica denominada de Aterro Ultraleve que visa a construção de estradas sobre solos de baixa resistência, com a finalidade de evitar problemas como recalques e atrasos no prazo de entrega.

O novo método tem acelerado a construção de estradas brasileiras e funciona de forma semelhante a um-lego gigante, como ilustrado na figura 03, onde são empilhados grandes blocos de poliestireno expandido servindo como escora estrutural que devido a sua altura dissipa as cargas que são geradas pelo tráfego de veículos leves e pesados das rodovias, diminui o recalque, preservando a camada superficial da pista.

A técnica apresenta diversas vantagens, tais como na redução do tempo da execução em até mais de 50%, devido ao baixo peso dos blocos de EPS com cerca de 23kg/m^3 enquanto o material do aterro convencional que tem de 1500 a 1600kg/m^3 . Portanto, observa-se que a carga do isopor exercida sobre o solo mole é muito pequena em relação a carga do aterro convencional, tornando-se viável a sua aplicação sobre os solos de baixa resistência. O peso também interfere na execução de montagem que dispensa o uso de maquinários pesados, tais como escavadeiras, caminhões e compactador de solo, fazendo com que a obra se torne mais prática pois o trabalho é realizado de forma manual (RANIERI, 2015).

Figura 03: Camadas do aterro ultraleve



Fonte: ODEBRECHT (2013)

Outro benefício é a redução do custo da obra em cerca de 30% em comparação ao método convencional em decorrência do baixo preço dos materiais, redução do tempo da execução da obra, a dispensa de maquinários e a quantidade de mão de obra necessária para realização da construção devido ao seu peso como citado anteriormente, além de atenuar

o impacto no meio ambiente pois não é necessário a realocação do solo mole existente no local da obra. O EPS é considerado 100% reciclável permitindo o reaproveitamento para a fabricação de novos blocos de poliestireno expandido e não apresentar risco de contaminação para o meio ambiente, tanto na sua aplicação, quanto na fabricação dos blocos de isopor (ODEBRECHT, 2013).

A única restrição para a aplicação da técnica do aterro ultraleve, é a presença da subpressão causada por lençol freático. Por isso, devem ser executadas sondagens para averiguação do nível do lençol freático para o descarte da possibilidade de ocorrência desse efeito.

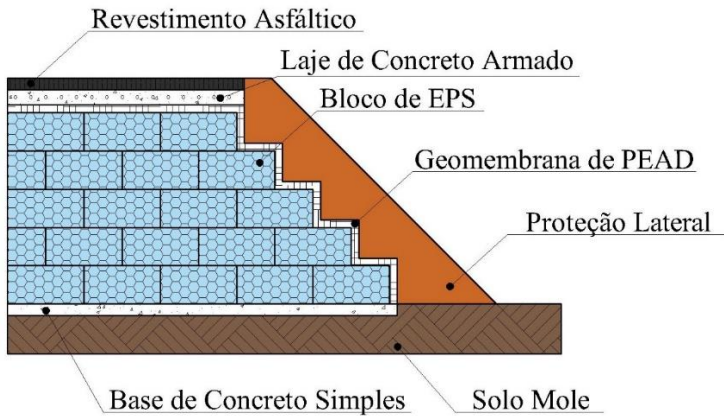
Processo De Execução

O processo da construção do método do aterro ultraleve consiste em apenas sete etapas bastante simples e práticas, mas que se deve tomar as suas devidas cautelas para que a obra seja concluída com o sucesso (GEOSYNTHETICA, 2016).

- Primeira etapa: Construção de uma base de concreto simples sobre o solo existente no local com espessura de aproximadamente de dez milímetro para proteção e preservação dos blocos de EPS;
- Segunda etapa: Colocação e o encaixe dos blocos de EPS com dimensão de quatro metros de comprimentos, um metro e cinquenta centímetros de largura e cinquenta centímetros de altura, de aproximadamente vinte e três quilograma por metros cúbicos e o empilhamento é de acordo com a cota de altura de cada projeto;
- Terceira etapa: Colocação de tubos drenos envolvidos por um geotêxtil não-tecido a cada duas camadas de blocos para facilitar a drenagem dos taludes e evitar empuxos indesejados ao EPS;
- Quarta etapa: Revestimento dos blocos por Geomembrana de PEAD de 1,0 mm de espessura para garantir a proteção e a durabilidade necessária para os blocos de EPS;
- Quinta etapa: Proteção lateral dos blocos que é formada basicamente por três camadas. A primeira camada é o solo de cimento (6% de cimento), a segunda camada é uma tela metálica e a terceira e última é uma camada de concreto projetado com vinte e cinco Mega Pascal;
- Sexta etapa: Construção de uma de uma laje de concreto armado sobre a Geomembrana de PEAD que faz com que as tensões impostas pelo tráfego cheguem ao EPS em níveis compatíveis com sua resistência, além de proteger contra punçionamento e contra os ataques químicos de produtos derivado do petróleo;
- Sétima etapa: Revestimento asfáltico que é realizado por concreto betuminoso usinado a quente (CBUQ).

A figura 04 ilustra uma secção típica do método construtivo da técnica sobre solos moles.

Figura 04: Secção típica do aterro ultraleve



Fonte: Arquivo Pessoal (2020)

Aplicações no Brasil

Atualmente é possível perceber a aplicação do método de aterro ultraleve espalhado em algumas rodovias do país. No Brasil a pioneira foi a empresa Odebrecht Infraestrutura, que aplicou o método nas obras do Trevo do Caxambu, situado na rodovia Engenheiro Constâncio Cintra (SP – 360), em Jundiá (Figura 05). Mais do que somente importar a tecnologia, foi importante desenvolver e validar todas as etapas do processo.

Figura 05: Construção da Rodovia Engenheiro Constâncio Contra (SP – 360)



Fonte: PEDRONI (2016)

O resultado alcançado pela utilização do EPS foi muito satisfatório e apresenta uma tendência evolutiva expressiva. A princípio a aplicação da tecnologia garantiu uma economia de 58% de tempo: o trecho citado anteriormente, foi construído em 76 dias ao invés dos 181 dias necessários caso tivesse optado pela solução convencional usadas em outras rodovias. Com isso, houve a redução de gastos em 31%, em relação à solução apresentada usualmente (PEDRONI, 2016).

Em Tubarão, Santa Catarina (Figura 06), os blocos de EPS foram utilizados na obra do aterro da cabeceira do viaduto principal de acesso à cidade. É o maior projeto de EPS (poliestireno expansível) na América do Sul com um volume aproximado de 13 mil m³ de blocos (SECCO, 2006).

Figura 06: Construção da cabeceira do viaduto de Tubarão – Santa Catarina



Fonte: SECCO (2016)

Na região Nordeste, o EPS também foi usado na duplicação da BR 101 (Figura 07) nos Estados da Paraíba e de Pernambuco. São mais de 20 mil m³ de EPS em blocos com dimensões de 4 metros de comprimento, por 1,25 m de largura, 1 m de altura e com 59,4 quilômetros de extensão. A duplicação da BR-101, no chamado "Corredor Nordeste", começa na entrada do município de Lucena, na Paraíba, e se estende até a divisa com o Estado de Pernambuco. As obras do Nordeste estão sendo executadas pelo 1º Batalhão de Engenharia de Construção do Exército. (SECCO, 2006).

Figura 07: Duplicação da Rodovia BR 101



Fonte: NRBORGES (2011)

CONCLUSÃO

Com base nas informações pesquisadas, o método ultraleve (EPS) apresenta características adequadas para aplicações estruturais e seu uso é inovador, sendo uma excelente opção para sanar os problemas de deterioração e manutenção dos solos nas estradas, bem como auxiliar na sua construção pois apresenta bom comportamento térmico com relação ao material tradicional.

Tendo em vista a necessidade de uma inovação no que diz respeito a melhoria dos procedimentos de construção no setor rodoviário, a técnica surge como possível solução, pois, após estudos realizados, mostrou-se vantajosa por oferecer a seus utilizadores qualidades como na redução do tempo de conclusão da obra e um baixo custo. Contribuindo para a evolução da construção civil no Brasil e no mundo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABRAPEX. **Aplicações: construção civil – fundações de estradas**. 2015. Disponível em <http://www.abrapex.com.br/31z16Estradas.html>, [capturado em 05 jul. 2008]. Acesso em: 29 de novembro de 2020.

COLMANETTI, J. **Estudos sobre a aplicação de geomembranas na impermeabilização da face de montante de barragens de enrocamento**. Brasília – DF: Universidade de Brasília, 2006.

ERCOLINI, M.; LAVOITE, F. **Estudo sobre a durabilidade de geomembrana de pead aplicada em lagoa de chorume por meio de uma amostra exumada in situ**. Mauá – São Paulo: Escola de Engenharia Mauá. 2019.

GROTE, Z. V.; SILVEIRA, J. L. **Análise energética e exergética de um processo de reciclagem de poliestireno expandido (isopor)**. Revista Mackenzie de Engenharia e Computação, 2010.

GEOSYNTHETICA. **Caso de obra apresenta aterro ultraleve de aproximação de viaduto no interior de SP**. 2016. Disponível em: <<https://www.geosynthetica.net.br/aterro-ultraleve-de-aproximacao-de-viaduto-no-interior-de-sp/>>. Acesso em: 29 de novembro de 2020.

ICM. MINISTÉRIO DOS TRANSPORTES, PORTOS E AVIAÇÃO CIVIL. **ICM, rodovias federais quilômetro por quilômetro**. 2017. Disponível em: <<http://www.transportes.gov.br/icm-indicador-de-qualidade-das-rodovias.html>>. Acesso em: 06 de outubro de 2018.

KNAUF. **Geofoam: soluções geotécnicas em EPS isopor®**. 2018. Disponível em: <https://www.knauf-isopor.com.br/produtos/construcao-civil/geofoam#utm_source=blog> HYPERLINK" <https://www.knauf-isopor.com.br/produtos/construcao-civil/geofoam#utm_source=blog&utm_medium=post> HYPERLINK" <<https://www.knauf-isopor.com.br/produtos/construcao-civil/geofoam#utmsource=blog&utmmedium=post>> utmmedium=post". Acesso em: 06 de outubro de 2018.

KNAUF. **EPS isopor®: Mais utilidades e vantagens do que você pode imaginar**. 2018. Disponível em: <<https://www.knauf-isopor.com.br/produtos/servicos-em-inovacao/eps/>>. Acesso em: 16 de maio de 2019.

MINISTÉRIO DA INFRAESTRUTURA, ICM. **Índice de Condição de Manutenção**. Disponível em: <<http://www.transportes.gov.br/icm-indicador-de-qualidade-das-rodovias.html>>. Acesso em: 16 de maio de 2019.

MONTEIRO, M.; SILVA, E.; SOUZA, J. **Plano de Gerenciamento Integrado de Resíduos de Isopor**. 2016. Disponível em: <<https://israelpinheiro.org.br/wp-content/uploads/2016/09/Plano-de-Gerenciamento-Integrado-de-Res%C3%ADduos-de-Isopor.pdf>>. Belo Horizonte – Minas Gerais. Acesso em: 09 de dezembro de 2020

NASCIMENTO T., **Avaliação de alternativas de processos executivos de aterros de vias urbanas sobre solos moles**. Instituto militar de engenharia – Rio de Janeiro, 149 f., 2009.

NRBORGES. **Na duplicação da BR-101, foi utilizado o EPS**. Disponível em: <<http://nrborgesengenharia.blogspot.com/2011/04/na-duplicacao-da-br-101-foi-utilizado-o.html>>. Acesso em: 29 de novembro de 2020.

ODEBRECHT. **Usar isopor na construção pesada? Veja vantagens do uso do Aterro Ultraleve nos projetos da Odebrecht**. 2013. Disponível em: <https://www.odebrecht.com/sites/default/files/28_crb_aterro_eps.jpg>. Acesso em: 09 de dezembro de 2020.

PEDRONI, B. **Caso de obra apresenta Aterro Ultraleve de aproximação de viaduto no interior de SP.** 2016. Disponível em: <<https://www.geosynthetica.net.br/aterro-ultraleve-de-aproximacao-de-viaduto-no-interior-de-sp/>>. Acesso em: 06 de outubro de 2018.

RANIERI. **Técnica de Aterro Ultraleve reduz tempo de construção de rodovia.** 2015. Disponível em: <<http://ranieriguedes.blogspot.com/2015/10/tecnica-de-aterro-ultraleve-reduz-tempo.html>>. Acesso em: 06 de outubro de 2018.

SECCO. **Nova aplicação com EPS é utilizada na duplicação da rodovia BR 101 nas regiões Sul e Nordeste.** 2006. Disponível em: <<http://www.secco.com.br/noticias.asp?id=12835>>. Acesso em: 17 de maio de 2019.

Amanda Araújo da Costa

UNISUAM

Carine Martins dos Santos Costa

UNISUAM

Helber Pereira Taboza

UNISUAM

Rachel Cristina Santos Pires

UNISUAM

RESUMO

O estado do Rio de Janeiro é muito marcado por suas construções irregulares, em algumas situações é possível identificar claramente que as construções apresentam sérios problemas estruturais, muitas por causa da fundação mal executada. Por esse motivo este artigo tem a função de descrever a importância do estudo geotécnico mesmo em pequenas construções, exemplificar modelos de cálculos para obtenção da tensão admissível do solo, explicar a ação da carga aplicada no terreno (bulbo de pressão), apresentar os métodos para estimar os parâmetros de solo, apresentar exemplos de fundações rasas e usar a sapata para exemplificar a transferência das cargas. Objetivo é fazer o estudo de um determinado perfil de solo, com intuito de determinar sua capacidade de carga através de um método teórico e outro semiempírico. Foi utilizado um ensaio de solo existente para o desenvolvimento do estudo e criado uma sapata quadrada com dimensões aleatórias. Para o Cálculo da máxima carga que essa fundação rasa poderia receber, foi desprezado o seu peso próprio e usada a fórmula de tensão da mecânica geral. Através da análise do ensaio de SPT e com base nos resultados de tensão admissível, foi possível identificar que o solo, do perfil utilizado, apresenta baixa resistência nas camadas mais superficiais.

Palavras-Chave: Fundação; Estudo geotécnico; Sapatas; Execução; Solo.

INTRODUÇÃO

A fundação é um dos elementos mais importantes da construção, por ter a função de suportar o peso de toda estrutura e seu próprio peso. Existem diversos tipos de fundações superficiais, entre estas as principais são as sapatas, os blocos de concreto e os radiers.

A Infraestrutura tem a função de transmitir as cargas recebidas da estrutura ao solo, elas podem ser superficiais ou profundas, essa definição

vai depender do tipo de solo e do que será construído. A ABNT NBR 6122/2019 define que fundação profunda são aquelas com mais de três metros de profundidade ou que ultrapasse duas vezes sua menor dimensão, enquanto a superficial é inferior a três metros de profundidade e não ultrapassa duas vezes sua menor dimensão (ABNT, 2019).

As fundações superficiais são mais simples de serem executadas, mais baratas e rápidas que as profundas, são executadas em construções de médio e grande porte.

Para a definição da fundação é necessário um estudo geotécnico, não é possível definir o tipo de elemento que transmitirá a carga da estrutura ao solo sem conhecer o perfil do solo. É indispensável a execução das sondagens, a norma regulamentadora 6122/2019 prever uma sondagem prévia no local onde será executada a obra, esse ensaio deve ser realizado dentro dos parâmetros da ABNT NBR 6484/2001 e tem a finalidade de fornecer o detalhamento das camadas perfuradas, índices de resistência do solo e as posições dos níveis da água (VELLOSO & LOPES, 2010).

