



UNIVERSIDADE FEDERAL DO AMAPÁ
PRÓ-REITORIA DE ENSINO DE GRADUAÇÃO
DEPARTAMENTO DE CIÊNCIAS EXATAS E TECNOLÓGICAS
CURSO DE BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL

VINICIUS FERNANDO GALVÃO BEZERRA

**Manifestações patológicas em contenções de terra armada: estudo de caso
nas cabeceiras da ponte Sérgio Arruda**

Macapá-AP

2024

VINICIUS FERNANDO GALVÃO BEZERRA

**Manifestações patológicas em contenções de terra armada: estudo de caso
nas cabeceiras da ponte Sérgio Arruda**

Trabalho de Conclusão de Curso,
apresentado como requisito para obtenção
do título de Bacharel em Engenharia Civil,
pela Universidade Federal do Amapá.

Orientador: Prof. Me. Adenilson Costa de
Oliveira
Coorientador: Prof. Me. Neilson Oliveira da
Silva

Macapá-AP

2024

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)
Biblioteca Central/UNIFAP-Macapá-AP
Elaborado por Cristina Fernandes – CRB-2 / 1569

B574m Bezerra, Vinicius Fernando Galvão.

Manifestações patológicas em contenções de terra armada: estudo de caso nas cabeceiras da ponte Sérgio Arruda / Vinicius Fernando Galvão Bezerra. - Macapá, 2024.

1 recurso eletrônico. 152 folhas.

Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) - Universidade Federal do Amapá, Coordenação do Curso de Engenharia Civil. Macapá, 2024.

Orientador: Adenilson Costa de Oliveira.

Coorientador: Neilson Oliveira da Silva.

Modo de acesso: World Wide Web.

Formato de arquivo: Portable Document Format (PDF).

1. Manifestações patológicas. 2. Cabeceiras de pontes. 3. Terra armada. I. Adenilson Costa de Oliveira, orientador. II. Silva, Neilson Oliveira da, coorientador. III. Universidade Federal do Amapá. IV. Título.

CDD 23. ed. – 624.2

BEZERRA, Vinicius Fernando Galvão. Manifestações patológicas em contenções de terra armada: estudo de caso nas cabeceiras da ponte Sérgio Arruda. Orientador: Adenilson Costa de Oliveira. Coorientador: Neilson Oliveira da Silva. 2024. 152 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) - Engenharia Civil. Universidade Federal do Amapá. Macapá, 2024.

VINICIUS FERNANDO GALVÃO BEZERRA

**Manifestações patológicas em contenções de terra armada: estudo de caso
nas cabeceiras da ponte Sérgio Arruda**

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção do título de Bacharel e aprovado em sua forma final pelo Curso Engenharia Civil da Universidade Federal do Amapá.

Data da aprovação: 16/08/2024

BANCA EXAMINADORA

Prof. Me. Adenilson Costa de Oliveira – Orientador
Universidade Federal do Amapá — UNIFAP

Prof. Dr. Jamil José Salim Neto – Examinador interno
Universidade Federal do Amapá — UNIFAP

Prof. Me. Luis Henrique Rambo – Examinador interno
Universidade Federal do Amapá — UNIFAP

Prof. Me. José Vitor Borges de Assis – Examinador interno
Universidade Federal do Amapá — UNIFAP

Dedico este trabalho a Deus, por me proteger e me guiar de lá de cima.

Dedico também a minha mãe, Genilda Galvão Costa, por ter sido a fundação da obra chamada minha vida. Ela sempre foi meu porto seguro e quem me deu condições para seguir estudando.

Nada disso seria possível sem eles.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente manifesto gratidão a Deus, por sempre me abençoar e me guiar nos momentos mais difíceis, segurando minha mão e me permitindo alcançar vitórias e vencer grandes batalhas.

À minha mãe, Genilda Galvão Costa, por me apoiar e me dar confiança para continuar estudando. Foi através dos seus sacrifícios que cheguei até aqui. Sem ela nada disso seria possível.

Aos meus familiares que sempre acreditaram em mim, em especial ao meu pai Luis Fernando Moreira Bezerra por se fazer presente na minha vida, as minhas tias Morane e Josane, por sempre me incentivarem a estudar, e a minha tia Elizângela, pelo seu coração enorme.

Ao meu orientador, professor Adenilson Costa de Oliveira, pelos ensinamentos dentro e fora da sala de aula, por abrir portas e por ser um espelho como profissional.

Aos meus colegas da Turma 2018, que tornaram o caminho da graduação mais leve e divertido.

Aos professores Luis Henrique Rambo pela sua vontade de ensinar e por sempre demonstrar compreensão com os alunos. E ao professor Jamil Jose Salim Neto, que mesmo surgindo no estágio final da graduação, permitiu a criação de um apreço muito grande para consigo.

À minha namorada Érica por me incentivar, apoiar e ajudar durante a produção do trabalho.

Ao Instituto Federal do Amapá – IFAP, na figura do professor Neilson Oliveira da Silva e do técnico de laboratório Cley Feitoza, por disponibilizar o laboratório para a realização dos ensaios.

Agradeço também a todos que me ajudaram de alguma forma a chegar até aqui, muito obrigado!

RESUMO

As contenções devem proporcionar ao usuário além da segurança estrutural, o conforto físico e visual. Entretanto, o surgimento de manifestações patológicas pode prejudicar o desempenho e, conseqüentemente, diminuir a vida útil da construção. Diante disso, este trabalho teve como objetivo analisar a origem dos problemas patológicos nos acessos de contenções em terra armada de uma ponte que passou por processo de demolição, e que ficava situada na cidade de Macapá-AP. Para tal, a metodologia empregada foi baseada em Souza e Ripper e compõe as etapas de: levantamento dados, análise dados e diagnóstico. Foram realizadas visitas ao local, com medições da estrutura e levantamento dos sintomas patológicos, análise do projeto e de modificações feitas ao longo do tempo, verificação de sondagens SPT, acompanhamento da demolição e realização de ensaios de caracterização com o solo utilizado como aterro (granulometria conjunta, limites de liquidez e plasticidade, densidade real dos grãos de solo e umidade pelo método da estufa). Os resultados deste estudo indicam a presença de não conformidade na etapa de projeto, mediante a adoção de fundação superficial para as cabeceiras, assente sobre uma espessa camada de solo compressível, o que gerou recalques e permitiu a entrada de água no maciço. A presença excessiva de umidade diminuiu a compactação do aterro e supostamente provocou uma série de manifestações patológicas. Além disso, os ensaios realizados mostraram que material utilizado como aterro se tratava de um solo do tipo A-2-6 (classificação TRB), que apesar de ser um solo com bom comportamento para o subleito, estava fora das especificações solicitadas em projeto, sendo, portanto, um possível agravante do quadro.

Palavras-chave: manifestações patológicas; cabeceiras de pontes; terra armada; demolição; ensaios de caracterização de solos.

ABSTRACT

In addition to structural safety, retaining walls must provide users with physical and visual comfort. However, the emergence of pathological manifestations can impair performance and, consequently, reduce the useful life of the construction. In view of this, this study aimed to analyze the origin of pathological problems in the accesses of reinforced earth retaining walls of a bridge that underwent a demolition process and was located in the city of Macapá-AP. To this end, the methodology used was based on Souza and Ripper and comprises the following steps: data collection, data analysis and diagnosis. Site visits were carried out, with measurements of the structure and identification of pathological symptoms, analysis of the project and modifications made over time, verification of soil surveys SPT, monitoring of the demolition and performance of characterization tests with the soil used as fill (granulometry, liquidity and plasticity limits, real density of soil grains and humidity by the stove method). The results of this study indicate the presence of non-compliance in the design stage, through the adoption of a shallow foundation for the headlands, resting on a thick layer of compressible soil, which generated settlements and allowed water to enter the massif. The excessive presence of moisture reduced the compaction of the landfill and supposedly caused a series of pathological manifestations. In addition, the tests carried out showed that the material used as landfill was a type A-2-6 soil (TRB classification), which, despite being a soil with good behavior for the subgrade, did not meet the specifications requested in the design, and was therefore a possible aggravating factor of the situation.

Key word: pathological manifestations; bridge heads; reinforced earth; demolition; soil characterization tests.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Esquema de um muro em terra armada.....	20
Figura 2 – Comportamento de solo com e sem reforço.....	22
Figura 3 – Elementos de reforço: (a) Tiras em aço galvanizado; (b) Fios de poliéster de alta aderência.....	24
Figura 4 – Painéis retangulares.....	25
Figura 5 – Perfis dos deslocamentos horizontais em terra armada.....	25
Figura 6 – Vista interna de um muro em terra armada.....	26
Figura 7 – Algumas aplicações da terra armada.....	28
Figura 8 – Remoção de solo mole: (a) Total; (b) Parcial.....	31
Figura 9 – Aterro estruturado com estacas, capitéis e geogrelha.....	31
Figura 10 – Esquema de instalação de geodrenos em uma camada de solo mole..	32
Figura 11 – Influência de drenos verticais nos recalques com o tempo.....	33
Figura 12 – (a) Rotação da laje de transição causada pela deformação do aterro sobre camada de solo mole; (b) Danos causados na cortina e no console.....	34
Figura 13 – Frequência das origens das manifestações patológicas.....	37
Figura 14 – Muros em terra armada: (a) Grande quantidade de bolor e vegetação (b) Presença de vegetação entre as juntas das escamas.....	40
Figura 15 – Processo de corrosão do concreto armado: (a) Entrada de agentes agressivos; (b) Geração de fissuras por expansão da armadura; (c) Destacamento do recobrimento.....	42
Figura 16 – Limites de Atterberg.....	45
Figura 17 – Ensaio de limite de liquidez: (a) Aparelho de Casagrande; (b) Amostra com a ranhura; (c) Amostra antes e depois do ensaio.....	46
Figura 18 – Gráfico do ensaio de limite de liquidez.....	46
Figura 19 – Moldagem da amostra em comparação ao gabarito cilíndrico.....	46
Figura 20 – Métodos mecânicos para a determinação da granulometria de solos...	48
Figura 21 – Escalas granulométricas adotadas pelas principais normas.....	48
Figura 22 – Imagem aérea da ponte Sérgio Arruda.....	51
Figura 23 – Seção transversal da ponte Sérgio Arruda.....	52
Figura 24 – (a) Cabeceira Sul em trecho com grampos e juntas fechadas (b) Vista ampliada do grampeamento.....	52

Figura 25 – Preparação de amostras para ensaios de caracterização de solo: (a) Destorroamento; (b) Repartição	56
Figura 26 – Ensaios de: (a) Limite de liquidez; (b) Limite de plasticidade	56
Figura 27 – Ensaio de granulometria: (a) Peneiramento; (b) Sedimentação	57
Figura 28 – Ensaios de: (a) Densidade real; (b) Umidade pelo método da estufa ...	57
Figura 29 – Resumo da apresentação dos resultados	58
Figura 30 – Indicação das medidas dos acessos em terra armada.....	60
Figura 31 – Perfil do deslocamento horizontal na cabeceira norte	63
Figura 32 – Medição a prumo do perfil de deslocamento na cabeceira norte	63
Figura 33 – Corte dos acessos em terra armada	64
Figura 34 – Perfil longitudinal da ponte após a construção e em 2016	65
Figura 35 – Região dos acessos com grampos e fechamento das juntas: (a) e (b) Lado Sul; (c) e (d) Lado Norte	66
Figura 36 – Pilar 90°	66
Figura 37 – Ortomosaico georreferenciado com a locação de SP-01 e SP-04	67
Figura 38 – Primeiros 10 metros das sondagens realizadas	68
Figura 39 – Curva granulométrica do material ensaiado	71

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Matriz de apresentação e diagnóstico das principais manifestações patológicas - exemplo	59
Quadro 2 – Apresentação da etapa de demolição - exemplo.....	59
Quadro 3 – Matriz de apresentação e diagnóstico das principais manifestações patológicas	61
Quadro 4 – Apresentação da etapa de demolição	69

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Estado de compactação e consistência de siltes e argilas em função do N_{SPT}	30
Tabela 2 – Classificação dos solos em função do IP	47
Tabela 3 – Classificação TRB solos granulares.....	49
Tabela 4 – Classificação TRB solos finos	49
Tabela 5 – Critérios mecânicos para seleção do material de aterro para armaduras nervuradas	55
Tabela 6 – Ensaio de caracterização com o material do aterro	55
Tabela 7 – Dimensões dos acessos coletadas em campo comparadas ao projeto (em metros)	60
Tabela 8 – Especificações solicitadas no projeto em comparação aos parâmetros da NBR 9286/1986.....	64
Tabela 9 – Resumo dos resultados do solo ensaiado	71
Tabela 10 – Classificação TRB do solo ensaiado.....	71
Tabela 11 – Composição granulométrica do solo ensaiado pela escala AASHTO...72	

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
HRB	<i>Highway Research Board</i>
IG	Índice de Grupo
IP	Índice de Plasticidade
ISO	<i>International Organization for Standardization</i>
LL	Limite de Liquidez
LP	Limite de Plasticidade
NBR	Norma Brasileira
N _{SPT}	Índice de resistência à penetração
OAE	Obras de Arte Especiais
POLITEC	Polícia Técnico-Científica
SPT	<i>Standard Penetration Test</i>
TRB	<i>Transportation Research Board</i>
UNIFAP	Universidade Federal do Amapá
CREA	Conselho Regional de Engenharia e Agronomia

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	16
1.1	OBJETIVOS	18
1.1.1	Objetivo geral	18
1.1.2	Objetivos específicos	18
1.2	JUSTIFICATIVA	19
1.3	PROBLEMA	19
1.4	HIPÓTESES.....	19
2	REFERENCIAL TEÓRICO	20
2.1	SISTEMA DE CONTENÇÃO EM TERRA ARMADA.....	20
2.1.1	Definição	20
2.1.2	Breve histórico	21
2.1.3	Princípio do funcionamento	21
2.1.4	Principais componentes	23
2.1.4.1	<i>Material do aterro</i>	23
2.1.4.2	<i>Elementos de reforço</i>	23
2.1.4.3	<i>Elementos de face</i>	24
2.1.5	Processo construtivo	25
2.1.6	Vantagens e desvantagens	26
2.1.7	Aplicações	27
2.2	O MACIÇO FACE A SOLOS COMPRESSÍVEIS	29
2.2.1	Investigação geotécnica por sondagem do tipo SPT	29
2.2.2	Soluções de estabilização e reforço para o solo de fundação	30
2.2.2.1	<i>Remoção do solo mole</i>	30
2.2.2.2	<i>Aterro estaqueado</i>	31
2.2.2.3	<i>Drenos verticais</i>	32
2.2.3	Caso do viaduto sobre linha férrea	33
2.3	PATOLOGIA DAS CONSTRUÇÕES	34
2.3.1	Conceitos básicos	35
2.3.1.1	<i>Vida útil</i>	35
2.3.1.2	<i>Durabilidade</i>	35
2.3.1.3	<i>Desempenho</i>	36
2.3.2	Origens	36

2.3.2.1	<i>Fase de projeto</i>	37
2.3.2.2	<i>Materiais inadequados</i>	38
2.3.2.3	<i>Etapa de execução</i>	38
2.3.2.4	<i>Uso inadequado e falta de manutenção</i>	39
2.3.3	Manifestações patológicas comuns em terra armada	39
2.3.3.1	<i>Infiltrações, manchas, bolor e crescimento vegetação</i>	40
2.3.3.2	<i>Fissuras</i>	41
2.3.3.3	<i>Corrosão de armaduras</i>	41
2.4	ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO E CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS	43
2.4.1	Coleta e preparação de amostras	43
2.4.2	Teor de umidade	43
2.4.3	Densidade real dos grãos	44
2.4.4	Limites de consistência	44
2.4.4.1	<i>Limite de liquidez</i>	45
2.4.4.2	<i>Limite de plasticidade</i>	46
2.4.4.3	<i>Índice de plasticidade</i>	47
2.4.5	Análise granulométrica	47
2.4.6	Sistema de classificação HRB/TRB	48
3	METODOLOGIA	51
3.1	CARACTERIZAÇÃO DO OBJETO DE ESTUDO.....	51
3.2	PROPOSTA DE INSPEÇÃO.....	53
3.2.1	Levantamento de dados	53
3.2.2	Análise de dados e diagnóstico	54
3.3	CRITÉRIOS PARA ESCOLHA DOS ENSAIOS	54
3.4	FORMA DE APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS.....	57
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES	60
4.1	QUANTO AS VISITAS AO LOCAL	60
4.2	QUANTO A ANÁLISE DO PROJETO	63
4.3	QUANTO AO ACOMPANHAMENTO DO PROCESSO DE DEMOLIÇÃO..	68
4.4	QUANTO AOS ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO ATERRO	70
5	CONCLUSÕES	73
	REFERÊNCIAS	75
	APÊNDICE A – PREPARAÇÃO DE AMOSTRAS PARA ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO	80

APÊNDICE B – ENSAIO DE TEOR DE UMIDADE PELO MÉTODO DA ESTUFA.....	83
APÊNDICE C – ENSAIO DE DENSIDADE REAL DOS GRÃOS DE SOLO	85
APÊNDICE D – ENSAIO DE LIMITE DE LIQUIDEZ	89
APÊNDICE E – ENSAIO DE LIMITE DE PLASTICIDADE	92
APÊNDICE F – CALIBRAÇÃO DO DENSÍMETRO PARA O ENSAIO DE SEDIMENTAÇÃO	95
APÊNDICE G – ENSAIO DE GRANULOMETRIA	101
APÊNDICE H – CLASSIFICAÇÃO TRB	110
APÊNDICE I – REGISTROS FOTOGRÁFICOS DAS MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS.....	112
APÊNDICE J – REGISTROS FOTOGRÁFICOS DA ETAPA DE DEMOLIÇÃO	121
ANEXO A – BOLETINS DE SONDADE SPT.....	128
ANEXO B – RELATÓRIO DE VISITA A OBRA EM 2004.....	133
ANEXO C – LAUDO PERICIAL DE 2019	134
ANEXO D – PROJETO DAS CONTENÇÕES EM TERRA ARMADA	151

1 INTRODUÇÃO

Diante do crescimento das cidades e conseqüentemente a diminuição dos espaços urbanos, surgiu a necessidade da utilização de técnicas em obras de engenharia que possam ser executadas em áreas reduzidas. Nesse cenário, emerge a técnica de contenção em terra armada, que tem sido utilizada em muros de arrimo e encontros de pontes e viadutos, eliminando taludes de aterro e apresentando um bom aspecto para rampas de acesso quando comparada a outras soluções convencionais (Vitório, 2002).

Sendo associada por basicamente três componentes: aterro selecionado, armaduras em aço galvanizado ou em material plástico e elementos de face geralmente pré-fabricados, a tecnologia terra armada funciona sob o princípio da interação entre o material do aterro e as armaduras de alta aderência que, corretamente dimensionados, produzem um maciço integrado com alta capacidade de suportar carregamentos e ideais para muros de grande altura. Sendo apresentada como uma solução técnico-econômica viável e em expansão em todo o mundo (Marapanagem, 2011).

Como qualquer outro sistema construtivo as contenções em terra armada também apresentam desgastes e manifestações patológicas que podem comprometer o desempenho estrutural e reduzir a sua vida útil. O fato de grande parte de tais estruturas serem implantadas como acessos de viadutos localizados em intensos corredores de tráfego em áreas urbanas, faz com que os problemas patológicos e danos estruturais exijam atenções especiais no que se refere à prevenção de graves acidentes (Barbosa; Vitório, 2019).

Nesse sentido, a ciência que procura de forma sistêmica investigar os defeitos nas construções, buscando diagnosticar as origens e compreender os mecanismos de deflagração e de evolução do processo patológico, além das suas formas de manifestação, é denominada de patologia das construções (Bolina; Tutikian; Helene, 2019). A determinação da origem procura não só sanar o problema, como também identificar o agente causador da falha. Ademais, a manifestação patológica pode ter origem em quatro fases distintas: (1) na etapa de projeto, (2) na execução, (3) na qualidade dos materiais de construção e (4) na má utilização da edificação, podendo também ser originária da combinação de diferentes etapas (Cabral *et al*, 2018).

Mesmo com a crescente expansão da terra armada, poucos são os materiais na literatura que tratam do assunto, especialmente correlacionando-o ao estudo patológico em estruturas que entraram em processo de demolição. Embora haja muita coisa a ser aprendida, por se tratar de um campo amplo e interdisciplinar, os conhecimentos relacionados à patologia das estruturas têm avançado ao longo do tempo, não só como resultado das lições oriundas do dia-a-dia das construções, mas também pela justificação científica alcançada por pesquisas realizadas em diversas instituições e universidades (Souza; Ripper, 1998).

Sendo assim, este estudo propõe uma análise patológica em acessos de contenções em terra armada de uma importante ponte que foi demolida e ficava situada em Macapá-AP, cuja a metodologia aplicada foi fundamentada pela bibliografia acerca do presente tema e contém as etapas de levantamento de dados, análise e diagnóstico, englobando visitas ao local, análises documentais, acompanhamento do estágio de demolição e prática de laboratório para execução de ensaios de caracterização com o solo utilizado como aterro.

A estrutura do trabalho é composta por cinco capítulos, dez apêndices e quatro anexos. O primeiro capítulo apresenta a introdução, contendo uma breve contextualização, o objetivo geral, os objetivos específicos, a justificativa de escolha do tema, o problema e as hipóteses. O segundo capítulo, contém uma revisão bibliográfica abrangendo as principais informações acerca da terra armada (destaque para o princípio do funcionamento e principais componentes do sistema), o comportamento da técnica contenção face a solos compressíveis e soluções construtivas diante da problemática, um apanhado geral sobre patologia das construções e manifestações patológicas recorrentes nesse tipo de contenção, além de abordar o conteúdo referente aos ensaios a serem realizados com o material do aterro e a classificação de solos.

No capítulo 3 se apresenta a metodologia, com a caracterização do objeto de estudo, a proposta de inspeção baseada em Souza e Ripper (1998), a argumentação para a escolha do programa experimental e também a forma na qual resultados foram apresentados no decorrer do texto. Ademais, os resultados e discussões são mostrados no capítulo 4, com quatro macro tópicos inerentes ao coletado durante: visitas ao local, análise do projeto, processo de demolição e ensaios de caracterização do solo do aterro.

Em seguida, no capítulo 5, são expostas as conclusões do trabalho, com ênfase nos principais resultados, nas contribuições e limitações do estudo, assim como sugestões para o desenvolvimento futuro de pesquisas. E por fim os apêndices; que são relativos aos relatórios de ensaios realizados (granulometria conjunta, limites de liquidez e plasticidade, densidade real dos grãos de solo e umidade pelo método da estufa), a classificação do solo do aterro (TRB) e aos registros fotográficos das manifestações patológicas e da demolição; e os anexos; tocante aos boletins de sondagem SPT, ao relatório de visita a obra de 2004, ao laudo pericial da POLITEC alusivo ao objeto de estudo e ao projeto das contenções citados no corpo do texto.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo geral

Analisar, de forma sistêmica, a possível origem das manifestações patológicas que levaram a decisão de demolição das cabeceiras em terra armada de uma ponte de intenso tráfego na cidade de Macapá-AP, coletando e avaliando informações em relação a obra ao longo do tempo, desde a análise do projeto até o acompanhamento da demolição.

1.1.2 Objetivos específicos

- a) Realizar uma revisão bibliográfica a respeito da terra armada, do maciço face a solos compressíveis, de patologia das construções e de ensaios de caracterização e classificação de solos;
- b) Apresentar o estudo de caso e propor uma metodologia de inspeção baseada em Souza e Ripper (1998), com o intuito de sistematizar a análise;
- c) Aplicar o procedimento metodológico para encontrar as prováveis causas das manifestações patológicas nas cabeceiras;
- d) Indicar possíveis soluções que poderiam ter mitigado os problemas patológicos encontrados.

1.2 JUSTIFICATIVA

O tema deste trabalho se justifica diante da necessidade da obtenção de respostas fundamentadas para as manifestações patológicas que surgiram, de forma precoce, nos acessos de uma importante OAE (Obra de Arte Especial) da cidade de Macapá-AP. Além disso, a temática se faz relevante em virtude da ampla utilização do método terra armada nas rodovias brasileiras e da pouca bibliografia existente correlacionando a técnica à problemas patológicos, sobretudo em estruturas que entraram em processo de demolição. Sendo possível adquirir informações que permitam contribuir para o avanço do conhecimento técnico na área e o aprimoramento de construções futuras.

1.3 PROBLEMA

Qual foi a possível origem e as prováveis causas das manifestações patológicas irreversíveis que culminaram na decisão de demolição das cabeceiras de contenções em terra armada da ponte Sérgio Arruda?

1.4 HIPÓTESES

- a) Cabeceiras executadas sobre solo compressível e ausência de medidas para mitigar esse problema;
- b) Execução das contenções com densidade de armadura menor a prevista em projeto;
- c) Uso de solo do aterro com propriedades inapropriadas e/ou baixo controle da compactação na etapa de execução.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 SISTEMA DE CONTENÇÃO EM TERRA ARMADA

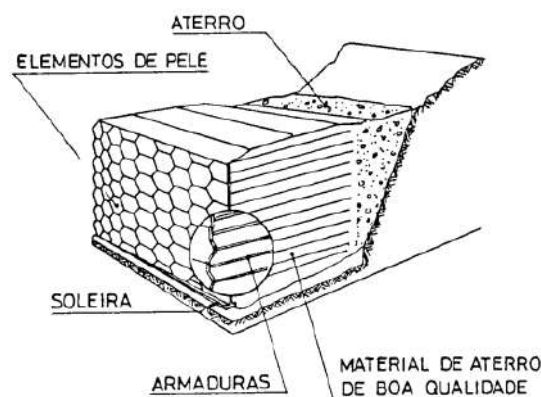
2.1.1 Definição

O método terra armada é classificado como solo reforçado, que de acordo com a NBR 16920-1/2021 (ABNT, 2021) consiste na aplicação de reforços a massas de solo com o objetivo de se obter um composto com melhores propriedades mecânicas. Sendo formado, basicamente, por três componentes: solo do aterro, reforço e elementos de face (escamas).

A NBR 9286/1986, cancelada em outubro de 2014 e que tratava especificamente da técnica terra armada, define o método como uma combinação de solo do aterro com propriedades selecionadas, armaduras flexíveis, colocadas geralmente de forma horizontal em seu interior, conforme o aterro vai sendo construído, e por uma pele ou paramento externo fixado às armaduras, destinado a limitar o aterro (ABNT, 1986). Segundo o DNIT (2003), a técnica é um tipo de contenção para aterros que otimiza espaço e que tem sido bastante utilizada em virtude dos custos competitivos quando comparados a outros sistemas de contenção. Onde o processo construtivo do aterro é sempre iniciado de baixo para cima.

São componentes ainda da terra armada a soleira em concreto simples (fundação superficial), que tem como função receber a primeira fiada das placas pré-moldadas, os elementos de fixação das armaduras e as juntas verticais e horizontais filtrantes entre os painéis (Silva, 2012).

Figura 1 – Esquema de um muro em terra armada



Fonte: Félix (1991)

2.1.2 Breve histórico

A ideia de muros de solos reforçados teve surgimento na década de 60 com o engenheiro e arquiteto francês Henri Vidal, que demonstrou que a associação de um solo granular com um material resistente à esforços de tração seria capaz de produzir um maciço com melhorias significativas nas propriedades mecânicas. Foi aí então que surgiu o nome terra armada, patenteado por Henri Vidal (Silva, 2012).

Inicialmente, Vidal propôs o uso de polímeros reforçados com fibras de vidro como armaduras em um muro experimental, que colapsou após 10 meses da sua construção, cuja a causa provável foi a degradação dos reforços por um ataque bacteriano. Em seguida, passou-se a utilizar reforços de aço maciço e alumínio. No entanto, foi constatado que os novos reforços apresentavam baixa durabilidade, com apresentação de significativa corrosão entre 10 e 15 anos, sobretudo nos reforços de aço maciço. Daí surgindo então a aplicação do aço galvanizado (Félix, 1991).

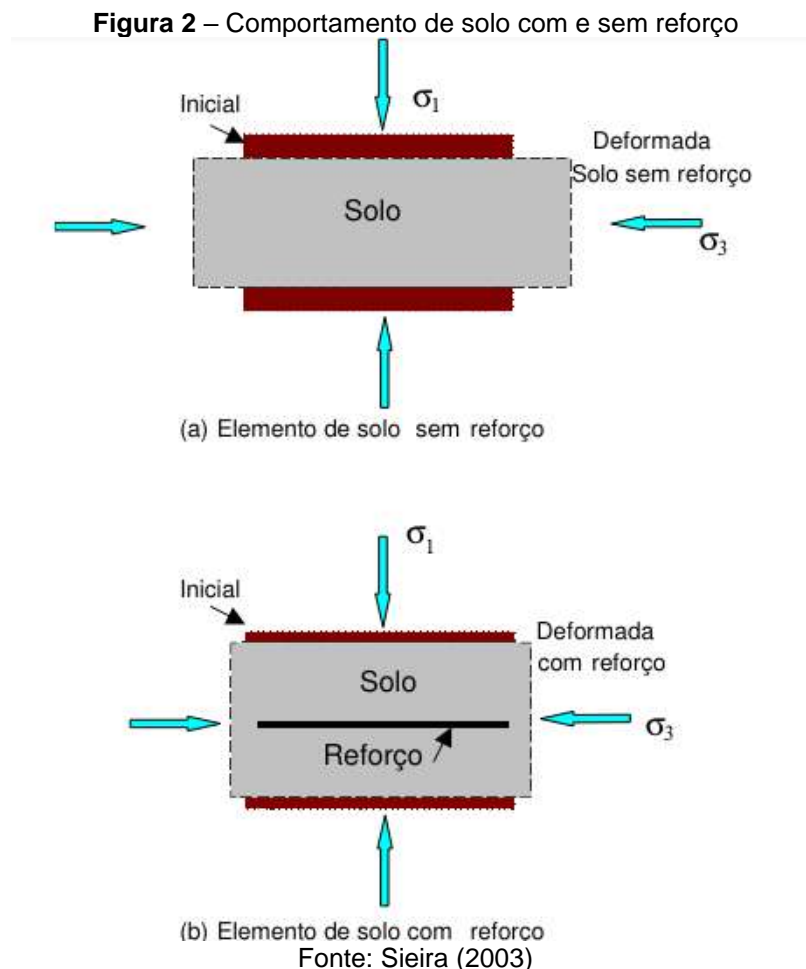
Nas décadas de 60 e 70 foram executados diversos muros em escala natural e reduzida, assim como modelos numéricos para estudo do comportamento dos muros em terra armada e o desenvolvimento de métodos de dimensionamento, possibilitando a promoção de modificações no sistema, tais como o uso de geotêxtil. Cabe ressaltar que o primeiro muro construído foi realizado na França em 1971, por Henri Vidal (Silva, 2012).

Ademais, a técnica de reforço foi se desenvolvendo, permitindo melhorias como a substituição do painel metálico em forma de “U” pela placa pré-moldada de concreto, e a adoção de armadura nervurada, aumentando o atrito entre solo e reforço. Durante um certo período houveram melhorias, mas sem avanços científicos interessantes em virtude da proteção das patentes que ainda vigoravam. No entanto, após a queda das patentes, especialmente na década de 90, o método foi popularizado, surgindo assim a NBR 9286/1986 (Marapanagem, 2011). No Brasil o DNER foi pioneiro na utilização do sistema, com a execução das suas primeiras obras na rodovia BR-470/SC, em 1976 (DNIT, 2003).

2.1.3 Princípio do funcionamento

A base da teoria por trás da terra armada funciona sob a interação entre os elementos de reforço e o material do aterro. No geral, os solos apresentam um bom

comportamento quando submetidos a esforços de compressão, contudo, possuem baixa resistência a esforços de tração. Quando a massa de solo é carregada verticalmente, ela sofre deformações verticais de compressão e deformações laterais de tração. Entretanto, caso a massa de solo esteja reforçada, os deslocamentos laterais são restringidos pela reduzida deformabilidade do reforço. Esta restrição de deformações é obtida graças a criação de esforços de tração no elemento de reforço. Neste caso, o solo tende a mover-se em relação ao reforço gerando tensões de cisalhamento na interface entre solo e reforço (Wheeler, 1996 *apud* Sieira, 2003, p. 55). A Figura 2 mostra o princípio básico do comportamento de um solo reforçado.



O reforço é responsável por absorver as tensões cisalhantes geradas na interface, sendo então tracionado e produzindo uma redistribuição de tensões no solo. Essa redistribuição de tensões gera uma parcela de confinamento interno, adicional ao confinamento externo já existente (Sieira, 2003).

Outrossim, o colapso do sistema pode ser causado tanto pela ausência de resistência na interface solo-reforço, quanto pela ruptura dos reforços, predominando um ou outro modo dependendo do nível de tensão confinante. Se a tensão de aderência for inferior a um determinado valor crítico, a ruptura ocorre devido à baixa resistência na interface, caso contrário, são os reforços que condicionam a ruína do sistema (Silva, 2012).

2.1.4 Principais componentes

2.1.4.1 Material do aterro

Por funcionar pela interação entre solo e armaduras, é conveniente que o material do aterro possua um elevado ângulo de atrito, excluindo a utilização de solos com elevada porcentagem de finos. Nesse sentido, a experiência adquirida ao longo dos anos mostra que os materiais adequados para aterros são geralmente apropriados para a utilização em terra armada, onde a seleção e a classificação do material podem ser feitas através de um critério granulométrico simples (Félix, 1991).

