

3

Materiais e Métodos

3.1.

Considerações iniciais

Como dito na introdução, o objetivo principal desta dissertação foi estudar o comportamento de uma estrutura de pavimento submetida a carregamentos cíclicos, considerando-se a situação não reforçada e reforçada com uma geogrelha colocada entre a base e o subleito.

Para alcançar este objetivo foi feito um experimento em um modelo físico de grandes dimensões, descrito em Silva (2009), para pesquisar o efeito do uso de uma geogrelha específica como reforço base-subleito quando submetido o conjunto a cargas cíclicas e variação de umidade.

O planejamento do experimento resultou num programa de ensaios estabelecido para tal que pode ser resumido em cinco etapas descritas a seguir:

- a) Na primeira etapa foi avaliado o comportamento mecânico dos materiais utilizados para compor o subleito (solo de jazida) e a base (brita graduada proveniente de uma pedreira) por ensaios de laboratório, englobando ensaios triaxiais de carga repetida.
- b) Na segunda etapa foi construída a estrutura subleito – base dentro do modelo físico e avaliado o comportamento sem reforço, considerando-se a situação típica de pós – construção com as camadas compactadas nas respectivas umidades ótimas. Aplicou-se certo número de cargas repetidas por um atuador de carga.
- c) Na terceira etapa foi retirada a camada de base e inserido na estrutura o elemento de reforço (geogrelha) na interface subleito-base, refeita a base na umidade ótima. Aplicou-se certo número de cargas repetidas por um atuador de carga.
- d) Na quarta etapa para a mesma estrutura reforçada da terceira, foi mudada a condição de umidade do subleito mediante o enchimento do

tanque com água até o topo do subleito. Aplicou-se certo número de cargas repetidas por um atuador de carga.

- e) Na quinta etapa ainda com o subleito quase inundado foi retirado o material de reforço e novamente foi compactada a camada de base. Aplicou-se certo número de cargas repetidas por um atuador de carga.

As etapas do programa experimental realizado são detalhadamente descritas neste capítulo, bem como a descrição dos materiais utilizados na pesquisa, detalhes de execução dos ensaios e equipamentos utilizados nos ensaios de laboratório.

Os ensaios do programa experimental desta pesquisa foram realizados no Laboratório de Geotecnia/Pavimentos da COPPE/UFRJ.

3.2. Materiais Empregados

Os materiais que foram utilizados na construção da estrutura do pavimento são um solo e uma brita e como material de reforço da camada da base uma geogrelha biaxial, Fornit J600 (30/30). O solo foi destinado para a construção do subleito, a brita foi empregada na composição da base, e a geogrelha, utilizada como material de reforço, foi colocada na interface do subleito com a base.

3.2.1. Solo Fino

O solo utilizado para compor a camada do subleito foi escolhido propositalmente com características de baixa qualidade como material de fundação de um pavimento. Na revisão bibliográfica viu-se que muitos resultados apontaram a maior efetividade do reforço quando o CBR do subleito era menor ou igual a 3%. Portanto, optou-se por um material existente numa parte específica da Jazida de Manelão, localizada no município de Belford Roxo, no Estado do Rio de Janeiro, reconhecida pelos donos como de má qualidade.

A Figura 3.1 mostra o local da coleta do solo utilizado como subleito no experimento deste estudo. A coleta foi realizada no dia 01 de junho de 2012.

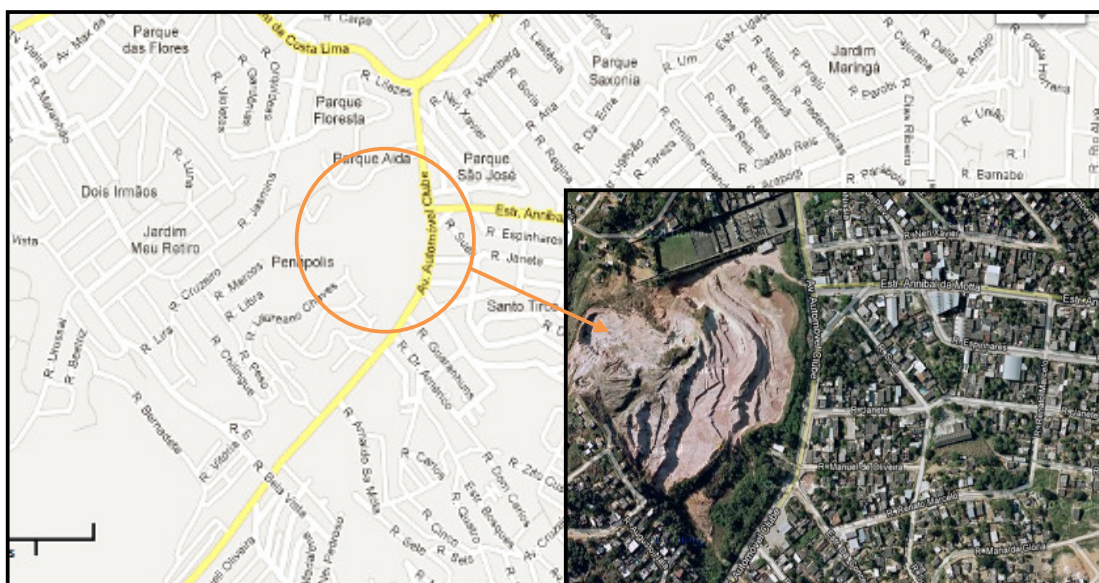


Figura 3.1 – Localização da jazida de onde foi coletado o material utilizado no subleito do experimento desta pesquisa.

Como um dos objetivos dessa pesquisa foi analisar um pavimento composto por um subleito com um solo de características não adequadas para compor uma estrutura de pavimento ou subleito de má qualidade, que estaria submetido a condições de carregamento cíclico, foi selecionado um solo saprolítico, visualmente contendo silte, proveniente do Município de Belford Roxo, tendo como referência a Av. Automóvel Clube Nº 588 (Parque São Jose). A amostra de solo, com cerca de $8,0 \text{ m}^3$, foi armazenada nas instalações do Laboratório de Geotecnia Jacques de Medina no Setor de Pavimentos e foi registrado com o código S=1201 no controle de entrada de amostras. Na Figura 3.2 são mostradas imagens do solo ao chegar no pátio do Laboratório e outra após secagem em estufa.

Os ensaios a que foram submetidos o solo, com a finalidade de obter parâmetros de referência a serem utilizados para analisar o comportamento geotécnico dos materiais de construção nos ensaios de pesquisa, são apresentados na Tabela 3.1.



Figura 3.2 – Armazenamento e aparência física do material utilizado como subleito no experimento deste estudo.

Tabela 3.1 – Métodos de ensaios utilizados para avaliar o solo empregado no subleito no experimento deste estudo.

Título	Método do Ensaio
Teor de Umidade Natural	NBR 6457/1984
Análise Granulométrica	NBR 7181/1984
Massa específica real dos grãos	NBR 6508/1984
Determinação do limite de liquidez	NBR 6459/1984
Determinação do limite de plasticidade	NBR 7180/1984
Compactação	NBR 7182/1986
Solos compactados em equipamento miniatura – Mini-CBR e expansão	DNER – ME 254/97
Classificação de solos tropicais para fins rodoviárias utilizando corpos-de-prova compactados em equipamento miniatura.	DNER – CLA 259/96
Determinação do Módulo de Resiliência	DNIT 134/2010 – ME
Determinação do Índice de Suporte Califórnia (CBR)	DNER – ME 049/94

GRANULOMETRIA E CLASSIFICAÇÃO

A Figura 3.3 mostra a curva granulométrica do solo utilizado como subleito e sua composição percentual de argila, silte, areia e pedregulho. A Tabela 3.2 apresenta os resultados dos ensaios de caracterização segundo as normas e as classificações dos materiais dos sistemas S.U.C.S e H.R.B. Também são apresentados os resultados do ensaio de compactação realizado na energia intermediária: umidade ótima e massa específica seca máxima. A amostra

coletada apresentou ao final uma porcentagem de areia mais alta do que a pretendida para o experimento em relação a outros resultados de amostras da mesma região da jazida, lamentavelmente. Mas não foi possível coletar outra amostra devido ao pouco tempo disponível para o experimento total.

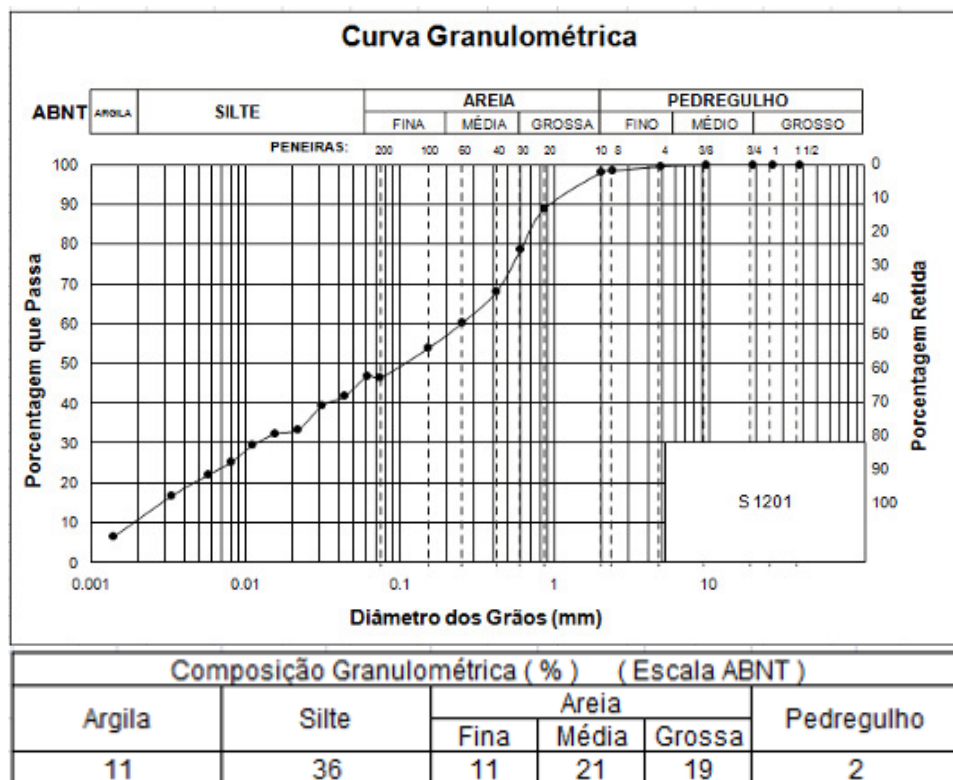


Figura 3.3 – Curva Granulométrica do material utilizado como subleito no experimento deste estudo.

Tabela 3.2 – Resultados dos ensaios de caracterização do material utilizado como subleito no experimento deste estudo.

Características e Propriedades	Unidade	Valor
Massa específica real dos grãos	g/cm ³	2,664
Limite de liquidez	(%)	46,0
Limite de plasticidade	(%)	21,7
Índice de plasticidade	(%)	24,3
Classificação HRB		A-7-6
Classificação SUCS		CL-ML
W ótima	(%)	17
γ_d	(g/cm ³)	1,746
S	(%)	88

Analisando a curva granulométrica do material utilizado como subleito, o SUCS classifica o solo como CL-ML, ou seja, uma argila silto - arenosa. Já o sistema HRB classifica o solo de subleito como A-7-6, o que significa que seus materiais constituintes são principalmente as argilas, ou seja, seu comportamento estrutural como subleito é ruim. Segundo o valor do IG obtido de 7,3, esse solo é classificado como de comportamento mecânico regular a mau para material de fundação de pavimento.

A Figura 3.4 apresenta a curva de compactação do solo utilizado no subleito. Para a obtenção desta curva utilizou-se a energia Proctor intermediária e o cilindro de compactação utilizado foi do ensaio triaxial de carga repetida, com dimensões 10,0 cm x 20,0 cm. A energia de compactação intermediária foi utilizada porque durante os ensaios de módulo de resiliência em corpos de prova preparados na energia Proctor Normal os resultados foram muito dispersos e ficava difícil homogeneizar os resultados do ensaio nos três corpos de prova. Para ambas energias de compactação foram obtidos módulos de resiliência de similares, da mesma ordem de grandeza.

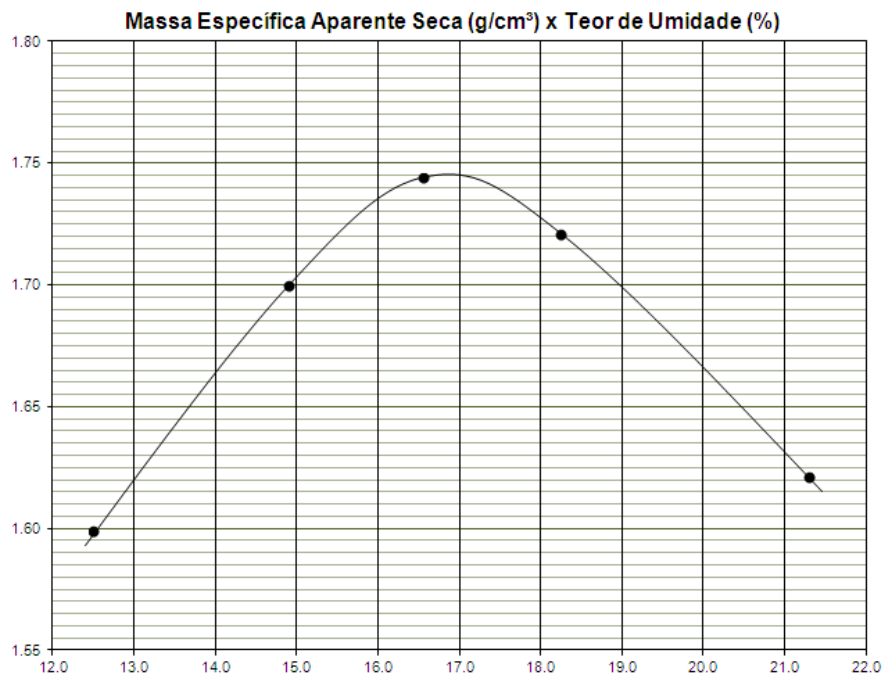


Figura 3.4 – Curva de compactação do solo utilizado como subleito no experimento deste estudo.