Nem sempre será possível a execução de uma fundação superficial, após a investigação geotécnica é possível que o tipo de solo encontrado torne inexecutável esse método sozinho, obedecendo aos parâmetros estipulados pelas normas brasileiras (NBR), sendo necessário associá-lo a um tipo de fundação profunda, gerando assim uma fundação mista.

É muito comum em obras pequenas o estudo de solo ser dispensado, porém isso não deve acontecer, mesmo em obras pequenas a escolha inadequada do tipo de fundação pode resultar em graves consequências. Além disso não é possível fazer uma construção de acordo com as instruções das normas brasileiras sem estudo da área. Na engenharia não existe achismo, existe análise técnica e toda construção deve ser feita com responsabilidade.

A metodologia deste estudo consiste na análise e interpretação de dados obtidos através da de pesquisa em artigos científicos, sites, normas, referências bibliográficas, para obtenção de informações que levem ao conhecimento de critérios teóricos e práticos das fundações superficiais.

Neste artigo será apresentado os tipos de fundações superficiais, suas principais características e as condições necessárias para executá-la. Será destacado as sapatas como estudo de caso, usando determinado perfil de solo para determinar a viabilidade de uso.

INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

Solos

Existem diversas definições para a palavra solo, mas quando voltada para engenharia civil, a definição que importa é a determinada pela mecânica dos solos, conhecida na engenharia como geotecnia. De acordo com esta ciência o solo é uma massa constituída de sólidos, líquidos e gases, podem ser classificados como residuais (formados pela ação do

intemperismo nas rochas) ou transportados (solos transportados e depositados em locais diferentes da sua rocha de origem); bem graduados (possuem diversidade de granulometria em sua composição) ou mal graduado (possuem pouca diversidade de granulometria em sua composição). Buscamos através do estudo desse material entender seu comportamento mecânico, após ser submetido a uma determinada tensão, sua composição e nível d'água (FLORIANO, 2016).

Antes de desenvolver um projeto de fundação é indispensável o estudo aprofundado do solo onde a obra será executada para classificá-lo, entender o seu comportamento, resistência e granulometria. Um dos modos de classificação dos solos é quanto a sua granulometria, a ABNT NBR 6502/1995, regula a terminologia para rochas e solos de acordo com o especificado no quadro 1.

SOLO :	DIMENSÕES ENTRE:	DEFINIÇÃO:
Matacão	200 mm e 1 m	Fragmento de rocha, habitualmete arredondado por intemperismo ou abrasão
Pedregulho grosso	20 mm e 60 mm	Construídos por minerais ou partículas de rocha. Se arredondados ou semi-arredondados, são identificados como cascalho ou seixo.
Pedregulho médio	6 mm 20 mm.	
Pedregulho fino	2 mm e 6 mm	
Areia grossa	0,60 mm e 2 mm.	Solo formado por minerais ou partículas de rocha, não apresenta coesão nem plasticidade.
Areia média	0,20 mm e 0,60 mm.	
Areia Fina	0,06 mm e 0,2 mm	
Silte	0,002 mm e 0,06 mm.	Apresenta nenhuma ou baixa plasticidade e apresenta baixa resistência quando seco ao ar
Argila	menores que 0,002 mm	Solo plástico e coeso de granulação fina.

Quadro 1: Nomenclatura utilizada para tipos de rochas e solos obedecendo os parâmetros da NBR 6502

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 6502 (1995)

Classificação unificada (SUCS)

O sistema unificado de classificação dos solos surgiu através do engenheiro Arthur Casagrande e foi normatizado pela *American Society for Testing and Materials* (ASTM, 2006). A classificação unificada tem como base de sustentação o ensaio de granulometria e possui Três parâmetros fundamentais, são estes: diâmetro efetivo, coeficiente de uniformidade (CU-distribuição dos diâmetros da partícula do solo) e coeficiente de curvatura (Cc – medida da forma e simetria da curva granulométrica). Nesse sistema cada solo dispõe de uma simbologia que representa seu nome, solo recebe duas letras, a primeira é ligada ao tipo de solo e a segunda ligada a característica granulométrica, conforme apresentado no quadro 2, como o sistema foi publicado na língua inglesa as letras correspondem a palavra em inglês (FLORIANO, 2016).

Quadro 2: Terminologia do sistema unificado

TERMINOLOGIAS DO SISTEMA UNIFICADO	
G	Pedregulho
S	Areia
M	Silte
C	Argila
O	Solo orgânico
W	Bem graduado
P	Mal graduado
H	Alta compressibilidade
L	Baixa compressibilidade
Pt	Tufas

Fonte: Adaptado de FLORIANO (2016)

Sondagem à percussão (SPT)

A sondagem tem o propósito de verificar a natureza do solo, identificar o perfil, a profundidade e extensão da camada mais resistente. É com base nas informações obtidas nesse ensaio e com a informação da carga que a estrutura terá, que é determinado e projetado o tipo de fundação (GUIMARÃES & ALCIDES, 2018).

O SPT (Standart Penetration Test) é uma sondagem à percussão regulamentado pela NBR 6484/2001. A cada metro perfurado obtemos amostra deformada, índice de resistência a penetração (N) e posição do nível d'água. A locação e quantidade de furo de sondagens são realizadas de acordo com a ABNT NBR 8036/1983.

Método de execução do SPT

Para realização do ensaio utiliza-se um tripé metálico com uma roldana de 8" no topo, que serve de guia para uma corda de sisal, que ergue um martelo de 65 Kg a uma altura de 75 cm, auxiliando no manejo da composição das hastes acopladas, conforme figura 1. A sequência do ensaio SPT é executada da seguinte forma (GUIMARÃES & ALCIDES, 2018).

- O primeiro metro escavado é desprezado, o ensaio inicia-se na cota -1;
- Inicia-se a escavação com circulação de água, utilizando um trépano de lavagem para alcançar 55 cm no terreno;
- Após a penetração por escavação, coloca-se o amostrador na ponta da haste, onde é marcado três segmentos de 15 cm contados a partir do topo do tubo de revestimento;

- A cravação inicia-se com o martelo de 60 Kg sendo levantado à uma altura de 75 cm de distância da cabeça de bater e sendo soltado em queda livre;
- É anotado quantos golpes são dados para cravar 15 cm, depois mais 15 e posteriormente os 15 finais, totalizando 45 cm. Após inicia-se o próximo metro, escavando os 55 cm e depois a cravação com as três parcelas de 15 cm, totalizando novamente os 45 cm, esse processo se repete a cada metro.

A etapa de escavação dos 55 cm pode ser realizada por qualquer técnica; a mais usual é a lavagem com circulação de água (GUIMARÃES & ALCIDES, 2018).

Final do ensaio SPT

O final da sondagem se dar em conformidade com os critérios determinados pela ABNT NBR 6484/2001, conforme descrito na tabela 01.

Tabela 1: Critérios para paralisação da sondagem à percussão (SPT)

METROS SUCESSIVOS	NÚMERO DE GOLPES	PENETRAÇÃO
3 m	30	15 cm iniciais do amostrador padrão
4 m	50	30 cm iniciais do amostrador padrão
5 m	50	45 cm iniciais do amostrador padrão

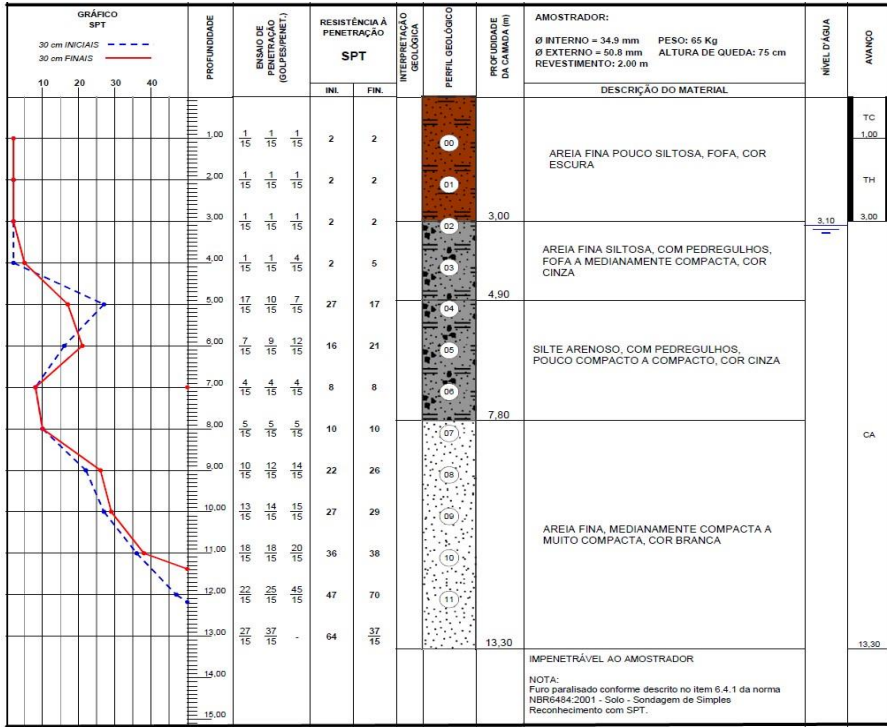
É permitido paralisação da sondagem em solos menos resistentes que os determinados acima, dependendo do tipo de obra, das cargas transmitidas às fundações e da natureza do subsolo, mas é necessária uma justificativa geotécnica.

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 6484/2001

Índice de resistência a penetração

Após o ensaio elabora-se um boletim de sondagem (Figura 1) onde são classificadas as camadas do solo, estes são identificados em função do índice de resistência, conforme quadro 3. O N é a soma do número de golpes necessário para cravação dos últimos 30 cm (ABNT NBR 6484, 2001).

Figura 1: Exemplo de boletim de sondagem



Fonte: GUIA DA ENGENHARIA (2018)

Quadro 3: Estados de compactidade e de consistência (ABNT NBR 6484)

Solo	Índice de resistência à penetração N	Designação ¹⁾
Areias e siltes arenosos	≤ 4	Fofa(o)
	5 a 8	Pouco compacta(o)
	9 a 18	Medianamente compacta(o)
	19 a 40	Compacta(o)
	> 40	Muito compacta(o)
Argilas e siltes argilosos	≤ 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média(o)
	11 a 19	Rija(o)
	> 19	Dura (o)

¹⁾ As expressões empregadas para a classificação da compactidade das areias (fofa, compacta, etc.), referem-se à deformabilidade e resistência destes solos, sob o ponto de vista de fundações, e não devem ser confundidas com as mesmas denominações empregadas para a designação da compactidade relativa das areias ou para a situação perante o índice de vazios críticos, definidos na Mecânica dos Solos.

Fonte: ABNT (2001)

TIPOS DE FUNDAÇÃO RASAS

Do Ponto de vista estrutural as fundações diretas dividem-se em blocos, sapatas e radier. (HACHICH, 1998).

Blocos de fundação

São elementos de fundação rasa que tem a função de transferir as cargas dos pilares diretamente para o solo. Pode ser executado em concreto simples ou ciclópico, pedras e tijolos maciços. Pode ter as faces verticais, inclinadas ou escalonadas e apresentar planta de seção quadrada ou retangular (MARANGON, 2018).

De acordo com Hachich (1998), os blocos são caracterizados por uma altura relativamente grande, necessária para que trabalhem essencialmente à compressão. Em função do seu dimensionamento as tensões de tração geradas no bloco podem ser resistidas pelo material utilizado, tornando dispensável o uso de armadura.

Por não conter armadura, costumam ser peças mais robustas aos demais elementos de fundação superficial. Os blocos são utilizados apenas em edificações que solicitem pequenos esforços. De acordo com o item 7.7.1 da ABNT NBR 6122/2019, em planta, as sapatas isoladas ou blocos não podem ter dimensões inferiores a 60 cm. Em relação à profundidade mínima a ABNT NBR 6122/2019 (item 7.7.2) diz que nas divisas com terrenos vizinhos, salvo quando a fundação for assente sobre rocha, a profundidade de apoio não pode ser inferior a 1,5m. Em casos de obras cujas sapatas ou blocos tenham, em sua maioria, dimensões inferiores a 1,0m, essa profundidade mínima pode ser reduzida.

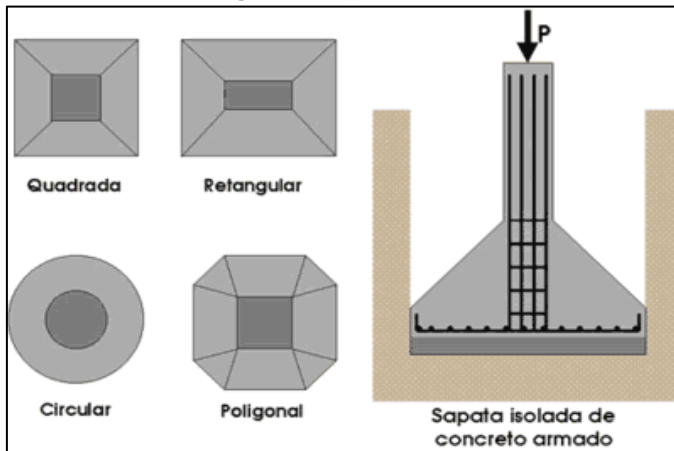
Sapatas

Ao contrário dos blocos, as sapatas são executadas em concreto armado, dimensionado de forma tal que sua armadura resista aos esforços de tração, permitindo assim que as sapatas apresentem altura menor que os blocos. As sapatas podem assumir praticamente qualquer forma em planta, sendo as mais frequentes as sapatas quadradas, retangulares e corridas (HACHICH, 1998).

Sapatas isoladas

É o tipo de sapata mais utilizada nas edificações (Figura 2). Transmite ações de um único pilar, que pode estar centrado ou excêntrico; pode ser retangular, quadrada, circular, etc. (BASTOS, 2016).

Figura 2: Sapata isolada

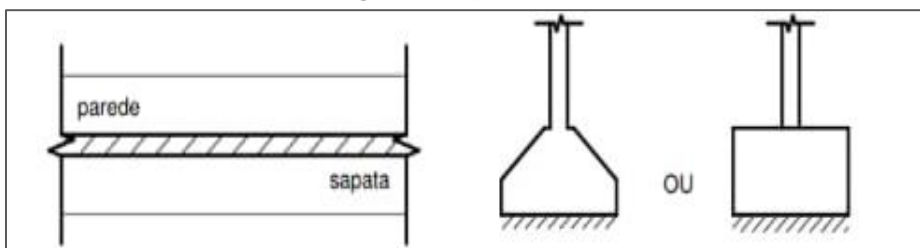


Fonte: MAXIEDUCA (2018)

Sapata corrida

A ABNT NBR 6122, define como sapata sujeita à ação de uma carga distribuída linearmente ou de três ou mais pilares ao longo de um mesmo alinhamento. Quando recebe carga distribuída linearmente a sapata corrida é uma estrutura contínua, onde as paredes da edificação são apoiadas, fazendo com que a carga da edificação seja distribuída linearmente ao solo. Seu topo pode ser retangular ou piramidal (Figura 3) (ABNT, 2019).

Figura 3: Sapata corrida



Fonte: BASTOS (2016)

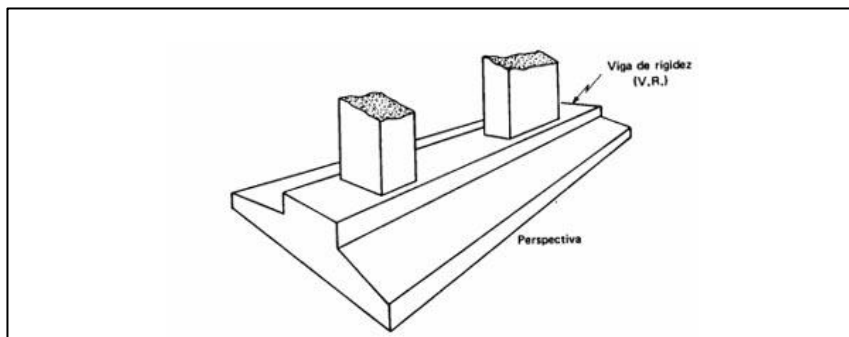
Sapata associada

Sapata comum a dois pilares; a denominação se aplica também a sapata comum a mais que dois pilares, quando não alinhados (Figura 4) (ABNT NBR 6122:2019).