Segundo Silva (2012) os critérios granulométricos objetivam limitar a porcentagem de finos no solo. Também é de fundamental importância que haja uma boa compactação do solo granular, pois estes são bem drenados e a transferência da tensão normal efetiva entre os reforços e o aterro é imediata à medida que as camadas de aterro vão sendo colocadas. Garantindo assim a boa aderência entre solo e armadura e o correto funcionamento do sistema.

Além dos critérios geotécnicos do aterro (granulometria, ângulo de atrito e compactação), a NBR 9686/1986 apresenta critérios químicos e eletroquímicos que dizem respeito ao potencial agressivo do material quando na utilização de reforços metálicos, visando garantir a durabilidade das inclusões (ABNT, 1986).

2.1.4.2 Elementos de reforço

As principais funções dos reforços nos maciços de terra armada são a mobilização por atrito de tensões tangenciais ao longo da sua superfície e a resistência aos esforços de tração, e por estarem envolvidos em solo é imprescindível

que o material das armaduras tenha características como: grande resistência à tração, ductilidade, durabilidade e excelente coeficiente de atrito ao solo (Silva, 2012).

Para cumprir todos esses requisitos, é necessário que haja cuidado na escolha dos reforços, sendo eles de dois tipos: os extensíveis (pouco deformáveis) e os inextensíveis (deformáveis). Os reforços inextensíveis são comumente feitos em aço galvanizado para garantir durabilidade e apresentam pequenas ranhuras para melhorar o atrito junto ao solo. Já os reforços extensíveis são constituídos por fitas poliméricas formadas por fios de poliéster de alta aderência embainhados em tiras de polietileno, apresentando também pequenas ranhuras assim como as fitas metálicas (Fonteles *et al.*, 2019).

Figura 3 – Elementos de reforço: (a) Tiras em aço galvanizado; (b) Fios de poliéster de alta aderência



(a)

(b)

Fonte: Sobrinho (2013)

2.1.4.3 Elementos de face

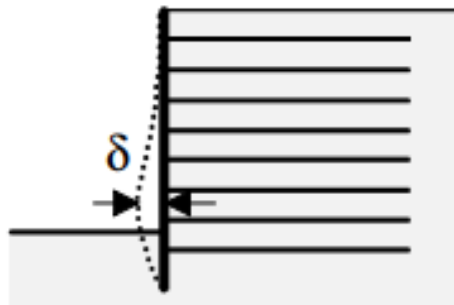
Fixados às armaduras, as escamas possuem função secundária no funcionamento estrutural, impedindo a rotura ou erosão do solo e constituindo o acabamento externo do maciço. Essas placas são encaixadas entre si e suas juntas devem ser conservadas abertas para efeitos de drenagem e articulação das peças. Geralmente são feitas de placas pré-moldadas de concreto armado, possuindo diferentes formas geométricas e tipos de acabamento. Possuem ainda dois pontos de suspensão para permitir o deslocamento por meios mecânicos e também, entre quatro a oito olhais de ligação para os reforços (Marapanagem, 2011; Sobrinho, 2013).

Figura 4 – Painéis retangulares

Fonte: Sobrinho (2013)

2.1.5 Processo construtivo

A terra armada é uma técnica de reforço de aterros onde a estrutura construída é feita em sucessivas fases de baixo para cima. À medida que o aterro cresce maiores são as tensões na base, na qual são previstos os maiores deslocamentos horizontais, conforme Figura 5 (Marapanagem, 2011). Essas tensões são provenientes do peso próprio do maciço e da sobrecarga e geram um empuxo ativo capaz de pressionar o maciço de solo ao paramento (Fontana; Santos, 2011).

Figura 5 – Perfis dos deslocamentos horizontais em terra armada

Fonte: Adaptado de Ortigão; Zirlis; Palmeira (1993)

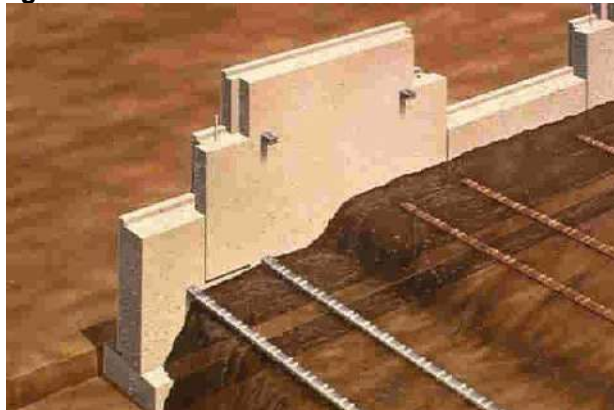
Segundo Sobrinho (2013) o processo construtivo da terra armada pode ser resumido nas seguintes etapas:

- a) Implantação topográfica;
- b) Preparação da fundação para receber as escamas;
- c) Execução de um soco de nivelamento (soleira), em concreto simples;
- d) Assentamento da primeira fiada de painés;

- e) Espalhamento e compactação da primeira camada de aterro;
- f) Colocação da primeira fiada de reforços;
- g) Espalhamento e compactação de nova camada de aterro, sobre os reforços;
- h) Colocação de nova fiada alternada de painéis;
- i) Repetição sequencial de todo o processo desde a etapa “e” até a etapa “h”, até o aterro atingir a cota final.

Salienta-se que durante a montagem dos painéis são colocados escoramentos em madeira de forma a garantir a inclinação desejada. Além disto, todas as juntas dos painéis, devem ser providas de elementos de amortecimento, para que não exista contato direto entre as superfícies de concreto, e devem ser também preenchidas com geotêxtil pelo seu interior, para evitar qualquer tipo de erosão interna, possibilitando a drenagem sem a carreação de finos.

Figura 6 – Vista interna de um muro em terra armada



Fonte: Barbosa; Vitório (2019)

2.1.6 Vantagens e desvantagens

As principais vantagens do uso do sistema em terra armada são decorrentes do seu processo construtivo e do seu comportamento. Como vantagens destacam-se:

- a) Facilidade na montagem, mesmo em obras de grande altura;
- b) Procedimentos de construção rápidos e que não necessitam de grandes equipamentos;
- c) Eliminação de cofragens, andaimes, escoramentos, betonagens *in situ* e terraplenagens manuais;

- d) Elevada flexibilidade dos paramentos, o que permite aos maciços adaptarem-se a fundações compressíveis, aceitando bem assentamentos diferenciais inadmissíveis para soluções rígidas, sendo também mais tolerante a abalos sísmicos;
- e) Facilidade no tratamento estético do paramento;
- f) Não necessita de mão-de-obra especializada;
- g) Menor área de preparação, tornando-se uma solução adequada para viadutos em áreas urbanas, onde os espaços são reduzidos e não permitem taludes nas cabeceiras, nem obras de contenção convencional;
- h) Menos espaços na frente da estrutura para operações de construção;
- i) Tecnicamente viáveis para alturas superiores a 25 m;
- j) Custos reduzidos, quando comparadas com outros tipos de contenções;
- k) Fácil integração nas exigências ambientais;
- l) Apresenta um bom aspecto para as rampas de acesso.

Existem também desvantagens nesse tipo de contenção, tais como:

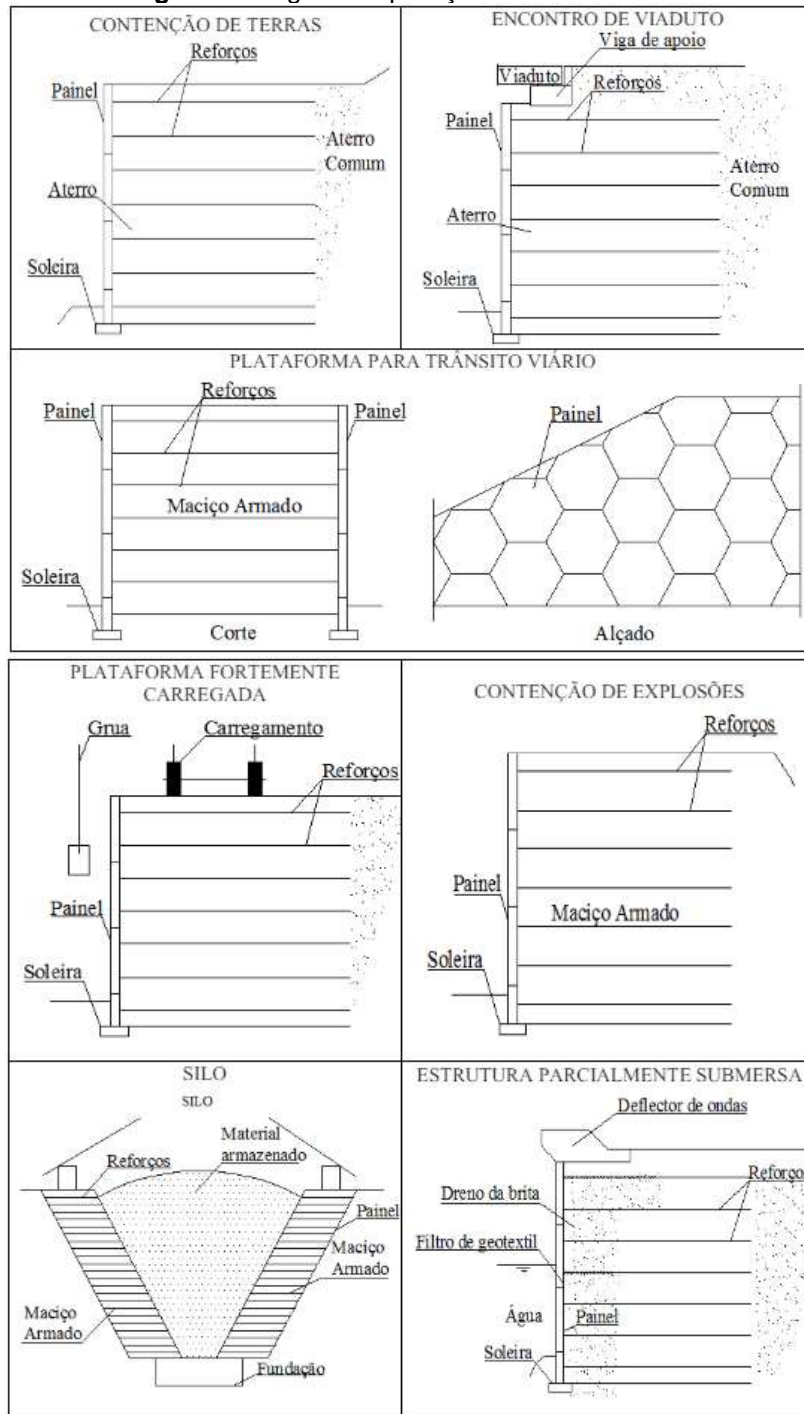
- a) Necessidade de solos granulares selecionados;
- b) Requer um rigoroso controle da compactação dos aterros;
- c) Requer um rigoroso plano de manutenção para evitar infiltração de água sob o terrapleno, a deterioração das escamas e a corrosão das armaduras;
- d) As falhas de execução (desaprumo, arestas quebradas, etc.), além de ficarem bastante visíveis, contribuem para o rápido aparecimento de problemas patológicos no concreto e nas armaduras;
- e) Dificuldades para recuperação da estrutura.

2.1.7 Aplicações

Segundo Félix (1991) diversas são as aplicações da terra armada no campo da engenharia civil, podendo ser realizadas em locais montanhosos para estabilização de taludes, e posterior criação de plataformas para construção de vias de trânsito rodoviário e ferroviário. Em encontros com pontes ou viadutos, onde é comum existir uma viga de apoio que recebe as ações do tabuleiro, no qual esta viga pode ser assentada diretamente sobre o maciço armado (estrutura do tipo portante), ou apoiada sobre pilares implantados dentro ou fora do maciço. No uso de plataformas viárias, sendo frequentemente utilizada como acessos de obras de artes especiais. No uso de

plataformas altamente carregadas para resistir à ação de guas e cais. Em local seco ou em estruturas parcialmente submersas (beiro-rio e beira-mar). Em locais como elemento protetor dos impactos provocados por explosões. Ou finalmente na execução de silos enterrados ou semienterrados para armazenamento de materiais granulares.

Figura 7 – Algumas aplicações da terra armada



Fonte: Adaptado de Félix (1991)

2.2 O MACIÇO FACE A SOLOS COMPRESSÍVEIS

Uma obra em terra armada comporta-se como um aterro face ao solo de fundação. A extensa área de fundação e a flexibilidade do maciço lhe possibilita suportar recalques diferenciais significativos. A articulação das escamas permite que elas se movimentem, umas em relação às outras, com deformações diferenciais de grande ordem. De uma maneira geral, o solo de fundação deve ser objeto de um reconhecimento normal, constituído essencialmente de sondagem à percussão. Caso seja constatada a presença de solos muito compressíveis são necessárias análises específicas, tais como a verificação da segurança à ruptura do solo de fundação e um estudo da evolução dos recalques ao longo do tempo (ABNT, 1986).

De acordo com Perboni (2003) uma ocorrência frequente deste tipo de material compressível são os chamados solos moles, que se caracterizam por ter baixa resistência e grande compressibilidade. Granulometricamente, os solos moles são compostos por frações finas, contendo proporções variáveis de silte e argila, em condições saturadas, pouco permeáveis e, eventualmente tipificados por altos teores de matéria orgânica, responsável pela coloração escura dos solos.

2.2.1 Investigação geotécnica por sondagem do tipo SPT

A forma mais rotineira, popular e econômica de reconhecimento do subsolo é através do ensaio *Standard Penetration Test* (SPT). Sua execução ocorre por meio da cravação de um amostrador padrão, usando a queda de um peso de 65 kg a uma altura de 750 mm. O principal parâmetro obtido pelo ensaio é o índice de resistência a penetração (N_{SPT}), a cada metro, que consiste no número de golpes necessários para fazer o amostrador penetrar 300 mm, após uma cravação inicial de 150 mm. Por meio do ensaio também é possível obter o perfil estratigráfico do solo e a profundidade do nível freático, quando ocorrer (Schnaid; Odebrecht, 2012).

Dessa forma, o SPT tem por finalidade, em suma, a obtenção dos seguintes parâmetros: tipos de solos e suas respectivas profundidades de ocorrência, indicação do nível de água (quando presente), e o índice de resistência à penetração a cada metro (ABNT, 2020). Para mais, em função do N_{SPT} , a NBR 6484/2020 classifica o estado de compactação e consistência dos solos argilosos e silte argilosos, conforme a Tabela 1.

Tabela 1 – Estado de compacidade e consistência de siltes e argilas em função do N_{SPT}

Índice de resistência à penetração (N_{SPT})	Designação
≤ 2	Muito mole
3 a 5	Mole
6 a 10	Média(o)
11 a 19	Rija(a)
20 a 30	Muito rija
>30	Dura

Fonte: ABNT (2020)

2.2.2 Soluções de estabilização e reforço para o solo de fundação

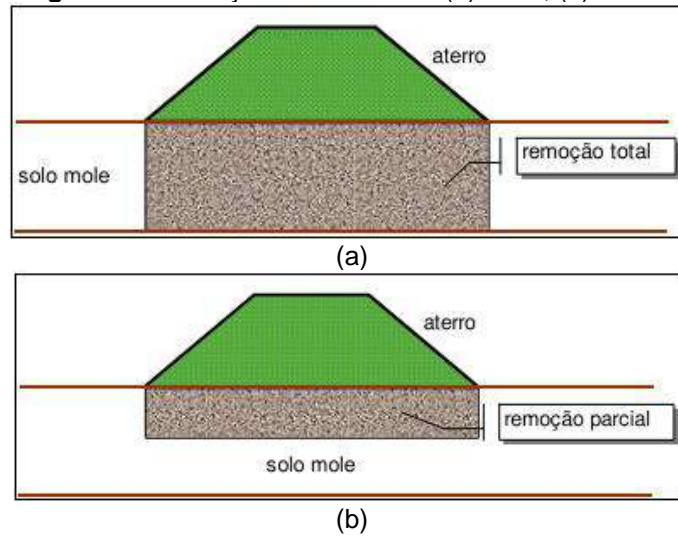
Segundo Bello (2004, p. 1)

Em geral, o projeto de construção de aterros sobre solos moles deve apresentar fator de segurança adequado quanto à possibilidade de ruptura do solo de fundação durante e após a construção; apresentar deslocamentos totais e diferenciais, no fim ou após a construção, compatíveis com o tipo de obra; evitar danos a estruturas adjacentes ou enterradas.

Para que as premissas acima sejam atendidas, é necessário que haja a aplicação de estudos e métodos para prever o comportamento da obra, e através disso seja feita uma escolha de fundação adequada na fase de projeto. Nesse sentido, três alternativas construtivas podem ser aplicadas quando na construção de muros em terra armada sobre solo compressível, sendo elas: a remoção do solo mole, o aterro estaqueado e o uso de drenos verticais.

2.2.2.1 *Remoção do solo mole*

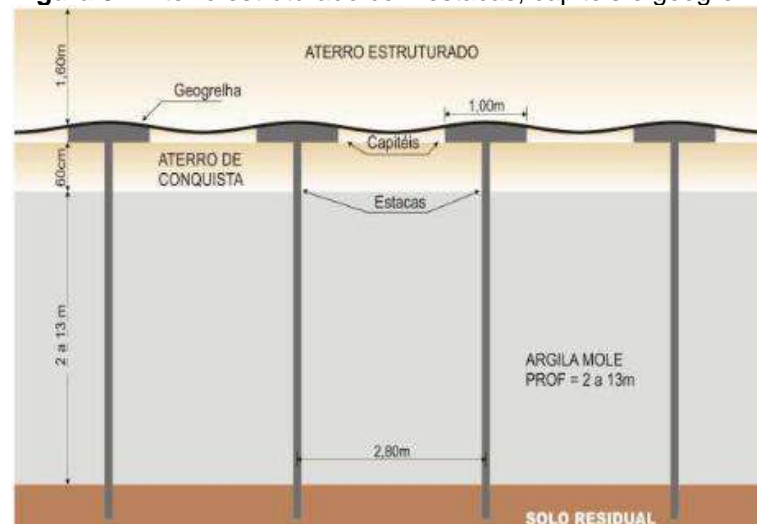
A remoção do solo mole refere-se a retirada da camada, de forma parcial ou total, por meio de uso de equipamentos mecânicos e a posterior substituição do solo compressível por material com características geotécnicas adequadas. Esse método se torna viável para camadas pouco espessas, em geral na ordem de no máximo 4 metros, e apresenta como vantagem a minimização dos recalques e o aumento do fator de segurança quanto à ruptura (Almeida; Marques, 2010).

Figura 8 – Remoção de solo mole: (a) Total; (b) Parcial

Fonte: Perboni (2003)

2.2.2.2 Aterro estaqueado

Segundo Dominoni (2011) o aterro estaqueado ou estruturado é obtido através do apoio sobre estacas de concreto ou colunas de areia e/ou brita, permitindo que o carregamento seja transmitido, de forma parcial ou total, para as camadas mais resistente da fundação. No topo das estacas podem ser utilizados capitéis, geogrelhas ou lajes para a distribuição das cargas referentes ao aterro. Em função disso, essa solução minimiza ou elimina os recalques do solo de fundação e melhora a estabilidade do aterro. Contudo, por ser comum a necessidade de muitas estacas, esse método acaba elevando o preço da obra.

Figura 9 – Aterro estruturado com estacas, capitéis e geogrelha

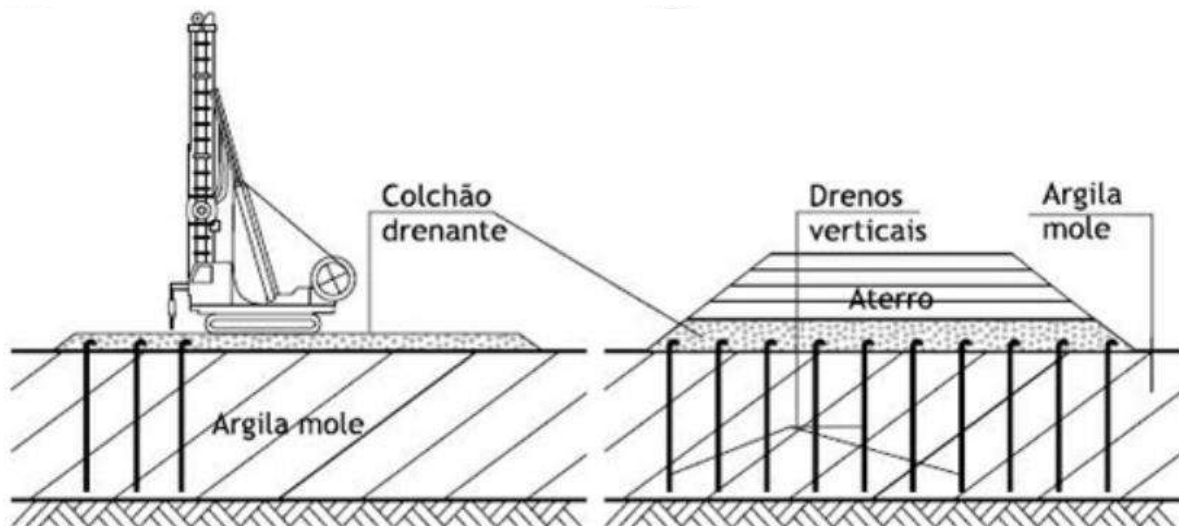
Fonte: Machado (2012)

2.2.2.3 Drenos verticais

O uso de drenos verticais em conjunto com a aplicação de sobrecargas tem por objetivo acelerar o processo de adensamento. Através desse processo é possível reduzir a trajetória de fluxo das partículas de água, acelerando o recalque, mas sem alterar o seu valor final. Essa técnica envolve a utilização de dois tipos de drenos: os de areia e os sintéticos (geodrenos). Por apresentarem benefícios como: redução no tempo de execução, garantia de eficiência na vazão, manter a sua integridade drenante e filtrante com os sucessivos recalques e diminuir consideravelmente os efeitos de amolgamento na cravação, os geodrenos vem sendo amplamente empregados atualmente (Perboni, 2003).

De acordo com Almeida e Marques (2010) com a instalação de drenos verticais, a direção da drenagem no interior do solo passa de predominantemente vertical para predominantemente horizontal. Com isso, a água é coletada pelos geodrenos e encaminhada para a superfície, onde se localiza o colchão drenante, que deve ter espessura e declividade suficientes para o seu lançamento para a atmosfera, por gravidade ou bombeamento, a depender do comprimento do colchão.

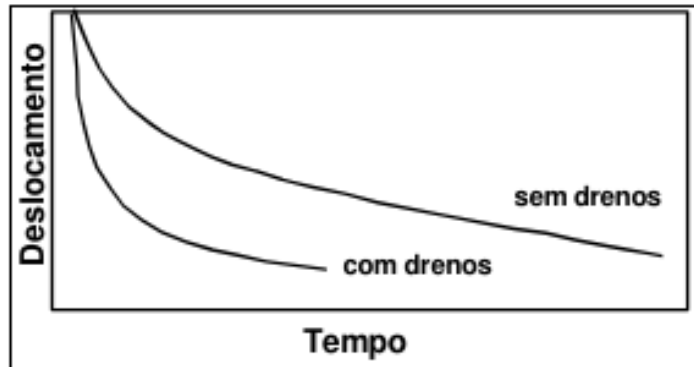
Figura 10 – Esquema de instalação de geodrenos em uma camada de solo mole



Fonte: Almeida; Marques (2010)

Apesar de promover a aceleração do recalque conforme explicitado na Figura 11, o tempo para entrega da obra ainda pode inviabilizar o uso dessa solução associada a terra armada.

Figura 11 – Influência de drenos verticais nos recalques com o tempo



Fonte: Almeida; Marques (2010)

2.2.3 Caso do viaduto sobre linha férrea

Um exemplo dos danos causados pela presença de solo mole nas fundações de contenções em terra armada foi o dos aterros de acesso de um viaduto sobre linha férrea. No local da obra existia uma camada de argila orgânica com espessura variável e a solução em fundações profundas, corretamente dimensionadas para a obra de arte especial, assegurou que não acontecesse qualquer problema estrutural ao viaduto. Acontece que o projeto para os aterros de acesso, elaborado por outro profissional/empresa, adotou para as fundações das escamas uma sapata corrida insuficiente para atender aos deslocamentos causados pela camada de solo mole, o que evidentemente causou recalques que danificaram as escamas e ocasionaram uma acentuada rotação em uma laje de transição que danificou o console de apoio e a cortina, como mostra a Figura 12. Uma solução que funcionaria para casos similares ao citado é o aterro estaqueado, que transfere a carga do aterro diretamente às camadas mais competentes, aliviando camada compressível, evitando o recalque e minimizando os esforços adicionais nas estacas originados pelo movimento da camada de solo mole (Vitório, 2022).

Figura 12 – (a) Rotação da laje de transição causada pela deformação do aterro sobre camada de solo mole; (b) Danos causados na cortina e no console



(a)

(b)

Fonte: Vitório (2022)

2.3 PATOLOGIA DAS CONSTRUÇÕES

O termo “patologia” é historicamente conhecido por ser associado à ciência médica. Todavia, também tem sido empregado em outras áreas do conhecimento, como a de obras civis. O termo provém das palavras gregas *pathos* (sofrimento doença) e *logia* (ciência, estudo), podendo ser entendido como o estudo das doenças. Assim, essa ciência pode ser compreendida como o estudo do desvio da normalidade que conflita com a integridade do elemento, descrevendo os processos de evolução, os mecanismos deletérios e os sintomas da anormalidade, investigando e classificando as causas, origens e sintomas do dano no elemento (Bolina; Tutikian; Helene, 2019).

De acordo com Souza e Ripper (1998) no campo da engenharia a patologia das construções pode ser conceituada como o estudo das origens, formas de manifestação, consequências e mecanismos de ocorrência das falhas e dos sistemas de degradação das estruturas.

Nesse sentido, a ciência possibilita o entendimento e a identificação da causa do problema, sendo possível realizar a tomada de decisões que visem garantir a durabilidade da construção, ou ainda a apontar a necessidade de demolição da estrutura caso esta afete a segurança dos usuários.

2.3.1 Conceitos básicos

2.3.1.1 *Vida útil*

Segundo a ISO 13823 (2008) a vida útil (VU) pode ser entendida como o período efetivo de tempo durante o qual uma estrutura ou qualquer de seus componentes satisfazem os requisitos de desempenho do projeto, sem ações imprevistas de manutenção ou reparo. Podendo ser conceituada também, de acordo com a NBR 15575/2024 (ABNT, 2024), como uma medida temporal da durabilidade de uma edificação e de suas partes.

É dado o conceito de vida útil de projeto (VUP) para a estimativa de tempo para qual um sistema é projetado, em função do estágio do conhecimento na época do projeto e pressupondo a correta execução dos processos de manutenção, observando ainda os requisitos de desempenho da norma vigente. A definição de vida útil de projeto não pode ser confundida com o tempo de vida útil, sendo a VUP uma estimativa teórica do tempo que compõe o tempo de VU, podendo ou não ser atingida em função das manutenções, alterações do entorno da obra, fatores climáticos e outros aspectos (ABNT, 2024).

2.3.1.2 *Durabilidade*

De acordo com NBR 15575/2024 (ABNT, 2024) o termo durabilidade é a capacidade de uma construção de cumprir suas funções sob condições de uso e realização de manutenções prescritas, sendo comumente usado como uma expressão qualitativa da condição em que a edificação mantém seu desempenho requerido durante a vida útil. A durabilidade de um produto acaba quando ele deixa de atender as funções que lhe forem atribuídas, seja pela degradação, resultando num desempenho insatisfatório, ou pela obsolescência funcional.

Dessa forma, para se ter uma boa vida útil é indispensável que os componentes de uma edificação sejam duráveis, pois os conceitos de vida útil e durabilidade se complementam. Em resumo, a durabilidade nada mais é do que o desempenho ao longo do tempo, expressada em valores por meio da vida útil (Bolina; Tutikian; Helene, 2019).

2.3.1.3 Desempenho

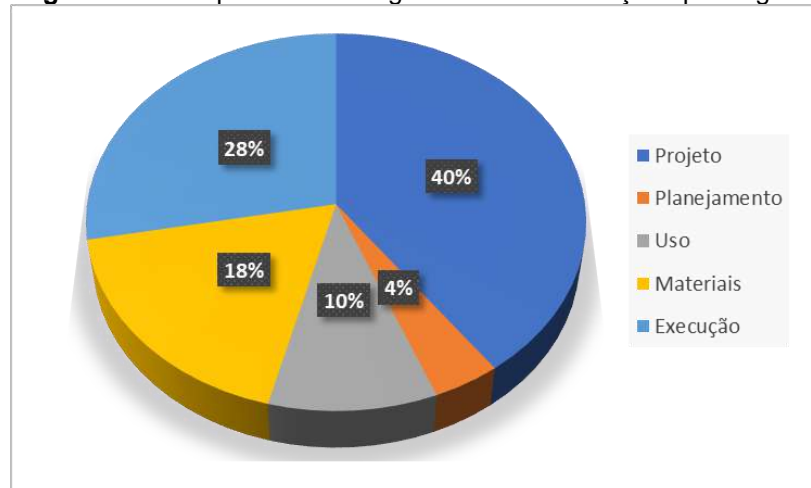
A NBR 15575/2024 (ABNT, 2024, p. 9) define desempenho como “comportamento em uso de uma edificação e de seus sistemas”. Para Souza e Ripper (1998, p. 17) entende-se por desempenho “o comportamento em serviço de cada produto, ao longo da vida útil, e a sua medida relativa espelhará, sempre, o resultado do trabalho desenvolvido nas etapas de projeto, construção e manutenção”.

Ainda de acordo com Souza e Ripper (1998) a deterioração das construções é inevitável, mesmo com a realização de manutenções bem realizadas ao longo do tempo. Ademais, os níveis de desempenho insatisfatórios, em função da deterioração, variam de acordo com cada tipo de estrutura. Algumas delas, seja por falha de projeto ou de execução, já começam as suas vidas de forma insatisfatória, enquanto outras chegam ao final de suas vidas úteis projetadas ainda mostrando um bom desempenho. Vale ressaltar que uma edificação que apresenta baixo desempenho não necessariamente está condenada, cabendo a realização de intervenções para a sua reabilitação, sendo esse talvez o maior objetivo da ciência de patologia das construções.

2.3.2 Origens

Souza e Ripper (1998) afirmam que os problemas patológicos, exceto em caso de catástrofes naturais, têm suas origens provocadas por falhas que ocorrem durante as fases que compõem o ciclo de vida da construção, podendo ser originada em três etapas básicas: concepção, execução e utilização. Entretanto, a classificação relativa à gênese do problema não é algo unânime entre os autores.

Para Bolina, Tutikian e Helene (2019) a origem pode ocorrer por falhas associadas às etapas de: planejamento, projeto, fabricação dos materiais, execução ou uso da edificação. Nesse contexto, muitos são os estudos relativos à frequência das origens dos problemas patológicos, como o de Helene (1997), que indica que a origem mais comum do surgimento de manifestações patológicas ocorre na etapa de projeto, conforme ilustra a Figura 13.

Figura 13 – Frequência das origens das manifestações patológicas

Fonte: Adaptado de Helene (1997)

Uma manifestação patológica pode ser oriunda de uma ou mais etapas do ciclo de vida da construção, e sua correta identificação, para fins judiciais, encontra o causador da falha. Caso a falha ocorra na fase de projeto, o projetista falhou; quando a origem está na qualidade do material, o fabricante errou; se na etapa de execução, a mão de obra, a fiscalização ou a construtora falharam; e, se no estágio de uso, a falha é de responsabilidade do usuário, caso tenha sido bem instruído (Bolina; Tutikian; Helene, 2019).

2.3.2.1 Fase de projeto

Segundo Souza e Ripper (1998) diversas falhas podem ocorrer na etapa de projeto, podendo elas serem originadas durante um estudo preliminar; ou na execução do anteprojeto; ou na elaboração do projeto executivo. De maneira geral, os custos e a dificuldade técnica para solucionar um problema patológico gerado em um estudo preliminar são maiores do que uma falha cometida no anteprojeto. Ou seja, quanto mais antigo o problema, mais complexas e onerosas são as soluções. Por outro lado, as falhas mais antigas (estudo preliminar e anteprojeto) são responsáveis pelo encarecimento da obra, e/ou por transtornos relacionados à utilização do empreendimento. Enquanto as falhas ocasionadas durante o projeto executivo geralmente ocasionam problemas patológicos sérios e podem ser tão diversas como:

- a) Elementos de projeto inadequados (má definição das ações atuantes ou da combinação mais desfavorável das mesmas, escolha infeliz do modelo

analítico, deficiência no cálculo da estrutura ou na avaliação da resistência do solo, etc.);

- b) Falta de compatibilização entre os projetos;
- c) Especificação inadequada de materiais;
- d) Detalhamento insuficiente, errado ou inexequível;
- e) Falta de padronização das representações;
- f) Erros de dimensionamento.