CLASSIFICAÇÃO SEGUNDO O MÉTODO MCT

O método MCT (Miniatura, Compactado, Tropical) também foi empregado para a classificação do solo deste estudo. Esta classificação aplica-se a solos tropicais, tendo por objetivo separar os solos de comportamento laterítico (L) daqueles não lateríticos (N), e dividi-los em subclasses: LA (arenosos), LA' (areno-argilosos), LG' (argilosos), NA (arenosos), NA' (areno-argilosos), NS' (siltosos) e NG' (argilosos).

Os solos tropicais, basicamente, são constituídos por dois tipos principais de solos: os solos lateríticos, que são mais intemperizados e compõem o horizonte mais superficial, e os saprolíticos que são encontrados em horizontes mais profundos com a preservação das estruturas da rocha matriz. O potencial de utilização destes solos saprolíticos como substrato de pavimentos viários é bastante variável conforme a natureza do mesmo.

Nogami e Villibor (1995) observaram que solos tropicais podem ter respostas mecânicas bastante diferenciadas sob condições similares de solicitações externas dependendo se apresentam comportamento laterítico ou não.

O ensaio e a classificação MCT foram realizados seguindo o procedimento descrito nas normas DNER-ME 254/97 e DNER-CLA 259/96 respectivamente.

A Tabela 3.3 apresenta os valores de perda por imersão (P_i), assim como o coeficiente c' , o índice de classificação e' e a classificação do solo deste estudo. A Figura 3.5 apresenta o solo posicionado no gráfico da classificação MCT.

Tabela 3.3 – Resultados do ensaio da Metodologia MCT e a classificação do solo utilizado como subleito no experimento deste estudo

P_i	c'	e'	Classe
210	1,43	1,38	NS'

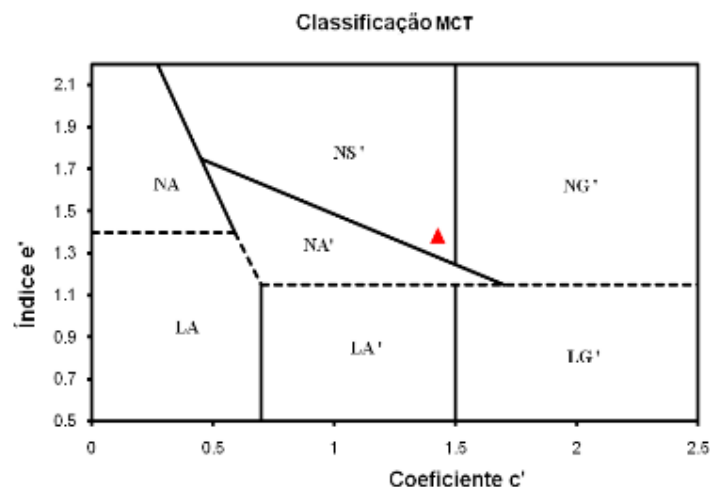


Figura 3.5 – Gráfico de classificação MCT (Nogami & Villibor, 1995) com a classificação do solo utilizado como subleito no experimento deste estudo.

Segundo a Figura 3.5, no sistema MCT, o solo é classificado como Não Laterítico Siltoso - NS' - classe que engloba, sobretudo, os solos saprolíticos silto - arenosos peculiares, resultantes do intemperismo tropical nas rochas eruptivas e metamórficas e se caracterizam por apresentar os argilominerais e, eventualmente, outros minerais não recobertos por óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio, como no caso dos solos lateríticos (Nogami e Villibor, 1995).

Esses solos caracterizam-se principalmente por terem, quando compactados na umidade ótima e massa específica aparente máxima, baixa capacidade de suporte quando imersos em água; baixo módulo de resiliência; elevada erodibilidade; elevada expansibilidade (porém baixa pressão de expansão); elevado coeficiente de sorção e permeabilidade média. Em suas condições naturais apresentam geralmente baixa massa específica aparente seca, podem ser colapsíveis e ter baixa capacidade de suporte. Predominam variedades com erodibilidade de média a elevada nos taludes de cortes (Nogami & Villibor, 1995).

ÍNDICE DE SUPORTE CALIFÓRNIA (CBR)

O CBR deste solo, feito convencionalmente embebido por 4 dias deu valor de 6%. Para fins comparativos com a situação inicial de teste do experimento, também foi feito o ensaio de CBR não embebido, a ruptura tendo sido feita logo após a moldagem do corpo de prova na umidade ótima, e o resultado foi de 19%. A relação denominada por Nogami e Villibor (2005) de $RIS = 100$ (ISC embebido/ISC não embebido) é uma das características usadas para escolha de

solos para compor um pavimento. RIS maior que 50% é um critério do método MCT para considerar um solo adequado para uso em pavimentação, o que não foi o caso deste solo.

O valor de CBR do solo é apresentado para fins comparativos com pesquisas similares desenvolvidas para o teste de eficiência do uso de reforço de geossintéticos base - subleito no meio rodoviário.

O valor do CBR não foi tão baixo quanto se pretendeu, mas não foi possível obter outra amostra de qualidade mais baixa do que esta na época da busca para início da pesquisa.

ENSAIO DE PERMEABILIDADE

Como a estrutura do pavimento ia ser submetida a processo de inundação através do avanço da franja capilar foi realizado o ensaio para determinar o coeficiente de permeabilidade do solo.

Segundo Silva (2009), a permeabilidade é governada por fatores ligados ao líquido percolante e ao solo. Os principais fatores relacionados ao solo são: a natureza dos cátions trocáveis, a capacidade de troca catiônica, a espessura da camada de água adsorvida, a espessura da dupla camada, o tamanho, a forma e o arranjo das partículas, o tamanho e a forma dos vazios, o índice de vazios, a composição mineralógica (para solos finos), a micro e a macroestrutura, o grau de saturação e o tipo de fluxo. Os relacionados ao líquido percolante são os seguintes: a viscosidade, a massa específica, a temperatura, a constante dielétrica, o pH, a natureza e a concentração de íons dissolvidos.

Capper e Cassie (1976) para a determinação do coeficiente de permeabilidade para solos finos (solos argilosos e siltosos) recomendam o ensaio de Permeâmetro de Carga Variável, baseado na experiência de Darcy. Os resultados obtidos no ensaio de permeabilidade são apresentados na Tabela 3.4.

Para o caso do permeâmetro de carga variável, a fórmula que determina o coeficiente de permeabilidade é:

$$k = \frac{a.L}{A.(t_2 - t_1)} . 2,3 . \log\left(\frac{h_1}{h_2}\right) \quad \text{Equação 3.1}$$

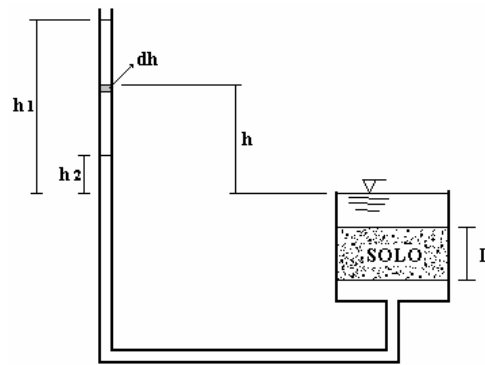


Figura 3.6 – Esquema do permeâmetro de carga variável.

Tabela 3.4 – Resultados do ensaio de permeabilidade de carga variável do solo utilizado como subleito.

LEITURA	1	2	3	4	5
CARGA INICIAL (cm)	130.90	130.90	130.90	130.90	130.90
CARGA FINAL (cm)	116.20	123.90	123.40	126.50	121.30
TEMPO (s)	5280.0	2460.0	2700.0	1500.0	3600.0
TEMPERATURA (°C)	22.0	22.0	22.0	22.0	22.0
FATOR DE CORREÇÃO (R_t)	0.952	0.952	0.952	0.952	0.952
AREA TUBO (cm ²)	0.139	0.139	0.139	0.139	0.139
PERMEABILIDADE (cm/s)	3.76E-07	3.72E-07	3.64E-07	3.80E-07	3.53E-07
PERMEABILIDADE MÉDIA (cm/s)			3.69E-07		

Como mostrado na Tabela 3.4, o solo do subleito apresentou coeficiente de permeabilidade baixo que corresponde a siltes e argilas, a partir do qual já se espera que a variação do nível da água no solo do subleito deve levar um tempo prolongado.

ENSAIO TRIAXIAL DINÂMICO

O ensaio triaxial de cargas repetidas para avaliação do módulo de resiliência do material de subleito na umidade ótima foi realizado em corpos de prova de 10,0 x 20,0 cm de dimensões, compactado em 10 camadas por impacto com energia intermediária do ensaio Proctor, seguindo a norma DNIT 134/2010-ME Determinação do módulo de resiliência - Método de ensaio.

A Figura 3.7 apresenta a título ilustrativo a linha de tendência (sem indicar os pontos experimentais) do resultado do ensaio triaxial de cargas repetidas, de três corpos-de-prova moldados, que representa a variação do M_R em função da variação do estado de tensão, expresso pelo modelo potencial de M_R em função da tensão desvio, geralmente usado para solos coesivos.

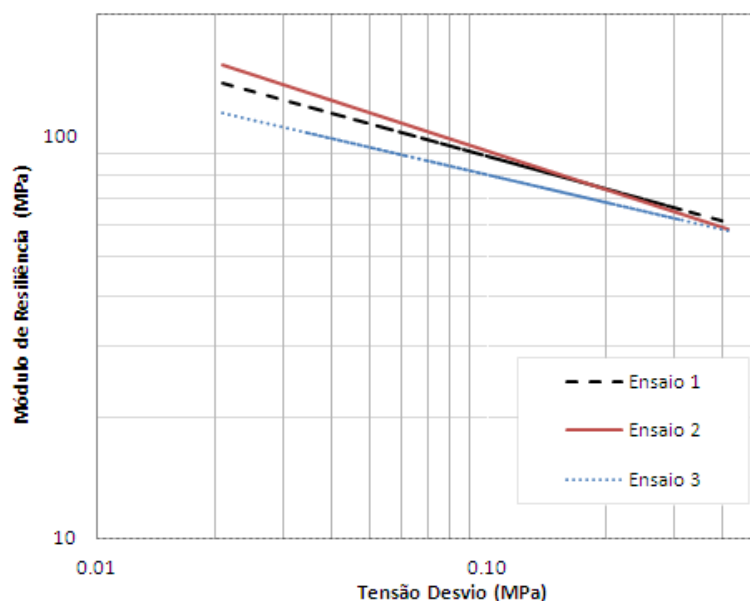


Figura 3.7 – Resultado do ensaio triaxial cíclico de módulo de resiliência do material empregado como subleito.

A Tabela 3.5 apresenta os valores dos parâmetros de regressão determinados para os três ensaios de carga cíclica realizados para o solo utilizado como camada de subleito, expresso pelo modelo potencial de M_R em função da tensão desvio.

Tabela 3.5 – Valores dos parâmetros de regressão do modelo avaliado para o solo utilizado no subleito.

Ensaio c.p.	R^2	Parâmetros de regressão	
		k_1	k_2
1	0,60	47,9	-0,268
2	0,65	44,3	-0,316
3	0,43	47,4	-0,226

Este resultado mostra que este material é muito deformável elasticamente, compatível com o esperado para material com presença de silte. Preussler (1983) definiu três tipos de subleito em relação à resiliência, em função da porcentagem de silte na fração fina (passante na peneira 200), e o tipo III, correspondente a mais de 65% de silte nesta fração tipicamente apresenta módulo de resiliência de 50 MPa, o mais deformável. Esta classificação foi adotada pelo DNER / DNIT desde 1994, e faz parte do Procedimento DNER PRO 269/94 de projeto de reforço de pavimentos. O solo deste estudo tem 75% de silte na fração passante, portanto

é enquadrado como tipo III e realmente apresenta a mesma ordem de grandeza de M_R prevista pela classificação.

Não foi possível obter os módulos de resiliência do solo na condição de submersão em água por quatro dias devido a que o corpo de prova não passou a etapa do condicionamento do ensaio.

ANÁLISE FÍSICO-QUÍMICA DO MATERIAL DO SUBLEITO

O resultado da análise físico-química por ataque sulfúrico do subleito encontra-se na Tabela 3.6.

Tabela 3.6 – Análise físico-química, por ataque sulfúrico, do material do subleito

AMOSTRA	pH		ATAQUE SULFURICO						
	H ₂ O	KCl 1M	ΔP (%)	SiO ₂ (%)	Al ₂ O ₃ (%)	Fe ₂ O ₃ (%)	Ki	Kr	Res. (%)
S - 1201	4.32	4.00	6.88	24.0	18.8	3.5	2.17	1.94	43.2

Observam-se na Tabela 3.6 os valores de K_i e K_r , conhecidos como “índices de intemperismo” do solo utilizado para o subleito. Eles são calculados pelas relações moleculares sílica alumina ($K_i = \text{SiO}_2/\text{Al}_2\text{O}_3$) e sílica-sesquióxidos ($K_r = \text{SiO}_2/(\text{Al}_2\text{O}_3 + \text{Fe}_2\text{O}_3)$). A laterização é caracterizada por valores de K_i e K_r menores que 2. Estes valores estão muito baixos em relação ao esperado pela natureza do material, mas isto se explica pelo fato deste solo ter uma grande porcentagem de areia, o que pode influenciar o resultado visto que o resíduo (última coluna) foi alto.