A sapata associada será evitada, sempre que for possível uma solução com sapatas isoladas, mesmo a custo de se distorcer o formato lógico das sapatas. Via de regra, duas sapatas isoladas serão mais

econômicas e mais fáceis de executar do que uma sapata associada (HACHICH, 1998).

Figura 4: Sapata associada



Fonte: ESCOLA ENGENHARIA (2019)

Radier

É uma fundação rasa que se assemelha com uma grande placa de concreto, também pode-se definir como uma laje de concreto armado executada diretamente no solo, que recebe todos os pilares da edificação. Definido pela NBR 6122 como elemento de fundação rasa dotado de rigidez para receber e distribuir mais do que 70% das cargas de estrutura. (ABNT, 2019).

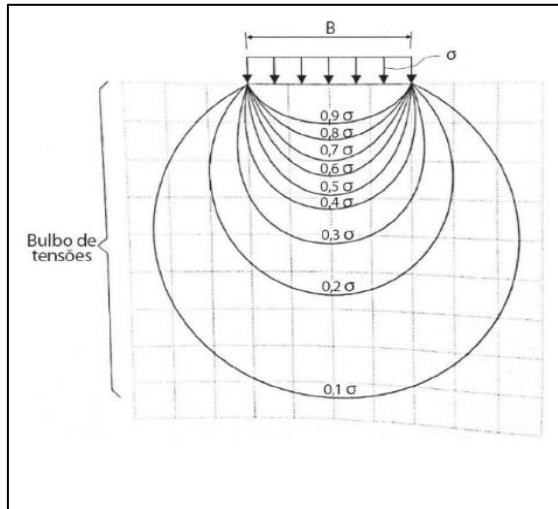
Quando a área total das sapatas for maior que a metade da área da construção, deve-se adotar o radier (VELLOSO & LOPES, 2010).

DETERMINAÇÃO DE CAPACIDADE DE CARGA EM SOLOS

Bulbo de tensões

Para avaliar o solo e projetar uma fundação é fundamental calcular sua capacidade de carga. As tensões aplicadas no solo através da base de uma sapata são distribuídas de acordo como bulbo de tensões, conforme figura 5 (PINTO, 2006).

Figura 5: Bulbo de tensões



Fonte: GUIMARAES & ALCIDES (2018)

A projeção das tensões no solo é determinada de acordo com o tipo e dimensão da sapata, conforme descrição abaixo (ENGENHARIA DIGITAL 2020):

- Sapata quadrada ou circular ($L=B$) = $2Xb$
- Sapata retangular ($L= 2xB$ a $4xB$) = $3Xb$
- Sapata corrida ($L \geq 5B$) = $4B$

Tensão admissível do solo

A capacidade de carga do solo pode ser definida como a tensão transmitida pelo elemento de fundação que provoca a ruptura ou deformação demasiada do solo onde está apoiada. A tensão da força aplicada no pilar na área da sapata que está em contato com o solo, deve ser menor que a tensão desse solo (tensão admissível do solo). Para calcular a tensão admissível (σ_a) de um solo deve-se dividir a capacidade de carga deste solo, pelo fator de segurança global FS_g (ENGENHARIA DIGITAL, 2020).

$$\sigma_a = \sigma_r \div FS_g \quad (1)$$

O fator de segurança global é estabelecido pela ABNT NBR 6122:2019, seus valores são tabelados, como apresentado na figura 6.

Figura 6: Tabela de fator de segurança.

Tabela 1 – Fundações rasas – Fatores de segurança e coeficientes de ponderação para solicitações de compressão

Métodos para determinação da resistência última	Coefficiente de ponderação da resistência última γ_m^c	Fator de segurança global FS_g
Semiempíricos ^a	Valores propostos no próprio processo e no mínimo 2,15	Valores propostos no próprio processo e no mínimo 3,00
Analíticos ^b	2,15	3,00
Semiempíricos ^a ou analíticos ^b acrescidos de duas ou mais provas de carga, necessariamente executadas na fase de projeto, conforme 7.3.1	1,40	2,00

^a Atendendo ao domínio de validade para o terreno local.
^b Sem aplicação de coeficientes de ponderação aos parâmetros de resistência do terreno.
^c Em todas as situações de $\gamma_m, \gamma_f = 1,4$ (majoração) para o esforço atuante, se disponível apenas o seu valor característico; se já fornecido o valor de cálculo, nenhum coeficiente de ponderação deve ser aplicado a ele.

Fonte: ABNT NBR 6122 (2019)

As determinações de tensões admissíveis podem ser calculadas pelos métodos teóricos (teorias de capacidade de carga) ou métodos semiempíricos que se baseiam em resultados de ensaios (ABNT NBR 6122:2019).

Métodos teóricos

Para a utilização de um método teórico é necessário que através do NSpt sejam determinados os valores do ângulo de atrito, coesão, peso específico e modo de ruptura (ENGENHARIA DIGITAL, 2020).

Modos de ruptura do solo

São 3 os modos de ruptura estabelecidos por Vesic (1975), Modo de ruptura geral, local e por punção.

Ruptura Geral

Ocorre em solos mais resistentes e em sapatas menos profundas. A ruptura é repentina, causa o tombamento da sapata e eleva o solo na superfície do terreno, ocorre em areia compacta e muito compacta, argila rijas e dura.

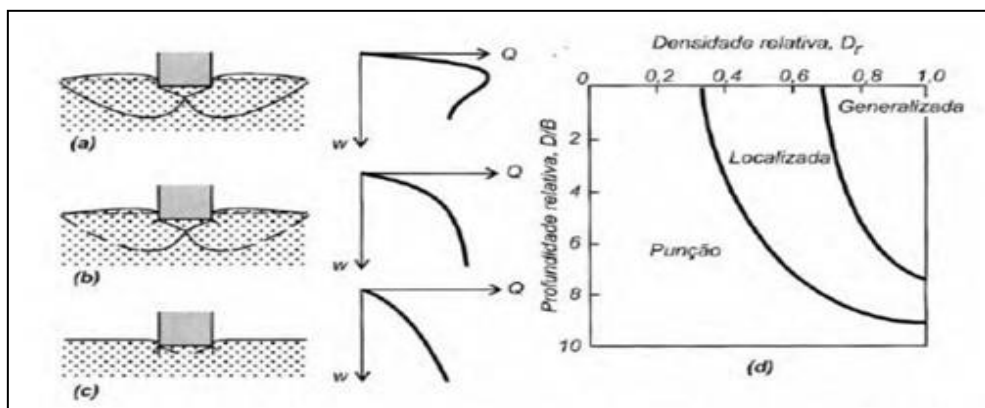
Ruptura por punçinamento

Dá-se em solos como Areia pouco compacta a fofa e argila mole a muito mole. Neste caso não ocorre o tombamento, e sim o movimento vertical da fundação.

Ruptura Local

Está entre os dois modos anteriores, acontece em solos como areia medianamente compacta e argilas médias, ocorre em sapatas mais profundas e tubulões, não causa ruptura repentina, o solo não se desloca para a superfície.

Figura 7: a) Ruptura geral; b) Ruptura local; c) Punçionamento; d) condições de ocorrência dos modos de ruptura em areia.

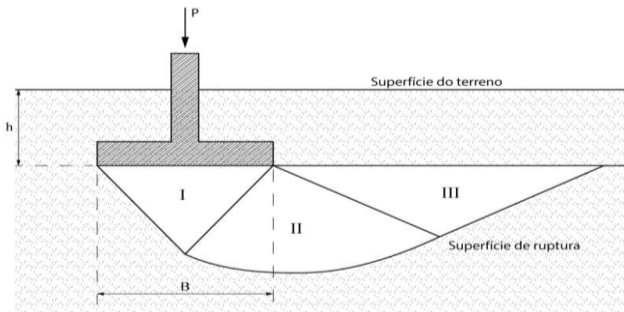


Fonte: SENA (2016)

Método de Terzaghi para Tensão admissível do solo

Terzaghi (1943), através do esquema apresentado na figura 8 supôs que uma carga aplicada sobre a fundação, em um solo qualquer, irá deformar uma cunha por punção na região I, logo abaixo do elemento de fundação, esta cunha irá causar empuxos laterais na região II que por sua vez irá levar ao deslocamento a região III, formando uma superfície de ruptura bem definida, ou seja, o solo irá romper por tensões cisalhantes nessa superfície de ruptura (região I e II).

Figura 8: Modelo de ruptura proposto por Terzaghi.



Fonte: GUIA DA ENGENHARIA (2019)

De acordo com a análise deste modelo, Terzagui (1943), considerando uma sapata corrida e ruptura geral do solo, criou a fórmula inicial para o cálculo da tensão resistente do solo. Posteriormente, através de outros estudos adaptou sua teoria, assim abrangendo sapatas isoladas em seus vários formatos e alcançando também o modo de ruptura local do solo, chegando a fórmula apresentada a seguir:

$$\sigma_r = c N_c S_c + q N_q S_q + 0,5 \gamma B N_\gamma S_\gamma \quad (2)$$

Onde:

c: Coesão do Solo;

q: tensão efetiva no solo na cota de assentamento ($q = \gamma * h$)

γ : peso específico do solo;

B: dimensão da fundação;

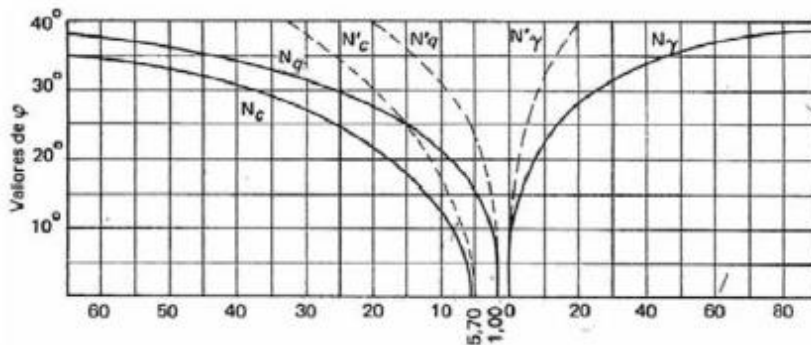
N_i : fatores de carga obtidos através do ângulo de atrito do solo na figura 8;

S_i : fatores de forma da fundação, obtidos na tabela 3.

Fatores de capacidade de carga

As parcelas N_c , N_q e N_γ são fatores de capacidade de carga. Representam, respectivamente, as contribuições de coesão, sobrecarga e peso específico. São adimensionais e dependem unicamente do ângulo de atrito do solo (ϕ). Para obter os valores dos fatores de carga, utiliza-se o ábaco da figura 9, para um solo com modo de ruptura geral, deve ser usado as curvas N_i , para solos com modo de ruptura local usa-se N'_i para leitura do ábaco (SENA, 2016).

Figura 9: Fatores de capacidade de carga.



Fonte: ENGENHARIA DIGITAL (2020)

Os coeficientes de capacidade de carga também podem ser obtidos através da tabela 2, que é uma leitura do ábaco da figura 9.

Tabela 2: Coeficientes de capacidade de carga

ϕ	RUPTURA GERAL			RUPTURA LOCAL		
	N_c	N_q	N_γ	N'_c	N'_q	N'_γ
0	5,7	1,0	0,0	5,7	1,0	0,0
5	7,3	1,6	0,5	6,7	1,4	0,2
10	9,6	2,7	1,2	8,0	1,9	0,5
15	12,9	4,4	2,5	9,7	2,7	0,9
20	17,7	7,4	5,0	11,8	3,9	1,7
25	25,1	12,7	9,7	14,8	5,6	3,2
30	37,2	22,5	19,7	19,0	8,3	5,7
34	52,6	36,5	35,0	23,7	11,7	9,0
35	57,8	41,4	42,4	25,2	12,6	10,1
40	95,7	81,3	100,4	34,9	20,5	18,8

Fonte: ENGENHARIA DIGITAL (2020)

Fatores de Forma

Os fatores de forma utilizados na formulação de Terzagui (1943), são tabelados (tabela 3), deve ser escolhido pelo formato da sapata que está sendo usada para calcular a tensão admissível do solo.

Tabela 3: Fatores de forma

Forma da fundação	Fatores de forma		
	S_c	S_γ	S_q
Corrida	1,0	1,0	1,0
Quadrada	1,3	0,8	1,0
Circular	1,3	0,6	1,0
Retangular	1,1	0,9	1,0

Fonte: ENGENHARIA DIGITAL (2020)

O fator B da equação (2) de Terzaghi (1943), se refere à medida da base da sapata, deve ser usado a menor dimensão da base da sapata em questão.

Ruptura por Puncionamento

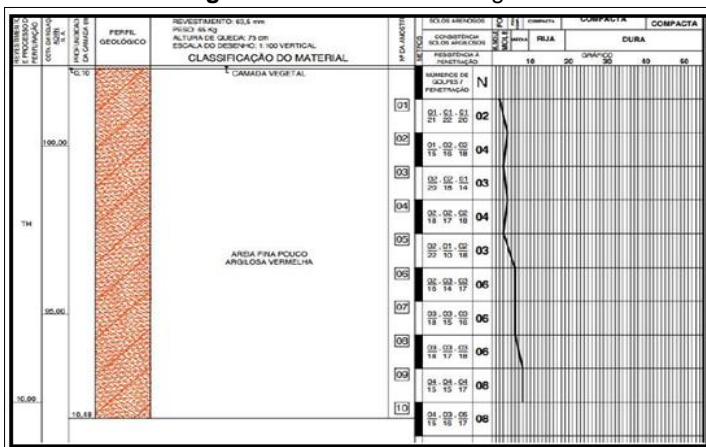
De acordo com Sena (2016), no caso de o solo apresentar ruptura por puncionamento, Terzaghi sugere utilização da fórmula para a ruptura geral, realizando uma redução empírica nos parâmetros de coesão e ângulo de atrito.

$$c^* = \frac{2}{3} c \quad (3) \quad \text{e} \quad \tan\phi^* = \frac{2}{3} \tan\phi \quad (4)$$

Parâmetros de solo

Para o cálculo de coesão, ângulo de atrito e peso específico será utilizado os dados da figura 10. Para realizar esses cálculos foi realizado uma média dos valores de SPT de mesma classificação.

Figura 10: Boletim de sondagem



Fonte: ENGENHARIA DIGITAL (2020)

Cálculo de ângulo de atrito

Para cálculo de ângulo de atrito será utilizado a fórmula de Godoy (GODOY, 1983).

$$\phi = 28^\circ + 0,4 \times N_{spt} \text{ (10)}$$

De acordo com o quadro 3, é possível classificar os solos que estão entre 1 e 5 metros como fofo, porque os resultados de N são menores ou iguais a 4.

- **Média N_{spt}**

$$\text{Média } N_{spt} = (2 + 4 + 3 + 4 + 3) \div 5$$

$$\text{Média } N_{spt} = 3,2$$

- **Cálculo do ângulo de atrito**

$$\phi = 28^\circ + 0,4 \times N_{spt}$$

$$\phi = 28^\circ + 0,4 \times 3,2$$

$$\phi = 29,28$$

Cálculo da coesão

Para cálculo de coesão será utilizado a fórmula de Berberian (ENGENHARIA DIGITAL, 2020). Vale ressaltar que o solo da figura 10 é composto predominantemente por areia, solo não coesivo, mas pelo fato de existir argila em sua composição, solo coesivo, a mistura passar a ter um índice pequeno de coesão:

$$C = N \div 0.35 \text{ KPa (11)}$$

$$C = 3,2 \div 0.35$$

$$C = 3,2 \div 0.35$$

$$C = 9,14 \text{ Kpa}$$

Peso específico

Para obtenção do peso específico do solo em questão usaremos as informações das tabelas 4 e 5, associando as informações do solo obtidas na figura 10.