2.3.2.2 *Materiais inadequados*

Com a definição das especificações dos materiais na fase de projeto, é preciso que seja feito o controle na compra dos insumos, de tal modo que garanta as características dos elementos solicitados pelo projetista. De acordo com Gonzales, Oliveira e Amarante (2020) uma das causas que comprometem a qualidade dos materiais é a não conformidade com as normas por parte dos fornecedores na fabricação do produto, sendo indispensável a presença de um controle rigoroso do material adquirido, levando em consideração critérios que vão além das especificações técnicas, tais como: cuidados com seu manuseio, orientações para armazenagem e histórico do fornecedor. Mesmo tendo levado em consideração esses pontos, o controle durante a obra também se faz necessário.

Na falta de disponibilidade na região de materiais que atendam aos critérios de projeto e que sejam onerosos os gastos para aquisição dos elementos advindos de outras localidades, é válido considerar a consulta junto ao projetista quanto a revisão do projeto. No entanto, é primordial que antes da elaboração do projeto final de engenharia o projetista já esteja ciente da informação relativa aos materiais disponíveis no local.

2.3.2.3 *Etapa de execução*

A fase de execução deve ser iniciada somente após o término da etapa de projeto, cuja a primeira atividade será o planejamento da obra. Assim, uma vez iniciada a construção, as falhas podem ser associadas a diversas causas como a falta de boas condições de trabalho, carência de capacitação profissional da mão de obra,

ausência de controle de qualidade na execução, irresponsabilidade técnica e até mesmo sabotagem (Souza; Ripper, 1998).

Segundo Gonzales, Oliveira e Amarante (2020) a qualidade na execução se dá por fatores como: organização e gerenciamento; bom treinamento dos colaboradores; condições adequadas de trabalho e materiais e equipamentos apropriados. Caso algum desses aspectos seja negligenciado, a qualidade pode ser afetada, culminando em problemas, gastos e perda de tempo. Para manter as coisas fluindo, é essencial que haja a padronização dos processos e a qualificação dos trabalhadores, cabendo ao engenheiro fiscalizar o correto procedimento.

2.3.2.4 *Uso inadequado e falta de manutenção*

Após as etapas de projeto e execução, e mesmo quando estas tenham sido bem executadas, as construções podem ainda desenvolver problemas patológicos, seja pela utilização errada ou pela falta de manutenção adequada. Desta forma, o usuário, maior interessado no bom desempenho, poderá vir a ser o causador da deterioração da estrutura, por motivos de falta de conhecimento, descaso ou pela própria falta de recursos. A falta da destinação de verbas para realização de reparos periódicos pode ser responsável pelo surgimento de graves problemas, ocasionando gastos maiores ou ainda a ruína da estrutura (Souza; Ripper, 1998).

Desse modo, cabe ao usuário utilizar a edificação da melhor forma possível, objetivando o aumento da sua vida útil. Como exemplos de bom uso podem ser citados a realização adequada das atividades de manutenção, e a garantia de que não sejam ultrapassados os carregamentos previstos em projeto (Andrade; Silva, 2005 *apud* Gonçalves, 2015, p. 40).

2.3.3 Manifestações patológicas comuns em terra armada

As manifestações patológicas são as anomalias visíveis ou observáveis presentes nos elementos, e que servem como indicativo de mudança no comportamento normal da estrutura (Bolina; Tutikian; Helene, 2019). Segundo Barbosa e Vitória (2019) grande parte das manifestações patológicas nas estruturas são provenientes da infiltração de água. E se tratando de terra armada, esse problema

pode causar graves consequências, pois provoca a descompactação do aterro, resultando em deformações e recalques no maciço em virtude da diminuição das condições de aderência na interface entre solo e reforço. Além disso, a presença de água é capaz de atingir as juntas entre as escamas pré-moldadas, provocando manchas e o surgimento de vegetação.

De acordo com Vitório (2022) o desaprumo dos elementos de face e danos nas arestas são erros frequentes que facilitam a entrada de água no maciço, causando patologias no concreto das escamas e a diminuição da compactação do aterro, condição essencial para o correto funcionamento do sistema.

2.3.3.1 *Infiltrações, manchas, bolor e crescimento vegetação*

A infiltração de água em muros de terra armada é vista como um dos principais problemas do método de contenção, pois altera as condições de compactação do aterro, interferindo na aderência entre aterro e reforço. Em casos mais graves, mediante a não realização de manutenção, a estrutura de contenção começa a apresentar danos irreversíveis, como grandes deformações e recalques.

Como problemas visíveis que indicam a necessidade de atenção quanto a iminência de umidade excessiva na estrutura, estão a presença de manchas de água, bolor (habitação por fungos, formando manchas em geral de tonalidades escuras) e o surgimento de vegetação aflorando de dentro do maciço, conforme explicitado na Figura 14.

Figura 14 – Muros em terra armada: (a) Grande quantidade de bolor e vegetação (b) Presença de vegetação entre as juntas das escamas



(a) (b)
Fonte: Barbosa; Vitório (2019)

Para prevenir tais situações, é preciso que haja um rigoroso controle na etapa de execução, evitando que seja feita a colocação de escamas muito danificadas ou desalinhadas ao longo do muro. Outro ponto importante é a previsão de elementos que aumentem a eficiência da drenagem, como a colocação de geodrenos entre as juntas das placas pré-moldadas, permitindo o escoamento das águas sem a carreamento de finos. Além de um plano de manutenção adequado.

2.3.3.2 *Fissuras*

As fissuras são manifestações patológicas características do concreto, sendo comumente o dano que mais chama a atenção dos usuários para ilustrar uma anormalidade. A fissuração pode ser causada por diversos motivos, tais como: retração do concreto, recalques diferenciais, movimentação térmica ou sobrecargas. Elas ocorrem, de forma geral, quando as tensões aplicadas superam a baixa resistência a tração do concreto (Souza; Ripper, 1998).

De acordo com Gonzales, Oliveira e Amarante (2020) as fissuras podem ser classificadas como trincas ou rachaduras, a depender da magnitude de sua abertura. Além disso, Junior e Barbosa (2019) afirmam que para verificar se a fissura irá comprometer de alguma forma a estrutura, é importante avaliar se seu comportamento se mantém ativo ou inativo ao longo do tempo, sendo as ativas as que apresentam crescente variação no tamanho da abertura, podendo oferecer risco maiores a estrutura, e as passivas, quando já estão estabilizadas.

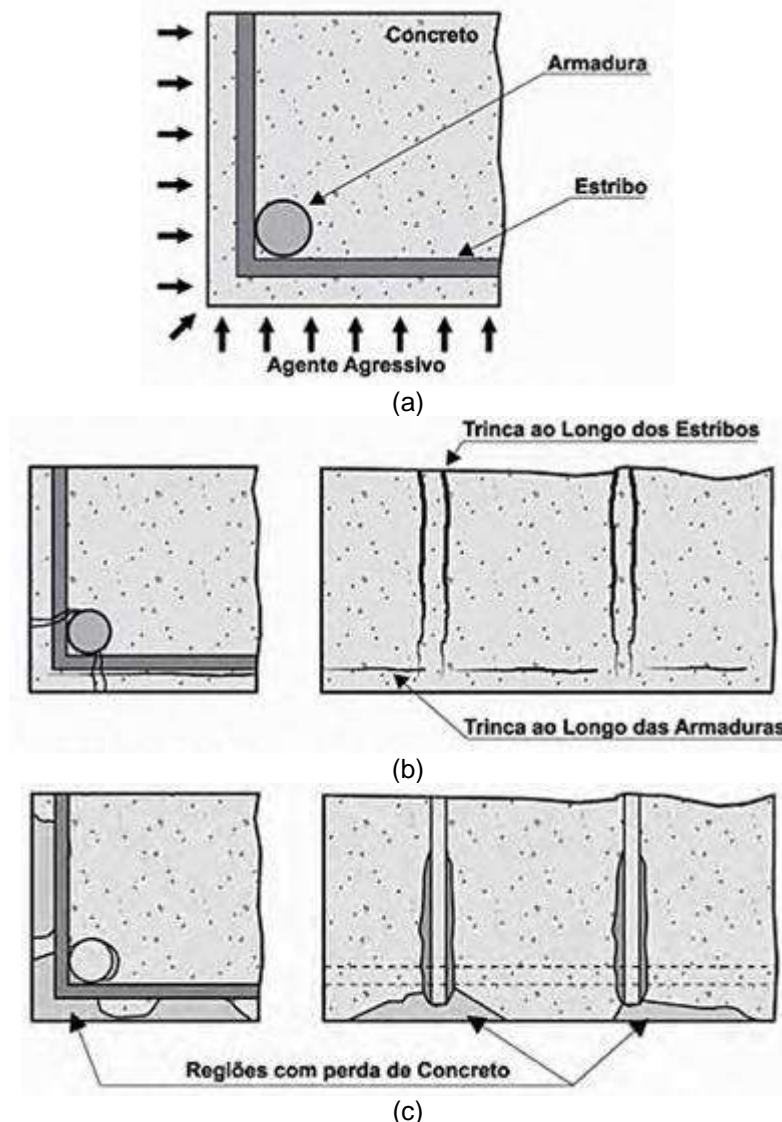
2.3.3.3 *Corrosão de armaduras*

Para Gentil (2017) a corrosão pode ser definida como a deterioração de um material, normalmente metálico, por ação química ou eletroquímica do meio ambiente ligada ou não a esforços mecânicos. De forma geral, o processo corrosivo ocorre de forma espontânea, fazendo com que os materiais metálicos percam durabilidade e desempenho, e deixem de satisfazer aos fins que se destinam.

De acordo com Marcelli (2007) o fenômeno da corrosão de armadura no concreto é de natureza eletroquímica, que pode ser acelerado pela presença de

agentes agressivos externos, internos, incorporados ao concreto ou gerados pelo meio ambiente. Os cuidados contra o processo devem iniciar pela adoção do cobrimento correto para cada elemento estrutural em função da classe de agressividade ambiental. Nos elementos estruturais que o aço sofreu o processo de corrosão, a parte afetada aumenta o volume em até oito vezes, produzindo tensões de tração que o concreto não resiste, surgindo então pequenas fissuras ao longo das armaduras situadas mais próximas da superfície do elemento estrutural. Isso por sua vez deixa o aço mais suscetível ao ataque externo, acelerando ainda mais a corrosão e transformando essas trincas em rachaduras, até que se ocorra o destacamento do concreto.

Figura 15 – Processo de corrosão do concreto armado: (a) Entrada de agentes agressivos; (b) Geração de fissuras por expansão da armadura; (c) Destacamento do recobrimento



Fonte: Marcelli (2007)

2.4 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO E CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS

2.4.1 Coleta e preparação de amostras

Para o correto entendimento e caracterização do solo, é necessário que haja a retirada de amostras da forma mais representativa possível do material a ser estudado, em virtude de na grande maioria dos casos não ser possível avaliar o solo como um todo. Sendo assim, a coleta de amostras pode ser feita de duas maneiras, sendo elas: as deformadas (objeto deste estudo); porção de solo desagregada que pode ser obtida através de pás, enxadas, picaretas, trados, amostradores de parede grossa, entre outros, sendo bastante utilizadas na identificação tátil visual e ensaios de caracterização (granulometria, limites de consistência, etc.); e as indeformadas; geralmente obtidas nas formas cilíndrica ou cúbica, devendo ser representativas em sua estrutura e umidade, comumente usadas na determinação das características físicas do solo *in situ* (Gonçalves; Monteiro, 2018).

Segundo Nogueira (2005) da amostra representativa indeformada serão moldados corpos de prova, em dimensões solicitadas em cada ensaio, mantendo ainda as características estruturais e de umidade do local de onde o solo foi retirado. E da amostra representativa deformada serão retiradas amostras reduzidas, de acordo com cada ensaio, conservando a representatividade do solo amostrado. Para isso, existem procedimentos normativos, no âmbito nacional e estrangeiro, que permitem a redução das amostras deformadas sem que os resultados dos ensaios a serem realizados sejam comprometidos nessa fase.

2.4.2 Teor de umidade

Apesar de ser expresso em termos de porcentagem, o teor de umidade é uma razão entre quantidade de água e a massa de solo seco (Equação 1). Como exemplo, pode ser citado uma amostra seca a qual são adicionadas porções de água. Nesse caso, o peso da água aumenta, mas o peso das partículas sólidas permanece constante. Portanto, existe um limite inferior de 0 (%) para a umidade, porém não há um limite superior. O teor de umidade higroscópica de um solo é alcançado após o destorroamento e secagem prévia ao ar livre do material, podendo ser feito por meio

de diferentes métodos de ensaios, no qual a maneira de secagem distingue os processos, variando a precisão e rapidez na obtenção dos resultados. O método da estufa é um ensaio de laboratório bastante recomendado, por apresentar controle de temperatura, embora necessite de um tempo maior para a sua realização (Gonçalves; Monteiro, 2018).

$$h = \frac{P_w}{P_s} \times 100 \quad (1)$$

Onde:

h = Teor de umidade;

P_w = Peso da água;

P_s = Peso da amostra seca.

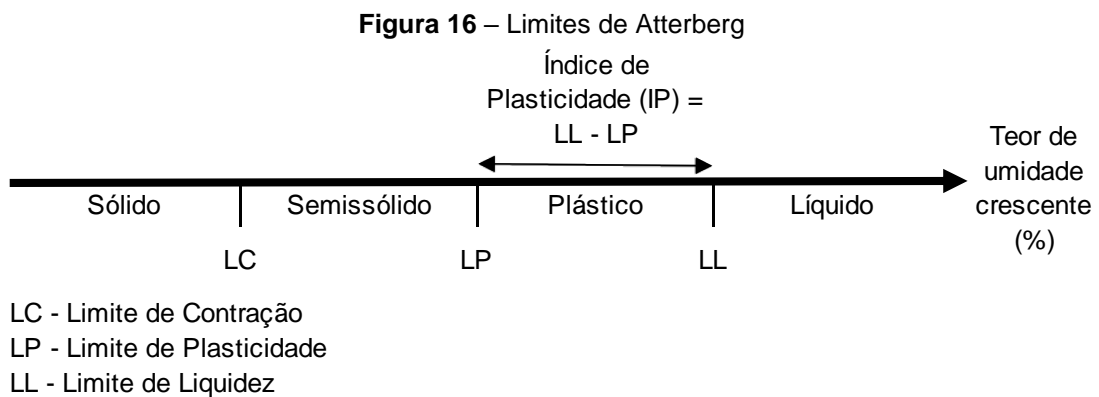
2.4.3 Densidade real dos grãos

A densidade real de solos, ou densidade relativa, é definida como a relação entre o peso específico das partículas sólidas e o peso específico da água destilada e isenta de ar a 4°C. Essa determinação tem grande importância para o laboratório, onde ensaios precisam dessa variável para obter seus resultados. Quando o objetivo for a utilização do valor da densidade para compor os cálculos da fase de sedimentação do ensaio de granulometria, o método mais adequado é através do procedimento prescrito pela norma DNER-ME 093/94, já que a amostra utilizada é a que passa na peneira de 2,0 mm (Gonçalves; Monteiro, 2018).

2.4.4 Limites de consistência

Também chamados de limites de Atterberg; em homenagem ao engenheiro sueco (Albert Mauritz Atterberg) que propôs a utilização desses parâmetros em argilas, no qual os procedimentos iniciais de ensaio foram posteriormente modificados e padronizados pelo professor de mecânica dos solos Arthur Casagrande; os limites de consistência separam os estados de consistência de um solo fino, ou porção fina de um solo grosso, através do teor de umidade limite entre os estados líquido, plástico, semissólido e sólido. Ao teor de umidade limite entre o estado de consistência líquido

e o plástico se dá o nome de limite de liquidez (LL), ao teor que separa o estado plástico do semissólido se denomina limite de plasticidade (LP), e por fim se chama limite de contração (LC) o teor de umidade que separa o estado semissólido do sólido. Os ensaios mais utilizados na engenharia são os que determinam os limites de liquidez e o de plasticidade, que são bastante aplicados na classificação de solos (Nogueira, 2005).

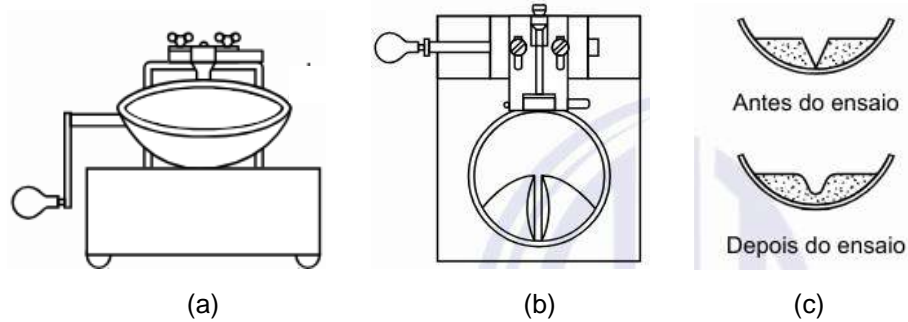


Fonte: Autoria própria (2024)

2.4.4.1 Limite de liquidez

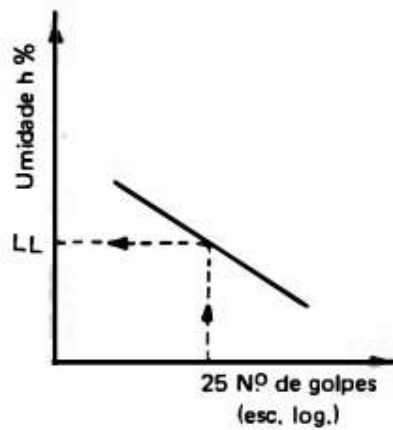
A determinação do limite de liquidez (LL) é normalmente feita pelo aparelho de Casagrande, por meio de quedas consecutivas da concha a uma altura de 1 cm, a uma intensidade constante, até que se feche a ranhura feita na amostra. Após essa etapa, parte do material é coletado e levado a estufa para o encontro do teor de umidade. Esse processo é feito repetidamente até se encontrar pontos no intervalo compreendido entre 15 e 35 golpes, com a finalidade de elaborar um gráfico relacionando as variáveis: número de golpes e teor de umidade. Por definição, o limite de liquidez (LL) do solo é o teor de umidade encontrado no gráfico para o qual a amostra se fecha com 25 golpes (ABNT, 2017; Caputo, 1988).

Figura 17 – Ensaio de limite de liquidez: (a) Aparelho de Casagrande; (b) Amostra com a ranhura; (c) Amostra antes e depois do ensaio



Fonte: ABNT (2017)

Figura 18 – Gráfico do ensaio de limite de liquidez



Fonte: Caputo (1988)

2.4.4.2 *Limite de plasticidade*

O limite de plasticidade (LP) é determinado pela porcentagem de umidade no qual o solo em análise começa a apresentar fissuras, quando se tenta moldá-lo em comparação a um gabarito cilíndrico de 3 mm de diâmetro e cerca de 10 cm de comprimento (Caputo, 1988).

Figura 19 – Moldagem da amostra em comparação ao gabarito cilíndrico



Fonte: Acervo pessoal (2024)

2.4.4.3 Índice de plasticidade

O índice de plasticidade (IP) é dado pela diferença entre o limite de liquidez (LL) e o limite de plasticidade (LP), conforme Equação 2. Seu valor define a zona plástica do solo, e, por ser máximo para argilas e nulo para areias, ele define o caráter argiloso do material, portanto, quanto maior o IP, mais plástico será o solo. Para argilas quanto maior o IP, mais elas são compressíveis (Caputo, 1988).

$$IP = LL - LP \quad (2)$$

Segundo Jenkins (*apud* Caputo, 1988, p. 56) os solos podem ser classificados pelo IP de acordo com a Tabela 2.

Tabela 2 – Classificação dos solos em função do IP	
Fracamente plásticos	1 < IP < 7
Medianamente plásticos	7 < IP < 15
Altamente plásticos	IP > 15

Fonte: Adaptado de Caputo (1988)

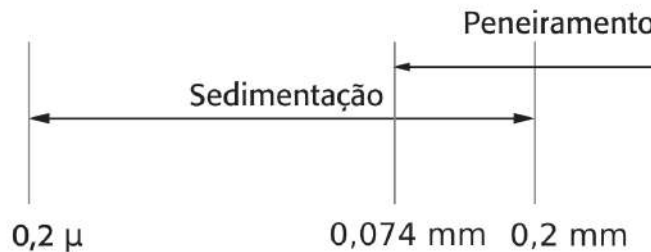
O valor do IP é importante na classificação de solos. Sempre que ele não puder ser calculado, por não ser possível determinar o limite de liquidez ou o limite de plasticidade, o solo deve ser considerado como não plástico (NP) (Das; Sobhan, 2014; Nogueira, 2005).

2.4.5 Análise granulométrica

O ensaio de granulometria tem como finalidade a obtenção da curva granulométrica do material, gráfico em escala semilogarítmica que relaciona o diâmetro da partícula e a sua porcentagem ocorrência. Existem duas formas para obtenção de tais valores: a primeira, e mais simples, é o peneiramento; que é aplicado em solos com o diâmetro de partículas maiores que a abertura da peneira de nº 200 (0,075 mm); e a segunda é a sedimentação, baseada na lei de Stokes; ideal para identificar a porcentagem de solos mais finos, de tamanho menor a 0,075 mm. Dá-se

o nome de granulometria conjunta ao processo que abrange tanto a etapa de peneiramento quanto a de sedimentação (Massad, 2016; Nogueira, 2005).

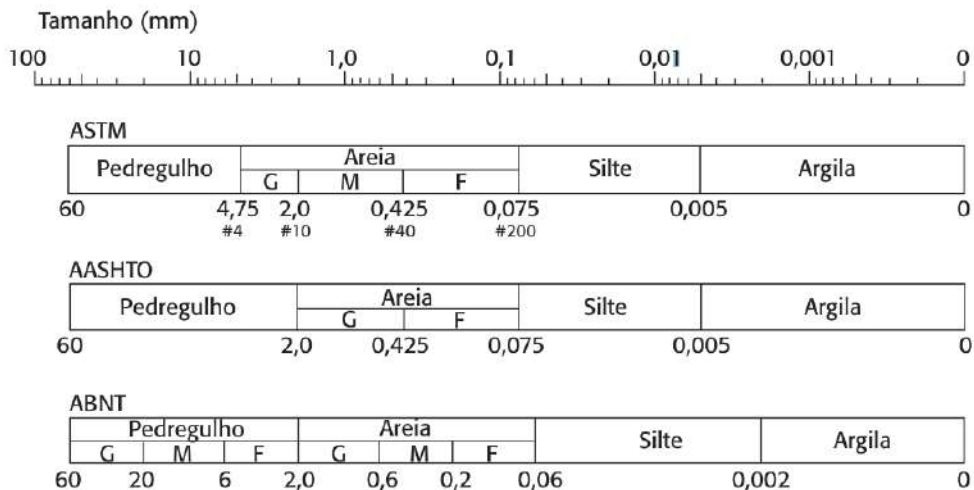
Figura 20 – Métodos mecânicos para a determinação da granulometria de solos



Fonte: Massad (2016)

De acordo com as dimensões de suas partículas, os solos recebem designações dentro de determinados limites convencionais. Na Figura 21 serão apresentadas algumas classificações, com destaque para escalas granulométricas a da ABNT e a da AASHTO, esta muito usada para fins rodoviários (Caputo, 1988).

Figura 21 – Escalas granulométricas adotadas pelas principais normas



Fonte: Massad (2016)

2.4.6 Sistema de classificação HRB/TRB

Os sistemas de classificação de solos são de grande importância na engenharia, permitindo o agrupamento de materiais com propriedades semelhantes, o que facilita sua caracterização. Desta forma, é possível obter parâmetros para identificação e estimativa do comportamento geotécnico do material. Outrossim, uma

das classificações mais utilizadas no Brasil é a TRB (*Transportation Research Board*), antigo HRB (*Highway Research Board*), que se baseia na granulometria e nos limites de Atterberg (liquidez e plasticidade). Na Tabela 3 é mostrado processo de classificação, onde o primeiro grupo a coincidir, da esquerda para a direita, por eliminação, será a classificação correta (DNIT, 2006; Machado *et al.*, 2016).

Tabela 3 – Classificação TRB solos granulares

Classificação geral	Materiais granulares (35% ou menos da amostra total passando na peneira nº 200)							
	A - 1		A - 3	A - 2				
Classificação em grupos	A - 1 - A	A - 1 - B		A - 2 - 4	A - 2 - 5	A - 2 - 6	A - 2 - 7	Continua
% Passante na peneira								
Nº 10	50 máx.							
Nº 40	30 máx.	30 máx.	51 min.					
Nº 200	15 máx.	25 máx.	10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	
Da % passante na peneira Nº 40								
Limite de liquidez				40 máx.	41 min.	40 máx.	41 min.	
Índice de plasticidade	6 máx.	6 máx.	NP	10 máx.	10 máx.	11 min.	11 min.	
Índice de grupo						4 máx.	4 máx.	
Materiais constituintes	Fragmentos de pedras, pedregulho fino e areia		Pedregulhos ou areias siltosos ou argilosos					
Comportamento como subleito	Excelente a bom							

Fonte: Adaptado de DNIT (2006)

Tabela 4 – Classificação TRB solos finos

Classificação geral	Materiais silto-argilosos			
	A - 4	A - 5	A - 6	A - 7
A - 7 - 5 A - 7 - 6				
% Passante na peneira				
Nº 10				
Nº 40				
Nº 200	36 min.	36 min.	36 min.	36 min.
Da % passante na peneira				
Nº 40				
Limite de liquidez	40 máx.	41 min.	40 máx.	41 min.
Índice de plasticidade	10 máx.	10 máx.	11 min.	11 min.*
Índice de grupo	8 máx.	12 máx.	16 máx.	20 máx.
Materiais constituintes	Solos siltosos		Solos argilosos	
Comportamento como subleito	Sofrível a mau			

*O IP do grupo A - 7 - 5 é igual ou menor do que o LL menos 30.

Fonte: Adaptado de DNIT (2006)

De acordo com o DNIT (2006) o índice de grupo (IG), parâmetro utilizado na classificação TRB, é um valor numérico que pode variar de 0 a 20 que retrata o duplo aspecto de plasticidade e graduação das partículas do solo. O IG é calculado pela fórmula:

$$IG = 0,2a + 0,005ac + 0,01bd \quad (3)$$

Em que:

a = % de material que passa na peneira nº 200, menos 35. Se a % passante obtida for maior que 75, adota-se 75; se for menor que 35, adota-se 35. (“a” varia de 0 a 40);

b = % de material que passa na peneira nº 200, menos 15. Se a % obtida nesta diferença for maior que 55, adota-se 55; se for menor que 15, adota-se 15. (“b” varia de 0 a 40).

c = Valor do limite de liquidez menos 40. Se o limite de liquidez for maior que 60, adota-se 60; se for menor que 40, adota-se 40 (“c” varia de 0 a 20);

d = Valor de índice de plasticidade menos 10. Se o índice de plasticidade for maior que 30, adota-se 30; se for menor que 10, adota-se 10 (“d” varia de 0 a 20);

3 METODOLOGIA

A pesquisa refere-se a um estudo de caso; com abordagem quali-quantitativa de natureza aplicada; com resultados de cunho perceptivo e em formato de números, relacionados a solução de um problema específico; fundamentado pela pesquisa bibliográfica acerca do presente tema, cuja a metodologia adotada contempla a caracterização do objeto de estudo e uma proposta de inspeção baseada em Souza e Ripper (1998), contendo as etapas de: levantamento de dados, análise de dados e diagnóstico. Cabe ressaltar que todos os parâmetros normativos serão avaliados, a priori, a rigor da norma vigente à época da elaboração do projeto (2002). Até o mês de outubro de 2014 as contenções em terra armada eram regidas no Brasil pela NBR 9286/1986, cujo mês e ano citados foram a data do seu cancelamento.

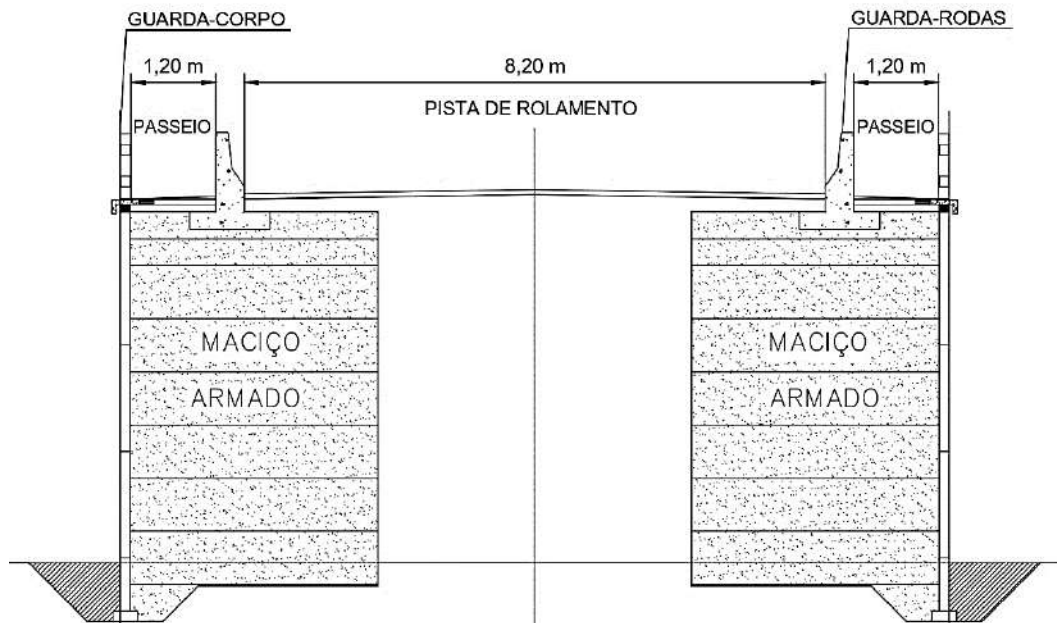
3.1 CARACTERIZAÇÃO DO OBJETO DE ESTUDO

Trata-se dos aterros de acesso de contenções em terra armada de uma ponte de intenso tráfego situada na cidade de Macapá, capital do estado do Amapá, sendo caracterizada por ser o principal meio de ligação da zona norte da cidade ao centro. A obra de arte especial (OAE) se localizava mais especificamente no bairro Pacoval, sobre o canal do Jandiá, e possuía uma extensão de aproximadamente 160 metros, composta por 32 metros de ponte em estrutura de concreto protendido e duas rampas de acesso construída em solo armado. Sua largura compreende dois passeios de pedestre nas laterais, protegidos por guarda-corpo na parte externa e guarda-rodas na parte interna, além de pista de rolamento com 8 metros em sentido único (Amapá, 2019).

Figura 22 – Imagem aérea da ponte Sérgio Arruda



Fonte: Amapá (2019)

Figura 23 – Seção transversal da ponte Sérgio Arruda

Fonte: Adaptado do projeto (2002)

A OAE foi inaugurada em 2003 e em 2004 já era objeto de desconfianças devido ao surgimento de problemas patológicos notadamente localizados nos acessos em terra armada. No ano de 2016 foi feita uma intervenção por meio da colocação de grampos que conectavam as placas do acesso entre si e também junto ao tabuleiro da ponte, além do fechamento das juntas das escamas nos trechos mais próximos ao tabuleiro. Tais modificações alteraram as características do maciço, que foi projetado para funcionar de forma independente a estrutura da ponte, perdendo flexibilidade com conexão das placas e reduzindo a capacidade de drenagem do aterro com a selagem das juntas.

Figura 24 – (a) Cabeceira Sul em trecho com grampos e juntas fechadas (b) Vista ampliada do grampeamento

(a)

(b)

Fonte: Acervo pessoal (2023)

Em 2019, a pedido do Tribunal de Justiça do Estado do Amapá, foi elaborado um laudo pericial pela Polícia Científica do Amapá (POLITEC-AP) junto da colaboração do Ministério Público do Estado/MPE, do Corpo de Bombeiros Militar, da Universidade Federal do Amapá - UNIFAP e Conselho Regional de Engenharia e Agronomia – CREA/AP, que indicou a necessidade de demolição e reconstrução das cabeceiras devido à presença danos irreparáveis. Apesar da estrutura da ponte (tabuleiro/pilares/fundação) não apresentar patologias estruturais de gravidade elevada, a OAE foi completamente demolida em 2023 (cerca de 20 anos depois de inaugurada), sob a principal justificativa a possibilidade de alteração no projeto geométrico visando melhorias na mobilidade urbana e do tráfego na região.

3.2 PROPOSTA DE INSPEÇÃO

3.2.1 Levantamento de dados

Levantar dados representa obter e organizar informações para o entendimento dos fenômenos patológicos. Diversas são as fontes para obtenção de informações, sendo as três básicas: vistoria do local, consulta do histórico do problema e do estudo de caso e o resultado de análises e ensaios complementares (Lichtenstein, 1986). Com base em Souza e Ripper (1998) a etapa de levantamento de dados compreenderá os seguintes passos:

a) Classificação analítica do meio ambiente, em particular da agressividade à estrutura em questão – A NBR 9286/1986 classifica as obras em terra armada em quatro categorias: i) não inundáveis; ii) inundáveis por água doce; iii) inundáveis por água salgada e iv) especiais;

b) Levantamento visual e medições expeditas da estrutura – consiste na observação normal, com anotações, e medições da largura, extensão e altura das rampas de acesso por meio do uso de trena de fibra vidro;

c) Levantamento das manifestações patológicas, com documentação fotográfica;

d) Identificação de não conformidades quanto à concepção da estrutura (projeto), ou atreladas a sua execução – verificação dos critérios normativos, soluções adotadas, análise de sondagens realizadas e acompanhamento da demolição das rampas de acesso observando possíveis problemas relacionados a execução;

- e) Análises das alterações quanto ao projeto original feitas ao longo do tempo;
- f) Realização de ensaios de caracterização com o material utilizado como aterro.