3.2.2. Brita

A camada de base foi composta por uma brita graduada, faixa DIRENG, cuja aparência física pode-se observar na Figura 3.8. Este material é proveniente da Pedreira EMASA, localizada em Senador Camará no Estado do Rio de Janeiro, sendo a rocha matriz classificada como quartzo monzonito. As propriedades mecânicas típicas do agregado desta pedreira são apresentadas na Tabela 3.7. Estes resultados não foram refeitos para a amostra em questão por não serem determinantes na análise deste experimento.

Tabela 3.7 – Propriedades Mecânicas do agregado da Pedreira (Fonte: Ramos, 2003)

Pedreira	Resistência a compressão (MPa)	Resistência a tração (MPa)	Módulo de deformação (GPa)
EMASA	76,7	9,6	48,1

Da mesma forma que o solo, cerca de 1,5 m³ de brita foi armazenada no Laboratório de Geotecnia, Setor de pavimentos e foi registrada com o código S=1216. Na Figura 3.8 está mostrado o material ao chegar ao pátio do Laboratório no dia 13 de junho de 2012 e o mesmo após secagem.

Os ensaios a que foram submetidos o material da base, com a finalidade de obter parâmetros de referência a serem utilizados para analisar o comportamento geotécnico dos materiais de construção nos ensaios desta pesquisa são os listados na Tabela 3.8.



Figura 3.8 – Armazenamento e aparência física do material utilizado como base no experimento deste estudo (brita)

Tabela 3.8 – Métodos de ensaios utilizados para avaliar o material empregado como base.

Título	Método do Ensaio
Teor de Umidade Natural	NBR 6457/1984
Análise Granulométrica	NBR 7181/1984
Massa específica real dos grãos	NBR 6508/1984
Determinação do limite de liquidez	NBR 6459/1984
Determinação do limite de plasticidade	NBR 7180/1984
Compactação	NBR 7182/1986
Determinação do Módulo de Resiliência	DNIT 134/2010 – ME
Determinação do Índice de Suporte Califórnia (CBR)	DNER – ME 049/94

GRANULOMETRIA E CLASSIFICAÇÃO

A Figura 3.9 mostra a curva granulométrica da brita utilizada na camada de base e sua composição percentual de argila, silte, areia e pedregulho segundo a escala ABNT. A Tabela 3.9 apresenta os resultados dos ensaios de caracterização segundo as normas e as classificações dos materiais dos sistemas S.U.C.S e H.R.B. Nesta tabela são também apresentados os resultados do ensaio de compactação realizado na energia modificada: umidade ótima e massa específica seca máxima.

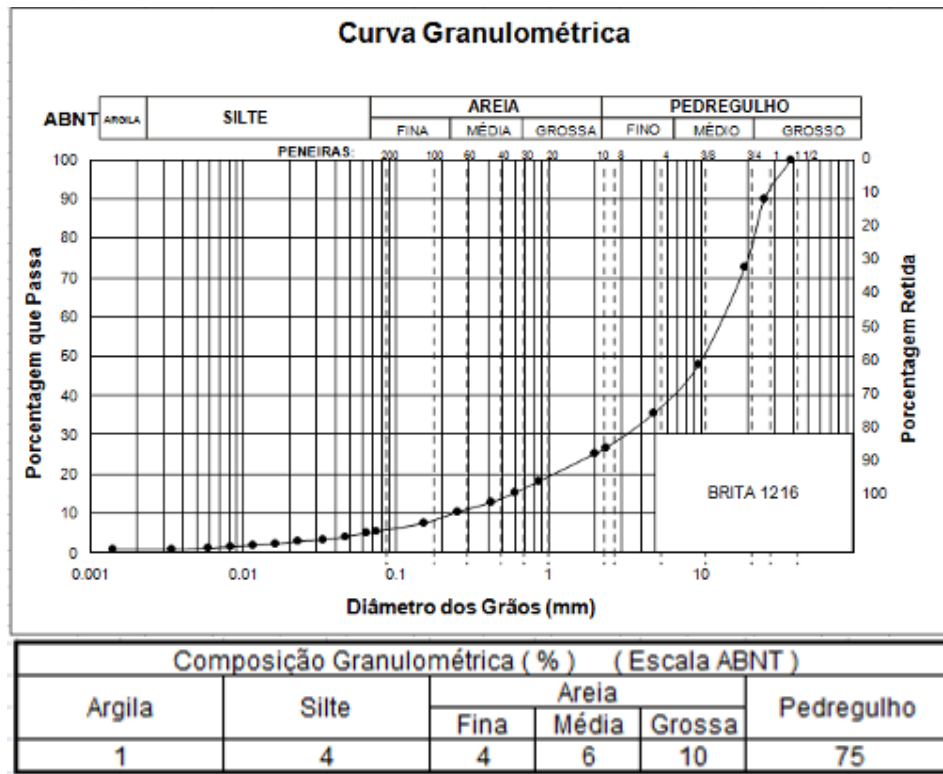


Figura 3.9 – Curva Granulométrica do material utilizado como base nesta pesquisa.

Tabela 3.9 - -- Resultados dos ensaios de caracterização do material utilizado como base nesta pesquisa.

Características e Propriedades	Unidade	Valor
Massa específica real dos grãos	g/cm ³	2,694
Limite de liquidez	(%)	N.L
Limite de plasticidade	(%)	N.P
Índice de plasticidade	(%)	-
Classificação HRB		A-1 _a
Classificação SUCS		GW
Wótima	(%)	5.4
γ_d	(g/cm ³)	2,257
S	(%)	75

Analisando a granulometria e a classificação SUCS, pode-se concluir que, como mais de 50% do solo foi retido na peneira N° 200 e mais de 50% da fração grossa foi retida na peneira N° 4, trata-se de um solo de granulometria grossa que corresponde ao grupo de pedregulhos e de acordo ao coeficiente de uniformidade

(Cu) e de curvatura (Cc) é classificado como GW, denominando-se pedregulho bem graduado.

Já o sistema HRB classifica o material da base como A-1a, tendo como materiais predominantes pedra britada, pedregulho e areia. O índice de grupo é IG=0 e o material apresenta um comportamento mecânico excelente para material de base para pavimento segundo este critério.

A brita analisada enquadra na faixa granulométrica denominada de Faixa A, proposta na Especificação de Serviço da Diretoria de Engenharia Aeronáutica (DIRENG) Figura 3.10.

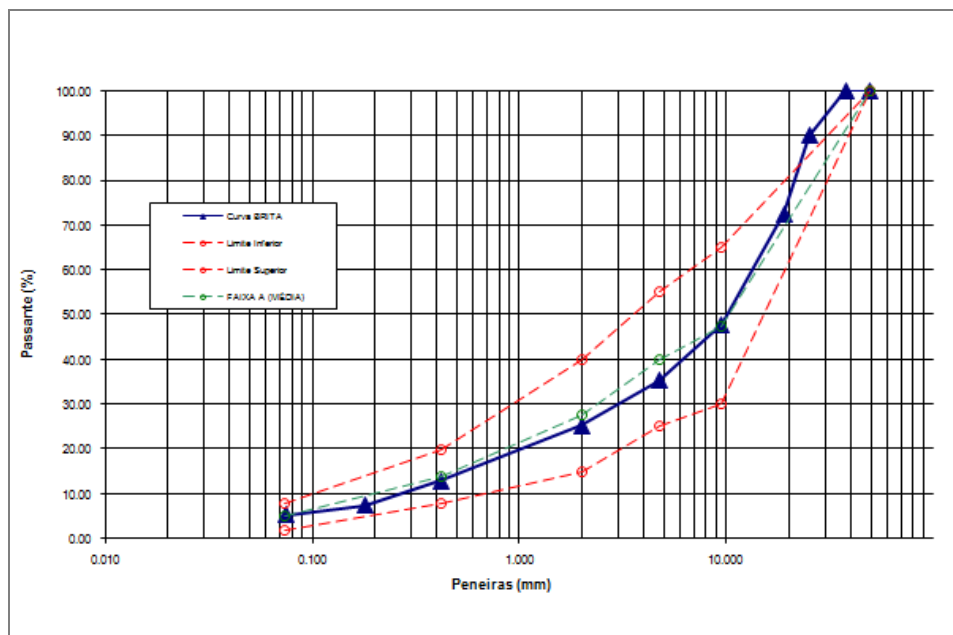


Figura 3.10 - Curva granulométrica da brita deste estudo enquadrada na Faixa A.

A Figura 3.11 apresenta a curva de compactação do material utilizado na base. Para a obtenção desta curva utilizou-se a energia Proctor modificada e o cilindro de compactação utilizado foi do ensaio triaxial de carga repetida, com dimensões 10,0 cm x 20,0 cm.

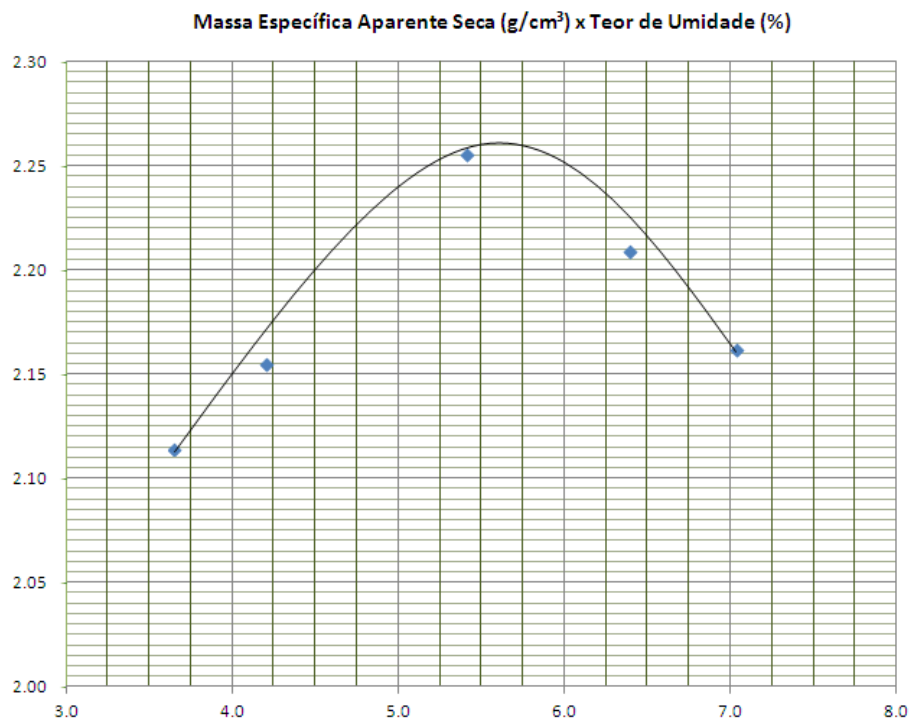


Figura 3.11 - Curva de compactação do solo utilizado como base neste experimento.

ÍNDICE DE SUPORTE CALIFÓRNIA (CBR)

O CBR deste material, feito convencionalmente embebido por 4 dias foi de 208,6% e não embebido foi de 246,5%. O valor de CBR da brita é apresentado para fins comparativos com pesquisas similares desenvolvidas para o meio rodoviário.

Segundo Souza (1981 *apud* Antunes, 2008), os materiais utilizados como agregado de base granular devem apresentar valores de CBR superiores a 80%, sendo o valor do CBR da brita utilizada na camada desta pesquisa superior ao indicado pelo autor citado e que é o exigido na maioria das obras de pavimentação de rodovias e aeroportos no Brasil.

ENSAIO TRIAXIAL DINÂMICO

O ensaio triaxial de cargas repetidas para avaliação do módulo de resiliência do material de base na umidade ótima foi realizado em corpos de prova de 10,0 x 20,0 cm de dimensões, compactado em 10 camadas por impacto com energia modificada do ensaio Proctor, sendo usada a norma DNIT 134/2010-ME Determinação do módulo de resiliência - Método de ensaio. Para utilizar esta

dimensão de corpo de prova a fração de pedregulho acima da peneira de uma polegada (2,54 cm) foi escalpelada, mas como era muito pequena considera-se válido este procedimento.

A Figura 3.12 apresenta a título ilustrativo a linha de tendência do resultado do ensaio triaxial de cargas repetidas, para os três corpos de prova moldados para a brita que foi utilizada como a base para a estrutura do experimento. O resultado representa a variação do M_R em função da variação do estado de tensão, expresso pelo modelo potencial de M_R em função da tensão confinante, sendo mais utilizado para solos granulares.

Os valores de M_R deste material estão compatíveis com valores usuais de britas usadas em pavimentos rodoviários e urbanos brasileiros como pode ser visto, por exemplo, em Ramos (2003) que ensaiou britas de várias pedreiras do Rio de Janeiro. São valores relativamente elevados, mostrando baixas deformabilidades para as maiores tensões confinantes.

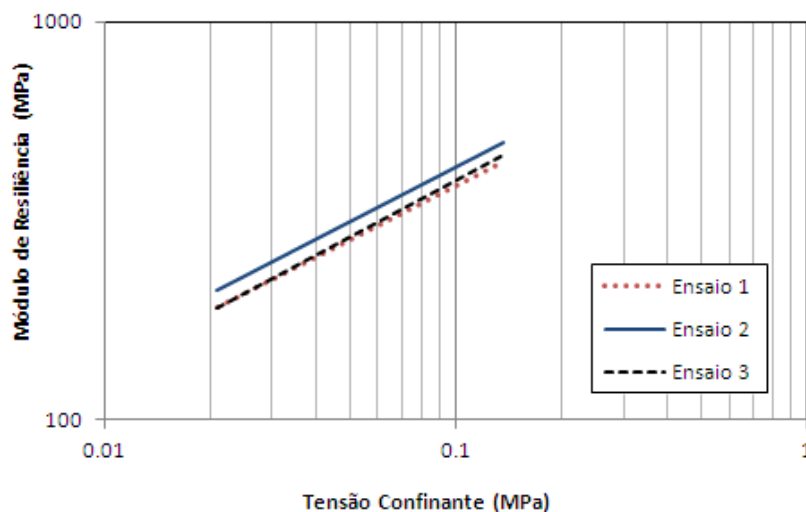


Figura 3.12 – Resultado do ensaio triaxial dinâmico de Módulo de Resiliência do material empregado como base neste estudo.