Tabela 4: Peso específico de Solos arenosos

N _{spt}	Compacidade	Peso específico (KN/m ³)		
		Areia seca	Úmida	Saturada
<5	Fofa	16	18	19
5 - 8	Pouco compacta			
9 - 18	Medianamente compacta	17	19	20
19 - 40	Compacta	18	20	21
>40	Muito compacta			

Fonte: ENGENHARIA DIGITAL (2020)

Tabela 5: Areias e solos arenosos

Compacidade	γ (t/m ³)	C (t/m ³)	ϕ°	E (t/m ³)	V
Fofa	1,6	0	25-30	100 - 500	0,3 a 0,4
Pouco Compacta	1,8	0	30-35	500 - 1400	
Medianamente compacta	1,9	0	35-40	1400 - 4000	
Compacta	2,0	0	40-45	4000 - 7000	
Muito compacta	>2,0	0	>45	>7000	

Fonte: ENGENHARIA DIGITAL (2020)

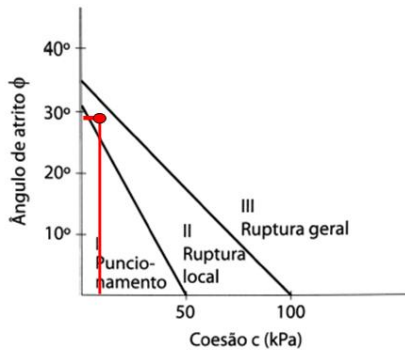
Leitura das tabelas 4 e 5: Para N_{spt} = 3,2 (média do N_{spt}, calculado no item 4.3.3.1 para a primeira camada do solo entre a cota 1 e 5m) e um solo arenoso seco, de acordo com a tabela 4 temos uma areia fofa com $\gamma = 16 \text{KN/m}^3$. Pela tabela 5 para o mesmo solo temos $\gamma = 1,6 \text{ t/m}^3$.

Cálculo da tensão admissível através do método teórico

Dados obtidos de acordo com os cálculos e tabelas anteriormente apresentados:

- Parâmetros do solo
 Φ de atrito: 29,28
c: 9,14
 γ : 16 KN/m³

- Modo de ruptura



Leitura do gráfico: ruptura local

- Fatores de carga (figura 9)

N_c : 19
 N_q : 8,2
 N_γ : 6,5

- Fatores de forma (tabela 3)

S_c : 1,3
 S_q : 1,0
 S_γ : 0,8

- Sobrecarga

$$q = \gamma \cdot h \quad (5)$$

$$q = 16 \cdot 1,45 = 23,2 \text{ KN/m}^3$$

Substituindo os dados na equação 2, temos:

$$\sigma_r = 9,14 \cdot 19 \cdot 1,3 + 23,2 \cdot 8,2 \cdot 1,0 + 0,5 \cdot 16,0 \cdot 1,3 \cdot 6,5 \cdot 0,8$$

$$\sigma_r = 225,758 + 190,24 + 54,08 = 470,08 \text{ Kpa} \approx 0,470 \text{ Mpa}$$

- Cálculo da tensão admissível σ_a :

$$\sigma_a = \frac{0,470}{3} \quad (1)$$

$$\sigma_a = 0,157 \text{ Mpa}$$

Métodos Semiempíricos

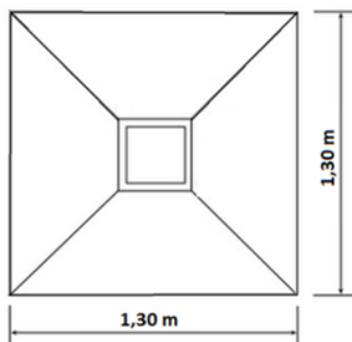
Os métodos semiempíricos são uma mistura entre os métodos teóricos e os métodos empíricos. Os métodos empíricos são associados a utilização, são baseados em ensaios anteriores e trabalham com gráficos e ábacos (ENGENHARIA DIGITAL, 2020).

Existem vários métodos semiempíricos, mas nesse trabalho vamos exemplificar o cálculo da tensão admissível utilizando o método de Teixeira que é aplicável a qualquer tipo de solo através da fórmula abaixo ((CINTRA et al., 2011).

$$\sigma_a = \frac{N_{spt} \text{ Médio}}{5} \text{ Kg/cm}^2 \quad (6)$$

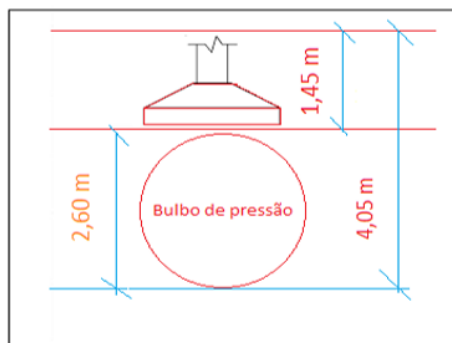
Para exemplificar esse método, será utilizado o ensaio da figura 10 e a sapata da figura 11. Será considerado uma cota de assentamento de 1,45m, conforme figura 12. Esse método é indicado para sapatas quadradas (CINTRA et al., 2011).

Figura 11: Sapata para cálculos



Fonte: Arquivo Pessoal (2010)

Figura 12: Cota de assentamento



Fonte: Arquivo Pessoal (2010)

- **Cálculo do Bulbo de tensões (Z)**

Para uma sapata quadrada a profundidade do bulbo é $2 \times B$ (CINTRA et al., 2011).

$$Z = 2 \times B \quad (7)$$

$$Z = 2 \times 1,30\text{m} = 2,60 \text{ m}$$

- **Cálculo do N médio (utilizando os dados das figuras 10)**

$$N_m = (\text{Somatório de } N_{spt}) / N^{\circ} \text{ de } N_{spt} \quad (8)$$

$$Nm = (2+4+3+4) / 4 = 3,25$$

- **Tensão admissível do solo**

$$\sigma_a = 3,25/5$$

$$\sigma_a = 0,65 \text{ Kgf/cm}^2 = 63,74 \text{ KN/m}^2 = 6,37 \text{ tf/ m}^2$$

- **Cálculo da máxima carga que essa sapata poderá receber (dados da figura 11)**

Para esse exemplo foi desconsiderado o peso próprio da sapata e utilizada a fórmula de tensão da mecânica geral (equação 9).

$$\sigma = F / A \text{ (9)}$$

$$F = \sigma \cdot A$$

$$F = 6,37 \times (1,30 \times 1,30)$$

$$F = 10,765 \text{ tf} = 107,65 \text{ KN}$$

CONCLUSÃO

Este trabalho alcançou os objetivos propostos, mesmo de forma superficial dentro da complexidade da engenharia de fundações.

Foi exemplificado cálculos dos parâmetros de solo, tensão admissível do terreno e interpretação de um ensaio de sondagem. Foi abordado de forma sucinta a descrição dos tipos de fundações superficiais.

Foi utilizada uma sapata quadrada para explicar o modo de aplicação de um método teórico e outro semiempíricos. Não foi feito o dimensionamento desta sapata, porque não é o foco do trabalho, apenas foi determinada suas dimensões de forma aleatória. Para o Cálculo da máxima carga que essa fundação rasa poderia receber foi desprezado o seu peso próprio e usada a fórmula de tensão da mecânica geral.

Os resultados obtidos através dos exemplos dados mostram que, mesmo se tratando de uma fundação superficial é necessário o estudo do solo. O perfil utilizado é de um solo de baixa resistência, e esse entendimento só foi alcançado devido ao ensaio de sondagem e do cálculo de tensão admissível do solo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro. 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6484: Solo - **Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio.** Rio de Janeiro. 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6502: **Rochas e solos**. Rio de Janeiro.1995.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8036: **Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios**. Rio de Janeiro. 1983.

BASTOS, P. S. S. **Sapatas de fundação**. 2016. 125f. Departamento de engenharia civil, Universidade Estadual Paulista Unesp, Bauru,2016. Disponível em:<http://engenhariacivilfsp.files.wordpress.com/2015/09/sapatas.pdf&v=ed=>. Acesso em 30 de outubro de 2020.

CINTRA, J. C. A, AOKI N., ALBIERO, J. H. **Fundações diretas: projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de textos, 2011.

ENGENHARIA DIGITAL. **Curso prático de fundações superficiais**. 2020. Disponível em: <https://www.cursosengenhariadigital.com/>. Acesso em 20 de novembro de 2020.

ESCOLA ENGENHARIA. **Sapatas de fundação**. 2019. Disponível em: <https://www.escolaengenharia.com.br/sapatas-de-fundacao>. Acesso em 01 de novembro de 2020.

FLORIANO, C. F. **Mecânica dos Solos**. Porto Alegre - RS: Sagah Educação S.A, 2016

GODOY, N. S. **Estimativa da capacidade de carga de estacas a partir de resultados de penetrômetro estático**. Palestra, Escola de Engenharia de São Carlos, USP, São Carlos, SP, 1983.

GUIA DA ENGENHARIA. **Ensaio SPT**. 2018. Disponível em: <https://www.guiadaengenharia.com/resultado-ensaio-spt/>. Acesso em 02 de novembro de 2020.

Guia da Engenharia. **Cálculo da tensão admissível do solo**. 2019. Disponível em: <https://www.guiadaengenharia.com/tensao-admissivel-metodos-determinacao/>. Acesso em 2 de novembro de 2020.

GUIMARÃES, D.; ALCIDES, E. O A. P. **Fundações**. Porto Alegre - RS: Sagah Educação S.A, 2018.

HACHICH, W. **Fundações: Teoria e prática**. São Paulo: Pini, 1998.

MAXI EDUCA. **Sapata**. 2018. Disponível em: <https://blog.maxieduca.com.br/fundacoes-construcao-civil/sapata/>. Acesso em 01 de novembro de 2020.

PINTO C. de S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

MARANGON, M. Universidade Federal de Juiz de Fora. Curso de "**Geotecnia de fundações e obras de terra**"- 1ª parte. Juiz de Fora, MG. 2018. Disponível em: <https://www.ufjf.br/nugeo/files/2017/07/GEF04-Funda%C3%A7%C3%B5es-Diretas-2018-11.pdf>. Acesso em 25 de outubro de 2020.

SENA, L. "**Estudo de caso sobre projetos de fundações por sapatas e por estacas**". Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, SC, 2016. Disponível em: <https://repositorio.ufsc.br/bitstream/handle/123456789/174031/%20TCC%20-%20Leonardo%20Sena.pdf?sequence=1>. Acesso em 20 de novembro de 2020.

TEIXEIRA, A.H. "Projeto e execução de fundações". SEFE III. São Paulo, 1996.

TERZAGHI, K. **Theoretical Soil Mechanics**. New York, John Wiley & Sons, Inc. 1943.

VELLOSO, D. A; LOPES, F. R. **Fundações: Critérios de projeto; Investigação do subsolo; Fundações Superficiais; Fundações Profundas**. São Paulo: Oficinas de textos, 2010.

VESIC, A. S. **Bearing capacity of shallow foundations**. Department of Civil Engineering, Duke University. 1975.

Adrian Pamplona de Sena Tavares

UNISUAM

Helber Pereira Taboza

UNISUAM

Rachel Cristina Santos Pires

UNISUAM

RESUMO

Este artigo utiliza como base pesquisas demonstrando como funciona o efeito de atrito negativo na sua forma teórica, que ocorre geralmente em fundações profundas cravadas em solos argilosos. O atrito negativo ocorre em casos onde o recalque apresentado pela estaca é inferior ao recalque do solo presente está em volta desta estaca, provocando assim esforços axiais adicionais e sobrecargas, visto que o solo para de contribuir com a capacidade de carga dessa fundação passando a ser um peso aplicado ao longo do fuste da estaca. É apresentado ao longo deste artigo os diversos motivos que podem desencadear esse efeito, como a cravação das estacas que causa o amolgamento do solo, fatores característicos da camada compressível e por consequência de técnicas de rebaixamento de nível d'água em solos que possuem baixa permeabilidade, também é apresentado métodos desenvolvidos para estimar este efeito e medidas possíveis para a reduzir o atrito negativo e minimizar as sobrecargas, baseado em estudos, pesquisas e experimentos realizados por vários autores.

Palavras-Chave: Atrito; Negativo; Estacas; Argila; Solo.

INTRODUÇÃO

Quando se pensa em construção civil, não se pode deixar de pensar em solos, já que ele está presente em diversas situações, desde apoio para todo tipo de edificação até servindo de matéria prima para diversos materiais empregados em uma construção, nesse caso, basta pensar em uma edificação para perceber que ela, grande parte das vezes, terá suas fundações apoiadas no solo. Com a finalidade de que a fundação dessa edificação seja executada com segurança, não se pode deixar de obter informações sobre este solo e conhecer suas características e seu comportamento.

Para entender o solo, primeiramente é preciso classificá-los pela sua granulometria, ou seja, pelo tamanho e porcentagem das partículas que o

compõem o solo a ser estudado. Desse modo podemos dividir o solo em: Pedregulho, areia grossa, areia média, areia fina, silte e argila (SOUSA, 2015).

Com o surgimento da Mecânica dos Solos, desenvolvida na primeira metade do século XX, por um engenheiro austríaco chamado Karl Von Terzaghi, foram introduzidos diversos princípios que servem como base até os dias atuais, como o conceito e existência da tensão efetiva, tensão de sobreadensamento, compactação dos solos, entre outros. Já foi possível aprender muito sobre os solos moles com mais de oito décadas do surgimento e estudo da Mecânica dos Solos, e também foi possível consolidar diversas teorias como compressibilidade, adensamento, resistência não drenada, etc. Porém os solos argilosos ainda surpreendem projetistas e executores quando é referente à deslocamentos tanto verticais quanto horizontais e também sobre condições de estabilidade, devido a isso, um bom estudo sobre as características do solo e o seu comportamento ao longo da execução pode ser fundamental para um projeto bem sucedido (BARONI, 2016; FORMIGHERI, 2003).

Tratando-se de solos argilosos saturados, conhecidos também como solos moles, projetar uma estrutura por cima do mesmo se torna um desafio, já que solos que possuem essa característica podem continuar adensando durante anos ou décadas, pois possuem baixa resistência ao cisalhamento, pouca permeabilidade e compressibilidade alta. Para que se desenvolva o projeto e para definir o melhor método construtivo para lidar com esse tipo de solo é necessário prever corretamente como esse solo irá se comportar ao desenvolver do projeto, e também no decorrer dos anos seguintes (FILHO, 2017).

Apesar do estudo granulométrico, raramente o solo se apresentará de modo homogêneo, pelo contrário, os solos estudados, grande parte das vezes, se apresentam de forma heterogênea, ou seja, grãos de granulometrias diferentes misturados ou distribuídos em camadas, criando uma certa incerteza sobre o seu comportamento. Quando referente à fundações por estacas em solos argilosos saturados, existem diversos efeitos a serem observados, um deles ocorre quando o solo recalca mais do que a estaca, causando nela uma sobrecarga. Esse fenômeno é denominado Atrito Negativo (FILHO, 2017; VELLOSO & LOPES, 2011).

Este tema foi escolhido visando apresentar a importância do estudo do solo antecedente a execução, visto que este efeito gera forças adicionais nas estacas, ocasionando problemas grandes em um projeto, podendo até mesmo torná-lo inviável.