3.2.2 Análise de dados e diagnóstico

A análise de dados deverá conduzir a um entendimento do comportamento da estrutura e de como surgiram e se desenvolveram os sintomas patológicos. A última etapa, o diagnóstico, será feita após a conclusão das etapas de levantamento e de análise (Souza e Ripper, 1998). Através do descrito em 3.2.1, serão utilizados mecanismos para organizar as informações obtidas e efetuar as análises até que se chegue a provável origem e plausíveis causas das manifestações patológicas do objeto de estudo.

3.3 CRITÉRIOS PARA ESCOLHA DOS ENSAIOS

Como já citado, é imprescindível que o material a ser utilizado como aterro tenha boa interação com os elementos de reforço, princípio básico da terra armada. Dentro desse contexto, o ideal é que o solo seja de característica granular.

A NBR 9286/1986 estabelece dois critérios para a seleção do solo a ser utilizado como aterro. O geotécnico, que garante a premissa do atrito entre solo e reforço, e o químico e eletroquímico, que avaliam o possível potencial agressivo do aterro em relação as armaduras metálicas.

A priori, a avaliação do potencial corrosivo do aterro será feita durante o estágio de demolição das contenções, com a observação do estado de degradação dos elementos de reforço. Sendo assim, foi definido a verificação do critério geotécnico para armaduras nervuradas (objeto deste estudo) mediante a realização de ensaios. Por ser necessário verificar a porcentagem de finos (Tabela 5), a análise granulométrica será feita de forma conjunta, contendo as etapas de: peneiramento grosso, peneiramento fino e sedimentação.

Tabela 5 – Critérios mecânicos para seleção do material de aterro para armaduras nervuradas

Solo grupo	Granulometria	Atrito interno
A	$0,08 \text{ mm} \leq D_{15}$	Critério mecânico atendido
	ou $0,08 \text{ mm} > D_{15}$ com $0,015 \text{ mm} \leq D_{10}$	
B	$0,015 \text{ mm} > D_{10}$	Se $\phi'' \geq 25^\circ$
	$0,015 \text{ mm} \leq D_{20}$	Critério mecânico atendido
C	$0,015 \text{ mm} > D_{20}$	Se $\phi \geq 30^\circ$
	$0,015 \text{ mm} \leq D_{40}$	$f_1^* = f_0^* \times (\text{tg}\phi/\text{tg}\phi_0)$ Critério mecânico atendido
D	$0,015 \text{ mm} > D_{20}$	Se $\phi' \geq 25^\circ$
	$0,015 \text{ mm} \leq D_{40}$	Critério mecânico atendido
E	$0,015 \text{ mm} > D_{40}$	Utilização depende de estudos especiais

Notas:

- ϕ = ângulo de atrito interno do solo, determinado por ensaio de cisalhamento direto rápido, sobre a amostra moldada na umidade ótima e compactada até atingir 90 % do peso específico aparente seco máximo do ensaio de compactação com energia Proctor Normal.
- ϕ' = ângulo de atrito interno do solo, determinado pelo ensaio de cisalhamento direto rápido pré-adensado sobre amostra saturada após moldagem nas mesmas condições da determinação da nota a).
- ϕ'' = ângulo de atrito interno do solo, determinado, para efeito de correlação apenas, por ensaio de cisalhamento rápido sobre amostra deformada, moldada na umidade correspondente ao limite de liquidez, e depois comprimida a 200 kPa.
- D_n = diâmetro correspondente à porcentagem passante de n% na curva granulométrica.

Fonte: Adaptado de ABNT (1986)

Pela necessidade da realização de outros ensaios para obter a curva granulométrica completa do material, também foram realizados os ensaios de umidade, pelo método da estufa, e o de densidade real dos grãos de solo, que são variáveis que compõem os cálculos da etapa de sedimentação. Para a conclusão do programa experimental também foram feitos os ensaios de LL e LP para efetuar a determinação do tipo de solo com base na classificação TRB. Os ensaios necessários e a principal norma de referência utilizada estão descritos abaixo na Tabela 6.

Tabela 6 – Ensaio de caracterização com o material do aterro

Ensaio	Principal norma de referência utilizada
Limite de liquidez	NBR 6459/2017
Limite de plasticidade	NBR 7180/2016
Granulometria	NBR 7181/2018
Densidade real dos grãos	DNER-ME 093/1994
Umidade	DNER-ME 213/1994

Fonte: Autoria própria (2024)

Cabe ressaltar que os relatórios dos ensaios realizados são apresentados em apêndice, contendo as referências, os materiais utilizados, o processo experimental, os cálculos e resultados, assim como os registros fotográficos.

Figura 25 – Preparação de amostras para ensaios de caracterização de solo: (a) Destorroamento; (b) Repartição



(a)

(b)

Fonte: Acervo pessoal (2024)

Figura 26 – Ensaios de: (a) Limite de liquidez; (b) Limite de plasticidade

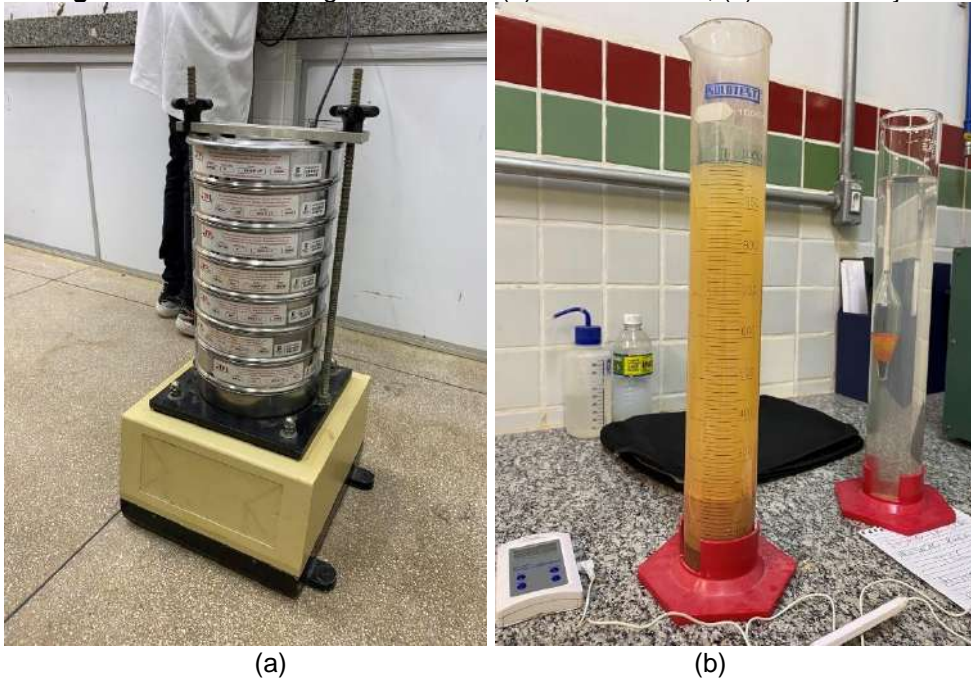


(a)

(b)

Fonte: Acervo pessoal (2024)

Figura 27 – Ensaio de granulometria: (a) Peneiramento; (b) Sedimentação



(a)

(b)

Fonte: Acervo pessoal (2024)

Figura 28 – Ensaio de: (a) Densidade real; (b) Umidade pelo método da estufa



(a)

(b)

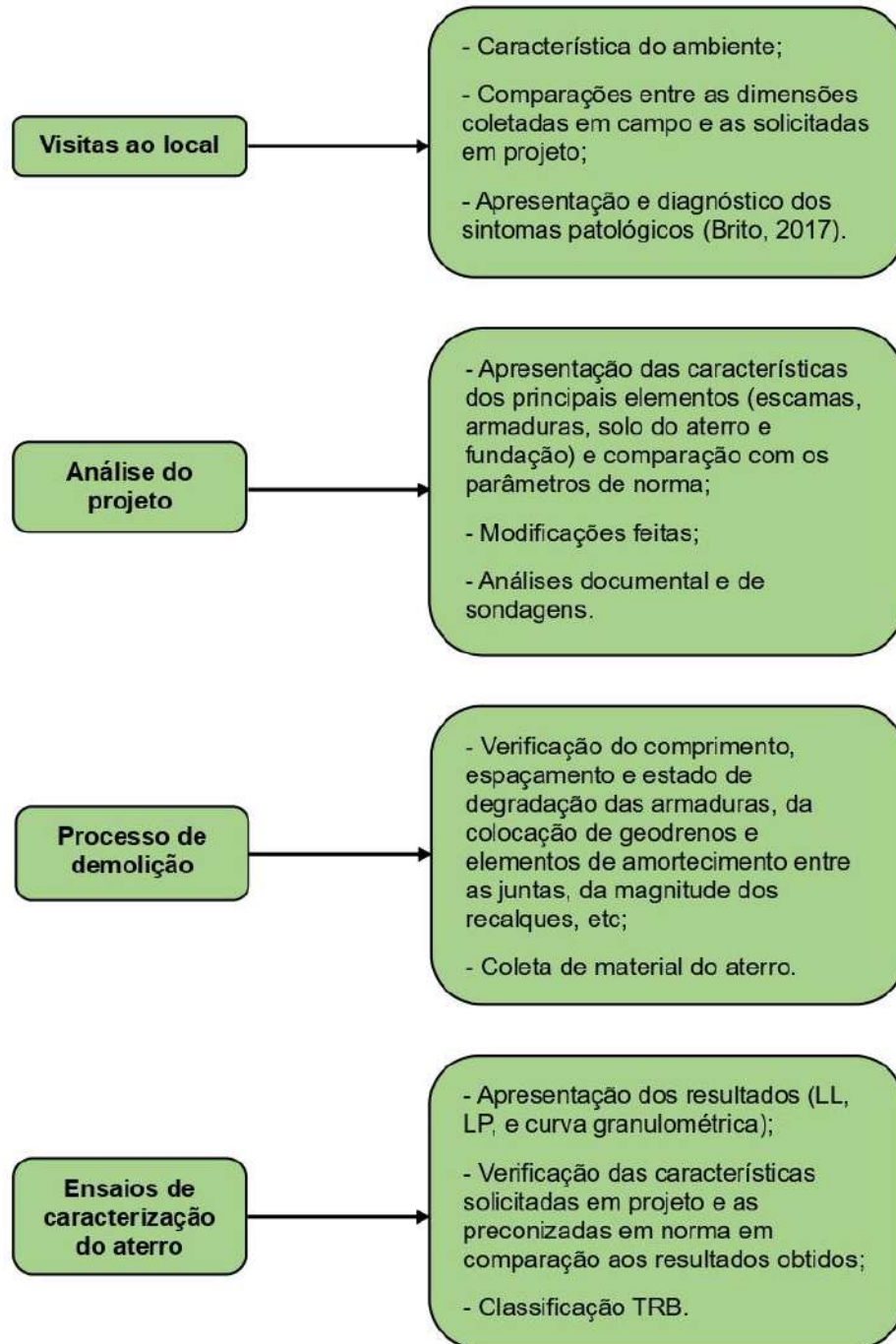
Fonte: Acervo pessoal (2024)

3.4 FORMA DE APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

A apresentação dos resultados seguiu um roteiro com quatro tópicos principais, referentes: as visitas ao local, a análise do projeto, ao processo de demolição e aos ensaios de caracterização do aterro. Cada tópico tem como título a

principal fonte de contribuição para a análise, e a exposição dos conteúdos segue o presente na Figura 29.

Figura 29 – Resumo da apresentação dos resultados



Fonte: Autoria própria (2024)

Com o levantamento realizado em campo foram comparadas as dimensões dos acessos em projeto e as medidas no local, verificando se existem diferenças significativas entre ambas. Além disso, os sintomas patológicos foram apresentados em uma matriz adaptada de Brito (2017), contendo os registros fotográficos e suas

respectivas informações: localização, problema detectado, possíveis causas e o diagnóstico da situação, conforme o Quadro 1.

Quadro 1 – Matriz de apresentação e diagnóstico das principais manifestações patológicas - exemplo

Registros fotográficos	Localização	Manifestação detectada	Causas	Diagnóstico
1 (Nº Item)				
...				

Fonte: Adaptado de Brito (2017)

A análise do projeto conterà informações a respeito dos elementos mais relevantes do sistema em terra armada: escamas, armaduras, aterro e fundação, para efetuar comparações com os parâmetros preconizados em norma (NBR 9286/1986). Também foi verificado se houve a adoção de alguma solução incoerente do ponto de vista técnico e avaliado o histórico do problema, com a apresentação documental coletada e de sondagens.

Ademais, o acompanhamento do processo de demolição da estrutura permitirá observar o maciço pela sua parte interna, possibilitando verificar aspectos como: comprimento, espaçamento e estado de degradação das armaduras, utilização de geodrenos ou elementos de amortecimento nas juntas entre as escamas, coleta do material utilizado no aterro, proporção dos recalques, etc. As fotografias e os comentários mais importantes foram apresentados de acordo com o Quadro 2.

Quadro 2 – Apresentação da etapa de demolição - exemplo

Item	Registros fotográficos
1	
	Comentários:
...	
	Comentários:

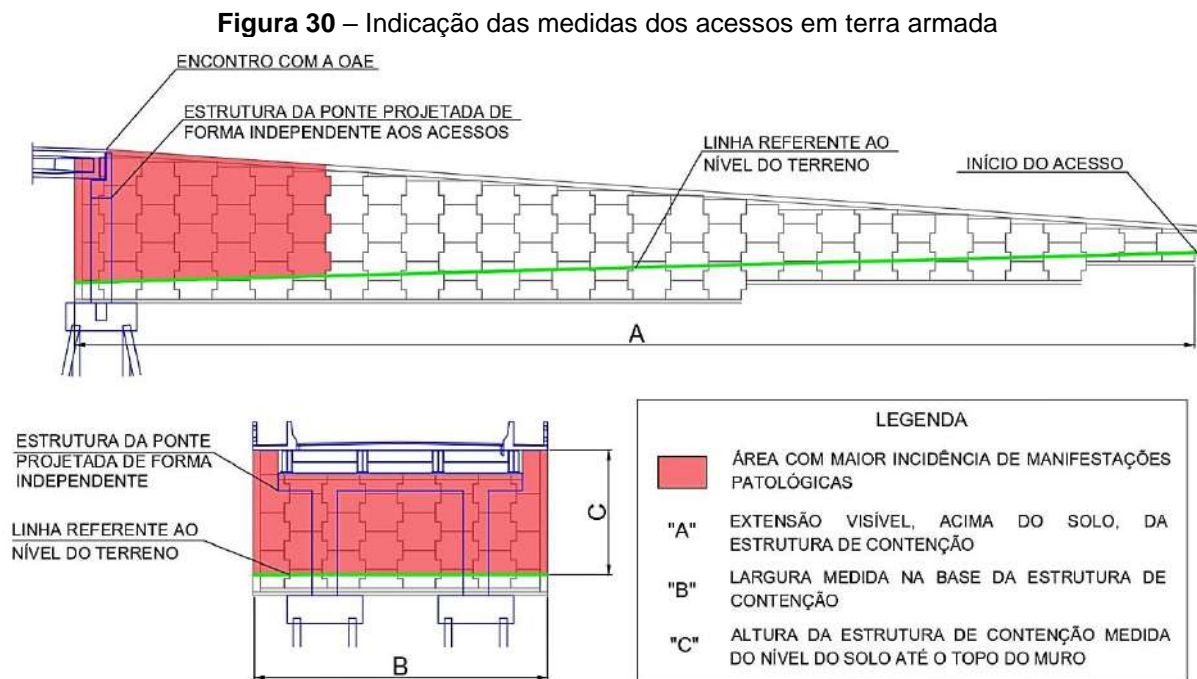
Fonte: Autoria própria (2024)

Por fim, serão apresentados os resultados, em sua forma final, dos principais ensaios realizados, assim como a definição do tipo de solo com base na classificação TRB e se esse material apresentava as características solicitadas em projeto ou se enquadrava aos critérios mecânicos da NBR 9286/1986 para armaduras metálicas do tipo nervurada.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 QUANTO AS VISITAS AO LOCAL

O primeiro levantamento realizado *in situ* buscou observar aspectos gerais a respeito das contenções, com algumas anotações inerentes aos problemas e medição das dimensões das estruturas em terra armada (altura, largura e extensão). Diante do coletado, foram constatadas medidas similares as previstas em projeto, ilustradas na Figura 30 e apresentadas na Tabela 7.



Fonte: Adaptado do projeto (2002)

Tabela 7 – Dimensões dos acessos coletadas em campo comparadas ao projeto (em metros)



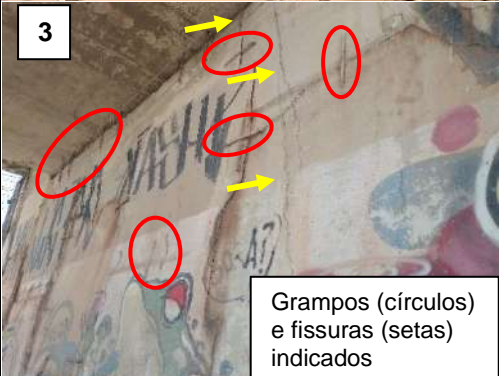
Lado	Acesso lado norte		Acesso lado sul	
	Projeto	Campo	Projeto	Campo
A	44,4	43,8	68,5	62,0
B	11,7	12,2	11,7	12,2
C	5,0	4,2	5,6	4,8

Fonte: Autoria própria (2024)




Quanto a agressividade do meio, o objeto de estudo é classificado pela NBR 9286/1986 como obra não inundável, classe mais branda possível. No entanto, durante a etapa de levantamento das manifestações patológicas, os problemas com

mais relevantes detectados estavam relacionados a presença de umidade excessiva na estrutura. As principais manifestações patológicas (ver Quadro 3) identificadas foram a presença de bolor, vegetação de pequeno porte aflorando de dentro do maciço, deslocamento do cobrimento, corrosão de armaduras, trincas e fissuras nas escamas e deformações excessivas, ocasionando o desaprumo nos elementos de face. Além disso, foi verificada existência aberturas no pavimento localizadas nos encontros com a OAE, devido ao perceptível recalque nas cabeceiras.

Quadro 3 – Matriz de apresentação e diagnóstico das principais manifestações patológicas

Registros fotográficos	Localização	Manifestação detectada	Causas	Diagnóstico
	Manifestação localizada em pontos ao longo dos dois acessos	Bolor	Umidade excessiva	Infiltração de água da chuva no maciço
	Manifestação localizada em pontos ao longo dos dois acessos	Vegetação de pequeno porte aflorando de dentro do maciço	Umidade excessiva	Infiltração de água da chuva no maciço
 <p>Grampos (círculos) e fissuras (setas) indicados</p>	Manifestação localizada na região grampeada. Área em vermelho representada na Figura 30	Trincas e fissuras	Perda de flexibilidade entre as escamas	Modificações realizadas através do grampeamento das placas pré-moldadas entre si e junto ao tabuleiro em 2016

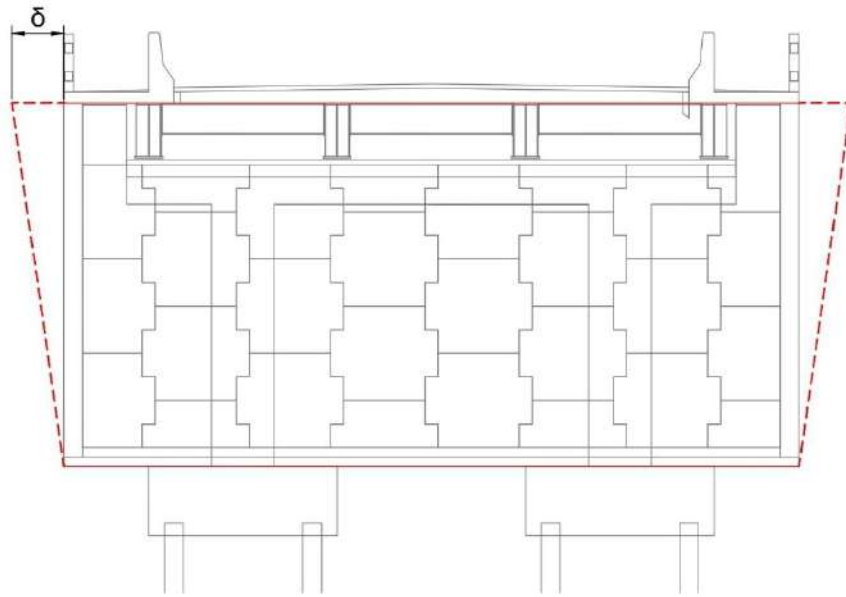
Continua

	<p>4</p> <p>Manifestação localizada na área em vermelho representada na Figura 30</p>	<p>Deformação excessiva e desaprumo das escamas</p>	<p>Diminuição das condições de aderência entre aterro e armadura (elementos de reforço)</p>	<p>Perda da compactação do aterro devido à presença de umidade excessiva</p>
	<p>5</p> <p>Manifestação localizada na área em vermelho representada na Figura 30</p>	<p>Corrosão de armaduras e destacamento do cobrimento</p>	<p>Entrada de agentes agressivos no concreto das escamas</p>	<p>Corrosão de armaduras</p>
	<p>6</p> <p>Manifestação localizada no pavimento na área de encontro com a OAE</p>	<p>Abertura no pavimento</p>	<p>Recalque diferencial entre a ponte e os acessos</p>	<p>Tipos distintos de fundações, sendo a OAE em fundações profundas e os acessos em fundação superficial (ou direta)</p>

Fonte: Autoria própria (2024)

Outro fator observado trata-se do perfil de deformação das contenções. Verificou-se após o posicionamento de prumo em alguns pontos a presença de deslocamentos máximos em posição fora do esperado, especialmente no acesso norte, onde os maiores deslocamentos horizontais se localizavam de forma mais visível na parte de superior do maciço (Figura 31), contrariando o previsto por Marapanagem (2011) e o indicado na Figura 5. Em vista disso, supõem-se que a porção superior do aterro pode ter sido mais atingida pela entrada de água, tendo uma maior descompactação e diminuição do atrito entre solo e reforço. Cabe ressaltar que na cabeceira sul não foi possível determinar de forma clara onde ocorreram os maiores deslocamentos.

Figura 31 – Perfil do deslocamento horizontal na cabeceira norte



Fonte: Adaptado do projeto (2002)

Figura 32 – Medição a prumo do perfil de deslocamento na cabeceira norte



Fonte: Acervo pessoal (2023)

4.2 QUANTO A ANÁLISE DO PROJETO

A análise do projeto executivo, elaborado em 2002, mostrou que os acessos foram projetados para funcionar de forma independente a ponte, conforme Figura 30. As especificações dos três principais componentes do sistema em terra armada (armaduras, elementos de face e material do aterro) e fundação, apresentadas na Tabela 8, estavam de acordo aos parâmetros normativos da NBR 9286/1986.

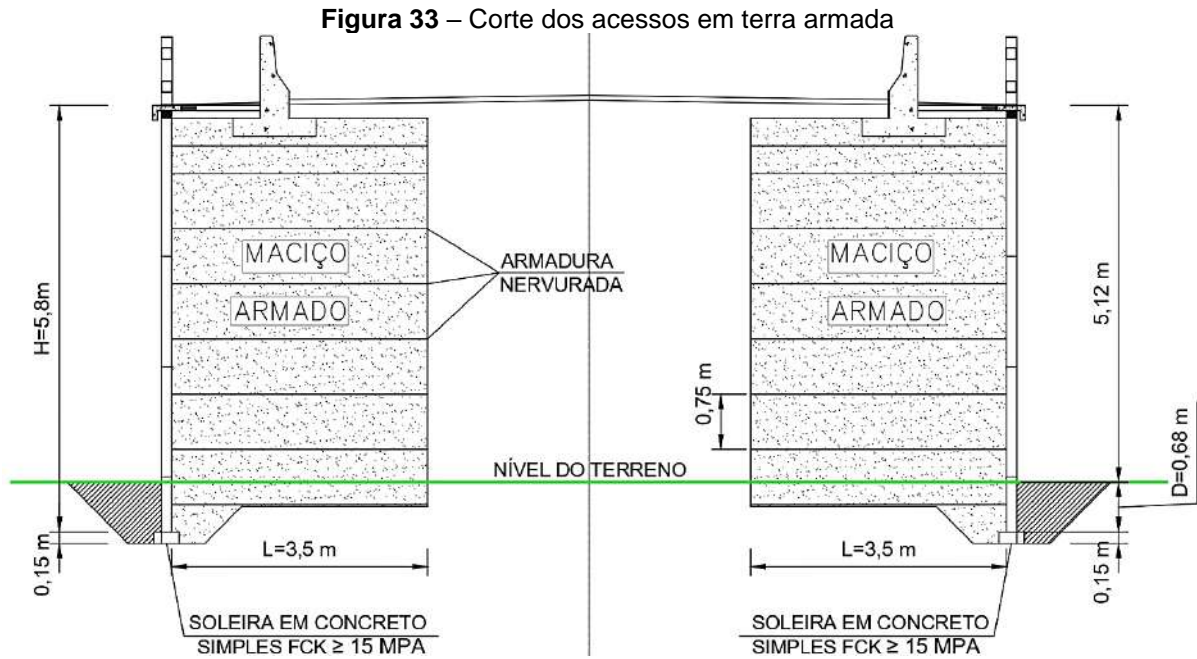


Tabela 8 – Especificações solicitadas no projeto em comparação aos parâmetros da NBR 9286/1986

	Projeto	Norma
Escamas	f_{ck} maior ou igual a 21 MPa, com resistência mínima aos 7 dias maior ou igual a 16 MPa	Devem ter resistência compatível com as hipóteses de cálculo atribuídas a elas
Armaduras	Nervuradas galvanizadas com comprimento de 3,5 metros, espaçadas a cada 0,75 metros horizontalmente e verticalmente (Figura 33)	Satisfaz a condição de pré-dimensionamento para obras simples, com L maior ou igual a 3 metros ou 0,5H, sendo L=5,8 metros (Figura 33)
Aterro	Deverá estar isento de impurezas ou matéria orgânica, conter, menos de 10% de finos com diâmetro equivalente a 0,015 mm e menos de 25% de elementos, maiores que 150 mm	Solo grupo A, vide Tabela 5
Fundação	Soleira em concreto não armado com f_{ck} maior ou igual a 15 MPa e ficha (D) de 0,7 metros	Satisfaz a condição de resistência mínima do concreto da soleira maior que 13 MPa e ficha maior que 0,1H ou 0,4 metros

Fonte: Autoria própria (2024)

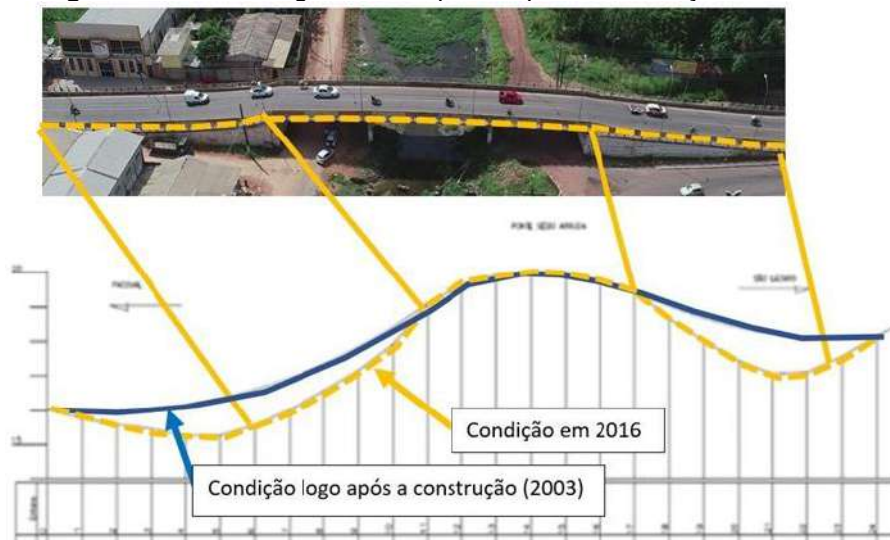
Um aspecto relevante identificado, foi uma ressalva com possível adaptação do projeto através da troca de solo, níveis de soleira e comprimento e densidade de armaduras perante a confirmação dos dados geotécnicos do solo presente na base da contenção e do material do aterro a ser utilizado. O incoerente é que a OAE foi projetada com fundações profundas em estacas pré-moldadas de concreto armado, com comprimento estimado variando entre 18 e 22 metros e seção quadrada de 30x30

cm, com f_{ck} de 25 MPa, remetendo a boletins de sondagem realizados em novembro do ano de 1991. Entretanto, o projeto das contenções em terra armada (Anexo D), projetadas em fundações superficiais, solicitava confirmação dos dados geotécnicos da base das cabeceiras.

De acordo com relatório de visita a obra, elaborado ao secretário de obras de Macapá em 2004, por empresa especializada em solo armado, ano seguinte a inauguração da obra (2003), as cabeceiras já apresentavam perda de desempenho através da existência de recalques. O documento indicava que os recalques foram ocasionados pela implantação da terra armada em um terreno com baixa capacidade de suporte, além da ausência de medidas para minimizar tal problema. Nesse contexto, tal afirmação evidencia que a adoção da solução de fundação superficial em soleira para os acessos foi incoerente.

O relatório de 2004 solicitou também algumas medidas corretivas. Entre elas se destacam: a correção do abatimento do aterro, conforme o perfil longitudinal do projeto, e o alinhamento das escamas, cortando e complementando onde necessário, com a precaução de conservação das juntas. Contudo, a manutenção não foi realizada e a situação foi se agravando ao longo dos anos.

Figura 34 – Perfil longitudinal da ponte após a construção e em 2016



Fonte: Amapá (2019)

Os primeiros reparos nas cabeceiras em terra armada são datados de 2016, por meio do grampeamento das placas pré-moldadas entre si, e junto ao pilar 90° (Figura 36) e ao tabuleiro da ponte, além da selagem das juntas das escamas na região mais afetada pelos problemas patológicos, esquematizada na Figura 30 e

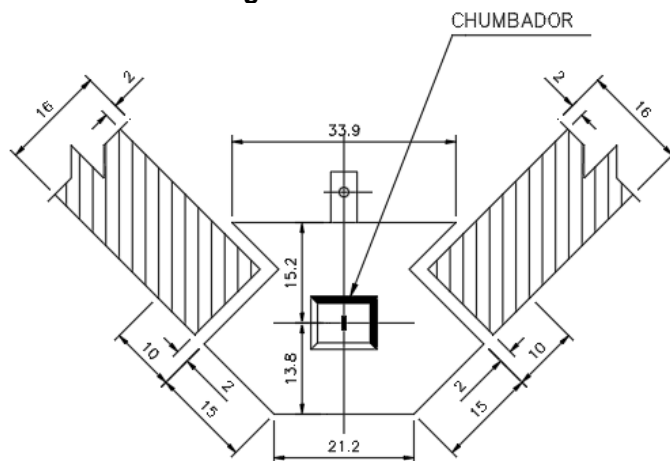
mostrada na Figura 35. Esta intervenção alterou a característica do maciço, que foi projetado de forma independente a OAE, conforme ilustra a Figura 30, sendo responsável por diminuir a flexibilidade da estrutura (pelo grampeamento) e reduzir a capacidade de drenagem do aterro (com o fechamento das juntas).