A Tabela 3.10 apresenta os valores dos parâmetros de regressão determinados para os três ensaios de carga cíclica realizados para a brita utilizada na camada de base do pavimento experimental, expresso pelo modelo potencial de M_R em função da tensão confinante.

Tabela 3.10 – Valores dos parâmetros de regressão do modelo avaliado para a brita utilizada na base.

Ensaio c.p.	R ²	Parâmetros de regressão	
		k ₁	k ₂
1	0,90	1095,9	0,449
2	0,90	1222,9	0,454
3	0,92	1182,1	0,473

ENSAIO DE ABRASÃO “LOS ANGELES”

O agregado da brita deste experimento foi submetido ao ensaio de Abrasão “Los Angeles” (DNER – ME 035/98) e apresentou uma perda ao desgaste da ordem de 43%, valor abaixo do limite de 55% para materiais utilizados na construção de bases de pavimentos rodoviários estabilizados granulometricamente. O valor alto da perda por abrasão deste agregado é uma característica que se percebe na maioria dos agregados das pedreiras do Estado do Rio de Janeiro, sabidamente na região.

Ramos (2003) realizou ensaios de laboratório para avaliar as propriedades físicas dos agregados de 13 pedreiras do Estado do Rio de Janeiro, dentro das quais encontra-se a Pedreira EMASA. Obteve, para esta pedreira, que a perda ao desgaste do agregado foi de 46% e 49% para Brita N° 1 e Brita N° 0, respectivamente, valores próximos ao que se obteve no ensaio “Los Angeles” da brita utilizada no presente trabalho.

3.2.3.

Elemento de reforço da base

O elemento de reforço utilizado na presente pesquisa foi a geogrelha de polipropileno modelo Fornit J600 (30/30) fabricada pela Empresa Huesker Ltda. A escolha pela geogrelha dentro dos geossintéticos como material de reforço para camada de base de pavimento foi feita pelas recomendações citadas em pesquisas similares desenvolvidas tanto no Brasil como fora do país, já que esse tipo de material de reforço apresenta rigidez superior ao do geotêxtil.

Este produto geossintético é produzido a partir de filamentos de polipropileno de alta tenacidade, com revestimento protetor polimérico de elevada rigidez e aberturas de malha que variam de 15 a 40 mm. A amostra utilizada no

experimento foi cedida pela Huesker, e apresenta malha de abertura de 40 mm. A Figura 3.13 ilustra a amostra da geogrelha Fornit J600 (30/30) utilizada nesta pesquisa.

Este modelo de geogrelha possui elevada resistência ao arrancamento e é capaz de mobilizar elevadas cargas de tração a níveis de deformação muito baixos segundo o manual do fabricante. A Tabela 3.11 apresenta as especificações técnicas fornecidas pelo fabricante da geogrelha em questão.

Nenhum ensaio de qualificação da geogrelha foi feito neste estudo admitindo-se que a amostra cedida atende aos requisitos técnicos para o tipo de uso que foi feito.

Tabela 3.11 – Especificações técnicas da geogrelha Fornit J600 (30/30)- Fonte: Huesker (Agosto-2010)

Propriedade	Unidade	Método	Valor
Abertura de malha nominal	mm		40
Módulo de rigidez à tração nominal (à 2% de deformação)	KN/m	ABNT 12.824	600
Deformação máxima na resistência nominal	%	ABNT 12.824	10
Coeficiente de interação		ASTM D 6706	$\geq 0,95$



Figura 3.13 – Geogrelha Fornit J600 (30/30) utilizada neste experimento.

É importante garantir a ancoragem do reforço no interior do pavimento. Para garantir este fator, no experimento, que foi feito dentro de um modelo físico

(tanque-teste) com paredes de concreto, foi realizado um primeiro teste com a geogrelha simplesmente cortada nas dimensões da área útil do subleito. Este experimento mostrou que a geogrelha não ficava ancorada de forma conveniente. Assim foi refeita a montagem usando ancoragem forçada como descrito a seguir.

A geogrelha utilizada foi ancorada na camada do solo do subleito com pequenos grampos numa lateral (Figura 3.14) do tanque e na outra foi dobrada em dois segmentos de 10 cm, de maneira que os últimos 10 cm ficassem embutidos dentro da camada de base de brita como é apresentado na Figura 3.15. Em ambas as direções o tensionamento da geogrelha foi manual e garantindo que ficasse apoiada no subleito somente.



Figura 3.14 – Ancoragem da geogrelha utilizando grampos numa lateral do modelo físico (tanque-teste) usado nesta pesquisa.



Figura 3.15 – Ancoragem da geogrelha no interior da camada granular na outra lateral do modelo físico (tanque-teste) usado nesta pesquisa.

3.3.

Ensaio de Carregamento Cíclico em modelo físico de Grandes Dimensões

O modelo físico usado nesta pesquisa, denominado de “Tanque-Teste” de Pavimentos, foi desenvolvido por Silva (2009) em sua tese de doutorado, e tem como objetivo simular um pavimento com dimensões próximas das reais em campo, principalmente quanto às espessuras das camadas.

Para o presente trabalho foi utilizado o “Tanque-Teste” para a realização dos ensaios de carregamento cíclico, similar ao imposto pelo tráfego rodoviário, sob uma estrutura composta pelo subleito e uma camada de base sem e com a inserção da geogrelha na interface do subleito-base. Dessa forma foi possível avaliar o comportamento mecânico do pavimento em diferentes etapas consideradas no programa experimental.

A instrumentação instalada no modelo físico forneceu medidas para o cálculo dos deslocamentos elásticos e plásticos na superfície e permitiu o monitoramento das cargas aplicadas e o controle da umidade ao longo da estrutura do pavimento.

3.3.1. Tanque-Teste de Pavimentos

Silva (2009) utilizou o “Tanque-Teste” de Pavimentos para avaliar principalmente o comportamento do modelo físico desenvolvido e construído, e ensaiou uma estrutura de pavimento submetida à variação de umidade de suas camadas constituintes. A estrutura do pavimento analisada foi composta das seguintes camadas: subleito, sub-base, base e revestimento (asfáltico e rígido).

Bastos (2010) também utilizou o mesmo modelo físico de grandes dimensões “Tanque-Teste” e o pavimento lá existente (o preparado no último experimento de Silva, 2009) para avaliar o comportamento mecânico de misturas asfálticas reforçadas com geogrelhas.

O objetivo do presente trabalho foi analisar o comportamento mecânico de um pavimento sujeito a cargas cíclicas com o emprego de geossintético como reforço da camada de base, variando a umidade do subleito. Para tanto foi montado um pavimento rodoviário em sistema de camadas, com o material de solo como subleito e a brita graduada como base.

O “Tanque-Teste” de Pavimentos está localizado no Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ, bloco anexo ao Centro de Tecnologia, na cidade Universitária da UFRJ, Ilha do Fundão, no Rio de Janeiro. O prédio tem área de aproximadamente $29,0 \text{ m}^2$, o Tanque área interna de $4,0 \text{ m}^2$ e volume interno de aproximadamente $8,0 \text{ m}^3$. Na Figura 3.16 e na Figura 3.17 estão apresentados: o prédio em que se encontra o “Tanque-Teste” e sua planta com dimensões.



Figura 3.16 – Prédio onde está localizado o “Tanque-Teste” da COPPE/UFRJ

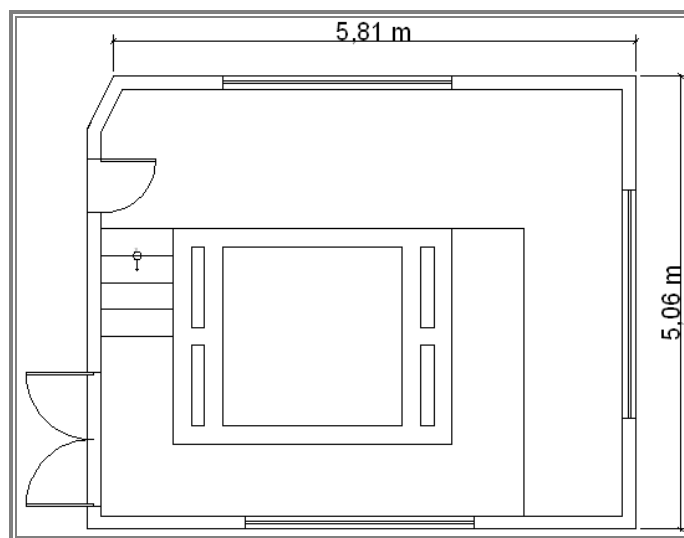


Figura 3.17 – Planta baixa do tanque teste de pavimentos (sem escala) da COPPE/UFRJ (Bastos, 2010)

3.3.2.

Estrutura do Pavimento Experimental no Tanque - Teste

As espessuras das camadas do pavimento experimental construído no “Tanque-Teste” foram concebidas a partir de estruturas típicas. Não se efetuou um projeto de dimensionamento do pavimento com estudos de tráfego, materiais etc. O que se pretende avaliar é o comportamento de uma estrutura subleito-base com a utilização de reforço frente à variação da umidade do subleito.

O “Tanque-Teste” possui seção interna de 2,0 m x 2,0 m e altura interna de 1,80 m, com paredes duplas de concreto armado com 0,20 m de espessura. O pavimento experimental foi composto por uma camada de drenagem de lastro de brita (1”) com espessura de 0,14 m, de uma camada considerada como subleito (solo A-7-6) de 1,00 m de espessura e uma camada de base (brita graduada) de 0,20 m de espessura. Os materiais utilizados foram os descritos anteriormente. Além da estrutura conformada o “Tanque-Teste” foi implementado com sistema de carregamento, instrumentação e aquisição de dados, que permitiram avaliar o comportamento da estrutura frente à aplicação de carga repetida e à variação da umidade do subleito. Assim também foi utilizado o sistema de umedecimento do tanque para a inundação do subleito. Na Figura 3.18 está apresentada esquematicamente a estrutura de pavimento construída no “Tanque-Teste” utilizada nesta pesquisa, onde foram realizadas as quatro etapas de ensaios

propostas que permitiram avaliar o comportamento mecânico do pavimento com e sem a geogrelha.

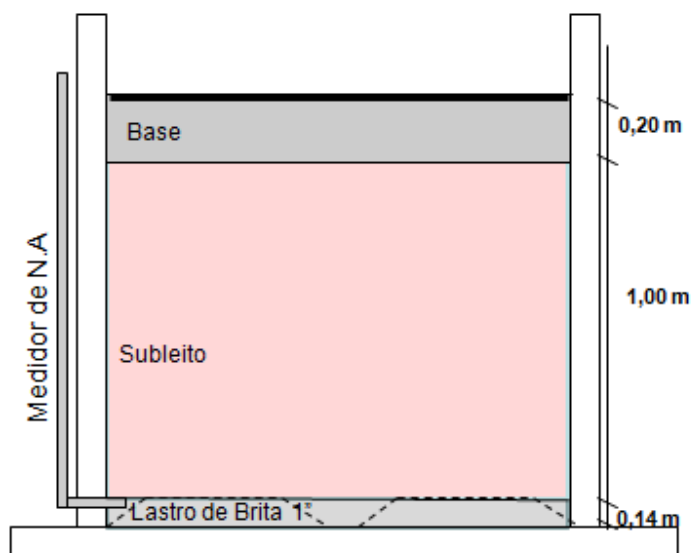


Figura 3.18 – Esquema das camadas do pavimento experimental desta pesquisa

3.3.3.

Sistema de umedecimento e drenagem do tanque

O “Tanque-Teste” dispõe de um sistema de umedecimento composto de entrada de água através de tubulação (ϕ de 1/2”) ligada a uma fonte d’água entre as paredes duplas, sendo que a interna tem um vão inferior para a passagem do fluxo de água. Associado ao dispositivo de umedecimento foi instalado um tubo externo para a indicação da carga da água para se controlar a altura do nível d’água (NA) no interior do tanque.

Preliminarmente à compactação da seção do pavimento foi colocado um lastro de brita uniforme (1”) de 0,14 m de espessura, localizado internamente na base do tanque, que permite o fluxo de água (ou nível d’água) ascender para as camadas superiores do pavimento. Há também um sistema de drenagem constituído por dois ralos no piso inferior do tanque, protegidos por uma seção de manta geotêxtil usada para evitar o entupimento dos ralos pelo material fino eventualmente erodido.

A Figura 3.19 mostra o sistema de umedecimento do “Tanque-Teste” e a Figura 3.20 o material montado como lastro com brita de 1”.



Figura 3.19 – Medidor de nível d'água e tubulação para abastecimento de água no interior do tanque usado neste experimento.



Figura 3.20 – Montagem do lastro de brita de (1”) neste experimento.