O desenvolvimento do presente artigo apoia-se em pesquisas bibliográficas, de caráter descritivo, sustentada por informações e dados coletados de livros, artigos científicos assim como dissertações de mestrado e teses de doutorado.

Este artigo tem como objetivo informar sobre as causas e consequências desse efeito, mencionando sua importância e periculosidade dentro de um projeto.

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Princípio das Tensões Efetivas

O princípio das tensões efetivas introduzido por Terzaghi em 1923 foi de extrema importância para o entendimento comportamental dos solos. Para seu entendimento, pode-se dividir esse princípio em duas partes:

1) **Definição das Tensões Efetivas:** Para um solo que possui os seus vazios preenchidos por água, as tensões principais podem se dividir em duas partes, uma é a tensão sustentada pela água, onde o aumento da pressão age em todas as direções nas partículas do solo, comprimindo-as, esta fração da tensão total é denominada **pressão neutra** ou **poropressão** (u). Já a outra parte age diretamente nos sólidos do solo, sendo transmitida entre as partículas, passando de uma partícula para outra, essas são denominadas **tensões efetivas** (σ'). Portanto, para solos saturados, pode-se obter a tensão efetiva pela equação:

$$\sigma' = \sigma - u$$

Onde σ representa a tensão total e u representa a poropressão.

2) **Importância das Tensões Efetivas:** Todos os efeitos decorrentes da variação de tensões no solo são consequentes da alteração da tensão efetiva. Se a tensão total aumentar sem que a pressão da água sofra alteração, existirá mudança na tensão efetiva, alterando o volume do solo, ou seja, as posições dos grãos só mudam se a tensão efetiva variar.

Sendo assim, já que as partículas do solo são consideradas incompressíveis, conclui-se que nenhum efeito mecânico é decorrente da pressão neutra (BRASIL, 2015; PINTO, 2006).

Adensamento e compressibilidade dos solos

Quando aplicamos cargas em determinado solo, as tensões causadas geram uma reorganização em sua estrutura, comprimindo as camadas e reduzindo o volume do solo, isso ocorre, pois, algumas partículas se deslocam, se reorganizando e outras se quebram. Tratando-se de solos moles, a redução do volume é decorrente de sua baixa permeabilidade, uma vez aplicadas tensões neste solo, inicialmente a água presente nos vazios do solo é responsável por sustentar a carga, chamamos isso de poropressão. Então a água presente nesses vazios é expulsa ao mesmo tempo que ocorre uma compressão das partículas sólidas, esse processo continua até dissipar totalmente a poropressão, ou seja, até que a tensão em excesso da água passe a ser suportada totalmente pelas partículas sólidas, assim temos o adensamento (BERTAZO, 2018).

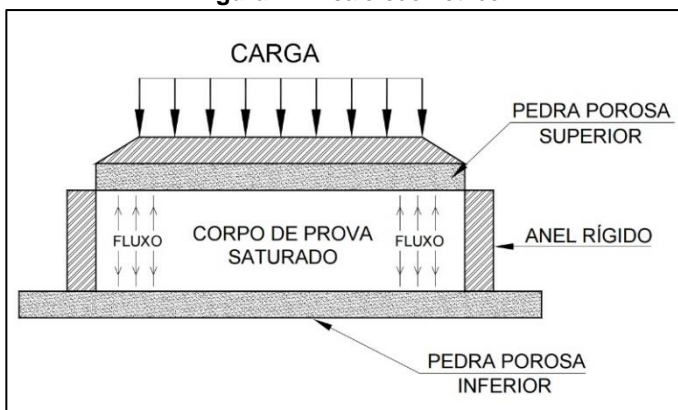
Podemos classificar os recalques causados por esse adensamento em:

- Recalque imediato: é causado por uma deformação elástica de um solo, ocorrendo logo após a colocação de uma carga, em poucos segundos, como a areia, por exemplo;
- Adensamento primário: é causado pela evasão da água e ar que ocupam os vazios do solo e ocorre de forma lenta, é comum em solos argilosos saturados e podem durar meses ou anos;
- Adensamento secundário: esse tipo de recalque ocorre devido as tensões efetivas constantes e é ocasionado pela reorganização estrutural do solo. Esse tipo de recalque ocorre após o adensamento primário, no qual as tensões efetivas se estabilizam, isso ocorre ao decorrer de décadas (MUNDIM et al, 2013).

Quando comparadas, é notável que as deformações dos solos argilosos são superiores as deformações dos materiais de construção e não ocorrem instantaneamente com a colocação das cargas e estruturas, mas sim ao longo do tempo, além do fato de que essas deformações podem ser não-uniformes, causando assim esforços extras e não calculados em determinadas estruturas (CAPUTO, 1988).

O experimento mais comum para o estudo comportamental dos solos argilosos é o ensaio edométrico, feito em laboratório e que consiste em comprimir um corpo de prova de determinado solo, simulando as estruturas que atuarão sobre este solo como mostra a figura 1. Neste ensaio, a amostra é confinada lateralmente por um anel metálico rígido, impossibilitando o solo de se deformar lateralmente, assim que as tensões são aplicadas o excedente de poropressão é dissipado, ou seja, a água que se encontra presente nos vazios do solo é expulsa, passando por pedras porosas que se localizam acima e abaixo desse corpo de prova. É realizado o ensaio aplicando cargas constantes no decorrer de 24 horas, para cada etapa é feito a leitura da altura do corpo e da sua deformação em função do tempo (AGUIAR, 2008; SILVA, 2019).

Figura 1: Ensaio edométrico



Fonte: Aguiar (2008)

A Teoria do Adensamento Unidimensional de Terzaghi e Frölich (1936)

Também conhecida como teoria clássica, essa teoria estuda a maneira que ocorre a transferência de tensões da poropressão ou pressão neutra para o esqueleto sólido do solo, conseqüentemente reduzindo seu volume em função de um espaço de tempo “t”. Para o desenvolvimento da teoria, Terzaghi se baseou em 9 hipóteses com a intenção de facilitar o desenvolvimento teórico, são elas:

1. O solo é totalmente saturado.
2. A compressão possui uma única dimensão
3. O fluxo de água é unidimensional.
4. O solo é homogêneo.

Comparado à compressibilidade do solo, as partes sólidas do solo e a água são consideradas incompressíveis.

Ainda que o solo seja formado de partículas e vazios, ele pode ser estudado como elementos infinitesimais.

7. O fluxo é governado pela Lei de Darcy.
8. No processo de adensamento, não há variação das propriedades do solo.

No decorrer do adensamento, o índice de vazios varia linearmente com o crescimento da tensão efetiva.

As hipóteses limitam o solo de diversas variações, ajudando a criar um caso hipotético teórico perfeito, como as hipóteses que restringem o solo a um caso de compressão edométrica, com fluxo unidimensional, com solo homogêneo e completamente saturado (PINTO, 2006; BRASIL, 2015).

FUNDAÇÕES PROFUNDAS

Definição

Conforme definido pela ABNT NBR 6122/2019, considera-se fundação profunda aquela que transfere a carga para o terreno através da área de sua base (resistência de ponta), através da superfície lateral (resistência de fuste) ou pelas duas simultaneamente e que está escorada em profundidade superior ao dobro de sua maior dimensão em planta, e com mínimo de 3 metros.

Segundo a versão de norma anterior (ABNT NBR 6122/1996), neste modelo de fundação podem se incluir estacas, tubulões e caixões, além de ressaltarem que não há distinção nítida entre caixões e tubulões, pois os dois permitem a descida do operário em seu interior em certas fases, enquanto as estacas se distinguem pela sua execução que é realizada somente através de ferramentas ou equipamentos sem que haja descida do operário em nenhum momento. Apesar disso, Velloso e Lopes (2011) cita uma diferença na geometria se tratando de caixões e tubulões, onde define o

tubulão como cilíndrico e o caixão como prismático.

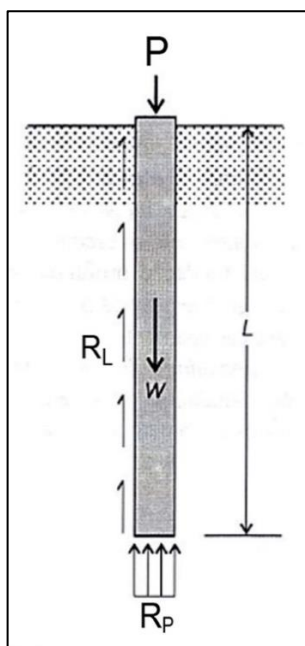
Fundações por estacas

As estacas se diferenciam mediante a diferentes critérios, como o material e execução. Quanto ao material as estacas podem ser classificadas como: madeira, concreto, aço ou mistas; já quanto ao processo executivo, podemos dividi-las pelo efeito que provocam no solo, classificando-as como:

- De deslocamento: são as estacas que ao serem inseridas deslocam o solo para que possa ocupar aquele espaço, sendo assim, não é necessário a retirada de solo do local.
- De substituição: são as estacas que promovem a remoção do solo do local em que serão introduzidas, esse processo acarreta na diminuição de tensões horizontais do solo.

Em um projeto de estacas é preciso que seja atendido uma equação de equilíbrio, onde o peso que a estaca recebe somado ao seu peso próprio seja inferior à sua resistência de ponta somada a resistência ao longo do fuste conforme demonstrado na figura 2 (FILHO, 2017).

Figura 2: Carga de compressão aplicada em uma estaca



Fonte: Filho (2017)

Sendo assim, esse equilíbrio pode ser demonstrado na seguinte equação:

$$P + W = R_P + R_L$$

Onde:

P = Capacidade de carga da estaca;

W = Peso próprio da estaca;

R_P = Resistência de ponta;

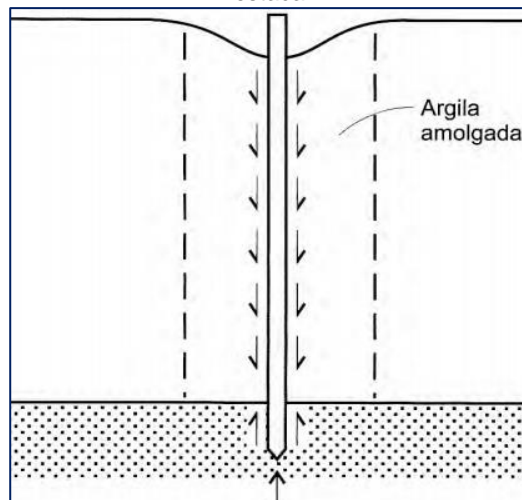
R_L = Resistência lateral;

ATRITO NEGATIVO

Conceito

O atrito lateral em fundações sobre estacas ocorre pela diferença de deslocamento entre o solo e a estaca, podendo acontecer de duas formas. Se a estaca sofrer recalques maiores que o solo temos o efeito de atrito positivo atuando no entorno da estaca, que colabora para a capacidade de carga da fundação. Porém existem casos onde o solo apresenta recalque superior ao da estaca, nesse caso, a direção do atrito atuante na extensão do fuste se inverte, passando a atuar com o direcionamento para baixo, sendo assim denominado atrito negativo. Nessas situações o solo para de contribuir com resistência da fundação se tornando um peso adicional e causando uma sobrecarga na estaca (AZEVEDO, 2017).

Figura 3: Ação do atrito negativo causado pelo amolgamento da argila em volta da estaca



Fonte: Velloso & Lopes (2011)

Velloso & Lopes (2011) destacam 5 principais casos que podem provocar o atrito negativo, são eles: (a) o amolgamento do solo, (b) Camadas de argila recentemente solicitadas, (c) rebaixamento do nível d'água, (d) cravação de estacas em solos subadensados e (e) estacas cravadas em solos colapsíveis.

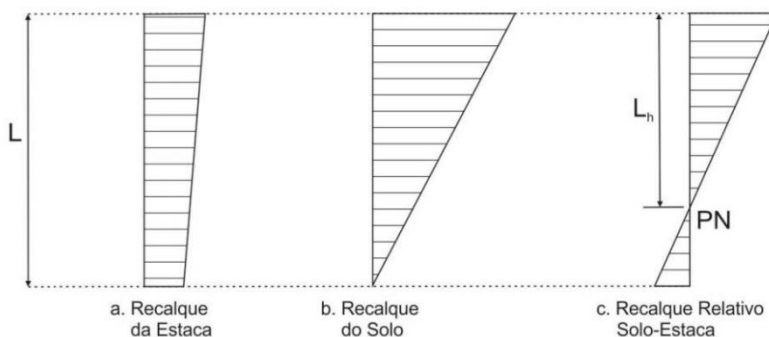
- a. Ao cravar estacas, o solo em volta do fuste sofre um amolgamento como mostrado na figura 3, esse processo reduz a resistência inicial do solo. Dessa forma quando aplicada a tensão vertical, esse solo argiloso amolgado tende a adensar mais do que a estaca.
- b. Estacas que atravessarem uma camada de solo argiloso recentemente solicitado por um aterro estão suscetíveis a atrito negativo, pois a argila mole, por encontrar-se ainda em processo de adensamento pode sofrer recalques maiores que o da estaca.
- c. Ao se promover um rebaixamento do nível d'água em solos com baixa permeabilidade, característica de solos argilosos, esse solo entra em processo de adensamento, ocasionando o atrito negativo naquele local.
- d. Estacas cravadas em argilas sub adensadas (argilas que estão adensando devido ao peso próprio) estão suscetíveis ao atrito negativo.
- e. Outro caso é o de estacas cravadas em solos colapsíveis. É denominado solo colapsível um solo não saturado, que quando umedecido pode entrar em processo de adensamento e sofrer recalques adicionais, esse efeito pode, por consequência, gerar atrito negativo na extensão do fuste da estaca.

O atrito negativo é exclusivamente um problema relacionado à recalque de fundação, em todos os casos o atrito negativo é consequência do adensamento de camadas de solos argilosos com baixa permeabilidade ao longo do tempo. Também vale ressaltar casos onde a estaca esteja assentada em rochas ou em areia muito compacta, já que esse apoio impede consideravelmente o recalque da fundação (VELLOSO & LOPES, 2011; NETO, 2004).

Ponto neutro

Conforme explicado anteriormente, o atrito se promove ao longo do fuste de uma estaca, quando o solo recalca mais que a estaca, temos o atrito negativo, quando o recalque maior é o da estaca, temos o atrito positivo. Em 1935, Terzaghi considerou a possibilidade de os dois efeitos ocorrerem simultaneamente na mesma estaca, em parte do seu comprimento superior o solo recalca mais, desenvolvendo-se o atrito negativo, porém na parte inferior dessa estaca, o solo tem um recalque menor, desenvolvendo-se o atrito positivo (Figura 4).

Figura 4: Ocorrência do Ponto Neutro



Fonte: Azevedo (2017)

Sendo assim, existe um ponto onde o recalque do solo é igual ao recalque da estaca, esse ponto foi chamado por Terzaghi de Ponto Neutro. Acima desse ponto se tem atrito negativo, e abaixo tem-se atrito positivo. Apesar da comprovação de sua existência em medições de atrito negativo ao longo dos anos, Terzaghi não considera o ponto neutro em seus cálculos.

Citado por Santos Neto (1981), Okabe (1977) diz “A intensidade do Atrito Negativo e a distância do Ponto Neutro em referência ao nível do terreno, aumenta com o aumento da rigidez da camada próxima à ponta”. Em outras palavras, quanto mais resistente o solo no qual a estaca está apoiada, menor será o recalque desta estaca, por consequência o ponto neutro ficará mais profundo e mais longe da superfície.