Figura 35 – Região dos acessos com grampos e fechamento das juntas: (a) e (b) Lado Sul; (c) e (d) Lado Norte



Fonte: Acervo pessoal (2023)

Figura 36 – Pilar 90°

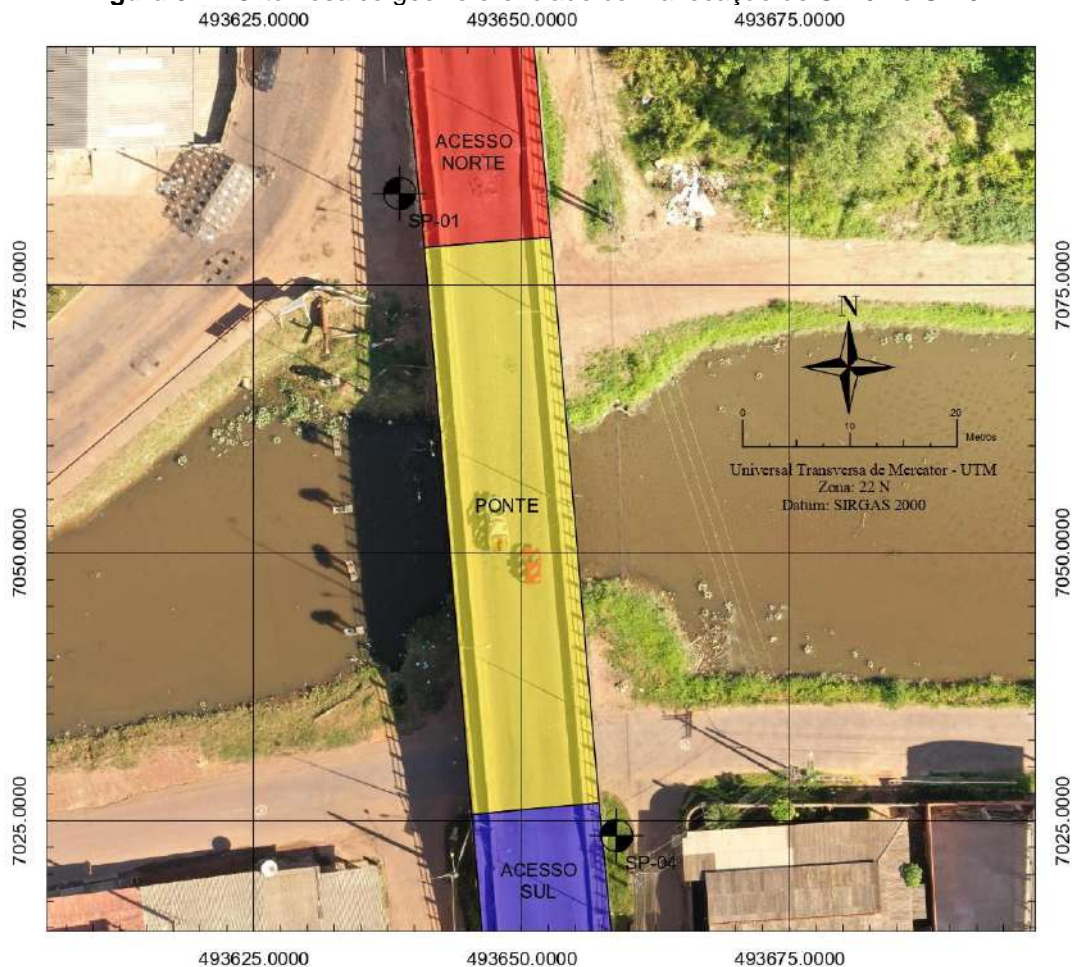


Fonte: Projeto (2002)

Diante do baixo desempenho e pela constante preocupação dos moradores quanto a possibilidade de ruína, no ano de 2019, por solicitação do Tribunal de Justiça do Estado do Amapá, foi elaborado um laudo por perito especialista rodoviário da POLITEC-AP e com a participação de membros do Ministério Público do Estado/MPE, do Corpo de Bombeiros Militar, Universidade Federal do Amapá - UNIFAP e Conselho Regional de Engenharia e Agronomia – CREA/AP, que constatou danos irreparáveis nas cabeceiras e a necessidade de serem refeitas em sua totalidade.

Em sondagens do tipo SPT realizadas no ano de 2021 (Anexo A) para elaboração de uma nova ponte em substituição à antiga, detectou-se a presença de uma espessa camada de argila orgânica (Figura 38) na região da OAE, no qual dois furos foram executados imediatamente ao lado dos acessos, SP-01 e SP-04 (Figura 37). Confirmando o indicado no relatório 2004 e a escolha inapropriada do tipo de fundação (superficial) para as cabeceiras em terra armada.

Figura 37 – Ortomosaico georreferenciado com a locação de SP-01 e SP-04



Fonte: Autoria própria (2024)

Figura 38 – Primeiros 10 metros das sondagens realizadas

SP-01					SP-04						
Cota da boca do furo		3,51			Cota da boca do furo		3,13				
Coord. Norte (m)		7083,55			Coord. Norte (m)		7023,63				
Coord. Este (m)		493638,62			Coord. Este (m)		493658,86				
Data do furo		03/12/2021			Data do furo		02/12/2021				
Cota (m)	Furo	Nspt	Perfil do solo	Classificação	Cota (m)	Furo	Nspt	Perfil do solo	Classificação		
-1		6	[Perfil de aterro silte arenoso c/pedregulho de cor variegada]	Aterro silte arenoso c/pedregulho de cor variegada	NA		4	[Perfil de aterro silte arenoso c/pedregulho de cor variegada]	Aterro silte arenoso c/pedregulho de cor variegada		
-2		3					-2				2
-3		2	[Perfil de argila orgânica de cor preta]	Argila orgânica de cor preta	-3		1	[Perfil de argila orgânica de cor cinza escura]	Argila orgânica de cor cinza escura		
-4		2					-4				2
-5		1					-5				2
-6		2					-6				3
-7		3					-7		3	[Perfil de argila orgânica de cor preta]	Argila orgânica de cor preta
-8		4					-8		4		
-9		4					-9		2		
-10		6					-10		4		

Fonte: Adaptado do Anexo A (2021)

4.3 QUANTO AO ACOMPANHAMENTO DO PROCESSO DE DEMOLIÇÃO

Durante o processo de demolição a parte interna do maciço foi observada, possibilitando coletar o material do aterro para realização de ensaios de caracterização, verificar o espaçamento, comprimento e as condições de degradação das armaduras, a proporção dos recalques, a utilização ou não de elementos de amortecimento e a aplicação de geodrenos nas juntas, assim como outros aspectos, estando apresentados a seguir no Quadro 4.

Quadro 4 – Apresentação da etapa de demolição

Item	Registros fotográficos	
1	 <p data-bbox="571 719 603 750">(a)</p>	 <p data-bbox="1161 719 1193 750">(b)</p>
<p>Comentários: tamanho variável da camada de rolamento, (a) com espessuras da ordem 8 cm no início dos acessos e (b) até 60 cm nos encontros com a OAE, indicando a ocorrência de recalque diferencial</p>		
2	 <p data-bbox="571 1279 603 1310">(a)</p>	 <p data-bbox="1161 1279 1193 1310">(b)</p>
<p>Comentários: (a) juntas das escamas constituídas de geodrenos, possibilitando a drenagem sem a carreação de finos, e (b) de elementos de amortecimento entre as placas, indicando que não houve negligência nesse aspecto na etapa de execução</p>		
3	 <p data-bbox="571 1839 603 1870">(a)</p>	 <p data-bbox="1161 1839 1193 1870">(b)</p>
<p>Comentários: As inclusões metálicas nervuradas apresentaram o comprimento e espaçamento de projeto (3,5 m e 0,75 m, respectivamente). Cabe ressaltar que não foram vistos indícios de corrosão nas fitas, descartando a possibilidade de aterro com potencial agressivo</p>		

Continua



Fonte: Autoria própria (2024)

Em suma, não foi notado a aparição de indícios claros de problemas construtivos ao acompanhar a demolição que apontassem para falhas originadas durante a etapa de execução das contenções. Destaca-se que o aterro não apresentou mudanças tátil-visuais ao longo dos acessos, facilitando a coleta e simplificando a posterior análise do material.

4.4 QUANTO AOS ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO ATERRO

Após a realização de todo o programa experimental, dos cálculos e o tratamento dos resultados brutos (apresentados nos Apêndices de “A” a “G”), foi possível definir o tipo de solo com base na classificação TRB (Apêndice H), e, sobretudo, comparar as características obtidas com os parâmetros solicitados em projetos e os recomendados em norma.

De posse dos resultados dos ensaios, a classificação TRB indicou que o material se trata de uma areia argilosa de tipo A-2-6 (Tabela 10), com um desempenho de excelente a bom para o subleito. Todavia, o solo em questão não se enquadrava nas especificações solicitadas em projeto, que solicitava menos que 10% de partículas com diâmetro menor que 0,015 mm, conforme Tabela 8. Tendo o solo ensaiado um valor de 18,5% de partículas com diâmetro menor que 0,015 mm, verificado no ensaio de sedimentação (vide Figura 39).

Tabela 9 – Resumo dos resultados do solo ensaiado

% passante na peneira N° 10	84
% passante na peneira N° 40	50
% passante na peneira N° 200	27
Limite de liquidez (%)	31
Limite de plasticidade (%)	20
Índice de plasticidade (%)	11
Índice de grupo	0

Fonte: A autoria própria (2024)

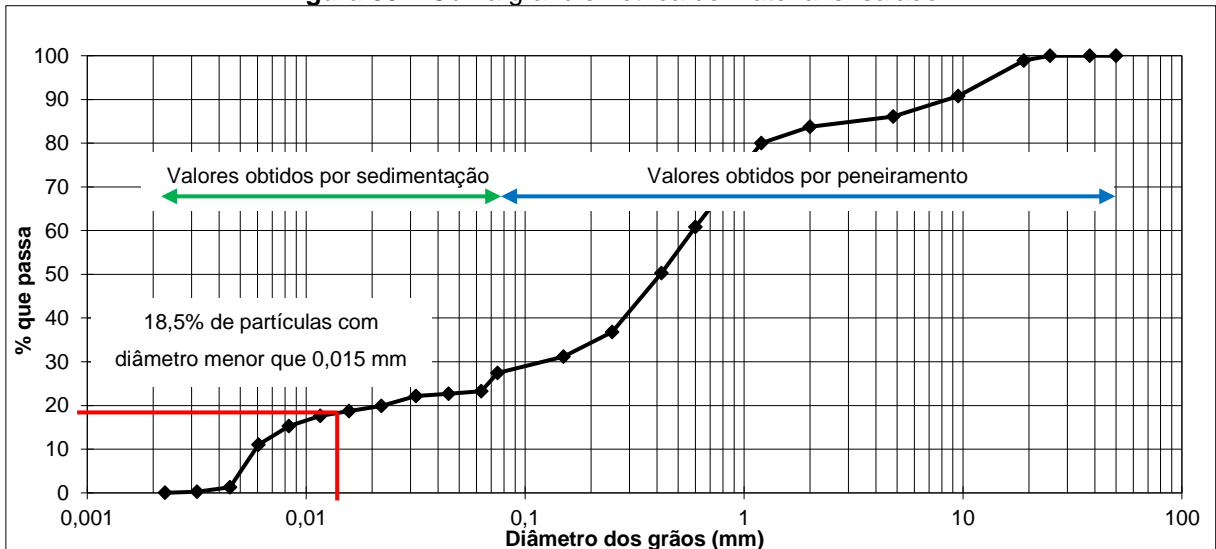
Tabela 10 – Classificação TRB do solo ensaiado

Classificação geral	Materiais granulares (35% ou menos da amostra total passando na peneira nº 200)						
	A - 1		A - 3	A - 2		A - 2	
Classificação em grupos	A - 1 - A	A - 1 - B	A - 3	A - 2 - 4	A - 2 - 5	A - 2 - 6	A - 2 - 7
% Passante na peneira N° 10	50 máx.						
N° 40	30 máx.	30 máx.	51 min.				
N° 200	15 máx.	25 máx.	10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.
Da % passante na peneira N° 40							
Limite de liquidez				40 máx.	41 min.	40 máx.	41 min.
Índice de plasticidade	6 máx.	6 máx.	NP	10 máx.	10 máx.	11 min.	11 min.
Índice de grupo						4 máx.	4 máx.
Materiais constituintes	Fragmentos de pedras, pedregulho fino e areia			Pedregulhos ou areias siltosos ou argilosos			
Comportamento como subleito	Excelente a bom						

Continua

Fonte: Adaptado de DNIT (2006)

Figura 39 – Curva granulométrica do material ensaiado



Fonte: A autoria própria (2024)

Tabela 11 – Composição granulométrica do solo ensaiado pela escala AASHTO

Tipo de solo	Intervalo	% de ocorrência
Pedregulho	60,0 - 2,0 mm	16,0
Areia grossa	2,0 - 0,425 mm	33,5
Areia fina	0,425 - 0,075 mm	23,0
Silte	0,075 - 0,005 mm	23,0
Argila	< 0,005 mm	4,5

Fonte: Autoria própria (2024)

Apesar de não estar dentro das especificações do projeto, não se pode afirmar que o solo era inapropriado para uso em terra armada, pois, de acordo com a antiga norma ABNT NBR 9286/1986, há a necessidade de ensaios adicionais para o mesmo se enquadrar no solo grupo “B” da Tabela 5, cabendo apenas a revisão do projeto para verificação do comprimento e densidade das armaduras para a sua utilização. Sendo o aterro utilizado, portanto, somente uma hipótese de agravante do caso.

5 CONCLUSÕES

O presente trabalho teve como finalidade realizar uma análise para encontrar a possível origem e as prováveis causas de problemas patológicos que culminaram na decisão de demolição de acessos de contenções em terra armada de uma importante ponte situada na cidade de Macapá-AP. Assim, foi feita uma proposta metodológica sistematizada, adaptada de Souza e Ripper (1988), composta por visitas *in situ*, análise do projeto e do histórico do problema, o acompanhamento do processo de demolição e a realização de ensaios de caracterização do solo utilizado como aterro, sendo eles: granulometria, limites de liquidez e de plasticidade, umidade e densidade real dos grãos de solo.

A análise dos resultados indicou que as manifestações patológicas dos acessos em terra armada originaram-se desde a fase de projeto, mediante a adoção de fundação superficial em soleira assentada sobre uma espessa camada de solo mole, que foi verificada por meio de sondagens do tipo SPT realizadas ao lado das contenções. Tais problemas poderiam ter sido mitigados caso o projetista indicasse em projeto a necessidade da construção de um aterro estaqueado, para que a carga fosse transferida diretamente as camadas mais resistentes do subsolo, aliviando assim a camada compressível.

Já nos primeiros anos as cabeceiras em terra armada apresentaram perda de desempenho através da presença de recalques significativos, que permitiram a entrada de água no maciço e geraram a perda de compactação do aterro, condição essencial para o correto funcionamento do sistema, que se baseia na interação entre solo e armaduras. Conseqüentemente, surgiram de diversas manifestações patológicas, com destaque para deformações excessivas, vegetação de pequeno porte aflorando de dentro das contenções e manchas de umidade.

Constatou-se por meio dos ensaios que o solo presente no corpo do aterro das cabeceiras trata-se de uma areia argilosa do tipo A-2-6 (classificação TRB), e que apesar de ser um solo classificado com bom comportamento para o subleito, estava fora das características solicitadas em projeto, considerando a norma ABNT NBR 9286/1986, vigente à época da elaboração. Sendo o aterro, portanto, uma hipótese de agravante do quadro. Ademais, a caracterização realizada mostrou que o mesmo poderia ainda ser utilizado para nas contenções, mediante a realização de ensaio adicional que determinasse seu ângulo de atrito, cabendo apenas a revisão do projeto

para verificação do comprimento e densidade das armaduras, que não foram modificados.

No que tange ao acompanhamento do estágio de demolição, foi possível observar o interior das estruturas de contenção, onde não foram encontrados indícios claros de possíveis problemas que tiveram origem na etapa de execução. Também se descartou a possibilidade de o material do aterro ter um potencial agressivo, em virtude de as armaduras não apresentarem sinais de corrosão.

Outrossim, os resultados desta pesquisa são úteis para oferecer a sociedade respostas justificadas quanto aos motivos que levaram a uma estrutura, construída através de recursos públicos, a ser demolida cerca de 20 anos após a sua construção. Como contribuições práticas, os resultados fornecem *insights* que servem para alertar projetistas e orientar profissionais da área para como agir em condições similares as aqui relatadas, permitindo assim o melhoramento de construções futuras.

Acerca das limitações presentes neste estudo, ressaltam-se a não verificação do grau da influência da utilização de solo fora das especificações contidas em projeto, e a falta de informações quanto a etapa de execução, não sendo encontrados registros fotográficos e dados relativos ao controle da compactação do aterro na fase executiva.

Recomenda-se para futuras pesquisas a realização de ensaios adicionais, como o cisalhamento direto rápido, presente na Tabela 5, para obter o ângulo de atrito do material, assim como demais ações que visem contribuir para o desenvolvimento do trabalho através de verificações com cálculos indicando a influência da mudança de solo em termos quantitativos.

REFERÊNCIAS

ALMEIDA, Márcio de Souza S.; MARQUES, Maria Esther Soares. **Aterros sobre solos moles: projeto e desempenho**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

AMAPÁ. Polícia Técnico-Científica. Departamento de Criminalística. **Lauda Nº. 116.453**. Macapá, 2019. Anexo C.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457**: Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. 2 ed. versão corrigida. Rio de Janeiro, 2016.

_____. **NBR 6459**: Solo - Determinação do limite de liquidez. 2 ed. versão corrigida. Rio de Janeiro, 2017.

_____. **NBR 6484**: Solo - Sondagem de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio. 2 ed. Rio de Janeiro, 2020.

_____. **NBR 7180**: Solo - Determinação do limite de plasticidade. 2 ed. Rio de Janeiro, 2016.

_____. **NBR 7181**: Solo - Análise granulométrica. 2 ed. versão corrigida 2. Rio de Janeiro, 2018.

_____. **NBR 9286**: Terra armada - Especificação. Rio de Janeiro, 1986.

_____. **NBR 15575-1**: Edificações habitacionais - Desempenho Parte 1: Requisitos gerais. 6 ed. Rio de Janeiro, 2024.

_____. **NBR 16920-1**: Muros e taludes em solos reforçados Parte 1: Solos reforçados em aterros. Rio de Janeiro, 2021.

BARBOSA, Danilo José da Costa; VITÓRIO, José Afonso Pereira. Análise das Manifestações Patológicas em Contensões de Terra Armada de Viadutos da Região Metropolitana do Recife - PE. **Revista de Engenharia e Pesquisa Aplicada**, [S.L.], v. 4, n. 1, p. 119-134, 1 jan. 2019. <http://dx.doi.org/10.25286/rep.v4i1.955>.

BELLO, Isabela Marques da Cunha Vieira. **Estudo de ruptura em aterros sobre solos moles - aterro do galpão localizado na BR-101 - PE**. 2004. 207 f. Dissertação (Mestrado em Ciências) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2004.

BOLINA, Fabricio Longhi; TUTIKIAN, Bernardo Fonseca; HELENE, Paulo. **Patologia de estruturas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2019.

BRITO, Thaís Farias de. **Análise de manifestações patológicas na construção civil pelo método gut**: estudo de caso em uma instituição pública de ensino superior. 2017. 70 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental do Centro de Tecnologia, Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa, 2017.

CABRAL, Lisiê Kremer; SCHNEID, Andréia; CORDEIRO, José Henrique Carlúcio; TORRES, Ariela da Silva. Análise do estado de degradação dos túneis da antiga cervejaria ritter, na cidade de pelotas/RS [Analysis of the state of degradation of tunnels of antique Ritter Beer, in the city of Pelotas/RS]. **REEC - Revista Eletrônica de Engenharia Civil**, [S.L.], v. 14, n. 2, p. 292-302, 26 jul. 2018. Universidade Federal de Goiás. <http://dx.doi.org/10.5216/reec.v14i2.51424>.

CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações: fundamentos**. 6. ed. [Reimpr.]. Rio de Janeiro, LTC, 1988.

DAS, Braja M.; SOBHAN, Khaled. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. São Paulo: Cengage Learning, 2014. Tradução da 8ª edição norte-americana.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER - ME 041: Solos - preparação de amostras para ensaios de caracterização**. São Paulo, 1994.

_____. **DNER - ME 051: Solos - Análise granulométrica**. São Paulo, 1994.

_____. **DNER - ME 082: Solos - Determinação do limite de plasticidade**. São Paulo, 1994.

_____. **DNER - ME 093: Solos - Determinação da densidade real**. São Paulo, 1994.

_____. **DNER - ME 122: Solos - Determinação do limite de liquidez - método de referência**. São Paulo, 1994.

_____. **DNER - ME 213: Solos - Determinação do teor de umidade**. São Paulo, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Manual de custos rodoviários: metodologia e conceitos**. 3. ed. Rio de Janeiro, 2003. v. 1.

_____. **IPR - 719: Manual de pavimentação**. 3 ed. Rio de Janeiro, 2006.

DOMINONI, Claudia Martins Bhering. **Análise de estabilidade e compressibilidade de um aterro sobre solo mole no porto de Suape, região metropolitana do Recife**. 2011. 102 f. Projeto de Graduação - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2011.

FÉLIX, Carlos Manuel da Silva. **Comportamento dos muros de terra armada**. Dissertação (Mestrado em Estruturas) - Faculdade de Engenharia Civil, Universidade do Porto, Porto, 1991.

FILHO, André Luiz Delmondes Pereira. **Análise do comportamento de escavação grampeada instrumentada**. 2020. 128 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Sergipe, São Cristóvão, 2020.

FONTANA, Gabriela Bez; SANTOS, Adailton Antônio dos. **Análise de dimensionamento de solo reforçado tipo terra armada**. 2011. 18 f. Artigo para TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade do Extremo Sul Catarinense, Criciúma, 2011.

FONTELES, Caio Queiroz; MENDES, Giullia Carolina de Melo; FARIAS, Teresa Raquel Lima; BASTOS, Juceline Batista dos Santos; AGUIAR, Marcos Fábio Porto de. Análise de estabilidade de contenção tipo terra armada, a partir de ângulo de atrito interno teórico e real. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA - SEFE, 9.; FEIRA DA INDÚSTRIA DE FUNDAÇÕES E GEOTECNIA, 3., 4 a 6 jun. 2019, São Paulo, Brasil. **Anais [...]**. São Paulo: UFC, 2019. p. 1-10.

GENTIL, Vicente. **Corrosão**. 6. ed. [Reimpr.]. Rio de Janeiro: LTC, 2017.

GONÇALVES, Eduardo Albuquerque Buys. **Estudo das patologias e suas causas nas estruturas de concreto armado de obras de edificações**. 2015. 156 f. Projeto de Graduação - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2015.

GONÇALVES, Rafael Abrantes; MONTEIRO, Veruschka Escarião Dessoles. **Mecânica dos solos experimental**. Campina Grande: EDUFPG, 2018.

GONZALES, Fábio Dias; OLIVEIRA, Daniel Lameiras; AMARANTE, Mayara dos Santos. Patologias na construção civil. **Revista Pesquisa e Ação**, [S.L.], v. 6, n. 1, p. 128-139, 31 mai. 2020.

HELENE, Paulo R. L. **Manual para reparación, refuerzo y protección de las estructuras de concreto**. México: IMCYC, 1997.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. **ISO 13283**: General principles on the design of structures for durability. Geneva, 2008.

JUNIOR, Antonio Armando dos Santos Pontes; BARBOSA, Carla Francielle Marques Nunes. **Levantamento de manifestações patológicas em fachadas**: estudo de caso de um conjunto de edificações residenciais. 2019. 93 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Amapá, Macapá, 2017.

LICHTENSTEIN, Norberto Blumenfeld. **Patologia das construções**. 06. ed. São Paulo: USP, 1986.

MACHADO, Amanda Caldas; FERREIRA, Lucas Deleon; COUTO, Bruno de Oliveira Costa; FILGUEIRAS, Roberto Almeida Cunha; SOUZA, Rosenaire Rezende de. Estudo Comparativo entre a Classificação MCT e os Sistemas Tradicionais de Classificações Geotécnicas para Solos Brasileiros. In: XVIII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA: O FUTURO SUSTENTÁVEL DO BRASIL PASSA POR MINAS, COBRAMSEG, 18., 2016, Belo Horizonte. **Anais [...]**. Belo Horizonte: ABMS, 2016. p. 1-6.

MACHADO, Layza Verbena de Souza Santos. **Avaliação do deslocamento vertical de aterro sobre solo mole executado no projeto de duplicação da BR-101/PE.** 2012. 198 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Curso de Engenharia Civil, Centro de Tecnologia e Geociências, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2012.

MAPARAGEM, Albano Sâlzon. **Avaliação da interação solo-fitas metálicas e poliméricas para solução em terra armada em solos não convencionais.** 2011. 137 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Departamento de Geotecnia, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.

MARCELLI, Maurício. **Sinistros na construção civil.** São Paulo: Pini, 2007.

MASSAD, Façal. **Mecânica dos solos experimental.** São Paulo: Oficina de Textos, 2016.

NOGUEIRA, Joao Baptista. **Mecânica dos solos: ensaios de laboratório.** [Reimpr.]. São Carlos: EESC-USP, 2005.

ORTIGÃO, J. A. R.; ZIRLIS, A. C.; PALMEIRA, E. M. Experiência com solo grampeado no Brasil. **Solos e Rochas**, v. 16, n. 4, p. 291-304, dez. 1993.

PERBONI, Jane Paula. **Análise de estabilidade e de compressibilidade de aterros sobre solos moles-caso dos aterros de encontro da ponte sobre o Rio dos Peixes (BR 381).** 2003. 140 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Escola de Minas, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2003.

SCHNAID, Fernando; ODEBRECHT, Edgar. **Ensaio de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações.** 2. Ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

SHIRAKAWA, Marcia Aiko; MONTEIRO, Maria Beatriz; SELMO, Silvia; CINCOTTO, Maria Alba. Identificação de fungos em revestimentos de argamassa com bolor evidente. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE TECNOLOGIA DAS ARGAMASSAS, 1., 1995, Goiânia. **Anais [...]**. Goiânia: UFG, 1995. p. 402-410.

SIEIRA, Ana Cristina Castro Fontenla. **Estudo Experimental dos Mecanismos de Interação Solo-Geogrelha.** 2003. 363 f. Tese (Doutorado em Geotecnia) - Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica, Rio de Janeiro, 2003.

SILVA, Nadine Henriques da. **Muros de terra armada - verificação de segurança.** Dissertação (Mestrado em Estruturas e Geotecnia) - Curso de Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologias, Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, 2012.
SOBRINHO, Mário João Moreira. **Modelação Numérica do Comportamento de um Muro de Terra Armada da Autoestrada A4: comparação com os resultados de instrumentação.** 2013. 84 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade de Trás-Os-Montes e Alto Douro, Vila Real, 2013.

SOUZA, Vicente Custódio Moreira de; RIPPER, Thomaz. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto**. São Paulo: PINI, 1998.

UCHOA, Edvan Ferreira. **Procedimento Calibração do Densímetro**. 6 f. Laboratório Tecnológico de Solos, Queiroz Galvão.

VITÓRIO, José Afonso Pereira. **Fundamentos da erosão nas fundações de pontes e nos aterros de acesso**. 2. ed. Recife: POLI/UPE, 2022. Curso de Especialização em Inspeção, Manutenção e Recuperação de Estruturas, Disciplina: Reforço e Recuperação de Pontes e Viadutos, Universidade de Pernambuco.

VITÓRIO, José Afonso Pereira. **Pontes rodoviárias: fundamentos, conservação e gestão**. Recife: CREA-PE, 2002.

APÊNDICE A – Preparação de amostras para ensaios de caracterização

I) Objetivo

Preparar as amostras de solo para os ensaios de umidade (pelo método da estufa), granulometria conjunta, densidade real dos grãos de solo e limites de liquidez e de plasticidade.

II) Normas de referência

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457**: Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. 2 ed. versão corrigida. Rio de Janeiro, 2016.

- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER - ME 041**: Solos - preparação de amostras para ensaios de caracterização. São Paulo, 1994.

III) Equipamentos utilizados

- Almofariz e mão de gral recoberta de borracha;
- Repartidor de amostras;
- Balança com resolução de 0,01 g;
- Peneiras de 2,0 mm e 0,42 mm com tampa e fundo;
- Pás com cabo de madeira e de mão;
- Bandejas.

IV) Procedimento realizado

- Espalhamento do material para secagem ao ar por mais de 24h;
- Destorroamento do solo no almofariz com a mão de gral recoberta de borracha;
- Redução do material com o auxílio do repartidor de amostras;
- Peneiramento da amostra na peneira de abertura de 2,0 mm, tomando-se a precaução de desagregar, no almofariz, todos os torrões que ainda existiam;

a) Separação das amostras para os ensaios de granulometria conjunta, umidade higroscópica e densidade real dos solos:

- A fração de amostra seca ao ar retida na peneira de 2,0 mm foi lavada nesta peneira, a fim de eliminar o material fino aderente às partículas de diâmetro maior que 2,0 mm e seca em estufa a 105 °C - 110 °C, até constância de peso; este material, retido e

lavado na peneira de 2,0 mm, e seco, serviu para a análise granulométrica das frações da amostra maiores que 2,0 mm;

- Da fração da amostra seca ao ar, que passou na peneira de 2,0 mm, foi separada uma quantidade de: cerca de 100 g para o ensaio de determinação da umidade higroscópica; cerca de 120 g para a análise granulométrica das frações da amostra menores que 2,0 mm; e cerca de 50 g para o ensaio de determinação da densidade real;

b) Separação das amostras para determinação dos limites de liquidez e de plasticidade:

- Passou-se a fração restante da amostra que passou na peneira de 2,0 mm na peneira de 0,42 mm, tomando-se a precaução de desagregar no almofariz, todos os torrões que ainda existiam;

- Da fração que passou na peneira de 0,42 mm, retirou-se uma quantidade em peso de cerca de 200 g; desta quantidade tomaram-se cerca de 100 g para o ensaio de determinação do limite de liquidez e cerca de 100 g para o ensaio de determinação do limite de plasticidade.

V) Registros fotográficos





APÊNDICE B – Ensaio de teor de umidade pelo método da estufa

I) Objetivo

Determinação do teor de umidade pelo método da estufa.

II) Normas de referência

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457**: Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. 2 ed. versão corrigida. Rio de Janeiro, 2016.

- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER - ME 213**: Solos - Determinação do teor de umidade. São Paulo, 1994.

III) Equipamentos utilizados

- Balança com resolução de 0,001 g;
- Estufa com capacidade de manter a temperatura entre 105°C - 110°C;
- Dessecador com agente de absorção de umidade (sílica gel);
- Cápsulas metálicas.

IV) Procedimento realizado

- Identificação, pesagem das cápsulas limpas e secas e anotação dos valores como m;
- Foi tomada a quantidade separada (Apêndice A) de material passante na peneira de 2,0 mm e colocada dentro das cápsulas. O conjunto foi pesado e anotado como massa bruta úmida (mbu);
- Material posto em estufa, a uma temperatura entre 105°C e 110°C, até que a amostra obtivesse constância de massa (entre 16h e 24h);
- Em seguida, a amostra foi levada ao dessecador, onde permaneceu até atingir a temperatura ambiente (cerca de 30min);
- Pesado o conjunto, o valor encontrado foi a massa bruta seca.

V) Cálculos e resultados

- A umidade foi obtida através da equação abaixo:

$$h = \frac{mbu - mbs}{mbs - m} \times 100$$

Onde:

h = teor de umidade (%);

m_{bu} = massa bruta úmida (massa do recipiente mais amostra de material úmido em g);

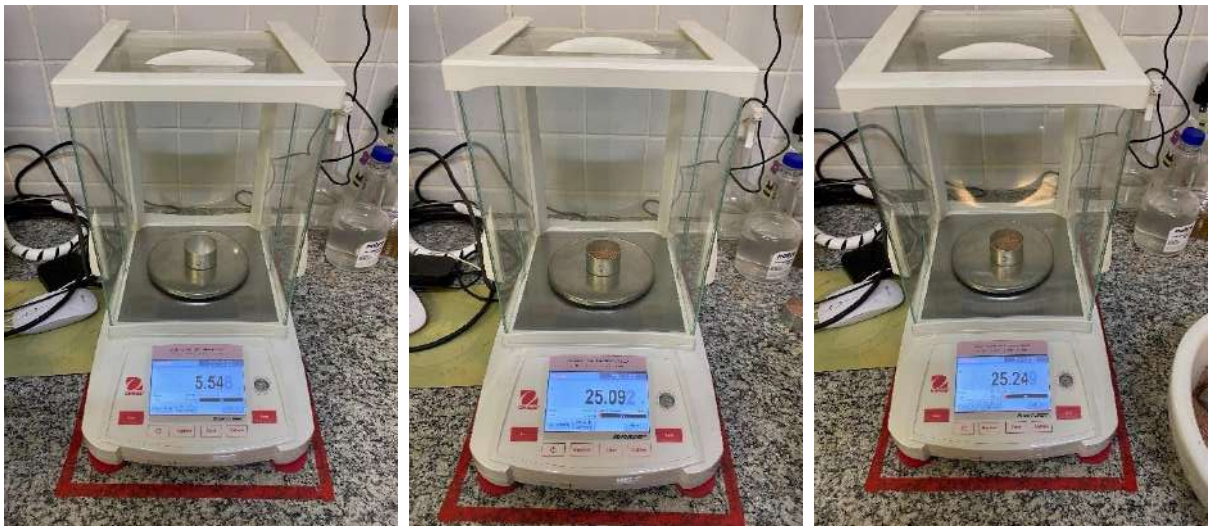
m_{bs} = massa bruta seca (massa do recipiente mais amostra de material seco em g);

m = massa do recipiente (g);

- O teor de umidade será a média entre os 3 valores encontrados.

Umidade - Método da estufa			
N° da cápsula	10	2	8
Massa da cápsula (g)	6,103	5,548	5,799
Cápsula + solo úmido (g)	26,301	25,249	26,500
Cápsula + solo seco (g)	26,143	25,092	26,339
Massa da água (g)	0,16	0,16	0,16
Massa do solo seco (g)	20,04	19,54	20,54
Teor de umidade (%)	0,79%	0,80%	0,78%
Umidade média (%)	0,79%		

VI) Registros fotográficos



APÊNDICE C – Ensaio de densidade real dos grãos de solo

I) Objetivo

Determinação da densidade real do solo.

II) Norma de referência

- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER - ME 093:** Solos - Determinação da densidade real. São Paulo, 1994.

III) Equipamentos utilizados

- Balança com resolução de 0,001 g;
- Estufa com capacidade de manter a temperatura entre 105°C - 110°C;
- Balão com capacidade de 50 ml (em substituição ao picnômetro de 50 ml devido a ausência dessa vidraria no laboratório);
- Dessecador com agente de absorção de umidade (sílica gel);
- Termômetro digital;
- Fonte de calor;
- Cápsula metálica;
- Funil;
- Espátula.