3.3.4. Sistema de carregamento cíclico

O sistema de carregamento cíclico utilizado foi o pneumático constituído por um cilindro aplicador de cargas, que atua sobre uma placa metálica circular de 25,05 cm de diâmetro que transfere a carga ao pavimento. O cilindro, de marca Norgren, tipo “tandem”, de tirantes aparentes e dupla ação, possui diâmetro do êmbolo de 200 mm e curso de 50 mm. Sua força resultante, segundo o fabricante,

é de 3895 kgf (38,2 kN) a 10 Bar (1000 kPa) de pressão de ar. Duas vigas (metálicas) de reação de seção 20,3 x 22,0 cm foram utilizadas como reação para permitir a aplicação de cargas dinâmicas sobre a estrutura do pavimento experimental, as quais ficam apoiadas nos muros do tanque. A Figura 3.21a apresenta uma vista geral onde se destacam o sistema de vigas de reação, o cilindro pneumático e a Figura 3.21b mostra com maior detalhe o cilindro e a placa rígida, utilizados nesta pesquisa.

O sistema de carga é composto de um cilindro pneumático, um compressor de ar, filtros coalescentes e purgadores e válvulas de controle de entrada e saída de ar.



(a)



(b)

Figura 3.21 – (a) Sistema de vigas de reação, (b) Cilindro pneumático de diâmetro de 200 mm e placa circular de 25,05 cm de diâmetro deste experimento.

A calibração do cilindro foi feita em duas etapas para o período de tempo e regulagem dos níveis de aplicação da carga e pressão exercida, com os mesmos princípios do equipamento utilizado no Laboratório de Pavimentos da COPPE/UFRJ, para ensaios de cargas repetidas de determinação do módulo de resiliência de solos.

Com o auxílio de uma célula de carga com capacidade nominal de 2,0 t acoplada, por intermédio de um condicionador de sinais, a um osciloscópio digital procede-se à regulagem dos potenciômetros da placa de aquisição para os valores desejados para o tempo de duração da carga e do relaxamento de pressão (Figura 3.22).



Figura 3.22 – Calibração do cilindro utilizado na aplicação do carregamento na calibração do atuador de carga usado no experimento.

Um sistema de ar comprimido aplica pressão que vai atuar sobre a placa de carga localizada sobre o pavimento. As medidas dos deslocamentos verticais (elástico e plástico) da placa de carga sobre o pavimento foram realizadas com quatro LVDTs que ficam apoiados sobre a placa.

Foram colocados os LVDTs sobre a placa rígida devido à sensibilidade que tem as pontas dos transdutores evitando que a superfície irregular do pavimento (camada de brita) interferisse nas leituras registradas. O mesmo foi feito para os LVDTs adicionais, sempre colocados sobre pequena base metálica.

Na pesquisa foram aplicados carregamentos de 550 kPa em ciclos com duração de 1 s (1 Hz) aplicados sobre a placa metálica de 25,05 cm de diâmetro.

Com a aplicação deste carregamento supôs-se estar reproduzindo uma das rodas de um eixo-padrão de rodas duplas com pressão de contato de 0,56 MPa (5,6 kgf/cm²) que é a pressão típica de medidas de deflexão em campo nas avaliações de pavimentos em uso. Lamentavelmente o conjunto de equipamentos existentes no local não permite cargas maiores. Para conseguir esta pressão de contato da placa com o pavimento foi aplicada uma carga equivalente a 3,05 toneladas.

Por opção da pesquisa não foi usado nenhum elemento plástico ou emborrachado entre a placa metálica e o material da base. Alguns autores, como mostrado no Capítulo 2, relatam o uso destes elementos de amortecimento do efeito da placa rígida.

3.3.5. Sistema de instrumentação

Segundo Palmeira (1996 *apud* Antunes, 2008), a necessidade da utilização de instrumentação geotécnica pode-se dar por vários motivos, dentre os quais pode-se destacar:

- Por razões de diagnóstico, ou seja, para verificação do projeto da obra ou da adequabilidade de uma nova técnica construtiva, além de se possibilitar o acompanhamento do desempenho de uma obra;
- Para acumular experiência local;
- Por razões legais, ou seja, em casos em que se necessite de provas judiciais;
- Para fins de pesquisa.

A instrumentação utilizada nessa pesquisa foi composta por: células de carga para o monitoramento da carga aplicada, localizadas no interior do pavimento; transdutores de deformação (LVDTs) para o registro das medidas dos deslocamentos elásticos e plásticos na superfície da seção ensaiada, dois apoiados sobre a placa circular próximo ao seu centro, evitando-se o efeito da vibração da placa, e dois posicionados fora da área carregada e alinhados aos anteriores e apoiados sobre a superfície do pavimento. Também foram colocados dispositivos de medição de umidade TDRs (Refletômetros no Domínio do Tempo) e de sucção TAC (Tensiômetros de Alta Capacidade) que permitiram avaliar a variação da umidade do subleito, distribuídos a diferentes profundidades no interior das

camadas do pavimento. A Figura 3.23 mostra a distribuição da instrumentação utilizada na presente pesquisa.

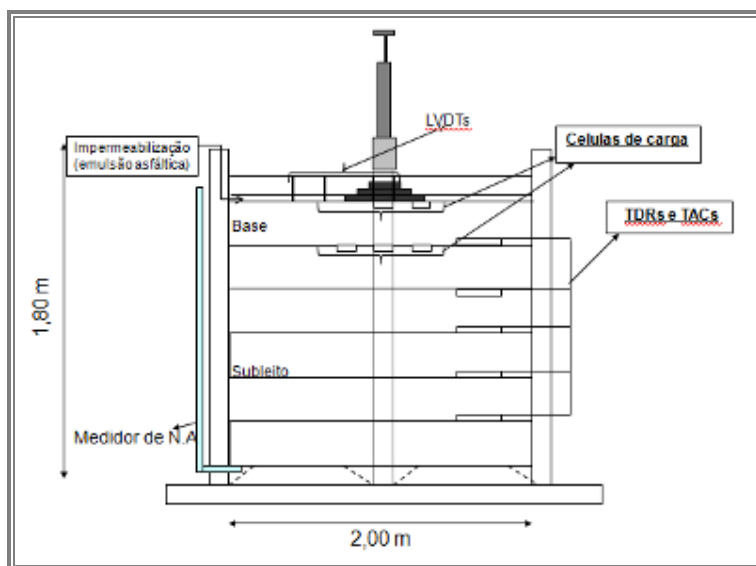


Figura 3.23 – Distribuição da instrumentação de aquisição de dados utilizada nesta pesquisa

3.3.5.1. Células de Carga

Para medir a transferência da carga aplicada no subleito não reforçado e reforçado foram usadas três células de carga instaladas na interface do subleito e a base, codificadas como C-106, C-107 e C-108. São da marca Líder Balanças, modelo MC-200, em aço, capacidade nominal de 200 kgf, em compressão, precisão de 0,10%. Além destas mais duas células de carga foram colocadas no topo da camada de base, codificadas como C-102 e C-105, que permitiram medir a carga que estava sendo transferida para o interior da estrutura solicitada. Estas células foram as mesmas utilizadas por Silva (2009), recalibradas antes da colocação neste experimento. O diâmetro e a altura das células são, respectivamente, 51 e 32 mm. A utilização destas células visa verificação do espraio das tensões à medida que se afasta do ponto de aplicação de carga (vertical e horizontal). Foram usadas simplesmente para garantir que alguma carga esta sendo transmitida entre camadas.

Silva (2009) cita que alguns pesquisadores concordam que tentativas de se medir tensões totais numa massa de solo podem ter erros resultantes da acomodação imprópria, ou seja, a presença da célula em si e o método de instalação geralmente utilizado criam alterações significativas no estado de tensão no entorno da mesma.

Gonçalves (2002) cita dificuldades para a determinação de medidas confiáveis de tensões no interior das camadas de pavimentos com base em estudos realizados ao longo dos anos. Tais dificuldades devem-se aos seguintes aspectos principais:

- A relação existente entre a rigidez da célula de tensão total e a rigidez do solo e;
- Ao uso de técnicas inadequadas de instalação de instrumentos.

Há limitação na utilização dos dados das células, pois sua presença altera o estado de tensões devido à diferença de rigidez entre estas e o material circundante.

A instalação de células de carga neste trabalho simplesmente foi para monitorar as reduções das tensões com a profundidade e com o afastamento da horizontal que passa pelo centro da carga.

Na Figura 3.24 apresentam-se as células de carga e o equipamento de aquisição dos dados utilizados, assim como sua instalação no tanque-teste.



(a)



(b)



Figura 3.24 – (a) Células de carga utilizadas (b) Sistema de aquisição de dados para o monitoramento de aplicação de carga. (c) Instalação a cada 30,0 cm no topo do subleito (d) Instalação a 15,0 cm entre células no topo da base.

Durante a realização da segunda e terceira etapa dos ensaios programados e realizados a capacidade das células C-02 e C-05 montadas no topo da camada de base, bem próximo à superfície, foi atingida levando-se a necessidade de descartar as ditas células, obrigando a realizar o restante dos ensaios apenas com as células montadas no topo do subleito.

3.3.5.2. LVDT (do inglês – “Linear Variable Differential Transformer”)

Os extensômetros tipo LVDTs são utilizados para medição dos deslocamentos verticais superficiais do pavimento.

Neste trabalho, os LVDTs utilizados foram da marca Sensotec. O número de sensores utilizados foram quatro, dois com 5 mm de curso total colocados sobre a placa rígida e os outros dois com 1 mm de curso total colocados sobre a superfície do pavimento. Para se evitar que as pequenas deformações da estrutura do tanque teste, surgidas durante o ensaio, não interferissem nas leituras realizadas pelos LVDTs, projetou-se uma estrutura de suporte para os mesmos que fosse completamente independente do sistema de aplicação da carga, assim como do material ensaiado. O referido suporte foi, então, preso ao teto do laboratório, um referencial fixo em relação aos ensaios (Figura 3.25).



Figura 3.25 – Suporte inicial dos LVDTs preso ao teto do laboratório no tanque-teste.

Os quatro LVDTs foram alinhados e apoiados sobre a superfície do pavimento, dois deles posicionados fora da região carregada a 37,5 e 58,0 cm afastados do centro de carga e os outros dois colocados sobre a placa rígida afastados 3,5 cm do centro de aplicação da carga, evitando-se o efeito da vibração da placa.

Durante o desenvolvimento da pesquisa, mais propriamente na realização da terceira etapa do programa experimental referido ao ensaio de carregamento cíclico sobre a estrutura do pavimento reforçada, foi detectado que a presença de fissuras no teto do laboratório (Figura 3.26) influía nas leituras registradas pelos LVDTs, quando a altas temperaturas do dia a laje do teto do laboratório se dilatava e quando resfriava o teto voltava ao seu estado inicial. Foi então necessário mudar o sistema de fixação da estrutura de suporte dos LVDTs, de tal forma que fosse independente do teto. Por tal motivo as medidas realizadas correspondentes à terceira etapa de ensaios foram descartadas, sendo necessária a repetição dos ensaios da terceira etapa do programa experimental com o novo referencial.



Figura 3.26 – Fissuras apresentadas no teto do laboratório.

Foi então implantado um novo sistema de fixação para a estrutura de suporte dos LVDTs, a qual foi fixada num perfil metálico tipo I de seção 8"x4" o qual atravessa a seção do tanque e é apoiado nos muros do tanque, assim como se observa na Figura 3.27.



Figura 3.27 – Novo sistema de suporte dos LVDTs no tanque-teste

Foram utilizados dois tipos de LVDTs, dispositivo eletro-mecânico que produz uma tensão de saída proporcional à posição de um núcleo móvel, e cuja calibração foi viabilizada com o auxílio do programa SicTri para ensaios triaxiais dinâmicos e deformação permanente desenvolvido na COPPE em 2000.

Com o auxílio de um micrômetro e com as leituras feitas pelo software SicTri expressos na Tabela 3.12 e graficamente na Figura 3.28, foram obtidos os

valores das constantes de calibração de $K_{LVDT1}=0,449$, $K_{LVDT2}=0,405$, $K_{LVDT3}=0,116$ e $K_{LVDT4}=0,113$.

Tabela 3.12 – Resultados da calibração dos LVDTs utilizados.

Micrômetro (mm)	LVDT (1)			LVDT (2)		
0.0	0.201	0.201	0.201	0.197	0.196	0.195
0.4	1.054	1.052	1.052	1.170	1.168	1.166
0.8	1.917	1.920	1.918	2.151	2.147	2.145
1.2	2.793	2.800	2.791	3.133	3.132	3.134
1.6	3.679	3.678	3.678	4.127	4.125	4.140
2.0	4.577	4.573	4.575	5.118	5.121	5.119
2.4	5.474	5.475	5.476	6.114	6.111	6.108
2.8	6.377	6.383	6.379	7.101	7.130	7.232
3.2	7.279	7.281	7.281	8.078	8.081	8.080
3.6	8.184	8.177	8.178	9.054	9.054	9.055
4.0	9.073	9.077	9.074			

Micrômetro (mm)	LVDT (3)			LVDT (4)		
0.0	0.194	0.193	0.198	0.238	0.236	0.235
0.1	1.068	1.047	1.047	1.146	1.105	1.114
0.2	1.914	1.911	1.913	1.997	1.991	1.985
0.3	2.768	2.765	2.764	2.868	2.875	2.862
0.4	3.620	3.625	3.629	3.758	3.751	3.746
0.5	4.480	4.477	4.481	4.624	4.621	4.625
0.6	5.328	5.337	5.333	5.498	5.498	5.513
0.7	6.202	6.202	6.202	6.393	6.384	6.409
0.8	7.058	7.067	7.060	7.288	7.268	7.285
0.9	7.917	7.918	7.923	8.159	8.154	8.157
1.0	8.771	8.773	8.775	9.037	9.030	9.040

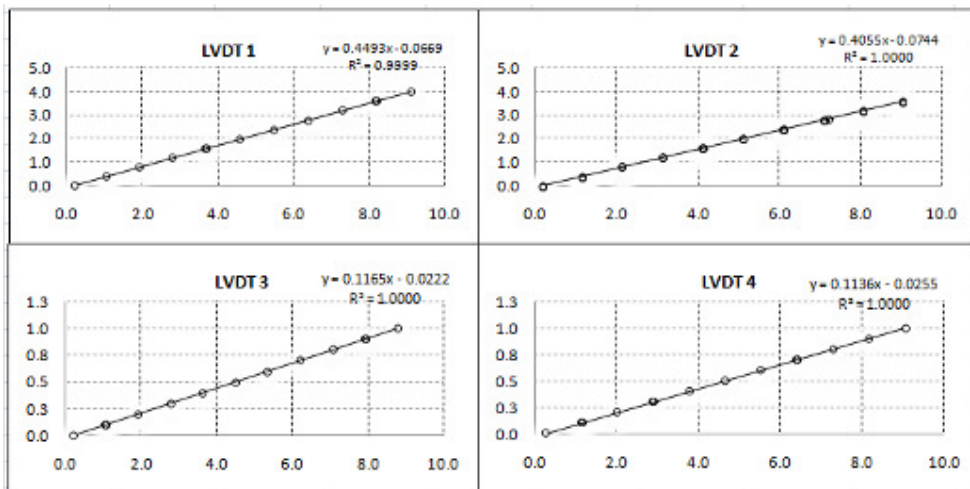


Figura 3.28 – Gráficos das calibrações dos LVDTs utilizados nesta pesquisa.