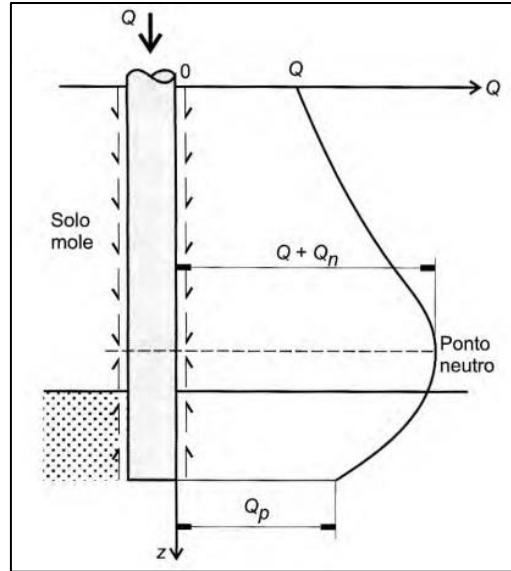
Existem divergência em sugestões de diversos autores sobre a profundidade do ponto neutro, Santos Neto (1981) cita a sugestão de Endo et al. (1969) que define que o ponto neutro está abaixo do ponto médio da estaca. Oliveira (2018) cita outros autores como Prakash e Sharma (1990) que sugerem que o ponto neutro se localiza a $0,75L$ da estaca e Leung et al (2004) que definem a profundidade como $0,9L$ da estaca por meio de estudos experimentais.

Atrito negativo como carga adicional

O principal fator do atrito negativo é a carga adicional que ele gera na estaca, quando o solo em volta da estaca recalca mais do que a própria estaca, além de deixar de contribuir com a capacidade de carga, esse solo passa também a arrastar a estaca para baixo, se tornando um peso adicional não calculado, provocando assim um esforço normal na estaca que é descarregado na altura do ponto neutro. Dessa forma, no dimensionamento de estacas suscetíveis ao atrito negativo, deve-se verificar a condição em que a carga admissível (Q_{adm}) da estaca seja maior que a soma da carga permante (Q) com a carga gerada pelo atrito negativo (Q_n) como

representado na figura 5. (VELLOSO & LOPES, 2011).

Figura 5: Atrito negativo agindo como carga adicional



Fonte: Velloso & Lopes (2011)

Essa condição pode ser representada pela seguinte fórmula:

$$Q + Q_n < Q_{adm}$$

Estimativa do atrito negativo

Velloso & Lopes (2011) definem um método simples para o cálculo do atrito negativo em condições drenadas, assumindo que o ponto neutro se encontra na base da estaca o atrito negativo pode ser calculado pela equação:

$$\tau_n = a + K\sigma'_v tg(\phi'_a)$$

Onde a representa a aderência no contato estaca-solo, σ'_v é a pressão efetiva vertical que se encontra próximo à estaca, K é o coeficiente de empuxo da terra e ϕ'_a corresponde ao ângulo de aderência estaca-solo.

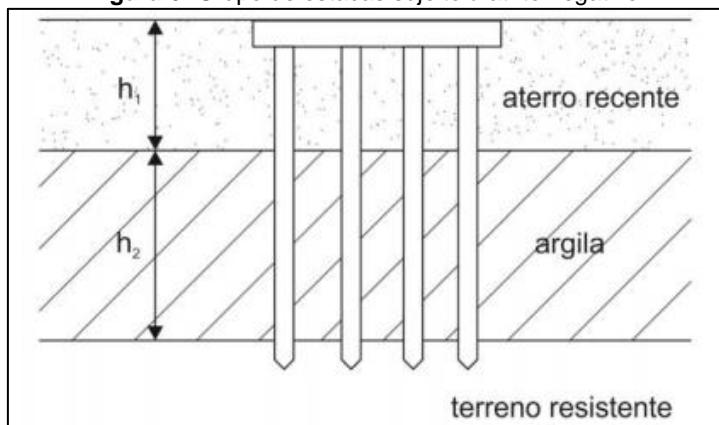
Para quantificar o atrito negativo, diversos autores apresentaram métodos de cálculos diferentes, entre eles estão: Terzaghi & Peck (1948); Johannessen & Bjerrum (1965); Zeevaert (1983); De beer & Wallays (1993); e Endo et al. (1969) entre outros diversos autores. A seguir serão apresentados resumidamente alguns desses métodos.

Método Therzaghi e Peck (1948)

Citado por Santos Neto (1981), esse método tem como propósito estimar um valor limite do atrito negativo para um grupo de estacas, como demonstrados na figura 6, porém também pode ser aplicado em estacas isoladas. Qualquer movimento do maciço de solo em volta das estacas é suficiente para que todo o peso do aterro seja aplicado nesse grupo de estacas por conta do atrito lateral estaca-solo. Nesse caso o atrito negativo poderia ser representado por:

$$AN = Q_1 + Q_2$$

Figura 6: Grupo de estacas sujeito à atrito negativo.

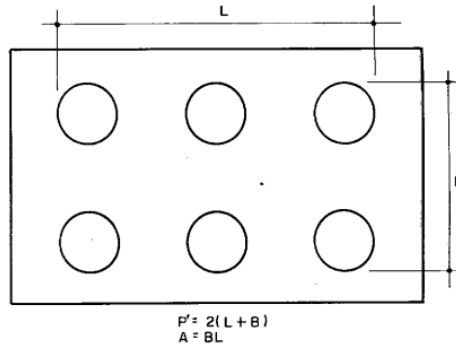


Fonte: Azevedo (2017)

A primeira parcela Q_1 representa o peso atuante do solo naquele grupo de estacas, ela é composta pela seção horizontal do grupo de estacas (A), como demonstrado na figura 7, a espessura da camada de aterro (h_1), sua massa específica (γ) e o número de estacas do grupo (n). Podemos representar essa parcela pela seguinte fórmula:

$$Q_1 = \frac{Ah_1\gamma}{n}$$

Figura 7: Área e perímetro do bloco a ser considerado



Fonte: Santos Neto (1981)

A segunda parcela Q_2 representa o adensamento que ocorre no espaço entre os grupos, é pequena quando os recalques são pequenos, porém é crescente com o passar do tempo e não pode se tornar maior do que o produto da espessura da camada de argila (h_2) pelo perímetro do grupo (P) e pela resistência média ao cisalhamento (σ_m). Sendo assim temos:

$$Q_2 = \frac{Ph_2\sigma_m}{n}$$

Johannessen e Bjerrum (1965)

Realizando testes em estacas instrumentadas sujeitas a atrito negativo, esses autores concluíram que há uma variação da aderência no contato estaca-solo na extensão do fuste. Essa variação pode ser expressa pela seguinte equação:

$$\tau_a = \sigma'_h Tg \phi'_a$$

ou

$$\tau_a = \sigma'_v K Tg \phi'_a$$

Onde:

- τ_a – aderência no contato estaca-solo;
- σ'_h – Pressão efetiva horizontal;
- σ'_v – Pressão efetiva vertical;
- K – Coeficiente de empuxo da terra;
- ϕ'_a – Ângulo de aderência estaca-solo.

Caso a superfície da estaca não seja lisa, considera-se o ângulo de aderência igual ao ângulo interno efetivo do solo, ou seja, $\phi_a = \phi'$, nesse caso temos ao longo da estaca:

$$\tau_a = K \cdot tg(\phi'_a) \cdot U \int_0^Z \sigma'_v dz$$

Onde:

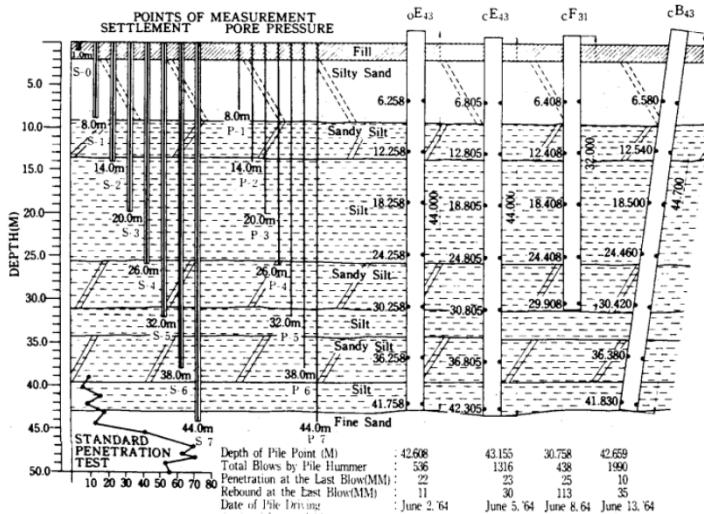
U – Perímetro da estaca

Z – Profundidade máxima da camada de argila

Método de Endo, Minou, Kawasaki e Shibata (1969)

Foi realizado um estudo no Japão sobre quatro estacas instrumentadas ao longo de 3 anos, esse estudo realizado por Endo et al., representado na figura 8, foi apresentado em 1969, no México. Os principais resultados e conclusões obtidos foram: (I) os autores conseguiram demonstrar através de experimentos que o ponto neutro se localizava entre 0,73 e 0,78 do comprimento da estaca, (II) foi possível analisar algumas diferenças entre estacas de ponta fechada e de ponta aberta, (III) O ponto neutro aparenta subir com o passar do tempo e gradualmente tende a convergir para um único ponto fixo, (IV) $K \cdot tg(\phi'_a)$ possui um valor entre 0,30 e 0,35 e (V) o método é capaz de estimar o atrito negativo máximo (REBELO, 2017).

Figura 8: Perfil geotécnico, estacas e medidores de recalque e poropressão



Fonte: Rebelo (2017)

Santos Neto (1981) acrescenta que a profundidade do ponto neutro não deve ser generalizada pois a resistência da camada em que a estaca está assente é o fator que mais tem influência sobre sua localização.

Baseado neste estudo, os autores propuseram a seguinte equação para encontrar o valor máximo do atrito negativo ($AN_{máx}$):

$$AN_{m\acute{a}x} = \eta \cdot K \cdot tg(\phi'_a) \cdot U \int_0^{\beta l} \sigma'v dz$$

Onde:

- η – Coeficiente relacionado a ponta (0,6 para estacas de ponta aberta e 1 para estacas de ponta fechada);
- K – Coeficiente de empuxo lateral;
- ϕ'_a – Ângulo de atrito estaca-solo;
- U – Perímetro da estaca;
- βl – Profundidade do ponto neutro;
- $\sigma'v$ – Tensão vertical efetiva.

Na fórmula $K \cdot tg(\phi'_a)$ é substituído por α e a profundidade relativa do ponto neutro β é equivalente a $\frac{l_n}{l}$ onde l_n é a profundidade do ponto neutro e l é o comprimento da estaca. Essa proposição é idêntica à de Bjerrum & Johannessen (1965) com a diferença do coeficiente relacionado a ponta da estaca e do conceito de ponto neutro (SANTOS NETO, 1981).

Contribuição de Zeevaert e posteriormente de De Beer e Wallays

Velloso & Lopes (2011) cita Zeevaert como o autor que mais pesquisou sobre o atrito negativo e o trata como referência para aqueles que desejam se aprofundar no assunto, tendo na segunda edição de seu livro (Zeevaert, 1983) análises detalhadas sobre grupos de estacas e estacas isoladas.

Baseando-se nas ideias de Zeevaert, De Beer & Wallays (1968) publicaram um trabalho notável, que seria basicamente o método proposto por Zeevaert (1959), com o objetivo de melhorá-lo e descrito por Santos Neto (1981) como de mais fácil uso e de mais rápida aplicação.

A redução do atrito negativo

Quando se tem conhecimento da tendência à ocorrência do atrito negativo ou o mesmo atinge valores elevados, podem-se adotar medidas para reduzir tais sobrecargas, Velloso & Lopes (2011) citam alguns métodos executivos que se mostram até mesmo economicamente interessantes, como:

- Aplicação prévia de sobrecarga, induzindo que parte do recalque da camada ocorra antes da cravação da estaca, utilizando drenos verticais;
- Uso de revestimento que pode evitar o contato direto entre estaca e solo;
- Pintura da estaca utilizando produto capaz de reduzir o atrito estaca-solo.

Santos Neto (1981) cita a aplicação de uma camada betuminosa na superfície da estaca como o processo aparentemente mais eficiente, já que

foi possível reduzir o atrito negativo em até 90%, com a condição de que a camada de betume não seja danificada durante a cravação da estaca, sendo assim, pode ser necessário a execução de pré-furos nas camadas pedregulhosas e a colocação de pontas alargadas nas estacas.

Os autores Claessen & Horvat (1974) listam os requisitos para que o betume possa ser usado com eficiência como redutor do atrito negativo, sendo eles:

- A sobrecarga causada na estaca devido ao recalque do solo deve ser pequena;
- Deve ser possível aplicar a camada deslizante de maneira simples e confiável e seu custo deve ser razoavelmente baixo;
- A camada deslizante precisa se manter inalterada durante o armazenamento das estacas pintadas;
- A camada não pode ser danificada ou arrancada por consequência de choques ou de forças de cisalhamento durante a cravação.

Além disso também recomendaram que a espessura a ser usada deveria ser de 10mm de betume, pois afirmaram que espessuras menores necessitariam de proteção especial durante a cravação (SANTOS NETO, 1981; VELLOSO & LOPES, 2011).

CONCLUSÃO

Neste artigo foi apresentado o atrito negativo em sua natureza teórica baseado em estudos e dados coletados de autores consagrados e sua ocorrência em fundações sobre estacas devido à diferença de recalque entre estaca e solo, nesse caso, quando o solo apresenta um maior recalque em relação a estaca. Deve-se considerar o atrito negativo principalmente como problema de recalque, pois só levará ao colapso da fundação caso ocorra a ruptura da estaca. Além disso é de essencial distinguir a causa que pode provocar o atrito negativo na fundação.

Baseado na literatura especializada desenvolvida ao longo de anos, foi apresentado como o atrito negativo funciona, além de suas possíveis causas e consequências, visto que é de extrema importância considerar este fator uma vez que ele influencia diretamente nas fundações de uma construção. Também foram mostrados métodos e estudos sobre como reduzir esse efeito.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT NBR 6122. **Projeto e Execução de Fundações**. Rio de Janeiro. 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT NBR 6122. **Projeto e Execução de Fundações**. Rio de Janeiro. 1996.

AGUIAR, V. N. **Características de Adensamento da Argila do Canal do Porto de Santos na Ilha Barnabé**. Dissertação de Mestrado. Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio de Janeiro. 2008.

AZEVEDO, R. S. **Evolução do atrito negativo no tempo: estudo de um caso de estaca metálica em argila muito compressível**. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio de Janeiro. 2017.

BARONI, M. **Comportamento Geotécnico de Argilas Extremamente Moles da Baixada de Jacarepaguá**. Tese de Doutorado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio de Janeiro. 2016.

BERTAZO, I. L. **Estudo do adensamento de um solo da formação Guabirotuba estabilizado com cal hidratada**. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Federal do Paraná. 2018.

BRASIL, M. R. **Cálculo De Recalques Por Adensamento Unidimensional**. Dissertação de Mestrado. Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio de Janeiro. 2015.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos Solos e Suas Aplicações: Fundamentos**. 6. ed. Rio de Janeiro. 1988.

CLAESSEN, A. I. M.; HORVAT, E. **Reducing negative friction with bitumen slip layers**, JGED, ASCE, v. 100, n. GT8, p. 925-944, 1974.

DE BEER, E. E; WALLAYS, M.. **Quelques Problèmes que Posent les Fondations sur Pieux dans les Zones Portuaries**. La Technique des Travaux, pp. 375-384. 1983.

ENDO, M., MINOU, A., KAWASAKI, T., & SHIBATA, T. **Negative Skin Friction Acting on Steel Pipe in Clay**. 7th Inter. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., 2, pp. 85-92. México. 1969.

FILHO, A. L. **Atrito Negativo no Projeto de Fundação Profunda: Estudo de Caso**. Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Universidade Federal de Sergipe. 2017.