IV) Procedimento realizado

- Secagem da amostra separada (Apêndice A) em estufa até peso constante a 105 °C - 110 °C e resfriamento no dessecador;
- Pesagem do balão vazio, seco e limpo (P1);
- Colocação e pesagem da amostra no balão (P2);
- Colocação, a seguir, de água destilada no balão até cobrir, com excesso a amostra;
- Aquecimento do balão em um banho, deixando-o ferver por mais de 15 minutos, para expulsar todo ar existente entre as partículas do solo, agitando-o para evitar superaquecimento;
- Retirada do balão do banho quente para esfriar ao ambiente;
- Enchimento do balão com água destilada até o topo, posterior colocação do conjunto em um banho de água à temperatura ambiente, durante 15 minutos, colocação da

tampa de modo que aflore água à sua parte superior e anotação da temperatura do banho (t); retirada do banho e enxuga-se com um pano limpo e seco;

- Pesagem do balão e conteúdo (P3);

- Retirada, a seguir, de todo o material de dentro do balão; lava-se e enche-o completamente com água destilada; colocação no banho de água à temperatura ambiente, durante 15 minutos, colocação da tampa, de modo que a água aflore à sua parte superior e anotação da temperatura do banho (t); retirada do balão do banho, e enxuga-o com um pano limpo e seco e pesa-o a seguir (P4);

V) Cálculos e resultados

- A densidade real do solo a uma temperatura (t) foi obtida através da seguinte fórmula:

$$D_t = \frac{P_2 - P_1}{(P_4 - P_1) - (P_3 - P_2)}$$

Onde:

D_t = densidade real do solo a temperatura t;

P₁ = peso do balão vazio e seco (g);

P₂ = peso do balão mais amostra (g);

P₃ = peso do balão mais amostra (g), mais água (g);

P₄ = peso do balão mais água (g);

- O resultado do ensaio será considerado quando obtido pela média de duas determinações, no mínimo, e quando não diferirem do 0,009.

- O valor da densidade real deverá ser referido à água a temperatura de 20 °C, calculado à água à temperatura (t), como segue:

$$D_{20} = k_{20} \times D_t$$

Sendo:

D₂₀ = densidade real do solo a 20 °C;

k₂₀ = razão entre a densidade relativa da água à temperatura (t) e a densidade relativa da água a 20 °C, obtida na tabela a seguir;

D_t = densidade real do solo a temperatura t;

Tabela razão entre a densidade relativa da água à temperatura (t) e a densidade relativa da água a 20°C

Temperaturas t em °C	Densidade relativa da água	Fator de correção k ₂₀	Temperaturas t em °C	Densidade relativa da água	Fator de correção k ₂₀
4	1,0000	1,0018	19	0,9984	1,0002
5	1,0000	1,0018	20	0,9982	1,0000
6	0,9999	1,0017	21	0,9980	0,9998
7	0,9999	1,0017	22	0,9978	0,9996
8	0,9999	1,0017	23	0,9976	0,9993
9	0,9998	1,0016	24	0,9973	0,9991
10	0,9997	1,0015	25	0,9971	0,9989
11	0,9996	1,0014	26	0,9968	0,9986
12	0,9995	1,0013	27	0,9965	0,9983
13	0,9994	1,0012	28	0,9963	0,9980
14	0,9993	1,0011	29	0,9960	0,9977
15	0,9991	1,0009	30	0,9957	0,9974
16	0,9990	1,0008	31	0,9954	0,9972
17	0,9998	1,0006	32	0,9951	0,9969
18	0,9986	1,0004	33	0,9947	0,9965

Densidade real para alguns tipos de solo	
Areia	2,65 a 2,67
Areia Siltosa	2,67 a 2,70
Argila inorgânica	2,70 a 2,80
Solos com mica e ferro	2,75 a 3,0
Solos orgânicos	Variável, chegando a < 2,0

Densidade real dos grãos de solo			
Balão N°	B1	B2	B3
Peso do balão vazio (g)	43,454	44,391	43,533
Peso do balão + solo seco (g)	56,509	55,383	54,231
Peso do solo seco	13,06	10,99	10,70
Temperatura do banho (°C)	25,50	25,50	25,50
Peso do balão cheio com água e solo (g)	108,629	108,134	106,851
Peso do balão cheio de água (g)	100,450	101,236	100,189
Densidade real do solo (g/cm³)	2,677	2,685	2,651
Fator de correção	0,99875	0,99875	0,99875
Densidade real do solo à 20 °C (g/cm³)	2,674	2,682	2,647
Densidade média real do solo à 20 °C (g/cm³)	2,678		

VI) Registros fotográficos



APÊNDICE D – Ensaio de limite de liquidez

I) Objetivo

Determinação do limite de liquidez com secagem prévia.

II) Normas de referência

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459**: Solo - Determinação do limite de liquidez. 2 ed. versão corrigida. Rio de Janeiro, 2017.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER - ME 122**: Solos - Determinação do limite de liquidez - método de referência. São Paulo, 1994.

III) Equipamentos utilizados

- Balança com resolução de 0,001 g;
- Estufa com capacidade de manter a temperatura entre 105°C - 110°C;
- Cápsula de porcelana;
- Espátula;
- Aparelho de Casagrande;
- Cinzel;
- Dessecador com agente de absorção de umidade (sílica gel);
- Cápsulas metálicas;
- Gabarito para verificação da altura de queda de concha.

IV) Procedimento realizado

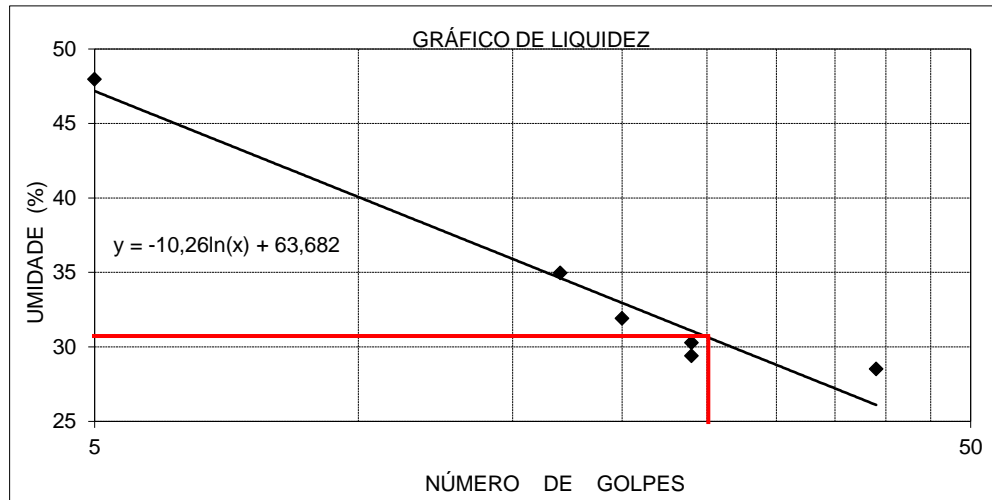
- Calibração do aparelho de Casagrande;
- Colocação da amostra separada (Apêndice A) na cápsula de porcelana, com adição de água destilada em pequenos incrementos, amassando e revolvendo, vigorosa e continuamente com auxílio da espátula, por cerca de 15 minutos, de forma a obter uma pasta homogênea, com consistência tal que sejam necessários da ordem de 35 golpes para fechar a ranhura;
- Colocação de parte da mistura na concha do aparelho de Casagrande, moldando-a de forma que na parte central a espessura seja da ordem de 10 mm;
- Retirada do excesso de solo e retorno para a cápsula;

- Divisão da massa de solo em duas partes, passando o cinzel por meio desta, de maneira a abrir uma ranhura em sua parte central, normalmente à articulação da concha. O cinzel deve ser deslocado perpendicularmente à superfície da concha;
- Ligar o aparelho de Casagrande, para golpear a concha contra a base, deixando-a cair em queda livre, na razão de duas quedas por segundo. Anotar o número de golpes necessário para que as bordas inferiores da ranhura se unam ao longo de 13 mm de comprimento, aproximadamente;
- Retirada, imediatamente, de uma pequena quantidade do material para junto das bordas que se uniram para um recipiente adequado para determinação de umidade (conforme Apêndice B);
- Retornar o restante da massa para a cápsula de porcelana. Lavar e enxugar a concha e o cinzel;
- Adição de água destilada à amostra e homogeneização durante pelo cerca de 3 min, amassando e revolvendo vigorosa e continuamente com o auxílio da espátula;
- Repetição das operações descritas, obtendo o 2º ponto de ensaio;
- Repetição das operações descritas, de modo a obter pelo menos mais três pontos de ensaio, cobrindo o intervalo de 35 a 15 golpes.

V) Cálculos e resultados

- Com os resultados obtidos, construir um gráfico no qual as ordenadas (em escala logarítmica) sejam os números de golpes e as abscissas (em escala aritmética) sejam os teores de umidade correspondentes e ajustadas a uma reta pelos pontos assim obtidos;
- Obter na reta o teor de umidade correspondente a 25 golpes, que é o limite de liquidez do solo.

Limite de liquidez						
Cápsula N°	1	5	2	10	8	7
Cápsula + solo úmido (g)	17,728	17,401	16,343	15,396	13,502	18,394
Cápsula + solo seco (g)	15,093	14,934	13,834	13,147	11,483	14,529
Peso da água (g)	2,635	2,467	2,509	2,249	2,019	3,865
Peso da cápsula (g)	5,851	6,542	5,548	6,1	5,709	6,471
Peso do solo seco (g)	9,242	8,392	8,286	7,047	5,774	8,058
Teor de umidade %	28,51	29,40	30,28	31,91	34,97	47,96
N° de golpes	39	24	24	20	17	5



$$LL = -10,26 \times \ln(25) + 63,682 = 31$$

VI) Registros fotográficos



APÊNDICE E – Ensaio de limite de plasticidade

I) Objetivo

Determinação do limite de plasticidade com secagem prévia.

II) Normas de referência

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180**: Solo - Determinação do limite de plasticidade. 2 ed. Rio de Janeiro, 2016.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER - ME 082**: Solos - Determinação do limite de plasticidade. São Paulo, 1994.

III) Equipamentos utilizados

- Balança com resolução de 0,001 g;
- Estufa com capacidade de manter a temperatura entre 105°C - 110°C;
- Cápsula de porcelana;
- Espátula;
- Dessecador com agente de absorção de umidade (sílica gel);
- Cápsulas metálicas;
- Gabarito cilíndrico de 3 mm de diâmetro e 100 mm de comprimento;
- Placa de vidro de superfície esmerilhada.

IV) Procedimento realizado

- Colocação da amostra separada (Apêndice A) na cápsula de porcelana e inserção de água destilada, amassando e revolvendo o material (de 15 a 30 minutos) com a espátula para se obter uma pasta homogênea de consistência plástica;
- Separação de cerca de 10 g do material e formação de uma pequena bola, que deve ser rolada sobre a placa de vidro para lhe dar a forma de um cilindro;
- Casos:
 - Quando a amostra se fragmentar antes de atingir o gabarito, retornar para a cápsula, inserir mais água destilada e homogeneizar, amassando e revolvendo, por pelo menos 3 min;
 - Caso a amostra atinja o diâmetro de 3 mm sem se fragmentar, amassar o material e repetir o passo 2;

- Quando o cilindro se fragmentar, com o diâmetro de 3 mm, transferir as partes para um recipiente adequado e medir a umidade (Apêndice B);

V) Cálculos e resultados

- O processo normativo exige pelo menos três valores de umidade sem que nenhum deles difira mais de 5% da média entre eles, sendo o resultado final a média, em número inteiro mais próximo, desses valores (em %).

Limite de plasticidade									
Cápsula N°	9	5	10	8	4	3	2		
Cápsula + solo úmido (g)	7,919	7,944	7,688	7,596	7,577	8,043	7,127		
Cápsula + solo seco (g)	7,653	7,704	7,428	7,288	7,264	7,789	6,855		
Peso da água (g)	0,266	0,240	0,260	0,308	0,313	0,254	0,272	Limite superior	21,40
Peso da cápsula (g)	6,343	6,543	6,108	5,802	5,710	6,539	5,549		
Peso do solo seco (g)	1,31	1,161	1,32	1,486	1,554	1,25	1,306	Limite inferior	19,36
Teor de umidade %	20,31	20,67	19,70	20,73	20,14	20,32	20,83		
Umidade média	20,38							LP (%)	20
Verificação dos limites	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok		

$$IP = LL - LP = 31 - 20 = 11$$

VI) Registros fotográficos





APÊNDICE F – Calibração do densímetro para o ensaio de sedimentação

I) Objetivo

Calibração do densímetro para a sua utilização no ensaio de granulometria, fase de sedimentação.

II) Referências

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181**: Solo - Análise granulométrica. 2 ed. versão corrigida 2. Rio de Janeiro, 2018.
- UCHOA, Edvan Ferreira. **Procedimento Calibração do Densímetro**. 6 f. Laboratório Tecnológico de Solos, Queiroz Galvão.

III) Equipamentos utilizados

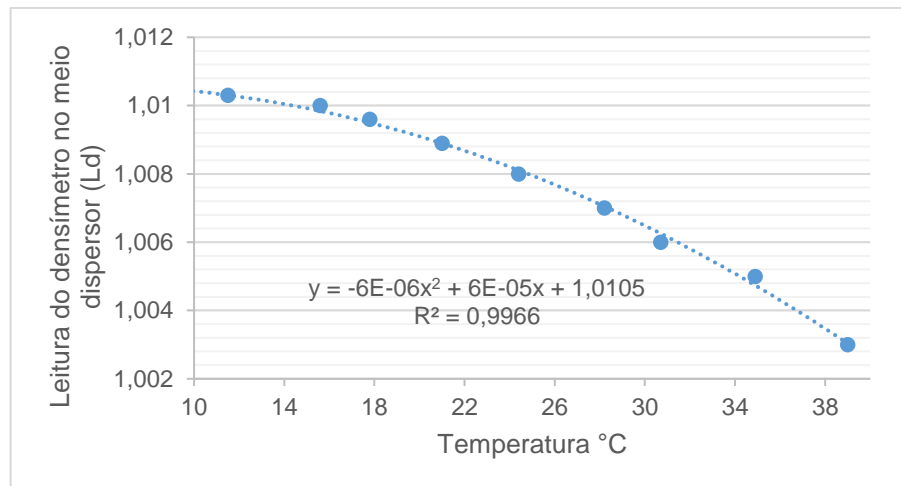
- Proveta de vidro (1000 ml);
- Termômetro digital;
- Densímetro;
- Paquímetro digital;
- Phmetro digital de bancada;
- Béquer de vidro (250 ml);
- Baqueta de vidro;
- Bisnaga.

IV) Procedimento, cálculos e resultados

- a) Variação das leituras do densímetro, no meio dispersor, em função da temperatura:
- Preparo da solução, em um béquer de 250 ml, de 125 ml de hexametáfosfato de sódio com concentração de 45,7 g do sal para 1000 ml de solução, tamponada com carbonato de sódio até que a solução atinja um pH entre 8 e 9;
 - Diluição, em proveta, de 125 ml da solução indicada, em 875 ml de água destilada;
 - Com a proveta imersa em um recipiente com água, provido de mecanismo para variação da temperatura, foi feita a obtenção e anotação de diversas leituras densimétricas, em uma faixa compreendida entre 10 °C e 35 °C, que foram feitas na parte superior do menisco;

Variação das leituras do densímetro, no meio dispersor, em função da temperatura	
Temperatura °C (x)	Leitura no densímetro (y)
6,3	1,0105
11,5	1,0103
15,6	1,0100
21,0	1,0089
24,4	1,0080
28,2	1,0070
30,7	1,0060
34,9	1,0050
39,0	1,0030

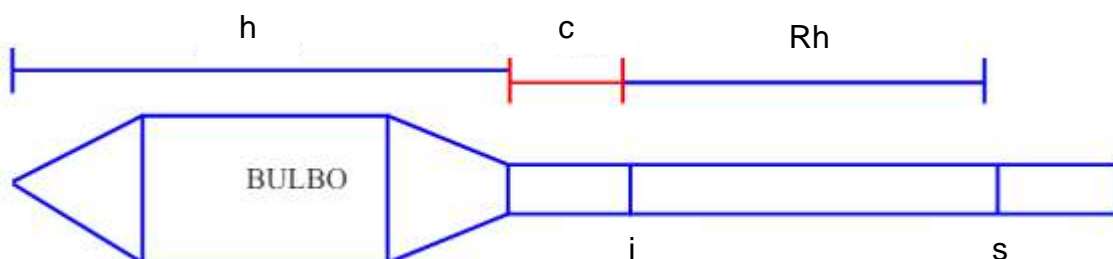
- Com os valores obtidos, foi construída a curva abaixo:



$$y = -6,44251594 \cdot (10^{-6}) \cdot x^2 + 6,0902665 \cdot (10^{-5}) \cdot x + 1,0104564$$

b) Variação da altura de queda das partículas em função da leitura do densímetro para as três primeiras leituras:

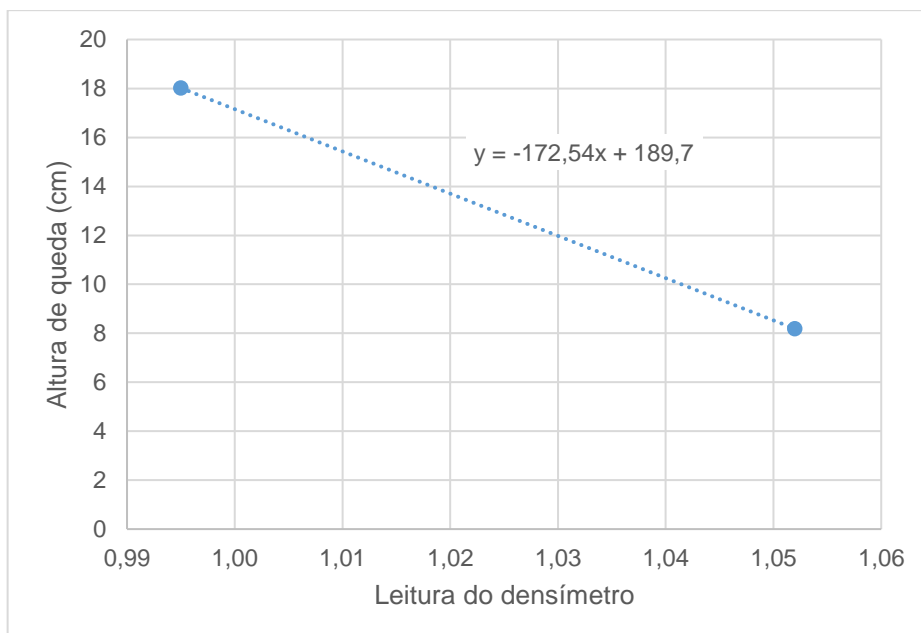
- Cálculo do centro de volume do densímetro, medindo a altura total do bulbo (h), isto é, a distância da base da haste ao início do bulbo e divisão do valor encontrado por dois;



- Medição do comprimento da base da haste até a marca da graduação extrema inferior, este valor será chamado (c);
- Medição da distância entre a marca da graduação extrema inferior (i) e a marca da graduação extrema superior (s), este valor será chamado (Rh).
- Aplicação da seguinte expressão: $a = Rh + C + h/2$ para a obtenção da altura de queda para dois pontos, quando o Rh for máximo (distância de “i” a “s”) e quando Rh for mínimo (0);

Resultados	
h	11,965
c	2,200
Rh	9,835
a1	8,183
a2	18,018
i	1,052
s	0,995

- Com os valores obtidos gerar a reta de calibração da variação da altura de queda (ordenadas) das partículas em função da leitura do densímetro (abscissas) para as três primeiras leituras do ensaio de sedimentação;



b) Variação da altura de queda das partículas em função da leitura do densímetro para as leituras subsequentes:

- Cálculo do volume do densímetro por meio da colocação de água potável em uma proveta até atingir uma marca de graduação referente a 800 ml; posterior colocação

do densímetro imerso na proveta; a quantidade de água deslocada é o volume do densímetro (V_d);

- Determinação da área da proveta (A); com a medição da distância em cm entre duas graduações (D); e posterior divisão do volume compreendido entre as duas graduações da proveta (V_p) pela distância medida em cm entre as duas graduações;
- Cálculo do erro ocasionado pela imersão momentânea do densímetro na solução, correção do menisco usando a fórmula:

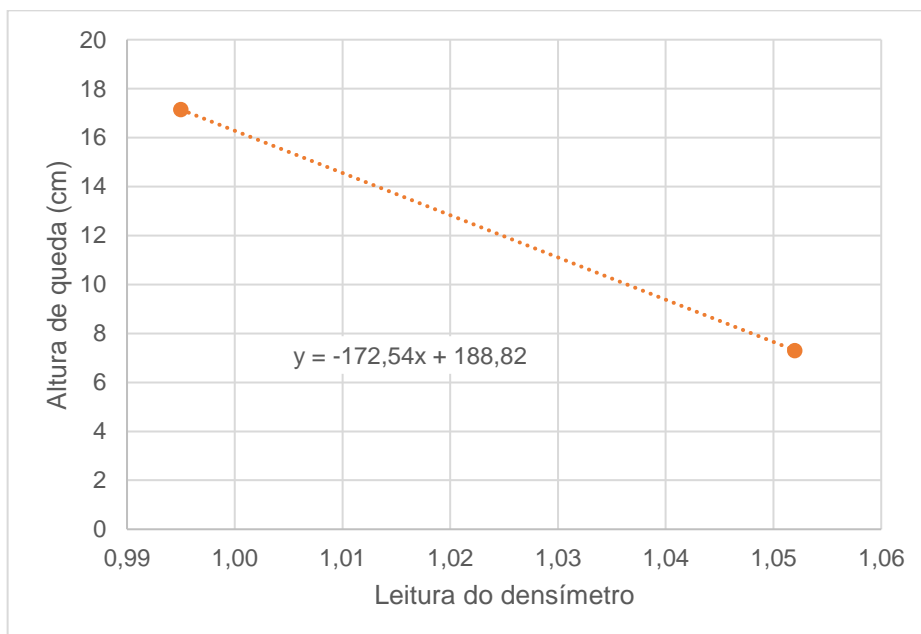
$$E = \frac{V_p}{2 \times A}$$

- Cálculo da altura de queda relativa à graduação extrema superior e inferior do densímetro agora incluindo a correção do menisco (E) pela seguinte expressão:

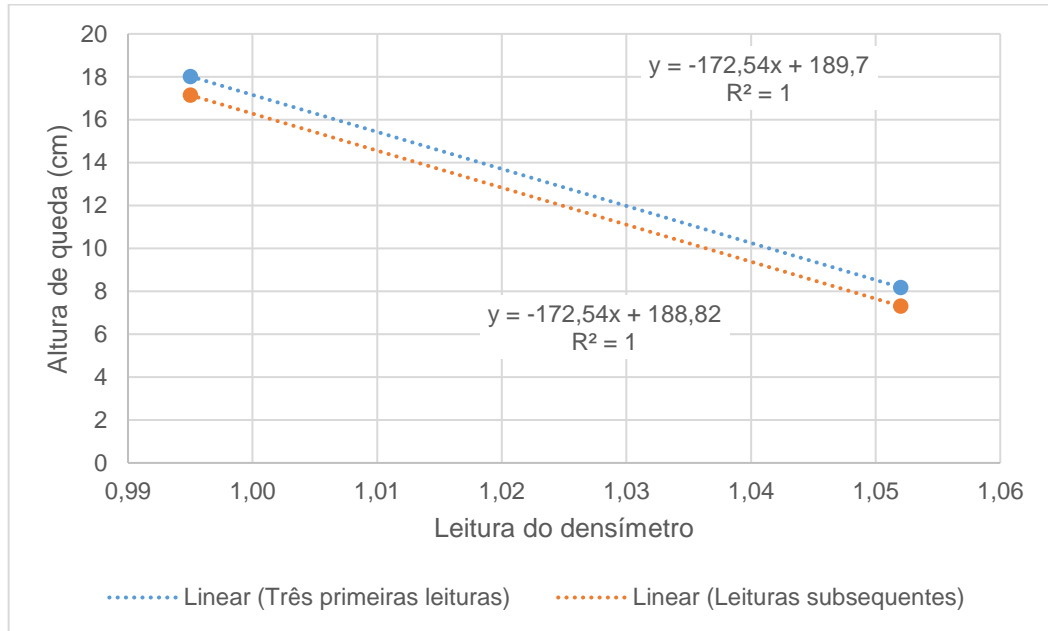
$$b = a - E$$

Resultados	
V_d (cm ³)	50
V_p (cm ³)	100
D (cm)	3,495
A (cm ²)	28,61
E	0,87
b_1	7,309
b_2	17,144

- Com os resultados obtidos trace-se o gráfico para as leituras subsequentes usando os valores (b_1 e b_2) relacionados com as graduações extremas do densímetro, agora inclusa a correção do menisco;



- Com todos os valores obtidos relativos às alturas de queda em relação às graduações do densímetro extrema inferior e extrema superior, plota-se o gráfico com as duas retas de calibração do densímetro:



V) Registros fotográficos





APÊNDICE G – Ensaio de granulometria

I) Objetivo

Determinação da análise granulométrica de forma conjunta.

II) Normas de referência

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181**: Solo - Análise granulométrica. 2 ed. versão corrigida 2. Rio de Janeiro, 2018.

- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER - ME 051**: Solos - Análise granulométrica. São Paulo, 1994.

III) Equipamentos utilizados

- Série de peneiras com as aberturas de: 50,0 mm, 38,0 mm, 25,0 mm, 19,0 mm, 9,5 mm, 4,8 mm, 2,0 mm, 1,2 mm, 0,6 mm, 0,42 mm, 0,25 mm, 0,15 mm, 0,075 mm;
- Agitador para as peneiras;
- Balanças com resolução de 0,01 g e 0,001 g;
- Estufa com capacidade de manter a temperatura entre 105°C - 110°C;
- Aparelho de dispersão;
- Proveta de vidro (1000 ml);
- Termômetro digital;
- Densímetro de bulbo simétrico calibrado;
- Phmetro digital de bancada;
- Celular (utilizado como relógio);
- Béquer de vidro (250 ml);
- Escova com cerdas metálicas;
- Recipientes metálicos (para a estufa) e de porcelana;
- Baqueta de vidro;
- Bisnaga.

IV) Procedimento realizado

a) Peneiramento grosso:

- O material lavado na peneira de 2,0 mm (Apêndice A) foi posto em estufa, por 24h, foi pesado e posteriormente passado nas peneiras de 50-38-25-19-9,5-4,8 e 2,0 mm

por meio do uso do agitador mecânico, por 15 minutos, anotando-se, com aproximação de 0,1 g, os pesos retidos em cada peneira;

b) Sedimentação:

- Colocação do material separado (Apêndice A) passante na peneira de diâmetro igual a 2,0 mm em um béquer de 250 ml, junto de uma solução 125 ml de hexametáfosfato de sódio com concentração de 45,7 g do sal para 1000 ml de solução, tamponada com carbonato de sódio até que a solução atinja um pH entre 8 e 9;

- Agitação do béquer com a mistura, e em seguida deixá-la em repouso por 12 horas;

- Colocação da mistura no copo do dispersor, tomando cuidado em lavar bem o béquer para que não haja perda de material. Antes de ligar o dispersor, foi completado o copo com água destilada até o nível de 5 cm abaixo da boca do copo e só, então, o dissipador foi ligado e ficou em funcionamento por 15 minutos;

- Passado o tempo estabelecido, foi feita a transferência da mistura para a proveta, tomando o mesmo cuidado em limpar bem o copo, com auxílio da bisnaga, para tirar o material aderido às laterais do copo, com o intuito de se evitar a perda do material;

- Foi completada a proveta com água destilada até chegar ao nível de 1000 ml e, em seguida, a mesma foi agitada trazendo a boca para cima e para baixo, e vice-versa, durante um minuto para que as partículas ficassem em suspensão;

- Após a agitação, o conjunto foi colocado sobre uma mesa e anotada a hora exata de início da sedimentação;

- Colocação, de forma cuidadosa, do densímetro para efetuar as leituras correspondentes a 0,5, 1 e 2 minutos; retirada, com cuidado, do densímetro;

- Realização das leituras subsequentes a 4, 8, 15 e 30 minutos; 1, 2, 4, 8 horas com a colocação do densímetro cerca de 15 a 20 segundos antes de cada leitura, e após cada leitura o mesmo foi retirado da dispersão e colocado em água limpa, na mesma temperatura; lembrando-se de, após cada leitura, verificar e anotar a temperatura da mistura (a leitura de 24h não foi realizada devido ao baixo percentual de partículas, de 0,02%, em suspensão verificado na leitura de 8h);

- Realizada a última leitura, a dispersão foi vertida na peneira de 0,075 mm, com cuidado em lavar bem a proveta para que não houvesse perda de material, e foi efetuada a lavagem do material na peneira mencionada;

c) Peneiramento fino:

- Após secar o material lavado na peneira de 0,075 mm em estufa a 105°C até a constância de massa, o material retido na peneira foi passado nas peneiras de 1,2,

0,6, 0,42, 0,25, 0,15, 0,075 mm, anotando-se as massas retidas acumuladas em cada peneira;

V) Cálculos e resultados

- Calcular a massa total da amostra seca, utilizando a equação a seguir:

$$M_s = \frac{(MT - Mg)}{(100 + h)} \times 100 + Mg$$

Onde:

M_s = massa total da amostra seca;

MT = massa da amostra seca em temperatura ambiente;

Mg = massa do material seco retido na peneira de 2,0 mm;

h = umidade higroscópica do material passado na peneira de 2,0 mm (Apêndice B);

- Calcular as porcentagens de materiais passantes no peneiramento grosso (peneiras de 50 mm, 38 mm, 25 mm, 19 mm, 9,5 mm, 4,8 mm e 2,0 mm), utilizando a seguinte equação:

$$Q_g = \frac{(M_s - Mr)}{M_s} \times 100$$

Onde:

Q_g = porcentagem de material passado em cada peneira;

M_s = massa total da amostra seca;

Mr = massa do material retido acumulado em cada peneira;

Peneiramento grosso				
Peneira	Abertura (mm)	Solo retido (g)	Solo retido acumulado (g)	Material passante (%)
2"	50,0	0,00	0,00	100,00
1 1/2"	38,0	0,00	0,00	100,00
1"	25,0	0,00	0,00	100,00
3/4"	19,0	21,23	21,23	98,93
3/8"	9,5	162,41	183,64	90,76
N° 4	4,8	92,15	275,79	86,12
N° 10	2,0	46,70	322,49	83,77
Massa total da amostra seca ao ar (g)			2000,36	
Massa total do material grosso (g)			323,82	
Umidade			0,79%	
Massa total da amostra seca (g)			1987,19	

- Calcular as porcentagens correspondentes a cada leitura do densímetro, referidas à massa total da amostra, utilizando a seguinte equação:

$$Q_s = N \times \frac{\rho_s}{(\rho_s - \rho_{md})} \times \frac{V\rho_{wc}(L - L_d)}{\frac{M_w}{(100 + h)}} \times 100$$

Q_s = porcentagem de solo em suspensão no instante da leitura do densímetro;

N = porcentagem de material que passa na peneira de 2,0 mm (encontrada no peneiramento grosso);

ρ_s = massa específica real dos grãos do solo (g/cm^3);

ρ_{md} = massa específica do meio dispersor na temperatura de calibração do densímetro ($20\text{ }^\circ\text{C}$); considerar $1\text{ (g}/\text{cm}^3)$;

V = volume da proveta igual a 1000 cm^3 ;

ρ_{wc} = massa específica da água na temperatura de calibração do densímetro ($20\text{ }^\circ\text{C}$), considerar $1\text{ (g}/\text{cm}^3)$;

L = leitura do densímetro na suspensão;

L_d = leitura do densímetro no meio dispersor (obtida da curva de calibração, Apêndice F), na mesma temperatura da suspensão;

M_w = massa do material úmido submetido à sedimentação (g);

h = umidade higroscópica (Apêndice B);

- Calcular o diâmetro máximo das partículas em suspensão, no momento de cada leitura do densímetro, utilizando a seguinte equação (lei de Stokes):

$$d = \sqrt{\frac{1800\mu}{\rho_s - \rho_{md}} \times \frac{z}{t}}$$

Onde:

d = diâmetro máximo das partículas (mm);

μ = coeficiente de viscosidade da água ($\text{g} \times \text{s}/\text{cm}^2$), obtido pela equação

$$\frac{0,0000181}{1+0,0337T+0,000221T^2} \text{ em que } T \text{ é a temperatura;}$$

ρ_s = massa específica real dos grãos do solo (g/cm^3);

ρ_{md} = massa específica do meio dispersor na temperatura de calibração do densímetro ($20\text{ }^\circ\text{C}$); considerar $1\text{ (g}/\text{cm}^3)$;

z = altura de queda das partículas (obtida na calibração do densímetro, Apêndice F), com resolução de 0,1 cm, correspondente à leitura do densímetro (cm);

t = tempo de sedimentação (s);