3.3.5.3. Refletômetros no domínio do tempo (TDR)

Os equipamentos do tipo TDR são utilizados para medida da umidade dos materiais, instantaneamente, de forma contínua e não destrutiva, sendo necessária apenas a instalação das sondas na profundidade de interesse (TRIME-FM, 2012).

Os TDRs utilizados, da marca IMKO designados por TRIME –P2Z, foram convenientemente espaçados em 20,0 cm nas camadas de subleito e base. O modelo empregado pode ser utilizado a profundidades variáveis por ser constituído por material resistente ao processo de compactação.

A sonda do TDR TRIME-P2Z necessita de um módulo receptor de sinal para leitura e processamento dos dados coletados pela mesma. Este módulo, da mesma marca IMKO, é o Trime-ES (Figura 3.29).

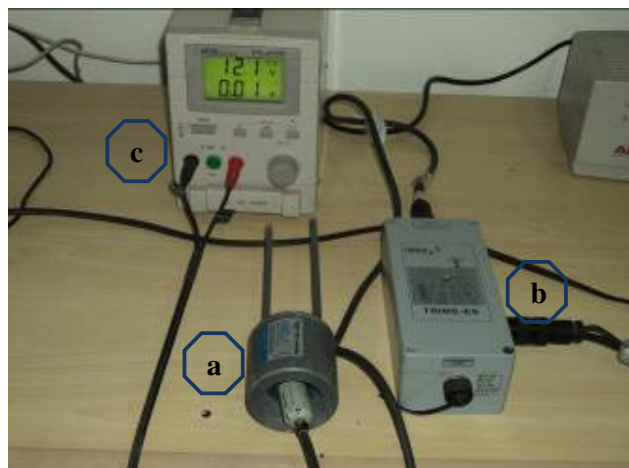


Figura 3.29 – Conjunto para medição de umidade no solo. (a) Sonda TRIME-P2Z, (b) Receptor de sinal TRIME-ES e (c) fonte de alimentação para o TDR.

O equipamento é acompanhado por dois softwares, sendo que um serve para a calibração (Trime WinCal) e outro serve para realizar as medições (Trime WinMonitor). O software da calibração permite que seja escolhida uma entre seis opções de ordens de polinômios para ajuste da curva de calibração, quanto menor é o valor do polinômio o ajuste da curva será melhor. Permite ainda que se copie a calibração de uma sonda a outra ou que se re programe a calibração original (de fábrica). O TDR funciona com um chip interno à sonda que recebe, após a sua calibração, as constantes da curva, acelerando sobremaneira o processo de

medição, fornecendo diretamente o valor da umidade gravimétrica do material em contato com as hastes da sonda.

Foram utilizados cinco TDRs, dos quais quatro foram colocados no subleito espaçados a cada 20,0 cm e o último foi colocado na camada da base. As sondas foram numeradas entre S-01 e S-04 que correspondem aos TDRs que foram colocados no solo compactado, e a sonda S-05 corresponde ao TDR que foi colocado na camada da base (Figura 3.30). Foi então calibrada a S-01 em uma amostra do solo, para logo transferir a calibração às sondas S-02, S-03, S-04, usadas no solo. Também foi feita a calibração da sonda S-05 no material da brita.

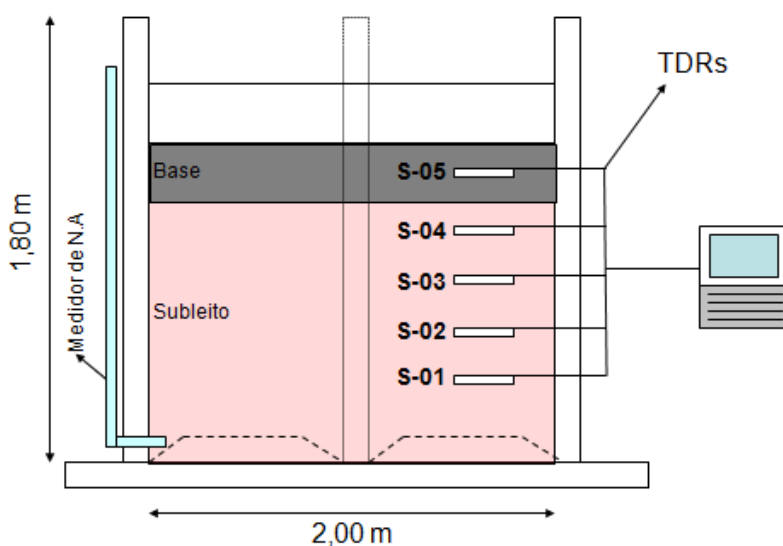


Figura 3.30 – Distribuição dos TDRs ao longo da profundidade no interior da estrutura do pavimento.

Para a calibração dos TDRs foi empregado o método utilizado por Silva (2009), mostrado no fluxograma da Figura 3.31. A Figura 3.32 mostra as etapas de preparação do corpo de prova e realização das medidas utilizadas na calibração das sondas.

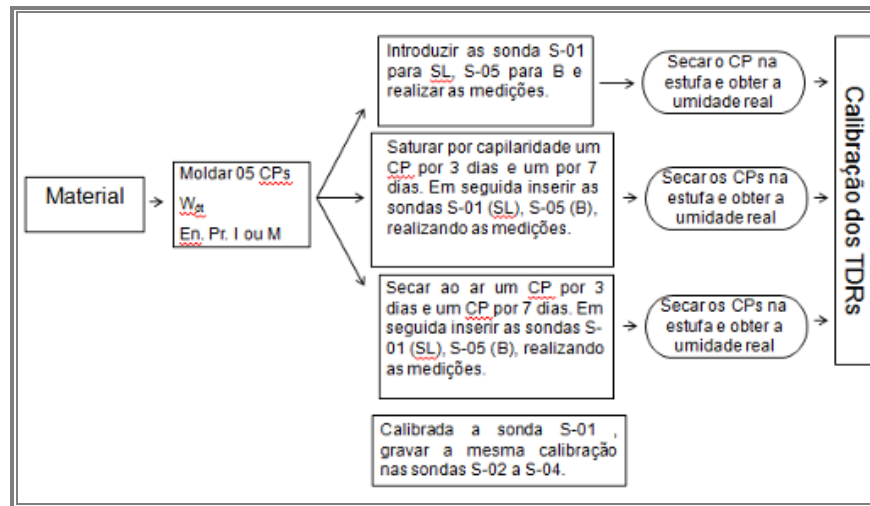


Figura 3.31 – Fluxograma para a calibração das sondas TDR (Silva, 2009).



Figura 3.32 – Etapas de preparação do corpo de prova para a realização das leituras de umidade para a respectiva calibração com ambos materiais.

3.3.5.4. Tensiômetros de alta capacidade (TAC)

Segundo Silva (2009) chama-se tensiômetro de alta capacidade aquele capaz de medir uma grande faixa de sucção, abrangendo os níveis considerados elevados para a geotecnia de maneira geral (acima de 100 kPa).

Um tensiômetro é composto de uma pedra porosa, um transdutor que possibilita leituras positivas e negativas e de um corpo acrílico (Figura 3.33). O tensiômetro (COPPE/UFRJ, 2004) foi desenvolvido por Silva (2009) seguindo estudos de vários pesquisadores.

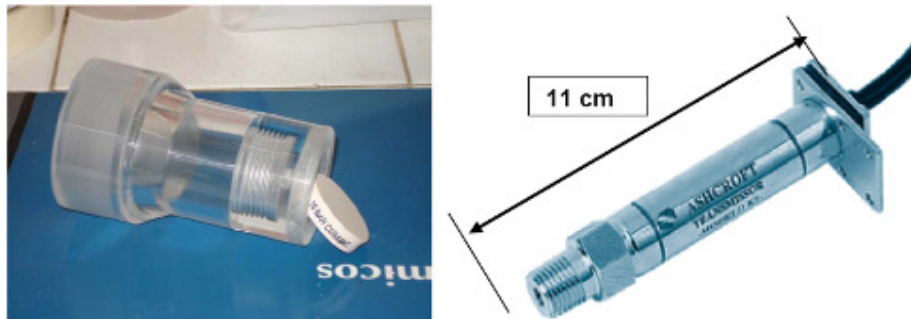


Figura 3.33 – Equipamento do Tensiômetro de alta capacidade (corpo acrílico, pedra cerâmica porosa de 15 bar e transdutor K1 da Ashcroft®) montado na COPPE .

Silva (2009) cita as dificuldades que existem na utilização deste equipamento em pavimentos: (a) o grau de compactação dos materiais, (b) garantia do contato tensiômetro - solo, (c) níveis de sucção atingidos que correspondem ao material no qual é inserido, (d) longevidade do sistema.

Foi utilizado o transdutor da marca Ashcroft, modelo K1, com escala de 3000 kPa, e uma pedra porosa da marca Soil Moisture, com 20 bar (2000 kPa) de pressão de borbulhamento. A pedra porosa, após saturação em câmara de pressão, foi colocada em um corpo de acrílico (o acesso visual ao interior do sistema é importante para se detectar possíveis formações de bolhas de ar). A montagem dos tensiômetros deve ser totalmente submersa em água deareada para se evitar a presença de bolhas de ar. A Figura 3.34 mostra o processo de calibração do equipamento e os tensiômetros já montados, submersos em um recipiente com água deareada, aguardando a instalação dos mesmos no tanque-teste.

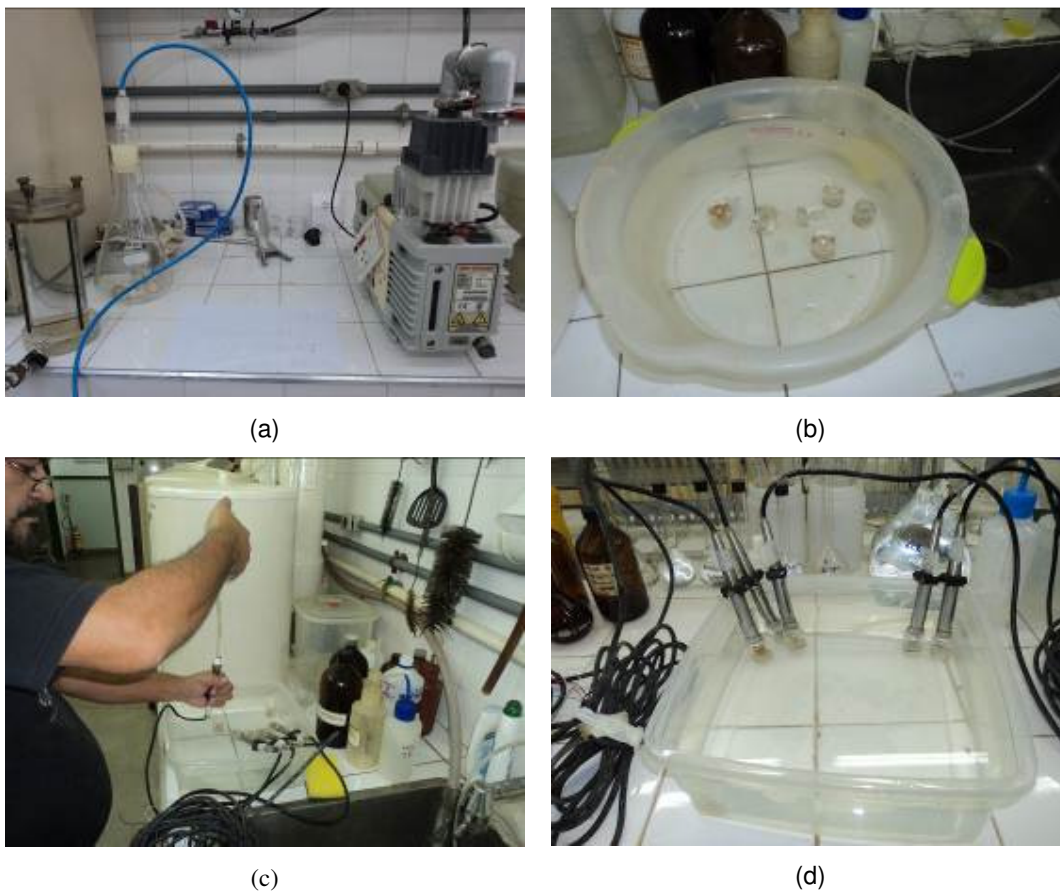


Figura 3.34 – Processo de calibração do equipamento TAC. (a) Saturação da pedra porosa através de vácuo. (b) Pedras porosas colocadas em água deareada. (c) Montagem do corpo acrílico. (d) Tensiômetros submersos em água deareada.