FILHO, R. G. **Obras Sobre Solos Moles E Suas Respectivas Soluções: Um Exemplo Prático Da Obra De Um Complexo De Vacinas Em Santa Cruz, Rj.** Projeto de Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio de Janeiro. 2017.

FORMIGHERI, L. E. **Comportamento de um aterro sobre argila mole da Baixada Fluminense.** Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. 2003.

JOHANNESSEN, I. J; BJERRUM, L. **Measurement of the compression of a steel pile to rock due to settlement of the surrounding clay.** 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Montréal. v2, pp. 261-264. 1965

LEUNG, C.F., LIAO, B.K., CHOW, Y.K., SHEN, R.F. & KOG, Y.C. **Behavior of pile subject to negative skin friction on axial load.** Soils and Foundations, v. 44, p. 17-26. 2004.

MUNDIM, D.P., CRUVINEL, E., CAVALCANTI, M. **Metodologia De Previsão De Recalques Em Sapatas De Grandes Edifícios, Através De Implementação De Uma Ferramenta Numérica, Durante Processo Construtivo.** Trabalho de conclusão de curso apresentado à Universidade Federal de Goiás. 2013.

NETO J. B. S. **Comportamento De Um Solo Colapsível Avaliado A Partir De Ensaios De Laboratório E Campo, E Previsão De Recalques Devido A Inundação (Colapso).** Tese de Doutorado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio de Janeiro. 2004.

OKABE, T. **Large negative friction and friction-free pile methods.** Proceedings of the Ninth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, Japan: pp. 679-682. 1977.

PINTO, C.S. **Curso básico de mecânica dos solos.** 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

PRAKASH, S., & SHARMA, H. D. **Pile foundations in engineering practice.** John Wiley & Sons, New York, USA, 736 p. 1990.

REBELO, T. S. **Estudo De Caso De Uma Obra De Reforço De Fundações E Renivelamento De Edifícios.** Universidade Federal do Rio de Janeiro. 2017.

SANTOS NETO, P. **Métodos de Cálculo de Atrito Negativo em Estacas - Estudo e Discussão**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro. 1981.

SILVA, B. B. **Comportamento De Um Solo Residual De Gnaisse Sob Compressão Edométrica**. Trabalho de conclusão de curso. Universidade Federal de Santa Catarina. 2019.

SOUSA, J. S. **Mecânica dos Solos**. NT Editora. Brasília. 2015.

TERZAGHI, K., & PECK, R. **Soil Mechanics in Engineering Practice**. John Wiley and Son. Nova Iorque. 1948.

VELLOSO, D. A., LOPES, F. R., 2011, **Fundações: Critérios de Projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**, São Paulo, Oficina de Textos, 2011.

ZEEVAERT, L. **Foundation Engineering: For Difficult Subsoil Conditions**. Nova Iorque: Van Nostrand Reinhold Company Inc. 1983.

Alcir Tadeu Durão Tamiozo
UNISUAM

Tiago dos Reis Sousa
UNISUAM

Helber Pereira Taboza
UNISUAM

Rachel Cristina Santos Pires
UNISUAM

RESUMO

Em relação à contenção de encostas e taludes rochosos, abrange-se uma seara extensa e problemática, onde com o passar do tempo e influência severa do homem na natureza, este assunto vem cada vez mais ganhando relevância e atenção nos projetos, sejam de novas edificações, estradas, túneis e outros. Todavia, quando o contexto envolve risco de queda de matérias (solos, rochas e afins), se faz necessária uma solução prática, funcional e que atenda aos critérios de uma engenharia civil moderna e atuante. Para tal, são apresentadas soluções com a utilização de tela de alta resistência com características dinâmicas, onde neste estudo, são exploradas suas aplicabilidades, características, métodos de fixação e ainda, uma leve comparação com outras soluções de engenharia, como concreto projetado e muro de concreto armado, tendo como parâmetro, “cases” ocorridos em obras já realizadas e estudos bibliográficos, assim como teses de profissionais renomados e com experiência na área citada. Com este estudo, objetiva-se diretamente, mostrar uma solução mais atual para um problema recorrente, onde se faz comprovada eficácia e ótima aplicabilidade, no estudo de caso exposto no desenvolver deste artigo.

Palavras-Chave: Contenção de Encostas; Talude rochoso; Tela de alta resistência.

INTRODUÇÃO

Em relação à contenção de encostas e taludes, remete a um tema com alta relevância, onde encontrar a solução com maior adaptação ao local e projeto, seja para um empreendimento residencial, para construções de túneis, estradas ou simplesmente para controle de queda da estrutura ou particulados rochosos, se torna um desafio, tendo em vista as premissas da engenharia atual, onde fazer mais por menos, com rapidez, segurança e custo controlado e relativamente baixo, levando em consideração tempo de execução e outros fatores que ainda serão abordados, são o carro chefe de um projeto aplicável e consistente. Para tal, vem se desenvolvendo no mercado, com grande fluidez e eficácia, a utilização de telas dinâmicas de alta resistência para controle de algumas problemáticas, inseridas no escopo da contenção de encostas.

As quedas de particulados de solos rochosos e até mesmo fraturas de rochas de grandes dimensões podem, com certa frequência, causar desastres e acidentes em grandes proporções, como se pode verificar em diversas reportagens já realizadas em alguns tipos de mídias, principalmente em locais com maior concentração de relevo, terrenos acidentados e em épocas chuvosas, onde há aumento considerável da densidade e peso específico do solo. Com o fator altura x gravidade, pode-se chegar a impactos capazes de colapsar uma edificação inteira. Dessa forma, é importante atuar de forma preventiva e corretiva nestes taludes e encostas rochosas, onde a agilidade na solução do problema é fator crucial para o projeto, além é claro, de um custo competitivo e razoável.

Diante do problema exposto, se faz necessária à busca por soluções rápidas e eficazes para substituição e/ou adaptação de técnicas já utilizadas há maior tempo, e até mesmo em uma vertente inovadora, vindo como uma tratativa provisória ou definitiva a uma necessidade. Para tal, é proposta a utilização de tela de alta resistência com fatores dinâmicos de absorção, como uma solução para esta problemática, aonde a mesma, vem no formato de solo grampeado, barreira dinâmica e pequenas contenções de talude em pontos específicos, como um “curativo” na estrutura, como alternativa a utilização de concreto projetado e muros de contenção de concreto armado, tendo ainda como fatores agregadores, maior agilidade na execução e maior facilidade na movimentação de materiais, o que faz toda diferença em situações de obras corretivas e em locais de difícil acesso. Essa técnica é uma alternativa à melhoria quanto ao processo de contenção.

A metodologia aplicada a este estudo foi à utilização de bibliografias advindas de matérias em sites dos principais fabricantes de telas de alta resistência, pesquisas de artigos e teses com temas de relevância a este assunto, em literaturas de construção civil e foram utilizados “Cases” de obras com similaridade ao título. O estudo foi realizado sob o método qualitativo.

O objetivo deste estudo é demonstrar a utilização e aplicabilidades possíveis e viáveis para projetos, no escopo da contenção de encostas e taludes rochosos, fazendo utilização de tela de alta resistência, por meio da

exposição de obras executadas, onde para este estudo, cito obras de realizadas no Estado do Rio de Janeiro, lotadas nos bairros de Botafogo e Laranjeiras. O Objetivo específico deste estudo é confirmar por meio de observações e constatações, a redução do risco de desastres e acidentes com a utilização da solução proposta.

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Breve Histórico

As telas de alta resistência, com sua utilização iniciada na década de 50, para contenção de geleiras (avalanches), emboques com risco de queda de gelo e afins, em linhas férreas nos países europeus, onde sua composição inicial era simplória, comparada as ligas de aço de alta resistência hoje utilizadas, obtinha formato de barreira com postes cravados a um determinado espaço e inclinação, a fim de deter a carga demandada pelo gelo (GEOBRUGG, 2019).

De acordo com Rosa (2015), nas últimas duas décadas, o faceamento de taludes e encostas rochosas com tela de alta resistência vem sendo desenvolvido e tem ganhado espaço no mercado da construção Civil. Com aumento das tecnologias, estudos e testes de aplicação, hoje sua maior utilização na construção civil é para composição de solos grampeados. A técnica de solo grampeado é originária da engenharia de túneis, mais especificamente da técnica NATM (*New Austrian Tunneling Method*), desenvolvida nos anos 50 pelo professor Landislaus Von Rabcewicz (LIMA, 2007).

As telas dinâmicas de alta resistência exercem hoje uma substituição direta no concreto projetado, quando falamos em solos grampeados, todavia, não é apenas esta sua aplicação, onde escolher o material ideal, modo de fixação e aplicação, possibilidades para execução do projeto e outros obstáculos, são partes importantes deste tema, dentro da contenção de encostas (ROSA, 2015).

Contenção de Encostas

Segundo Pinotti & Carneiro (2013), ações antrópicas, como cortes, desmatamentos e adição de cargas, podem afetar a estabilidade de encostas. Sendo assim, existem diversos fatores que influenciam diretamente ou indiretamente na estabilidade e qualidade de um talude e/ou encosta, onde citam: intempéries, ações do homem, erosão natural, desmonte de rocha, deslocamento de rocha, acréscimo de carga na estrutura, grandes impactos, entre outros. Para encontrar a melhor solução ao problema, se costuma analisar todo histórico do local de interesse, assim como variações com o tempo, acontecimentos recentes, estudos geotécnicos de rochas e amostras de solo. Deve ser realizada também uma inspeção visual, onde, em pontos muito altos e íngremes, são usualmente feitas por acesso por corda (rapel).

Levantados os requisitos e características, faz-se o estudo de viabilidade e adequação do projeto, de acordo com as normas técnicas e procedimentos executivos vigentes. De acordo a norma ABNT NBR 11682 (2009), uma vez identificado um problema de estabilidade em um maciço rochoso, este deve ser caracterizado abordando os aspectos topográficos e geológicos, tendo atenção especial à inclinação e à altura do talude, além do estudo da litologia, das discontinuidades, do grau de intemperização da rocha, das condições de contato, da possibilidade de sismos e demais riscos envolvidos. Sempre interessante ressaltar que toda alteração, como contenção, reparo e até mesmo limpeza de taludes e/ou encostas, devem ser de acordo com aprovação dos órgãos ambientais e geológicos da região (ABNT, 2009).

A figura 1 representa um talude em processo de contenção (estabilização) do maciço rochoso.

Figura 1: Talude em processo de Estabilização do Maciço Rochoso.



Fonte: Arquivo Pessoal (2019)

Solos Grampeados

O solo grampeado é uma técnica utilizada para controle e estabilização de encostas e taludes, tanto artificiais, quanto naturais, com ou sem influência direta do homem. Consiste na inserção de materiais com resistência e rigidez, nas partes maciças e estáveis da rocha ou solo, com espaçamentos uniformes, de forma a gerar maior estabilidade a fissuras e

rupturas internas, causadas por diversos motivos já citados, entre eles: aumento de poro pressão, aumento de carga, desvio de passagem de água etc. Estes materiais são denominados de grampos e chumbadores, variando de acordo com o projeto e necessidade do local (ROSA, 2015).

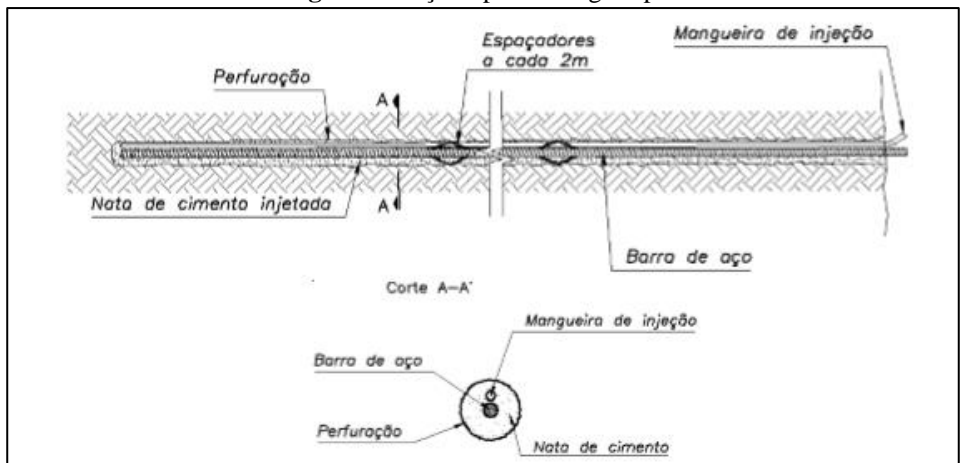
Os tipos de materiais (aço) com maior utilização para os fins de grampos e chumbadores no mercado da construção civil, hoje, são: Dywidag Gewi ST50/55, Dywidag Gewi ST85/105, ambos com diâmetro de 32mm e aço CA-50, com variabilidade de diâmetro entre 12,5mm, 20mm, 25mm e 32mm (ORTIGÃO & SAYÃO, 2000).

Ainda, segundo Ortigão & Sayão (2000), é importante haver uma proteção nas ferragens contra corrosão, sendo indicado uso de pintura eletrolítica e resinas epóxi. Além da fixação de grampos e chumbadores, faz-se necessário um revestimento junto a face do talude ou encosta, de forma a conter os deslocamentos e movimentação de solos e rochas, o que gera a queda de particulados, já citada anteriormente. Para estes revestimentos são em geral utilizados calda de cimento.

Algumas características do solo grampeado a serem consideradas são: flexibilidade, adaptabilidade, velocidade, possível incompatibilidade com outros projetos já existentes e instabilidade superficial, passível de ocorrer quando são utilizados apenas grampo e/ou chumbadores, sem um revestimento superficial (ROSA, 2015).

A figura 2 apresenta a sistemática de inserção de um grampo no talude rochoso.

Figura 2: Seção tipo de um grampo



Fonte: Rosa (2015, apud Geoguide 2008)

Telas Dinâmicas de Alta Resistência

Entendendo que apenas o grampeamento do solo com grampos e chumbadores não é 100% eficaz, deixando a superfície dos taludes e encostas vulneráveis, necessitando assim, de uma medida de controle e estabilização secundária, sugere-se a utilização das telas dinâmicas de alta resistência. As telas possuem características agregadoras aos projetos de contenção, entre elas: fácil deslocamento e manuseio, fácil fixação ao talude e/ou encosta, alta resistência em seus fios de aço trançados, propriedades dinâmicas, de forma a acompanhar algumas movimentações de solo e rocha, sem influenciar diretamente em sua resistência e aumento de tensão, possui baixo peso, comparada a outros materiais etc. (ROSA, 2015).

Segundo Geobrugg (2019), principal fornecedora deste tipo de material, cada fio de aço gera no mínimo uma resistência a tração de 1770N/mm^2 , neste caso, citando o modelo TECCO System, com grande usabilidade no mercado da construção civil nacional. Após o posicionamento da tela na superfície do talude ou encosta rochosa, é feita sua fixação com auxílio de placas P33 (nomenclatura dada devido seu diâmetro de 33 cm) e porcas de aço. A figura 3 apresenta um talude com a tela de alta resistência aplicada e fixada.

Figura 3: Tela fixada no Maciço Rochoso com Placa P33



Fonte: Arquivo Pessoal (2019)

Reforços de Estrutura Com Uso de Contrafortes

Mesmo com grampeamento do solo e utilização de tela de alta resistência, ou até mesmo concreto projetado, em certa circunstância de risco, onde possa haver grande volume de blocos de rocha soltos, são necessárias maiores intervenções para controle da queda deste material. Para tal, é usualmente posto em prática, a execução de contrafortes para dar reforço a estrutura projetada.