Sedimentação							
Densímetro N°:		1					
Densidade real do solo (g/cm ³)			2,678	Massa úmida (g)	120,872	Massa seca (g)	120,86
Tempo decorrido	Temperatura (°C)	Viscosidade (g.s/cm ²)	Leitura do densímetro (L)	Leitura do densímetro corrigida (Ld)	Altura de queda h (cm)	Diâmetro dos grãos (mm)	Q = % da amostra total
30 seg	24,9	9,1592E-06	1,0290	1,00798	12,16	0,0631	23,25
1 min	24,9	9,1592E-06	1,0285	1,00798	12,24	0,0448	22,70
2 min	24,9	9,1592E-06	1,0280	1,00798	12,33	0,0318	22,15
4 min	24,7	9,2008E-06	1,0260	1,00803	11,79	0,0220	19,88
8 min	24,6	9,2217E-06	1,0250	1,00806	11,97	0,0157	18,74
15 min	24,4	9,2637E-06	1,0240	1,00811	12,14	0,0116	17,58
30 min	24,1	9,3274E-06	1,0220	1,00818	12,48	0,0083	15,29
1 h	23,9	9,3701E-06	1,0182	1,00823	13,14	0,0061	11,03
2 h	24,7	9,2008E-06	1,0092	1,00803	14,69	0,0045	1,29
4 h	25,3	9,0769E-06	1,0081	1,00787	14,88	0,0032	0,25
8 h	24,5	9,2427E-06	1,0081	1,00808	14,88	0,0023	0,02
24 h*	* Leitura não realizada devido a pequena porcentagem ainda em suspensão obtida na leitura de 8h						

- Calcular as porcentagens de materiais passantes no peneiramento fino (peneiras de 1,2 mm, 0,6 mm, 0,42 mm, 0,25 mm, 0,15 mm e 0,075 mm), utilizando-se a equação a seguir:

$$Qf = \frac{Mw \times 100 - Mr(100 + h)}{Mw} \times N$$

Onde:

Qf = Porcentagem do material em cada peneira (%);

Mw = massa do material úmido submetido a sedimentação (g);

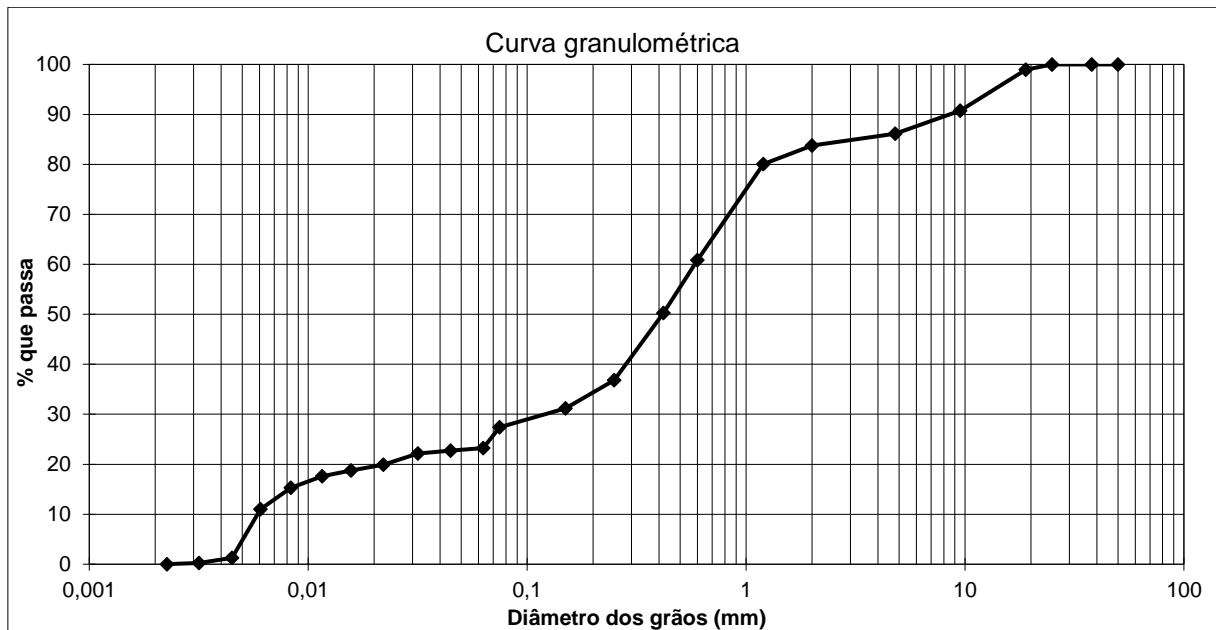
Mr = massa do material retido acumulado em cada peneira (g);

h = umidade higroscópica (Apêndice B);

N = porcentagem de material que passa na peneira de 2,0 mm (encontrada no peneiramento grosso);

Peneiramento fino				
Peneira	Abertura (mm)	Solo retido (g)	Solo retido acumulado (g)	Material passante (%)
16	1,20	5,34	5,34	80,04
30	0,60	27,51	32,85	60,82
40	0,42	15,09	47,94	50,28
60	0,25	19,28	67,22	36,82
100	0,15	8,10	75,32	31,16
200	0,075	5,36	80,68	27,41
Massa do material úmido submetido ao ensaio de sedimentação ou peneiramento fino (g)			120,872	
Umidade			0,79%	
Material passante na peneira de 2mm			83,77	

- O resultado final do ensaio será expresso graficamente, dispondo-se na abscissa os diâmetros das partículas, em escala logarítmica, e na ordenada, as porcentagens das partículas passantes ou retidas referentes aos diâmetros considerados, em escala aritmética.



VI) Registros fotográficos







APÊNDICE H – Classificação TRB

I) Objetivo

Determinação do tipo de solo utilizado no aterro com base na classificação TRB, utilizando os resultados dos ensaios realizados.

II) Normas de referência

- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **IPR - 719**: Manual de pavimentação. 3 ed. Rio de Janeiro, 2006.

III) Cálculos e resultados

- Chama-se Índice de Grupo a um valor numérico, variando de 0 a 20, que retrata o duplo aspecto de plasticidade e graduação das partículas do solo. O IG é calculado pela fórmula:

$$IG = 0,2a + 0,005ac + 0,01bd$$

Em que:

a = % de material que passa na peneira nº 200, menos 35. Se a % passante obtida for maior que 75, adota-se 75; se for menor que 35, adota-se 35. (“a” varia de 0 a 40);

b = % de material que passa na peneira nº 200, menos 15. Se a % obtida nesta diferença for maior que 55, adota-se 55; se for menor que 15, adota-se 15. (“b” varia de 0 a 40).

c = Valor do limite de liquidez menos 40. Se o limite de liquidez for maior que 60, adota-se 60; se for menor que 40, adota-se 40 (“c” varia de 0 a 20);

d = Valor de índice de plasticidade menos 10. Se o índice de plasticidade for maior que 30, adota-se 30; se for menor que 10, adota-se 10 (“d” varia de 0 a 20);

Dados:

- Material passante na peneira N°10 = 84%;
- Material passante na peneira N°40 = 50%;
- Material passante na peneira N°200 = 27%;
- LL = 31%; LP = 20%; IP = 11%;
- IG = 0

$$IG = 0,2 \times (35 - 35) + 0,005 \times (35 - 35) \times (40 - 40) + 0,01 \times (27 - 15) \times (11 - 10)$$

$$IG = 0,01 \times 12 \times 1 = 0,12$$

Classificação TRB solos granulares							
Classificação geral	Materiais granulares (35% ou menos da amostra total passando na peneira nº 200)						
Classificação em grupos	A - 1		A - 3	A - 2			
	A - 1 - A	A - 1 - B		A - 2 - 4	A - 2 - 5	A - 2 - 6	A - 2 - 7
% Passante na peneira							
Nº 10	50 máx.						
Nº 40	30 máx.	30 máx.	51 min.				
Nº 200	15 máx.	25 máx.	10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.
Da % passante na peneira Nº 40							
Limite de liquidez				40 máx.	41 min.	40 máx.	41 min.
Índice de plasticidade	6 máx.	6 máx.	NP	10 máx.	10 máx.	11 min.	11 min.
Índice de grupo						4 máx.	4 máx.
Materiais constituintes	Fragmentos de pedras, pedregulho fino e areia			Pedregulhos ou areias siltosas ou argilosos			
Comportamento como subleito	Excelente a bom						

Continua

- Segundo a classificação TRB o material trata-se de uma areia argilosa do tipo A-2-6.

APÊNDICE I – Registros fotográficos das manifestações patológicas

















APÊNDICE J – Registros fotográficos da etapa de demolição











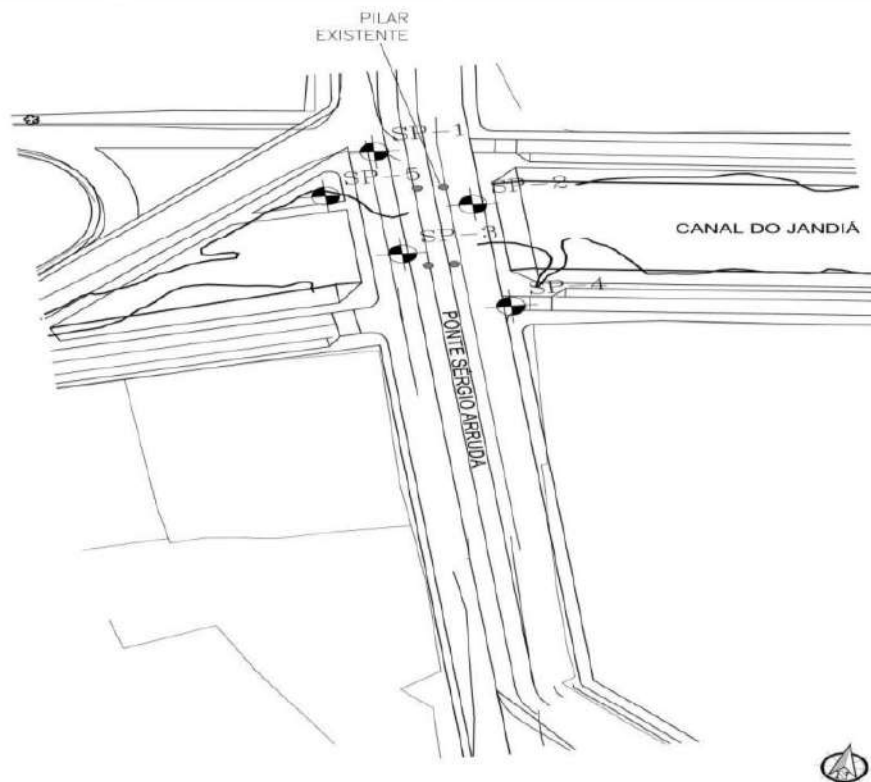




ANEXO A – Boletins de sondagem SPT

☑ LOCAÇÃO DOS FUROS DE SONDAAGEM E COORDENADAS

COORDENADAS GEOGRÁFICAS DE LOCALIZAÇÃO DO FURO DE SONDAAGEM			
FURO DE SONDAAGEM Nº.	LATITUDE	LONGITUDE	Cota da boca do Furo
SP-01	7083.5460	493638.6190	3.510
SP-02	7067.2700	493655.0260	3.065
SP-03	7039.8420	493641.1930	2.376
SP-04	7023.6280	493658.8560	3.129
SP-05	7070.0180	493636.3940	3.373



PERFIL INDIVIDUAL PARA SONDAGEM DE SIMPLES DE RECONHECIMENTO À PERCUSSÃO (S.P.T.)									
NBR - 06484/2020									
INTERESSADO (A): FUNDAPE.					Início da Sondagem: 3-dez-21				
LOCAL DA SONDAGEM: Área da PONTE SÉRGIO ARRUDA em Macapá - AP.					Término da Sondagem: 3-dez-21				
Sondagem Número: Laudo de Sondagem nº SP-01					Revestimento: 100 cm				
Cota em relação ao RN (m)	AVANÇO	Índices de penetração	Nspt	N. A.	Números de Golpes: Iniciais: 1ª + 2ª = linha tracejada. Finais: 2ª e 3ª = linha cheia.	MUDANÇAS / PROFUNDIDADE DAS CAMADAS	CARACTERÍSTICAS DO EQUIPAMENTO S.P.T.		
							Amostra (m)	- AMOSTRADOR Ø INT. =	35 mm
								- AMOSTRADOR Ø EXT. =	51 mm
								- REVESTIMENTO Ø =	68 mm
								- PESO =	65 kgf
								- ALTURA DE QUEDA =	75 cm
GRAFICO									
0	TC	N.º de golpes	1.ª + 2.ª 2.ª + 3.ª						0 Aterro silte arenoso com pedregulho de cor variegado pouco compacto.
1	P	3 /15							1 Idem
	TC	3 /15	Inicial 6 Final 6						2 Idem fofo.
2	P	2 /15							
	TC	2 /15	Inicial 4 Final 3						
3	P	1 /15							3 Argila com material orgânico de cor preta muito mole.
	TC	1 /30	Inicial 2 Final 2				3,04		4 Idem
4	P	1 /15							5 Idem
	TC	1 /15	Inicial 2 Final 2						6 Idem
5	P	1 /45							7 Idem
	TC		Inicial 1 Final 1						8 Idem
6	P	1 /15							9 Idem mole.
	TC	1 /15	Inicial 2 Final 2						10 Idem
7	P	1 /15							11 Idem média.
	TC	1 /15	Inicial 2 Final 3						12 Idem
8	P	1 /15							
	TC	2 /15	Inicial 3 Final 4						
9	P	2 /15							
	TC	2 /15	Inicial 4 Final 4						
10	P	2 /15							
	TC	3 /15	Inicial 5 Final 6						
11	P	2 /15							
	TC	3 /15	Inicial 5 Final 7						
12	P	3 /15							
	TC	3 /15	Inicial 6 Final 8						
13	P	5 /15							12,68 Argila siltosa de cor cinza clara média.
	TC	8 /15	Inicial 13 Final 17						13 Idem rija.
14	P	10 /15							13,93 Argila siltosa de cor variegada rija.
	TC	13 /15	Inicial 23 Final 29						14 Idem muito rija.
<p>Observação: 1) A profundidade perfurada no limite desta sondagem é de 18,45m atendendo os critérios de paralisação contidas na ABNT/NBR-06484/2020; 2) Foram encontrados níveis d'água no local desta sondagem, na qual estão descritos neste perfil, conforme informações contidas no boletim de campo; 3) Poderá haver variação em relação ao nível d'água especificado nesta sondagem, na qual poderá ocorrer em virtude do tempo / período climático em que foi executado.</p>									
Avanço:					Folha: 07				
<p>TH - Trado helicoidal CA - Circulação de água</p>					Operador de Sonda: RANGEL				
<p>TC - Trado concha P - Percussão</p>					<p>Engenheiro (a) Responsável Técnico:</p>				
					<p>PROF. DO NÍVEL D'ÁGUA:</p>		<p>DATA:</p>		
					<p>INICIAL: 1,85</p>		<p>03/12/2021</p>		
					<p>FINAL: 1,19</p>		<p>03/12/2021</p>		

NBR - 06484/2020												
INTERESSADO (A): FUNDAPE.			Início da Sondagem: 3-dez-21									
LOCAL DA SONDAAGEM: Área da PONTE SÉRGIO ARRUDA em Macapá - AP.			Término da Sondagem: 3-dez-21									
Sondagem Número: Laudo de Sondagem nº SP-01			Revestimento: 100 cm									
Cota em relação ao RN (m)	AVANÇO	Índices de penetração		N _{SPT}	N. A.	Números de Golpes: Iniciais: 1ª + 2ª = linha tracejada. Finais: 2ª e 3ª = linha cheia.		PROFUNDIDADE DAS CAMADAS	CARACTERÍSTICAS DO EQUIPAMENTO S.P.T.			
		TC	N.º de golpes			1.ª + 2.ª 2.ª + 3.ª	Amostra (m)		CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL			
G R A F I C O						NSPT						
					Profundidade (m)							
15	P	11	/15					15,45			15	Idem dura.
	TC	16	/15	Inicial 27				16,45			16	Idem
		19	/15	Final 35				17,45			17	Idem
16	P	13	/15					18,45			18	Idem
	TC	18	/15	Inicial 31				19,45				
		23	/15	Final 41				20,45				
17	P	13	/15					21,45				
	TC	19	/15	Inicial 32				22,45				
		24	/15	Final 43				23,45				
18	P	15	/15					24,45				
	TC	23	/15	Inicial 38				25,45				
		28	/15	Final 51				26,45				
19					27,45							
20												
21												
22												
23												
24												
25												
26												
27												
<p>Observação: 1) A profundidade perfurada no limite desta sondagem é de 18,45m atendendo os critérios de paralisação contidas na ABNT/NBR-06484/2020; 2) Foram encontrados níveis d'água no local desta sondagem, na qual estão descritos neste perfil, conforme informações contidas no boletim de campo; 3) Poderá haver variação em relação ao nível d'água especificado nesta sondagem, na qual poderá ocorrer em virtude do tempo / período climático em que foi executado.</p>												
Avanço:								Folha: 08				
TH - Traco helicoidal CA - Circulação de água TC - Traco concha P - Percussão								Operador de Sonda: RANGEL.				
Engenheiro (a) Responsável Técnico:						PROF. DO NIVEL D'AGUA:		DATA:				
[Redacted]						INICIAL: 1,85		03/12/2021				
[Redacted]						FINAL: 1,19		03/12/2021				

PERFIL INDIVIDUAL PARA SONDAEM DE SIMPLES DE RECONHECIMENTO À PERCUSSÃO (S.P.T.)																
NBR - 06484/2020																
INTERESSADO (A): FUNDAPE.					Início da Sondagem: 2-dez-21											
LOCAL DA SONDAEM: Área da PONTE SÉRGIO ARRUDA em Macapá - AP.					Término da Sondagem: 2-dez-21											
Sondagem Número: Laudo de Sondagem nº SP-04					Revestimento: 100 cm											
Cota em relação ao RN (m)	AVANÇO	Índices de penetração		N _{SPT}	N. A.	Números de Golpes: Iniciais: 1ª + 2ª = linha tracejada. Finais: 2ª e 3ª = linha cheia.				MUDANÇAS / PROFUNDIDADE DAS CAMADAS	Amostra (m)	CARACTERÍSTICAS DO EQUIPAMENTO S.P.T.				
						GRÁFICO		CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL				- AMOSTRADOR Ø INT. =	35 mm			
0	TC	N.º de golpes		1.ª + 2.ª 2.ª + 3.ª		0,39					0	Aterro silte arenoso com pedregulho de cor variegado fofo.				
1	P	3	/15								1	Idem				
	TC	2	/15	Inicial 5 Final 4											2	Idem
2	P	1	/15												2,79	Argila com material orgânico de cor cinza escura muito mole.
	TC	1	/15	Inicial 2 Final 2												Idem (amostra não recuperada).
3	P	1	/15													Idem
	TC	1	/30	Inicial 2 Final 1												
4	P	1	/15													
	TC	1	/15	Inicial 2 Final 2												
5	P	2	/15													
	TC	1	/15	Inicial 3 Final 2												
6	P	1	/15													
	TC	1	/15	Inicial 2 Final 3												
7	P	2	/15													
	TC	1	/15	Inicial 3 Final 3												
8	P	1	/15													
	TC	2	/15	Inicial 3 Final 4												
9	P	1	/15													
	TC	1	/15	Inicial 2 Final 2												
10	P	2	/15													
	TC	2	/15	Inicial 4 Final 4												
11	P	3	/15													
	TC	3	/15	Inicial 6 Final 6												
12	P	3	/15													
	TC	3	/15	Inicial 6 Final 6												
13	P	3	/15													
	TC	3	/15	Inicial 6 Final 7												
14	P	3	/15													
	TC	3	/15	Inicial 6 Final 6												

Observação: 1) A profundidade perfurada no limite desta sondagem é de 19,45m atendendo os critérios de paralisação contidas na ABNT/NBR-06484/2020; 2) Foram encontrados níveis d'água no local desta sondagem, na qual estão descritos neste perfil, conforme informações contidas no boletim de campo; 3) Poderá haver variação em relação ao nível d'água especificado nesta sondagem, na qual poderá ocorrer em virtude do tempo / período climático em que foi executado.

Folha: 13

Operador de Sonda: RANGEL.

Avanço:

- TH - Trado helicoidal
- CA - Circulação de água
- TC - Trado concha
- P - Percussão

Engenheiro (a) Responsável Técnico:



PROF. DO NÍVEL D'ÁGUA:	DATA:
INICIAL: 1,09	02/12/2021
FINAL: 0,39	02/12/2021

ANEXO B – Relatório de visita a obra em 2004

SOLO ARMADO



SAJC 065/04 Camboriú, 12 de Maio de 2.004.

Ilmo Sr.
Dr. Giovanni Coleman de Queiroz
Secretário de Obras da Prefeitura Municipal de Macapá
com cópia para Dr. Emilio Roberto Escobar – Consórcio Estacon – CMT



**ASSUNTO: MUROS DE ARRIMO EM SOLO ARMADO
PONTE SOBRE O CANAL DE JANDIÁ
RELATÓRIO DE VISITA A OBRA
RECALQUES DA ESTRUTURA**

Prezado Senhor,

Atendendo sua solicitação, estivemos em sua companhia e do engenheiro Emilio Escobar, na obra supra citada e chegamos as seguintes conclusões a respeito do recalque do maciço armado:

Causas do recalque:

A causa do recalque foi a baixa capacidade de suporte do terreno onde foi implantado o maciço armado e a ausências de medidas para corrigir esta deficiência.

Como corrigir a desconformidade:

Etapa 01 – Interromper o tráfego de veículos
Etapa 02 – Retirar as estruturas do guarda corpo e barreiras de segurança
Etapa 03 – Corrigir o abatimento do aterro do encontro conforme o perfil longitudinal do projeto, tomando-se especial cuidado com os solos ruins do início da rampa do lado Pacoval e eventuais erros de concordância da rampa com a ponte.
Etapa 04 – Liberar o trafego com limitadores de pista provisórios acompanhando a evolução do controle de recalque até todos os pontos apresentarem uma leitura relativa ((L2-L1)/dias) menor que 0,05
Etapa 05 – Reinstalar os guarda corpo e barreiras de segurança
Etapa 06 – Corrigir os desalinhamentos das escamas de concreto cortando ou complementando onde necessário, tomando-se o cuidado de conservar as juntas entre escamas.
Etapa 07 – Aplicar sobre a superfície corrigida uma das alternativas

- pintura com tinta própria para concreto
- aplicação de revestimento em ladrilhos
- pintura com motivos artísticos regionais
- plantio de trepadeiras

Estas medidas corretivas, apesar de causarem um transtorno, são de custo menor do que as medidas que deveriam ter sido tomadas antes do aterro do maciço armado sobre o solo com baixa capacidade de suporte.

Permanecendo a sua disposição para eventuais esclarecimentos adicionais.

Atenciosamente


JOÃO CARLOS M. D. SILVA

ANEXO C – Laudo pericial de 2019



GOVERNO DO ESTADO DO AMAPÁ
POLÍCIA TÉCNICO-CIENTÍFICA
DEPARTAMENTO DE CRIMINALÍSTICA
GRUPO DE ATIVIDADE DE PERÍCIAS DE CRIMES CONTRA A VIDA E PATRIMÔNIO

LAUDO PERICIAL ENGENHARIA CIVIL/RODOVIÁRIA

LAUDO Nº. 116.453/2019

Ofício nº. 3507232/2019 – TJEA.

Desembargador
DR. ROMEU ARAÚJO
Tribunal de Justiça do Amapá - TJAP

Ao 09 dia do mês de dezembro do ano de dois mil e dezenove, na Cidade de Macapá, pelo Diretor-Presidente da Polícia Técnico-Científica do Estado do Amapá, **Perito Criminal Salatiel Guimarães**, foi designado o Perito Oficial Criminal **GIOVANI MONTEIRO DA FONSECA, Engenheiro Civil/Esp. Eng^a Rodoviário**, para proceder ao **Exame Pericial de Engenharia Forense**, abaixo descrito, a fim de atender solicitação devotada no corpo do ofício acima citado pela Autoridade Judiciária do Tribunal de Justiça do Estado do Amapá, descrevendo com verdade todas as circunstâncias que encontrarem e observarem.

I - HISTÓRICO: Atendendo a solicitação da Autoridade Judiciária através do ofício mencionado anteriormente, para ser realizada uma reunião no Tribunal de Justiça do Amapá, com a participação de membros do Ministério Público do Estado/MPE, do Corpo de Bombeiros Militar, Universidade Federal do Amapá - Unifap e Conselho Regional de Engenharia e Agronomia – CREA/AP, os citados a seguir:

1. Esp. Giovani Monteiro da Fonseca - Engenheiro Civil / Esp. Rodoviário da Politec/AP
2. Esp. André Souza – Engenheiro Civil do Ministério Público
3. Esp. Serafim Menezes de Melo – Arquiteto do Ministério Público
4. MSc. Régis Brito Nunes - Engenheiro Civil - Coordenador do curso de Engenharia Civil - UNIFAP - Representante do CREA/AP
5. MSc. Adenilson Oliveira - Engenheiro Civil da UNIFAP
6. Cel. Frederico Medeiros - Engenheiro Civil do Corpo de Bombeiros do Amapá/Defesa Civil

CONTINUAÇÃO

II - DO OBJETIVO DOS EXAMES: Tem como objetivo realizar exames periciais na área específica de Engenharia Civil palpado nos designios do Desembargador DR. ROMEU ARAÚJO, Tribunal de Justiça do Amapá - TJAP, na obra de arte denominada de Ponte Sérgio Arruda, sendo elaborado por uma comissão no intuito de esclarecer as reais condições de vida útil da estrutura oral em análise, durabilidade e identificação de causas de deficiências estruturais, causas físicas e químicas de patologia de concreto armado, prevenção e tratamento das patologias, da forma que segue.



Figura nº 01: Imagem ilustrativa da PONTE SÉRGIO ARRUDA em questão.

III - DOS EXAMES: Às 11h00min do dia 09 de dezembro de 2019, o signatário do presente Laudo Pericial, juntamente com os membros do Ministério Público do Estado do Amapá – MP/AP, do Corpo de Bombeiros Militar/Defesa Civil, da Universidade Federal do Amapá - Unifap e do Conselho Regional de Engenharia e Agronomia – CREA/AP, compareceram na Ponte Sérgio Arruda (Canal do Jandiá), Bairro Pacoval/São Lázaro, onde passaram à realização de uma inspeção visual, conforme descritos a seguir:

CONTINUAÇÃO

III.1 – Métodos: No Brasil, as metodologias referentes aos requisitos quanto a inspeção e manutenção de pontes são prescritas pela ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas) e pelo DNIT (Departamento Nacional de Infraestrutura e Transportes). A ABNT NBR 9452/2019, prescreve requisitos exigíveis na realização de inspeções em pontes, viadutos e passarelas de concreto e na apresentação dos resultados dessas inspeções. A norma do DNIT 010/2004 - PRO, estabelece as condições exigíveis para a realização de inspeções em pontes e viadutos de concreto armado e protendido. Tem-se, como normativas auxiliares e aplicáveis a estrutura em questão, as normas a ABNT NBR 6118:2014 (Estruturas de Concreto Armado), ABNT NBR 15575 (Desempenho de estruturas de concreto) e ABNT NBR 13752:96 (Perícias em Engenharia). Todas as normativas citadas são fontes técnicas para o embasamento da conclusão da presente peça.

III.2 – Da Obra de Arte Especial Periciada: Trata-se de uma obra de arte especial (OAE) de engenharia rodoviária no município de Macapá-AP, composta por duas cabeceiras e uma ponte em concreto armado e protendido com plataforma composta de dois passeios de pedestre nas laterais com guarda-corpo e tabuleiro de pista de rolamento com guarda-rodas, numa extensão de aproximadamente 160m (cento e sessenta metros) de pista de 02 (duas) faixas de rolamento, sentido e direção único, com 32,00 m (trinta e dois metros) de ponte em estrutura de concreto protendido e duas rampas de acesso (cabeças) construída em muro solo armado, a faixa de rolamento de 8,0m (oito metros). O sistema viário admitia regime de tráfego de mão única no sentido de sul para o norte, viabilizado por Superestrutura em concreto protendido, trem tipo de cálculo para veículo de 450kN (45,0t) e distribuição de carga de 0,50t/m² e infraestrutura de concreto armada pré-moldadas, seção 30,00 cm por 30,00 cm para 60,00t, blocos de coroamento em concreto armado tradicional.

III.2.a – Dos elementos constituintes da Ponte: são divididas em uma diversificação de grupos onde não há um consenso na literatura técnica, mas a maioria dos autores dividem as pontes em superestrutura, mesoestrutura e infraestrutura, conforme Figura nº 02.

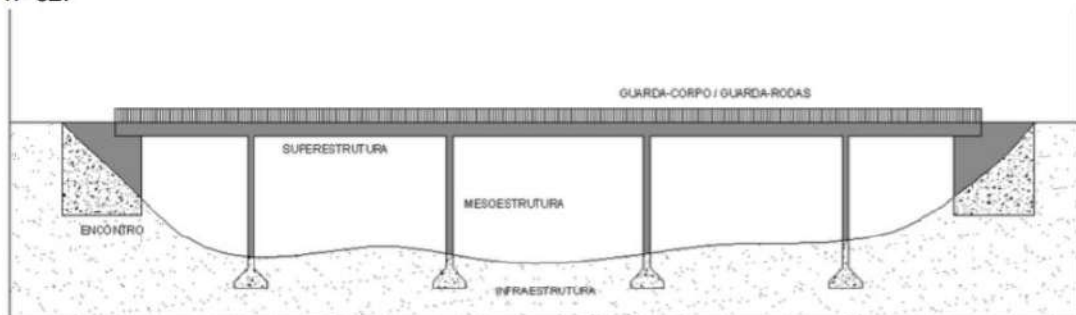


Figura nº 02: Apresenta um esquema de medidas e resoluções estruturais

CONTINUAÇÃO

III.2.a.1 - Superestrutura é responsável pela transferência das cargas para os apoios. Dentre as cargas estão as de tração, flexão, compressão ou as três juntas. A superestrutura também de forma direta deve resistir às cargas oriundas de veículos e de pedestres. O sistema apresentado no projeto e executada utilizou a tecnologia de concreto protendido ou em protensão, com secção transversal celular (vazada).

III.2.a.2 - Mesoestrutura é a parte da ponte no qual os apoios são prolongados geralmente até as infraestruturas e esse prolongamento se dá na sua maioria na vertical pois pode acontecer de forma inclinada. Conforme o projeto, os apoios da mesoestrutura são divididos na extensão da ponte, sendo quatro pilares em ambas extremidades situados no interior das cabeceiras e quatro pilares circulares próximos às margens do canal Jandiá.

III.2.a.3 - Infraestrutura é responsável pela transferência das cargas para a fundação de forma segura, conforme projeto, as fundações são compostas de blocos sobre estacas.

III.2.a.4 - Cabeceiras são elementos de ligação entre a ponte e a rodovia que além de receberem as cargas provenientes do tráfego. Conforme o projeto, são compostas de terra armada e elementos modulares pré-fabricados.



Figura nº 03: Apresenta um esquema de medidas e resoluções estruturais.

III.3 – Classificação da Obra de Arte Especial - Ponte Sérgio Arruda:

- a) Natureza do Tráfego é classificada como rodoviária;
- b) Quanto ao Material da Superestrutura é classificada como protendido;
- c) Quanto à planimetria e altimetria é classificada como ponte reta e horizontal onde o eixo da rodovia é paralelo à ponte.
- d) Comprimento, e desta forma é classificada como Pontes já que possui vão superior a 10m. Caso esse comprimento foi entre 3m e 10m seria classificada como pontilhão. As pontes quanto ao comprimento podem ser subdivididas em pequenos vãos (até 30m), de médio vão (de 30m a 60m) e grandes vãos (acima de 60m). **DNIT 010/2004-PRO.**
- e) Sistema Estrutural da Superestrutura é classificada como ponte em viga;
- f) Processo Construtivo, a classificação é de concreto moldado in loco.

CONTINUAÇÃO

III.4 – Das Condições do Local a ser Examinado: Na ocasião dos exames técnico-periciais, conduzidos pela comissão, ficou conformado as condições do local examinado em estudo, em estado normal de trânsito, com fluxo de veículo sem interrupção e sentido sul/norte nas duas faixas de rolamento.



Figura nº 04: Mostra as condições física do pavimento asfáltico e de fluxo de veículos.

III.5 - Patologias em Pontes de Concreto:

Com a integração do ambiente com a mistura de materiais construtivos (concreto armado) causam desgaste na estrutura explicitando as "doenças" na Construção Civil (Ripper e Souza, 1998).

Percebe-se que a análise de uma patologia está diretamente ligada à vida útil da estrutura no qual o tempo e as condições de exposição são mais um fator de influência em conjunto com o desempenho e a durabilidade.

Lapa (2008) já alertava que para a elaboração de qualquer estrutura, são necessárias **RÍGIDAS FISCALIZAÇÕES EM TODAS AS FASES**, como: **PROJETOS, EXECUÇÃO DAS OBRAS, INSPEÇÃO E PRINCIPALMENTE MANUTENÇÃO.**

Neste sentido, (Dal Molin, 1988) já alertava que os problemas patológicos se dão por falhas na concepção dos projetos ou com a falta de programa de manutenção que garanta a qualidade e durabilidade.

Frisa-se que o conceito de durabilidade é diferente de resistência. A durabilidade é a capacidade de resistir às intempéries e aos demais processos de degradação. Já a resistência está relacionada com a capacidade de resistir aos esforços solicitantes da estrutura.

CONTINUAÇÃO

Cunha (2011) define o tripé da análise das patologias como a interligação dos fatores tempo e condição de exposição associados à concepção de vida útil, desempenho e durabilidade conforme Figura 05.