Como é importante garantir o contato da pedra porosa do tensiômetro com o solo no qual se deseja medir o nível de sucção, preparou-se uma “lama” com bentonita para se colocar na extremidade do tensiômetro (em contato com a pedra porosa), que serviu como interface entre esta e o solo, (Figura 3.35) processo indicado por Silva (2009).



Figura 3.35 – Detalhes da aplicação da lama bentonítica na ponta do tensiômetro para garantia de contato pedra porosa – solo.

Foram utilizados cinco tensiômetros posicionados nas mesmas profundidades que os TDRs; sua instalação no interior da estrutura do pavimento se deu pelas aberturas laterais da parede do tanque - teste, também utilizadas pelos TDRs. Os tensiômetros codificados como T-109, T-110, T-111 e T-113 foram instalados no subleito espaçados cada 20,0 cm e o tensiômetro T-112 na camada de base (Figura 3.36). Foi possível obter medidas de sucção coerentes nas duas condições de umidade do subleito, que são apresentadas no Capítulo 5. As umidades de compactação do solo e da brita foram de 17% e 5,4%, respectivamente. É esperado que para o solo compactado a uma umidade maior corresponderá uma sucção menor e para a brita uma sucção maior que a do solo. Esta relação foi cumprida para os valores registrados pelos TAC da presente pesquisa considerando-os válidos (Capítulo 5).

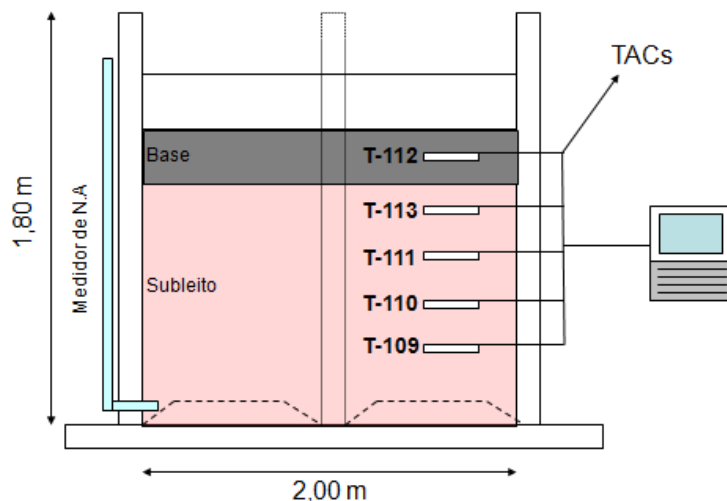


Figura 3.36 – Distribuição dos tensiômetros ao longo do interior da estrutura do pavimento.

A utilização desses tensiômetros ajudou a obter valores coerentes de sucção de acordo com a umidade dos materiais utilizados no interior do tanque - teste.

A temperatura ambiente no “Tanque-Teste” pode ser controlada por meio de aparelho condicionador de ar instalado no local. A temperatura constante foi de 25°C, temperatura média ambiente da maioria das regiões brasileiras.

3.3.6. Sistema de aquisição de dados

O sistema de aquisição de dados se referem aos programas DefTan e SiCTri, que foram desenvolvidos no Laboratório de Pavimentos da COPPE/UFRJ pelo engenheiro eletrônico Ricardo Gil Domingues, utilizam a plataforma Delphi 5.0 e funcionam especificamente com o equipamento de aplicação de cargas repetidas em solos e britas, também desenvolvido nesse laboratório. Sua estrutura permite a integração de:

- Placa de aquisição de dados da ComputerBoards, PCIDAS1602/16;
- Computador (PC), sistema operacional Windows XP;
- Unidade de controle e potência;
- Transdutores de deslocamento (LVDT) e pressão;
- Válvulas proporcionais para aplicação de pressão;
- Cilindros Pneumáticos.

Este sistema permite a aplicação de uma combinação de cargas e pressões, de forma que os transdutores de deslocamento possam monitorar as amostras em teste através de informações disponibilizadas em gráficos na tela, mas que tem seus dados armazenados para futura análise e interpretação. O programa SiCTri é a ferramenta de automação do ensaio do MR do material e comanda a aplicação das cargas, fazendo a aquisição das deformações. Para se aplicar diferentes níveis de tensões fora do destinado a obtenção do MR, que tem número de ciclos normalizados, utiliza-se o DefTan que permite o registro das deformações para um número maior de ciclos e para um determinado estado de tensões que surgem com a aplicação de carregamento cíclico. A tela principal do programa SiCTri é mostrada na Figura 3.37 e do programa DefTan é ilustrada na Figura 3.38.



Figura 3.37 – Tela principal do programa SicTri utilizado para o ensaio de carga repetida, aplicado também no experimento na estrutura do pavimento.



Figura 3.38 – Tela principal do programa DefTan utilizados para o registro das deformações do pavimento durante os experimentos desta pesquisa.

As células de carga e os tensiômetros foram ligados a um sistema de aquisição de dados (Agilent), gerenciado por um computador.

3.4.

Programa dos ensaios realizados no modelo físico “Tanque-Teste”

O objetivo da presente pesquisa foi a de verificar a eficiência e o benefício do uso de geossintético na estrutura de pavimentos flexíveis, mais especificamente do reforço na camada de base de pavimento. A avaliação do material de reforço foi realizada mediante a medida de deslocamentos elásticos e plásticos na superfície da seção de pavimento devido ao carregamento cíclico imposto sobre a estrutura. Foi testada a situação não reforçada e reforçada, na umidade ótima assim como também quando a estrutura foi inundada até o nível do subleito.

O programa experimental para os ensaios no “Tanque-Teste” se desenvolveu em quatro etapas sendo que, a primeira e a quarta etapa correspondem à estrutura do pavimento não reforçado tanto na umidade ótima como na condição inundada do subleito, e a segunda e a terceira correspondem à estrutura do pavimento reforçada nas condições de umidade já mencionadas.

A Tabela 3.13 apresenta a combinação das características de configuração dos ensaios realizados nas quatro etapas dos ensaios realizados no “Tanque-Teste”. A Figura 3.39 mostra a estrutura do pavimento para as quatro etapas de ensaios desenvolvidas no “Tanque-Teste” nas quais foi avaliado o comportamento mecânico do pavimento. O desenvolvimento de cada etapa dos ensaios no “Tanque-Teste” e os resultados obtidos estão apresentados no Capítulo 5.

Tabela 3.13 – Configuração dos ensaios realizados no “Tanque-Teste”.

	Etapas de ensaios			
	1 (sem reforço)	2 (com reforço)	3 (com reforço)	4 (sem reforço)
Subleito (m)	1,00	1,00	1,00	1,00
Base (m)	0,20	0,20	0,20	0,20
Diâmetro da placa (cm)	25,05	25,05	25,05	25,05
Umidade do subleito	W _{ótima}	W _{ótima}	Inundado	Inundado

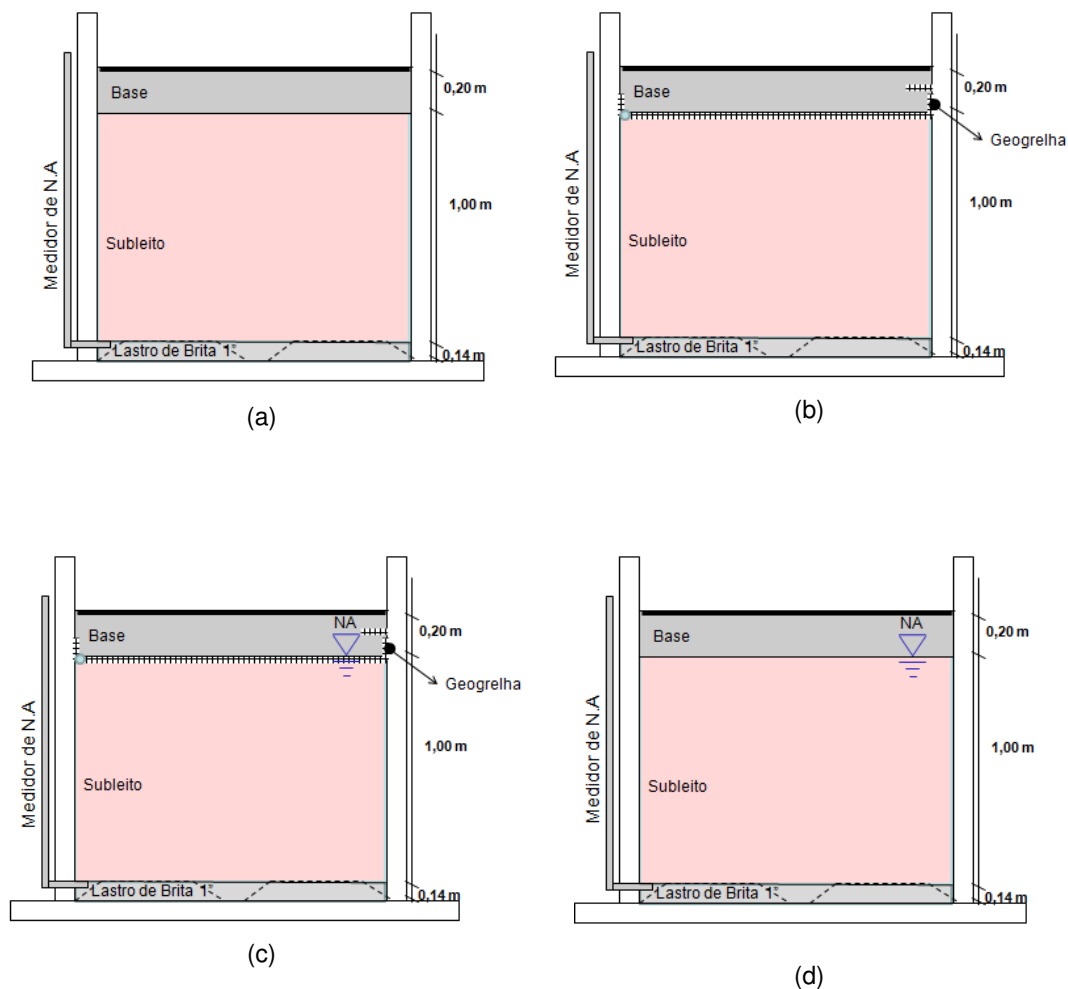


Figura 3.39 – Estrutura do pavimento para as quatro etapas de ensaios no “Tanque-Teste”. (a) Estrutura compactada na umidade ótima. (b) Estrutura compactada na umidade ótima com a inserção da geogrelha na interface subleito-base. (c) Estrutura reforçada com o subleito inundado. (d) Estrutura não reforçada com o subleito inundado.

3.4.1.

Avaliação estrutural, compactação e controle dos materiais

3.4.1.1.

Avaliação estrutural

Conforme mencionado no Capítulo 2, a avaliação estrutural do pavimento foi realizada também por equipamentos de menor porte, como o GeoGauge H-4140 da Humbolt e o LWD (Light Weight Deflectometer) da Dynatest, os quais foram importantes para comprovar os parâmetros de módulo e deformação da

estrutura. O objetivo da utilização desses equipamentos é acompanhar o desenvolvimento dos ensaios de carregamento cíclico do “Tanque-Teste”.

O GeoGauge foi empregado no subleito e na camada de base, avaliando-se para cada um deles 3 pontos, conforme mostrado na Figura 3.40, para a condição de umidade ótima da estrutura do pavimento obtendo o valor do módulo de rigidez tanto para o subleito como para a base após a etapa de compactação.

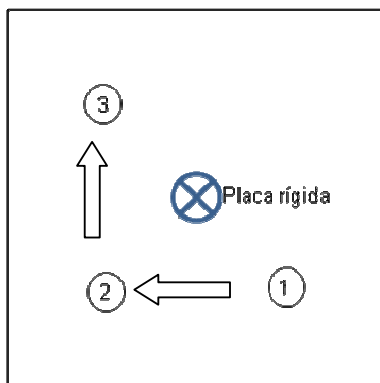


Figura 3.40 – Utilização do Geogauge para a avaliação do módulo de rigidez das camadas do pavimento deste estudo.

A Tabela 3.14 e a Tabela 3.15 mostram os valores de módulo de rigidez do subleito propriamente dito e da camada de base, respectivamente. É importante mencionar que esses valores foram obtidos na condição de compactação do subleito na umidade ótima e são muito próximos aos que se obtiveram no ensaio triaxial cíclico para cada material. A pequena diferença entre um ponto e outro, ainda tratando-se da mesma camada pode ser pela energia da compactação diferenciada entre esses pontos.

Para a camada de base, pode-se observar que à menor profundidade se consegue maior valor do módulo, isto pode se dever à maior rigidez do material se encontrar próxima à superfície pelo efeito da compactação.

É importante comentar que a posição do equipamento deve ser tal que não tenha interferência alguma de elementos que alterem sua leitura, por isso tomou-se o devido cuidado também de afastar das paredes do tanque para que o raio de influência do equipamento não fosse comprometido.

Tabela 3.14 – Resultados da análise do subleito com o equipamento GeoGauge.

Camada	Medida	Profundidade (cm)	GeoGauge		
			Ponto		
			1	2	3
			M _R (MPa)	M _R (MPa)	M _R (MPa)
Subleito	1	30	138,29	97,26	96,11
	2	50	135,04	100,76	94,32
	3	70	137,26	101,15	93,74

Tabela 3.15 - Resultados da análise da camada de base com o equipamento GeoGauge.