Contraforte é um tipo de reforço usualmente utilizado na contenção de taludes rochosos, composto de concreto armado com ferragem interna, geralmente em formato retangular, fixado a rocha, muro ou mureta por meio de grampos e/ou tirantes, de acordo com o projeto e esforço a ser contido (LUIZ, 2014).

A figura 4 apresenta contrafortes elaborados na crista do talude.

Figura 4: Contraforte executado na Crista de Talude.



Fonte: Arquivo Pessoal (2019)

ESTUDO DE CASO EM OBRA DE ESTABILIZAÇÃO DE TALUDE ROCHOSO COM CAMADA DE SOLO A MONTANTE, SITUADA EM BOTAFOGO, NO ESTADO DO RIO DE JANEIRO

Procedimento a ser adotado

Execução de muro de concreto armado com contraforte na face atirantada e instalação de tela de alta resistência modelo TECCO SYSTEM – GEOBRUGG de 3.0mm, com capacidade para 18KN, grampeada com tirantes (grampos) de aço CA-50 de 32mm a cada 2,30mx2,30m com profundidade de cravação em rocha de 4,0m para carga de trabalho de 20 toneladas.

Finalidade da Obra

Garantir através da execução dos diversos serviços de estabilização no talude, incluindo a instalação de tela de alta resistência, a segurança para execução do empreendimento imobiliário projetado para o terreno a jusante, onde tem como obstáculo, o limite de área entre a encosta e o prédio a ser construído.

Metodologia Inicial

1º passo:

Apresentação de projetos junto aos órgãos de fiscalização da prefeitura local, assim como licenciamento e aprovação das áreas ambientais para execução do projeto;

2º passo:

Execução de trilhas, caminhos e acessos, perfurações e instalação de chumbadores provisórios para criação de linha de vida, a fim de garantir a acessibilidade com segurança e eventuais estudos *in loco* para melhorar o projeto, se necessário for;

3º passo:

Locação topográfica das frentes de obra, respeitando os limites do terreno com a vizinhança e o prédio a ser construído;

4º passo:

Execução de limpeza de vegetação superficial e bate-choco para desprendimento de blocos de rocha.

Sequência de execução das obras de estabilização e Contenção

- Elaboração de muro de concreto armado com contrafortes atirantados na face e tela de alta resistência, com a finalidade de bloquear a descida e o depósito de tálus formado a montante do talude e possível desprendimento de vegetação e árvores;
- Perfurações da rocha com diâmetro de 63mm com auxílio de perfuratriz pneumática manual com até 2,40m de profundidade, para instalação dos chumbadores CA-50 de 20mm, para ancoragem da

base dos contrafortes e ao longo das faces internas e externas do muro e contraforte;

- Armação longitudinal e horizontal passiva e ativa nas faces internas e externas do muro, com cobrimento da armadura de 4,0cm;
- Instalação de drenos rasos com diâmetro de 100mm espaçados a cada 2,0x2,0m;
- Execução de contra forma, forma e dos contrafortes na face do muro a cada 2,50m;
- Lançamento de concreto FCK 30 Mpa, para preenchimento das formas;
- Instalação de perfil metálico Tipo I, com 1,0m embutido nos contrafortes ao longo do perímetro do muro e 2,0m a montante, para instalação de cabos de aço de 16mm e tela de alta resistência;
- Para contra por o muro ao empuxo de terra formado pelo depósito de tálus, são executadas perfurações do terreno com diâmetro de 75mm com auxílio de perfuratriz com até 7,0m de profundidade para instalação dos tirantes de 32mm para carga de trabalho de 20 toneladas, para ancoragem dos contrafortes do muro;
- Descida na gravidade e instalação dos rolos de tela de alta resistência modelo TECCO SYSTEM – GEOBRUGG de 3,0mm lançados da crista a base do talude, com finalidade de conter possíveis desprendimentos de rocha fraturada, lascas de materiais e afins;
- Preparo com pintura anticorrosiva das barras de aço e acessórios;
- Perfurações da Rocha com diâmetro de 50mm com auxílio de perfuratriz pneumática manual com até 4,0m de profundidade para instalação dos grampos de aço CA-50 com 32mm, gerando capacidade de carga de trabalho de 20 toneladas, chumbados com nata de cimento para ancoragem na rocha;
- Protensão da tela de alta resistência com auxílio de conjunto de macaco e bomba hidráulica, devidamente aferidos e certificados, e fixação da mesma aos grampos, por meio de placas de aço (P33).

No tocante a tela de alta resistência, objeto principal deste estudo, foi utilizada para contenção de uma área total aproximada de 1404m², com o auxílio ao todo de 290 grampos cravados em rocha, para sua fixação e auxílio no alívio dos esforços, atingindo assim o objetivo do projeto, a estabilidade, onde segundo Rocha (2009), compõe uma das três soluções cabíveis para contenção de taludes rochosos, que são: eliminação do problema, estabilidade e convivência com o problema.

Nas figuras 05 e 06, pode-se observar a obra em processo final de acabamento, com a contenção já realizada.

Figura 5: Talude com a Tela Dinâmica de Resistência já aplicadas



Fonte: Arquivo Pessoal (2019)

Figura 6: Talude com a Tela alta Dinâmica alta Resistencia já aplicada



Fonte: Arquivo Pessoal (2019)

Para fins de ilustração e comprovação da funcionalidade do sistema de telas em estudo, abaixo nas fotos 07 e 08, pôde-se verificar a tela de alta resistência, TECCO SYSTEM (objeto direto de estudo deste artigo), no formato de barreira dinâmica, em atuação. As fotos expõem um talude, lateral a uma edificação de 20 andares, no bairro da Lagoa, Rio de Janeiro, onde por força da natureza, houve desprendimento de fissuras de rocha, de aproximadamente 15 m^3 , onde baseado em uma estimativa de 2.7 Ton/m^3 , estima-se uma massa de 40,5 toneladas. A barreira instalada no local foi projetada para uma carga de 250 KJ e ensaiada com blocos de 800 Kg de massa a 25 m/s. Entendendo que as fissuras de rocha depositadas na tela não tiveram acréscimo de energia cinética, pode-se verificar que a barreira ofereceu uma resistência até 50 vezes maior que a de projeto e ensaio, mostrando assim, sua eficácia.

Figura 7: Vista da tela de alta resistência no formato de barreira



Fonte: Próprio autor (2020)

Figura 8: Tela suportando fissuras de rochas de aproximadamente 15 m³



Fonte: Próprio autor (2020)

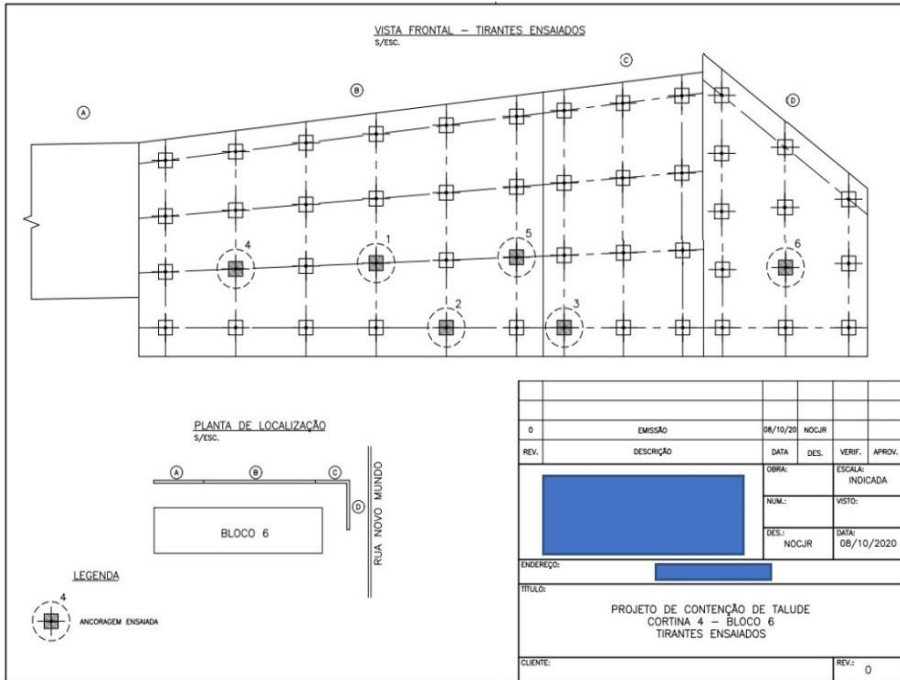
Ensaio de Carga dos Tirantes (grampos)

Tendo em vista toda execução do projeto concluída, entendendo-se como: telas de alta resistência aplicadas, contrafortes e cortinas concretados e chumbados e área do talude limpa de vegetações indesejadas, fez-se necessária a verificação da efetividade dos tirantes (grampos) aplicados, por meio de ensaio de carga, neste caso, ensaio de recebimento, ou seja, carga atuante no tirante, no momento da aferição, seguindo as recomendações da ABNT NBR 5629 (ABNT, 2018).

Para este ensaio, utilizou-se um macaco hidráulico e um extensômetro, ambos devidamente calibrado e aferido, de forma a atender as especificações técnicas do projeto, em relação a aplicação de carga. Os ensaios foram elaborados de acordo com demanda de carga de projeto, sempre norteados pelo entendimento de que o somatório das cargas de trabalho dos tirantes, deverá contrapor a carga de empuxo aplicada pelo talude ou encosta rochosa. Os ensaios, como praxe, seguiram as premissas da ABNT NBR 5629 – Execução de Tirantes Ancorados no Terreno, como citado anteriormente (ABNT, 2018).

Na figura 09, é possível verificar a vista frontal de um projeto de distribuição de tirantes (grampos) no maciço rochoso, assim como seleção dos tirantes ensaiados. Já na figura 10, é possível verificar um boletim de avaliação de ensaio de carga de tirantes, de acordo com projeto.

Figura 9: Planta de locação frontal de furo



Fonte: Arquivo Pessoal (2020)

para alterações e adequações de projeto. Após a conclusão dos serviços de contenção do talude expostos acima, no estudo de caso, foi dada a sequência no projeto e iniciada a construção do empreendimento com a devida segurança requerida. Importante ainda acrescentar, que a solução desenvolvida neste estudo, possui diversas outras aplicabilidades que podem ser definidas com entendimento mais profundo de cada projeto, sempre observando fatores como: modo de acesso ao talude (em especial sua crista ou topo), inclinação e angulação, nível de fratura e/ou dano na estrutura rochosa, demanda construtiva ao seu entorno, assim como alguns outros, que somados, são preponderantes na escolha da técnica e metodologia executiva.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT NBR 5629. **Tirantes ancorados no terreno — Projeto e execução.** Rio de Janeiro, 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT NBR 11682. **Estabilidade de encostas.** Rio de Janeiro, 2009.

GEOBRUGG. **Máxima Proteção, Graças aos Conhecimentos Técnicos e à Experiência.** 2019. Disponível em: <https://www.geobrugg.com/pt/Historia-44562.7873.html>. Acesso em: 16 de Setembro de 2019.

GEOBRUGG. **O Seu Talude Torna-se Estável.** 2019. Disponível em: <https://www.geobrugg.com/pt/TECCO-System-101221,7859.html>. Acesso em: 24 de outubro de 2019.

LIMA, A. P. **Comportamento de uma escavação grampeada em solo residual de gnaiss.** Tese de Doutorado. Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Católica do Rio de Janeiro, 2007.

LUIZ, J. B. **Projeto Geotécnico De Uma Estrutura De Contenção Em Concreto.** Projeto de Graduação Do Curso de Engenharia Civil como requisito parcial para obtenção do título de Engenheiro Civil. Escola Politécnica - Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2014.

ORTIGÃO, J. A. R.; SYÃO, A. S.F.J., **Manual Técnico de escavações.** GeoRio 2ª edição, Rio de Janeiro, 2000.

PINOTTI, A. M., & CARNEIRO, C. D. R. (2015). **Geologia estrutural na previsão e contenção de queda de blocos em encostas: aplicação no Granito Santos, SP.** Terra e Didática, 9(2), 132-168. <https://doi.org/10.20396/td.v9i2.8637402>. 2013.

ROSA, D. B. Faceamento de Solo Grampeado Com Malhas De Aço - Estudo Dos Critérios De Dimensionamento. Dissertação Apresentada Ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2015.

Sobre os Organizadores

Prof^a. Me. Rachel Cristina Santos Pires

Mestre em Desenvolvimento Local pelo Centro Universitário Augusto Motta (2017). Graduada em Engenharia Civil pelo Centro Universitário Augusto Motta (2014). Especialista em Engenharia de Segurança do Trabalho pela Faculdades Integradas Silva e Souza (2015). Especialista em Auditoria, Avaliações e Perícias de Engenharias pelo IPOG (2019). Especialista em Engenharia Sanitária e Ambiental pela UFRJ - Escola Politécnica (2019). Experiência na área da indústria da construção civil, atuando como Engenheira de Segurança do Trabalho em Construções Sustentáveis e em instalações (elétrica e hidrossanitária). Desde 2004 no mercado da construção civil. Atualmente docente no curso de Bacharelado em Engenharia Civil - lecionando as disciplinas: Instalações Elétricas; Instalações Hidráulicas e Sanitárias; Materiais de Construção; Laboratório de Materiais de Construção; Hidrologia; e Orientação de Projeto Final no Centro Universitário Augusto Motta - UNISUAM. Professora de Pós-Graduação do Curso de Engenharia Legal e Diagnóstica da UNISUAM (disciplina Verificações em Sistemas Prediais); e Conselheira Regional do Crea RJ para o triênio 2020/2022.

Prof^a. Me. Flávia da Silva

Doutoranda em Engenharia Civil Geotecnia UFRJ. Mestre em Engenharia de Petróleo pela COPPE-UFRJ, Coordenadora do curso de Engenharia Civil do Centro Universitário Augusto Motta – UNISUAM.

Prof. Esp. Leonardo Reis dos Santos

Graduado em Engenharia Civil (2021) e Engenharia de Petróleo (2011) pelo Centro Universitário Augusto Motta, MBA em Gerenciamento de Projetos pela FGV (2014), cursando pós-graduação em Engenharia Legal e Diagnostica pelo Centro Universitário Augusto Motta.

Prof. Esp. Helber Pereira Taboza

Graduado em Engenharia Civil pelo Centro Universitário Augusto Motta (2020), pós-graduado em Engenharia Estrutural pelo Centro Universitário Augusto Motta (2021).

Prof. Me. Bruno Matos de Farias

Doutorando em Desenvolvimento Local (Ciências Ambientais), Mestre em Desenvolvimento Local pelo Centro Universitário Augusto Motta (UNISUAM). Possui Graduação em Arquitetura e Urbanismo e Especialização em Docência OnLine: Tutoria em EAD pelo Centro Universitário Augusto Motta (UNISUAM). Tem experiência na área de Arquitetura e Urbanismo e Engenharia Civil, com ênfase em Construção Civil, atuando principalmente no seguinte tema: Autovistoria Predial, Perícia e Assistência Técnica. Especialista em Registros de Patentes, Marcas e Programas de Computador. Professor Auxiliar na Universidade Estácio de Sá (UNESA) no Curso de Arquitetura e Urbanismo e Engenharia Civil. Coordenador e Professor Auxiliar no Centro Universitário Gama e Souza (UNIGAMA) no Curso de Arquitetura e Urbanismo e Engenharia Ambiental e Sanitária. Professor na UNISOCIES-SC no Curso de Arquitetura e Urbanismo.

GEOTECNIA: ANÁLISE DE SOLOS

Rachel Cristina Santos Pires
Bruno Matos de Farias
Flávia da Silva
Leonardo Reis dos Santos
Helber Pereira Taboza


epiplaya
Editora

ISBN: 978-65-87809-54-0