Quadro nº 01: Mostra um esquema de medidas e resoluções estruturais.

PATOLOGIA DA CONSTRUÇÃO		
VIDA ÚTIL	DESEMPENHO	DURABILIDADE

a) Vida Útil - É normal considerar que pontes tenham a vida útil de forma extremamente longa, mas cabe ressaltar que elas não são para toda a vida. A garantia de vida útil e desempenho estrutural e funcional aceitáveis maiores só são possíveis com programas de conservação e manutenção no qual a gestão deixe explícito através de fiscalizações periódicas, as avarias existentes, certificando-as e indicando ações de recuperação.

Neste sentido, a NBR 6118/2014 não determina qual seria esse tempo para a vida útil mas deixa explícito que a vida útil do projeto está relacionada com o período de tempo no qual se mantém as características do concreto, desde que atendidos os parâmetros de uso e manutenção prescritos pelo projetista e executor, assim como aplicação de reparos fundamentais decorrentes de danos acidentais. Em geral, as pontes rodoviárias devem ser projetadas para uma vida útil de 50 anos no mínimo. Entretanto a escassez de cuidados e manutenção tem reduzido à expectativa de vida útil para menos de 20 anos. (Sales, 2005 cit in Cunha, 2011)

b) Durabilidade - conceitualmente a durabilidade é a capacidade da estrutura de contrapor os agentes agressivos sem se decompor no qual afetará a vida útil. Diante disto, é notório que a falta de cuidados, erros de projetos, erros de execução e principalmente a falta de manutenção tem criado estruturas com pouca durabilidade e maximizam a possibilidade de surgimento de problemas patológicos antes mesmo de chegarem a uma idade onde poderia ter sido previsto tal ocorrência.

Deve-se entender que a concepção de uma ponte durável provoca e se exige a adoção de conjunto de decisões e procedimentos que garantam tanto para a estrutura como para os materiais que a formam, um desempenho aceitável.

c) Desempenho - o concreto é um material heterogêneo e instável ao longo do tempo no qual tem suas propriedades físicas e químicas modificadas em consequência das características de seus componentes e dos retornos destes às condicionantes do ambiente. Essa variação quando comprometem o comportamento de uma estrutura, ou material, é

CONTINUAÇÃO

chamada de **DETERIORAÇÃO** e os elementos agressores de **AGENTES DE DETERIORAÇÃO**. O concreto estrutural está relacionado com a resistência a compressão, tração e módulo de elasticidade que representa o desempenho mecânico da estrutura. Se não houvesse mecanismo de deterioração, a resistência seria crescente devido a hidratação gradual do cimento até um limite o que aumenta o desempenho mecânico da estrutura. Entretanto o meio externo contribui com a redução da alcalinidade, o que reduz seu desempenho que acaba provocando a despassivação da armadura do concreto possibilitando o processo de corrosão que irá operar na perda do desempenho mecânico da estrutura

III.6 Manutenção e tipos de intervenção

A manutenção de uma estrutura é definida como um conjunto de atividade capazes de garantir seu desempenho de forma aceitável ao longo do tempo, ou seja, o resultado de todas as rotinas preventivas que tem por fim a extensão da vida útil mas para isso é necessário que seja elaborado um programa de intervenções para conservar a vida útil da estrutura, ou seja, um programa de manutenção periódica mesmo quando a estrutura não apresentar patologias. Não há registros de inspeções e/ou manutenção da ponte Sérgio Arruda nos autos.

Quadro nº 02: Mostra um esquema de medidas e resoluções estruturais.



CONTINUAÇÃO

III.7 – Da Durabilidade e Identificação de Causas de Deficiências Estruturais:

De acordo com Cunha et al. (2013), "O problema da corrosão afeta cerca de 5% do PIB de uma nação industrializada, além de envolver grandes catástrofes quando **"NÃO CORRETAMENTE TRATADO"**.

A grande maioria das patologias de corrosão se dá pela falta do revestimento adequado perdendo assim uma de suas funções já que o revestimento tem a função de fazer a proteção física, separando as ações do meio externo e a armadura e também tem a função de proteção química devido o pH elevado do concreto impelindo a formação de uma película passivadora ao aço.

Silva et al.(2015) afirma e define a corrosão como sendo como a deterioração de um metal a partir de sua superfície, pelo meio o qual está inserido. O processo pode se dar através de oxidação ou por redução (REDOX).

A corrosão pode se dar por vários fatores, entre eles o coeficiente de difusão do concreto. Sua classificação pode ser feita através da aparência do material do metal corroído. Neste sentido as corrosões mais comuns que acontecem com o aço são: a corrosão uniforme, a corrosão galvânica, a corrosão por frestas e a corrosão por pites.

IV – DAS ANÁLISES:

Após detida apreciação a respeito das peças constantes nos autos e inspeção visual, temos:

IV.1 - Dos Autos:

Não foram encontrados na peça apresentada, históricos de vistorias e inspeções, com fulcro em normas técnicas, mencionadas anterior.

IV.2 - Da Ponte:**IV.2.a - Superestrutura:**

A ponte Sérgio Arruda já apresenta indício de passivação de corrosão uniforme e manchas e eflorescência, que ocorre por falta de manutenção e ausência de pingadeira.

CONTINUAÇÃO



Figura nº 05: Mostra pontos de corrosão na estrutura da ponte na região inferior do tabuleiro.



Figura nº 06: Mostra as manchas e eflorescência na estrutura da ponte na região inferior do tabuleiro.

CONTINUAÇÃO

IV.2.b - Mesoestrutura:

Um dos pilares do vão centras da ponte apresenta destacamento do cobrimento da armadura. Tal patologia é compatível com choque mecânico.



Figura nº 07: Mostra o destacamento do cobrimento da armadura.

IV.2.c - Infraestrutura:

Na ocasião dos exames, constataram-se a ausência do sistema de contenção dos blocos centrais de fundação, ao talude do canal Jandiá.



Figura nº 08: Mostra de resquício de muro de contenção.

CONTINUAÇÃO

IV.2.d - Cabeceiras:

Os pilares de 90° apresentavam anomalias tais como: segregação de material, deformação no eixo vertical e rompimento parcial de sua estrutura nas regiões de aplicação de grampos. Tais grampos apresentavam indícios de corrosão progressiva.

Com fulcro nas anomalias mencionadas anteriormente, constataram-se através da consulta dos projetos que os pilares 90° foram concebidos para trabalharem de forma independentes dos elementos pré-fabricados. A aplicação de grampos na estrutura durante reparo modificou a concepção estrutural considerada no projeto original.



Figura nº 09: Anomalias nos pilares e a representação no projeto.

As paredes de contenção sob o tabuleiro da ponte deveriam trabalhar de forma independente em relação às cabeceiras, conforme do projeto inicial.

Os grampos apresentavam indícios de corrosão progressiva.

Constataram-se que os elementos pré-fabricados foram também fixados ao tabuleiro, alterando a concepção estrutural considerada no projeto original.

Versa-se que a referida parede de contenção se encontrava com grampos e apresentavam trincas nas regiões próximas aos reparos.

CONTINUAÇÃO



Figura nº 10: Mostra os grampos aplicados nas duas estruturas - cabeceira e tabuleiro.

Percebe-se que o grampeamento não impediu a formação de novas trincas nos elementos pré-fabricados nas regiões próximas à intervenção, decorrente da redistribuição de esforços, dado da concepção do projeto.



Figura nº 11: Trincas provenientes de redistribuição de esforços.

CONTINUAÇÃO

A figura 12 ratifica que a concepção estrutural da ponte definia trabalhos independentes entre superestrutura, mesoestrutura e cabeceiras.

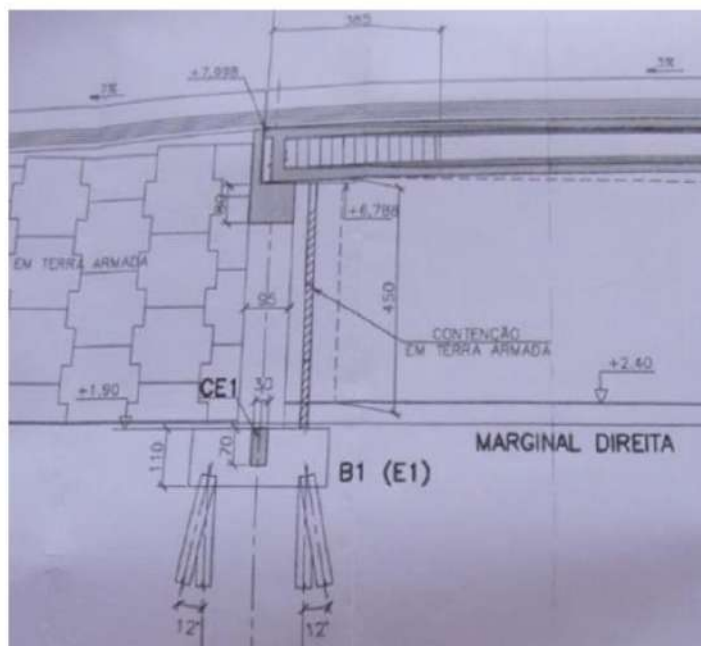


Figura nº 12: O desenho da transição entre a cabeceira e a superestrutura - tabuleiro da ponte.

A figura 13 apresenta o elemento de amortecimento (Neoprene) projetado para receber a viga do tabuleiro com a mesoestrutura.

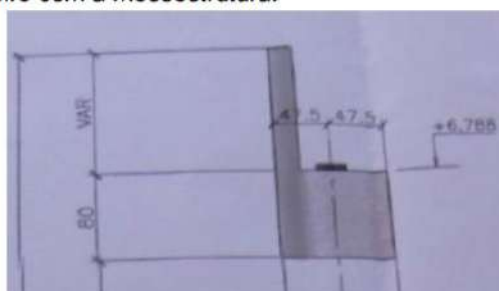


Figura nº 13: O desenho do elemento de amortecimento (Neoprene).

CONTINUAÇÃO

Com a exposição do maciço terra armada decorrente das trincas e fendas, constataram-se a presença vegetação de pequeno porte. Cabendo assim, a concepção da saturação do maciço armado, sendo prejudicial a estrutura do referido maciço.



Figura nº 14: Presença de vegetação de pequeno porte.

Segundo a norma DNIT 005/2003 "qualquer descontinuidade na superfície do pavimento, que conduza a aberturas de menor ou maior...". Desta forma a ponte também apresenta indícios de infiltração devido a fenda no pavimento conforme figuras 15 e 16.

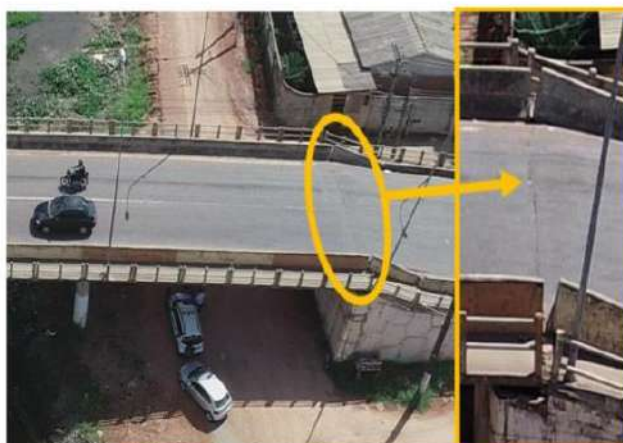


Figura nº 15: Fenda no pavimento asfáltico.

CONTINUAÇÃO

**Figura nº 16:** Fenda no pavimento asfáltico

As fendas localizadas no pavimento asfáltico, no encontro entre cabeceiras e o tabuleiro da ponte, dado a ocorrência de recalque da terra armada, conforme figura 17.

**Figura nº 17:** Perfil longitudinal da ponte após a construção da ponte e em 2016 (Laudo nº 102.116/2016 – DC/POLITEC/STN).

CONTINUAÇÃO

Em decorrência das fendas e trincas no bloco maciço armado (cabeceira) ocorreu infiltração ao que se comprova com o surgimento de vegetação de pequeno porte, conforme figura 18.



Figura nº 18: Fenda no pavimento asfáltico

VII – CONCLUSÃO:

Ante ao exposto, alicerçados nos vestígios encontrados e devidamente analisados, concluem os signatários que visualmente a Ponte Sérgio Arruda composta da estrutura em concreto armado protendido (tabuleiro/pilares/fundação) não apresentavam patologias estruturais de gravidade elevada, mas que uma análise mais apurada deve ser realizada com realização de ensaios e modulações.

Quanto às cabeceiras da obra de arte em terra armada, estruturas independentes, acusavam patologias estruturantes que configuram a perda de desempenho, devendo ser refeito em sua totalidade.

A comissão da presente peça, tecem as seguintes recomendações:

Que seja elaborado um plano de inspeção e manutenção preventiva e/ou corretiva para a ponte, realizada por empresa especializada e com anotação de responsabilidade técnica.

A elaboração de um novo projeto das cabeceiras por empresa especializada e com anotação de responsabilidade técnica.

A realização de investigações geotécnicas de campo (sondagens tipo SPT e CPTU) e ensaios laboratoriais (adensamento endométrico) para caracterização do solo mole na região da Ponte Sergio Arruda, principalmente abaixo das novas cabeceiras.

CONTINUAÇÃO

Levando-se em consideração a necessidade de reconstrução, recomenda-se avaliar a possibilidade de alterar o projeto geométrico das cabeceiras, visando melhorias na mobilidade urbana e do tráfego na região.

Recomenda-se realizar, de forma imediata, o monitoramento estrutural do tabuleiro da ponte devido ao acréscimo de esforços horizontais, não previstos no projeto, oriundos do deslocamento das cabeceiras em relação ao tabuleiro da ponte.

Recomenda-se sempre envolver a UNIFAP nas discussões técnicas relativas ao tema.

Nada mais havendo a lavrar, foi encerrado o presente Laudo Pericial relatado pelos signatários da comissão abaixo descritos, composto de 17 (dezessete) páginas impressas em seu averso, autenticadas com a rubrica dos seus subscritores, constam 1 (dezessete) imagens do local e 02 (dois) quadros.

Macapá/AP, 13 de março de 2020.

Esp. Giovani Monteiro da Fonseca

Perito Oficial Criminal
Polícia Científica

Esp. André Souza

Engenheiro Civil
Ministério Público do Amapá

Esp. Serafim Menezes de Melo

Arquiteto
Ministério Público do Amapá

MSc. Régis Brito Nunes

Engenheiro Civil
Conselho Regional de Engenharia e Agronomia do Amapá

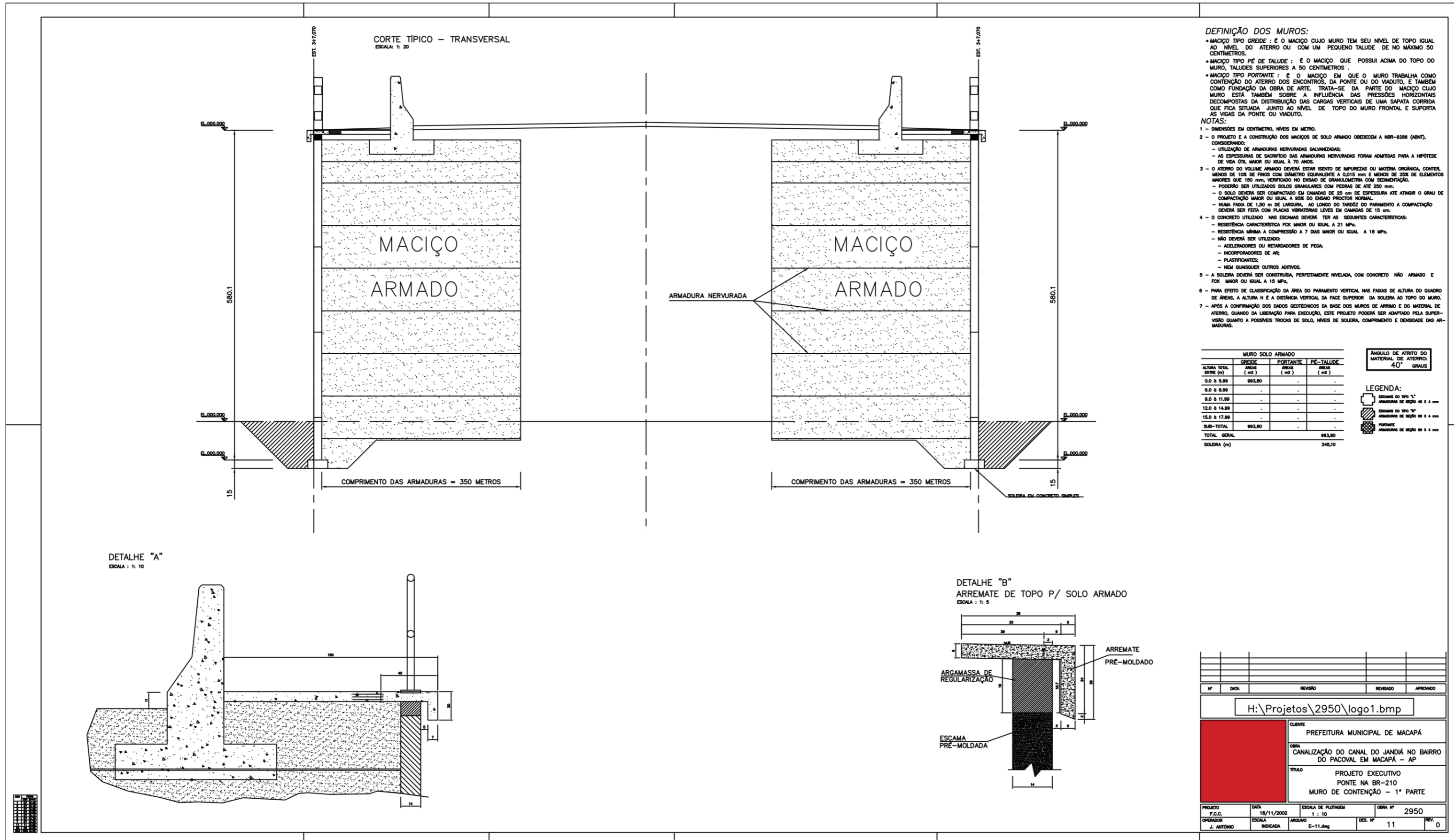
MSc. Adenilson Oliveira

Engenheiro Civil
UNIFAP

Cel. Frederico Medeiros

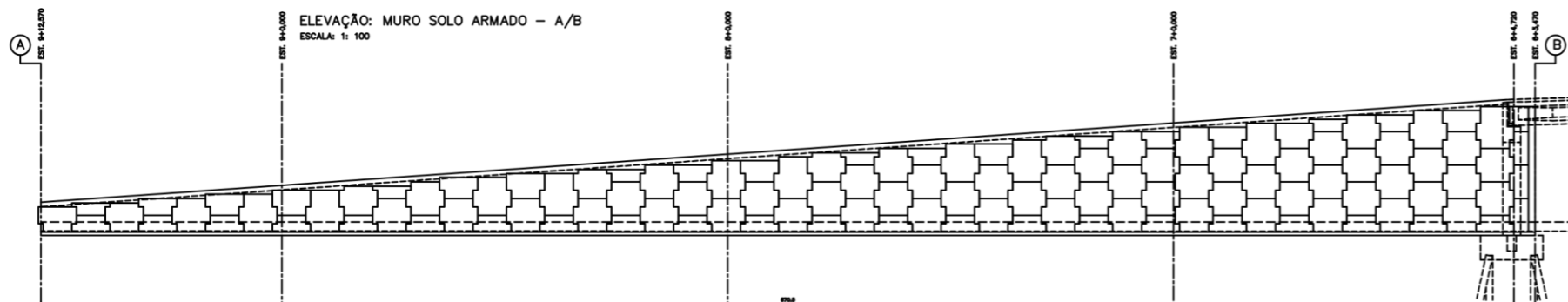
Engenheiro Civil
Corpo de Bombeiros do Amapá/Defesa Civil

ANEXO D – Projeto das contenções em terra armada

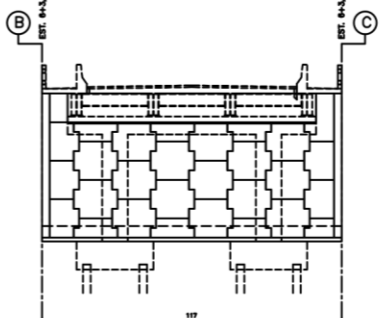


Nº	DATA	REVISÃO	REVISADO	APROVADO
H:\Projetos\2950\logo1.bmp				
CLIENTE: PREFEITURA MUNICIPAL DE MACAPÁ				
OBRA: CANALIZAÇÃO DO CANAL DO JANDIÁ NO BAIRRO DO PACOVAL EM MACAPÁ - AP				
TÍTULO: PROJETO EXECUTIVO PONTE NA BR-210 MURO DE CONTENÇÃO - 1ª PARTE				
PROJETO	DATA	ESCALA DE FOTAGEM	OBRA Nº	
F.C.C.	18/11/2002	1: 10	2950	
OPERADOR	ESCALA	ARQUIVO	DES. Nº	REV.
J. ANTONIO	INDICADA	E-11.dwg	11	0

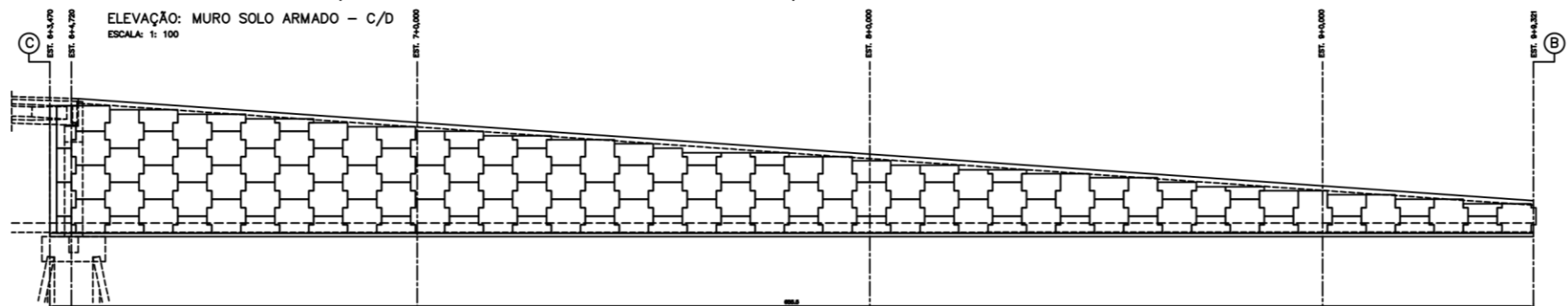
ELEVAÇÃO: MURO SOLO ARMADO - A/B
ESCALA: 1: 100



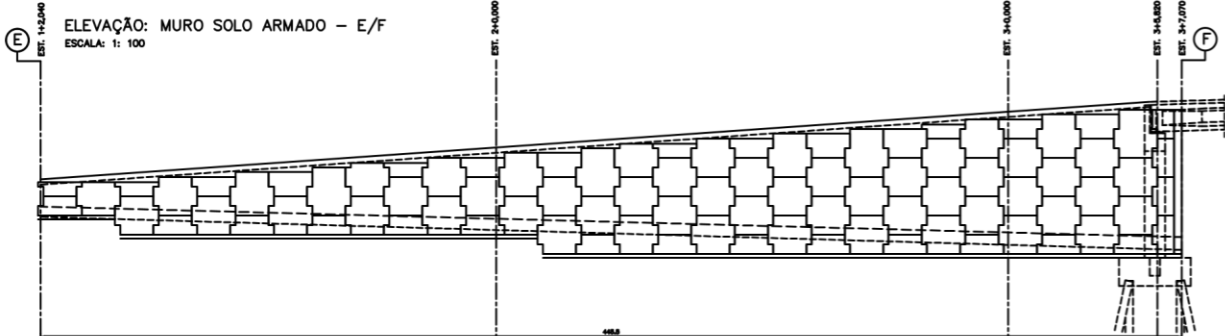
ELEVAÇÃO: MURO SOLO ARMADO - B/C
ESCALA: 1: 100



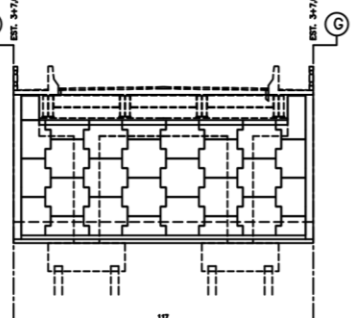
ELEVAÇÃO: MURO SOLO ARMADO - C/D
ESCALA: 1: 100



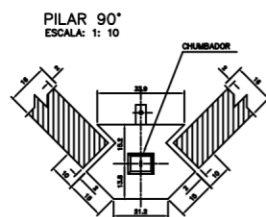
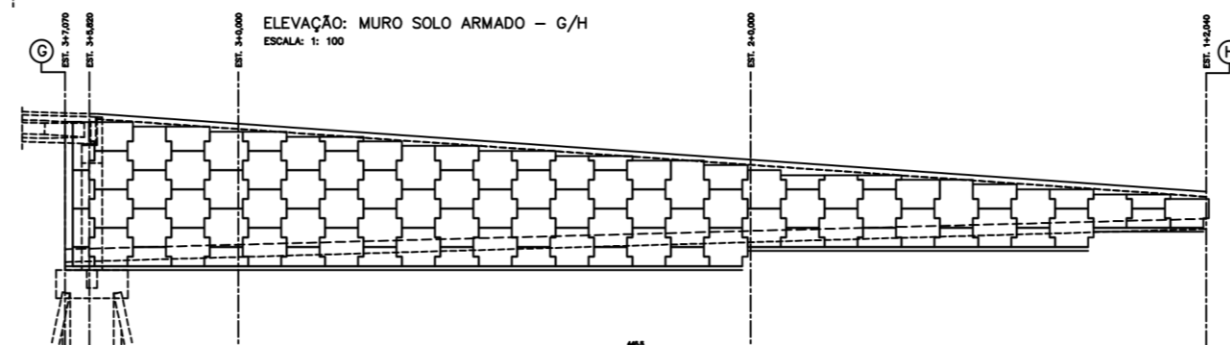
ELEVAÇÃO: MURO SOLO ARMADO - E/F
ESCALA: 1: 100



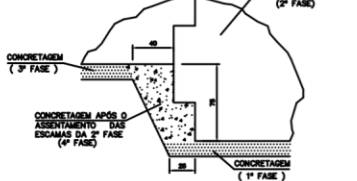
ELEVAÇÃO: MURO SOLO ARMADO - F/G
ESCALA: 1: 100



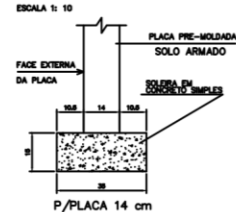
ELEVAÇÃO: MURO SOLO ARMADO - G/H
ESCALA: 1: 100



DETALHE: MUDANÇA DE NÍVEL DA SOLEIRA
ESCALA: 1: 25



DETALHE: SOLEIRA
ESCALA: 1: 10



DEFINIÇÃO DOS MUIROS:

- MACIÇO TIPO GREIDE : É O MACIÇO CUIO MURO TEM SEU NÍVEL DE TOPO IGUAL AO NÍVEL DO ATERRIO OU COM UM PEQUENO TALUDE DE NO MÁXIMO 50 CENTÍMETROS.
- MACIÇO TIPO PÉ DE TALUDE : É O MACIÇO QUE POSSUI ACIMA DO TOPO DO MURO, TALUDES SUPERIORES A 50 CENTÍMETROS.
- MACIÇO TIPO PORTANTE : É O MACIÇO EM QUE O MURO TRABALHA COMO CONTENÇÃO DO ATERRIO DOS ENCONTROS, DA PONTE OU DO VADUTO, E TAMBÉM COMO FUNDAÇÃO DA OBRA DE ARTE. TRATA-SE DA PARTE DO MACIÇO CUIO MURO ESTÁ TAMBÉM SOBRE A INFLUÊNCIA DAS PRESSÕES HORIZONTAIS DECOMPOSTAS DA DISTRIBUIÇÃO DAS CARGAS VERTICAIS DE UMA SAPATA CORRIDA QUE FICA SITUADA JUNTO AO NÍVEL DE TOPO DO MURO FRONTAL E SUPORTA AS VIGAS DA PONTE OU VADUTO.

NOTAS:

- 1 - DIMENSÕES EM CENTÍMETRO, NÍVEL EM METRO.
- 2 - O PROJETO E A CONSTRUÇÃO DOS MACIÇOS DE SOLO ARMADO OBEDECER A NBR-2286 (ABNT), CONSIDERANDO:
 - UTILIZAÇÃO DE ARMADURAS HETEROGÊNEAS GALVANIZADAS;
 - AS EXPRESSÕES DE INCORPORADO DAS ARMADURAS HETEROGÊNEAS FORMAM ADMETIDA PARA A HIPÓTESE DE VIDA ÚTIL MAIOR OU IGUAL A 70 ANOS.
- 3 - O ATERRIO DO VOLUME ARMADO DEVERÁ ESTAR ISENTO DE IMPUREZAS OU MATÉRIA ORGÂNICA, CONTER, MENOS DE 10% DE FIBRAS COM DIÂMETRO EQUIVALENTE A 0,075 mm E MENOS DE 5% DE ELEMENTOS MAIORES QUE 150 mm, VERIFICADO NO ENSAIO DE GRANULOMETRIA COM SEDIMENTAÇÃO.
 - PODERÃO SER UTILIZADOS SOLOS GRANULARES COM PEDRA DE ATÉ 250 mm.
 - O SOLO DEVERÁ SER COMPACTADO EM CAMADAS DE 25 cm DE ESPESURA ATÉ ATINGIR O GRÁU DE COMPACTAÇÃO MAIOR OU IGUAL A 88% DO ENSAIO PROCTOR NORMAL.
 - NADA FAZEA DE 1,20 m DE LARGURA, AO LONDO DO TROÇED DO PAVIMENTO A COMPACTAÇÃO DEVERÁ SER FEITA COM PLACAS VIBRADORAS LÊVEM EM CAMADAS DE 15 cm.
- 4 - O CONCRETO UTILIZADO NAS ESCALAS DEVERÁ TER AS SEGUINTE CARACTERÍSTICAS:
 - RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA FOK MAIOR OU IGUAL A 21 MPa.
 - RESISTÊNCIA MÍNIMA A COMPRESSÃO A 7 DIAS MAIOR OU IGUAL A 16 MPa.
 - NÃO DEVERÁ SER UTILIZADO:
 - ACCELERADORES OU RETARDADORES DE FEDA;
 - INCORPORADORES DE AR;
 - PLASTIFICANTES;
 - NEM QUANTOS OUTROS ADITIVOS.
- 5 - A SOLEIRA DEVERÁ SER CONSTRUÍDA, PERFEITAMENTE NIVELADA, COM CONCRETO NÃO ARMADO E FOK MAIOR OU IGUAL A 15 MPa.
- 6 - PARA EFEITO DE CLASSIFICAÇÃO DA ÁREA DO PAVIMENTO VERTICAL NAS FASAS DE ALTURA DO QUADRO DE ANELAS, A ALTURA H É A DISTÂNCIA VERTICAL DA FACE SUPERIOR DA SOLEIRA AO TOPO DO MURO.
- 7 - APÓS A CORREÇÃO DOS DADOS GEOTÉCNICOS DA BASE DOS MACIÇOS DE ARMO E DO MATERIAL DE ATERRIO, QUANDO A LIBERAÇÃO PARA EXECUÇÃO, ESTE PROJETO PODERÁ SER ADAPTADO PELA SUPERVISÃO QUANTO A POSSÍVEIS TROCAS DE SOLO, NÍVEL DE SOLEIRA, COMPRIMENTO E DENSIDADE DAS ARMADURAS.

MURO SOLO ARMADO			
ALURA TOTAL ENTRE (m)	GREIDE	PORTANTE	PE-TALUDE
	ÁREA (m²)	ÁREA (m²)	ÁREA (m²)
0,0 a 0,25	993,80	-	-
0,25 a 0,50	-	-	-
0,50 a 1,00	-	-	-
1,00 a 1,50	-	-	-
1,50 a 2,00	-	-	-
SUB-TOTAL	993,80	-	-
TOTAL GERAL			993,80
SOLEIRA (m)			345,10

ÂNGULO DE ATERRIO DO MATERIAL DE ATERRIO: 40° GRAUS

LEGENDA:

- BARRAS DO TIPO "1"
- ▨ BARRAS DO TIPO "2"
- ▩ BARRAS DO TIPO "3"
- ▧ BARRAS DO TIPO "4"

IP	DATA	REVISÃO	REVISADO	APROVADO
H:\Projetos\2950\logo1.bmp				
CLIENTE: PREFEITURA MUNICIPAL DE MACAPÁ				
OBRA: CANALIZAÇÃO DO CANAL DO JANDIÁ NO BAIRRO DO PACOVAL EM MACAPÁ - AP				
TÍTULO: PROJETO EXECUTIVO PONTE NA BR-210 MURO DE CONTENÇÃO - 2ª PARTE				
PROJETO F.Z.C.	DATA: 18/11/2002	ESCALA DE PLANTAS: 1:10	OBRA Nº: 2950	
OPERADOR: J. ANTONIO	ESCALA: INDICADA	ARQUIVO: E-12.dwg	SER. Nº: 12	DEL. Nº: 0