Camada	Medida	Profundidade (cm)	GeoGauge		
			Ponto		
			1	2	3
			M _R (MPa)	M _R (MPa)	M _R (MPa)
Base	1	1,5	517,95	720,84	454,81
	2	2,5	309,19	430,25	283,92
	3	5	154,32	213,53	141,64

Como os resultados mostrados apresentam coerência com o tipo de materiais deste experimento e com valores de literatura, comprovou-se que o uso do equipamento GeoHauge H-4140 da Humbolt como método de avaliação estrutural não destrutiva do pavimento, tanto na etapa de construção e quanto para o monitoramento de sua vida útil pode ser uma boa ferramenta de acompanhamento.

O LWD (Light Weight Deflectometer) também foi empregado nos mesmos pontos do GeoGauge, como mostrado na Figura 3.40, sendo que com esse equipamento foi possível monitorar o desenvolvimento das deformações e módulo de resiliência ocorridos na superfície do pavimento. A partir da segunda etapa de ensaios do “Tanque-Teste” foi utilizado o LWD, logo que cessou o carregamento cíclico correspondente a cada etapa de ensaios (Figura 3.41).

A Figura 3.42 mostra o formato de resultados que o LWD fornece, sendo que assim que o ensaio é realizado, o resultado pode ser impresso imediatamente.



Figura 3.41 – Uso do equipamento LWD no desenvolvimento das deformações elásticas da presente pesquisa.

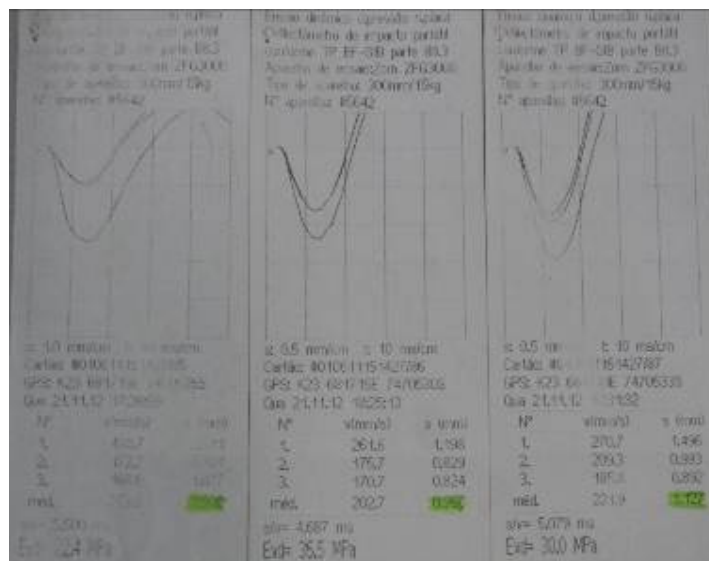


Figura 3.42 – Resultados de deslocamentos obtidos pelo LWD no acompanhamento do carregamento cíclico.

É importante observar que os valores das deformações obtidas com o LWD foram próximos aos gerados com o sistema de aplicação de carregamento cíclico, como serão apresentados no Capítulo 5.

3.4.1.2. Compactação e controle dos materiais

Cada um dos materiais escolhidos para as camadas do pavimento foi inicialmente estocado ao ar livre, coberto com lonas plásticas comuns para evitar a umidade pela ocorrência de chuvas, mas o escoamento e acúmulo de água no chão fez com que a umidade nos materiais ficasse distribuída heterogeneamente, dificultando encontrar um valor único que representasse a umidade natural do solo em questão. Em vista dessa heterogeneidade na umidade, o solo foi preparado (homogeneizado à umidade ótima) em betoneira comum com capacidade de 420 litros (Figura 3.43) e, para cada “betonada” a umidade era medida. Esta umidade foi avaliada após 3 minutos de homogeneização na betoneira e com aplicação do método expedito do álcool (DNER-ME 088/94). A partir daí verificava-se a necessidade de correção da mesma até seu valor ótimo (obtido do ensaio Proctor), com adição de água ou secagem por mais tempo do material.

Para se saber a quantidade, em peso, de solo existente no interior da betoneira, previamente pesava-se uma caixa de plástico resistente de dimensões 56 x 36 x 31 cm, com e sem solo, para obter, por diferença, o peso exato de material por caixa. A capacidade da betoneira é de quatro caixas, obtendo assim o peso total de material colocado na betoneira.



Figura 3.43 – Betoneira de 400 litros utilizada para homogeneização da umidade do material na umidade ótima para construção do pavimento no tanque-teste.

Para a primeira etapa de construção do pavimento, ou seja, para aquela estrutura não reforçada composta do subleito e da base compactada na umidade ótima, foram necessários 8460 kg de solo e 1800 kg de brita. Após a aplicação de carregamento sobre esta estrutura foi retirada a camada de base para logo inserir o material de reforço (geogrelha) na interface subleito-base e novamente compor a camada de base compactada com as mesmas características que na primeira etapa.

Para cada uma das camadas procedeu-se a compactação (Figura 3.44) com o auxílio de um compactador manual elétrico tipo soquete vibratório no caso do subleito e uma placa vibratória para o caso da camada de base a fim de evitar a quebra de grãos. As características técnicas dos equipamentos de compactação se apresentam na Tabela 3.16.

Tabela 3.16 – Características técnicas do soquete vibratório e da placa vibratória usadas neste experimento.

Dados	Soquete Vibratório Elétrico
Modelo	LC 70 E
Dimensões da base	340x290
Frequência de vibração	500-600 VPM
Tensão	220/380V
Motor elétrico trifásico	3 Cv
Peso c/motor gasolina	69 kg

Dados	Placa Vibratória CSM
Dimensões	415x705x1038
Dimensões da base	650x415
Frequência de vibração	4800 rpm
Velocidade de trabalho	24m/min
Força de compactação	1500 kgf
Motor à gasolina	5,5 Hp
Motor elétrico trifásico	3 Cv II Pólos
Transmissão	Correia e embreagem centrífuga p/ motores à gasolina
Peso c/motor gasolina	91kg

A compactação das camadas seguiu a sequência:

- A compactação foi realizada em 10 camadas de 10 cm de espessura para o subleito e em 2 camadas para a brita;
- O material foi distribuído uniformemente dentro do tanque (Figura 3.44) para cada camada a compactar.
- A compactação procedeu-se seguindo uma direção que era alternadamente horária e anti-horária. Isto conduzia a uma espiral ora no sentido horário, ora no sentido anti-horário da parte central do tanque para fora (Figura 3.44).
- Controlava-se a espessura e o nível das camadas compactadas utilizando-se uma régua graduada.
- Após a compactação de cada camada foi realizado o ensaio de “Determinação da massa específica aparente *“in situ”*, com emprego do frasco de areia” (DNER – ME 092/94) para determinar a massa específica aparente úmida e a umidade do material. (Figura 3.44)
- À medida que se construía a estrutura do pavimento ia sendo colocada a instrumentação respectiva para o caso do monitoramento das tensões no interior do pavimento (células), medição da umidade e da sucção.
- Ao final da compactação da seção do pavimento foi realizada a impermeabilização da superfície com emulsão asfáltica RR-1C, com o objetivo de evitar a perda da umidade do material situado na superfície durante os dias de aplicação do carregamento. A Figura 3.45 ilustra o aspecto da superfície ao final da imprimação.
- Quando a geogrelha foi inserida na interface subleito-base, para os ensaios sobre a estrutura de pavimento reforçada, foi retirada a camada da base e a respectiva instrumentação para logo colocar o material de reforço e prosseguir com a conformação da camada de base de acordo com a mesma sequência mencionada (Figura 3.46)

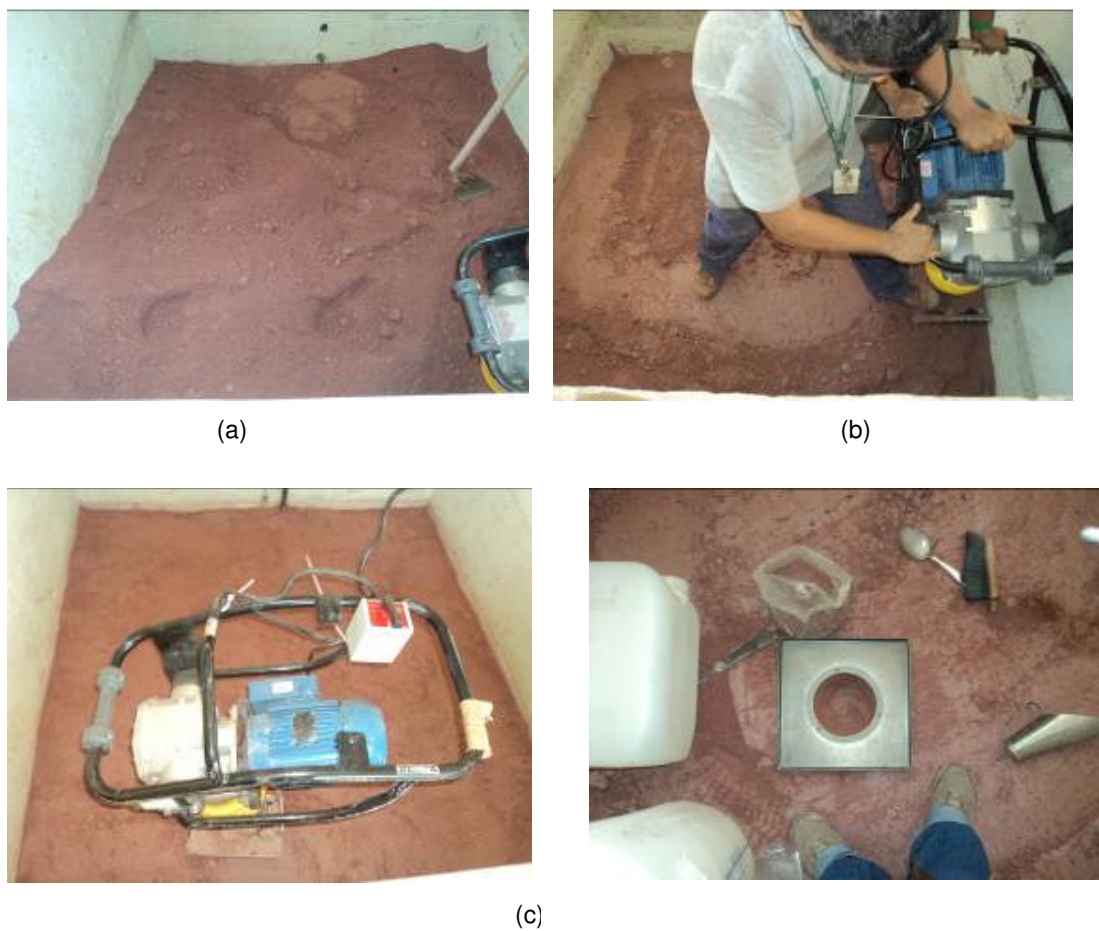


Figura 3.44 – (a) Distribuição do material, (b) Compactação do material utilizado como subleito no tanque teste (esquema do método de compactação), (c) Controle da compactação através do emprego do frasco de areia.



Figura 3.45 – Superfície do pavimento no tanque-teste após a imprimação



Figura 3.46 – (a) Inserção da geogrelha na interface do subleito-base. (b) Retirada da geogrelha ao final da etapa 3.

É importante mencionar que, com a inserção da geogrelha na estrutura do pavimento, a densidade da camada de base compactada sobre ela aumentou, o que foi medido com o método do frasco de areia. Supõe-se que esta condição deva ter sido influenciada pela presença da geogrelha e seu efeito confinante pela mobilização de sua resistência à tração, que atua no sentido de se opor à deformação lateral da camada de base, confinando a brita e resultando uma camada com maior capacidade de suporte.

3.5. Medição indireta da sucção do solo através da curva característica do solo (ou curva de retenção de água)

Em estruturas de pavimento em campo, o monitoramento dos valores de sucção desenvolvidos pelas diversas camadas do pavimento pode ser efetuado de duas formas: (Silva, 2009)

1. Com a utilização de tensiômetros de alta capacidade, capazes de medir níveis de sucção de até 1500 kPa;
2. Com a aplicação de um método indireto, com o qual se obtém o valor de sucção a partir da Curva Característica do material (umidade x sucção).

As duas formas foram empregadas na presente pesquisa, os tensiômetros foram instalados diretamente nos materiais que conformam a estrutura do pavimento como já foi indicado no item 3.3.5.4, mas a utilização desses

instrumentos é ainda uma arte incipiente, com diversas dificuldades de caráter técnico, especialmente em aplicações em pavimentos.

Dois métodos foram usados para obter as curvas características: o papel filtro e o equipamento de Fredlund SWC-150. O método do papel filtro para o traçado das Curvas Características dos materiais (umidade x sucção) foi utilizado para a presente pesquisa, e usando a informação de umidade fornecida pelos TDRs foram inferidas medidas de sucção durante o experimento.

3.5.1.

Método do Papel Filtro

Este método baseia-se no princípio de que um solo, com determinada umidade, quando é posto em contato com um papel filtro, com umidade menor, faz com que este último absorva água do solo até que o sistema entre em equilíbrio (Ubaldo, 2005).

A técnica do papel-filtro tem sido utilizada para obtenção da curva característica por ser um método de fácil execução, de baixo custo e por cobrir uma faixa de sucção relativamente ampla, sendo recomendável utilizar esta técnica em laboratório onde as condições de umidade do ambiente externo ao sistema papel-solo podem ser controladas.

Deve-se ter cuidados especiais, como indica Silva (2009), tais como a escolha da balança e o manuseio do papel filtro. A utilização de pinça metálica, luvas cirúrgicas e um ambiente protegido (temperaturas e umidades constantes) ajudam a evitar qualquer alteração nas características originais do papel.

O papel-filtro empregado foi o Whatman N° 42 quantitativo, tipo II, com diâmetro de 11,0 cm, cujas curvas de calibração estão propostas em Chandler *et al.* (1992). Nesta pesquisa, para realizar o ensaio o papel filtro foi cortado em um diâmetro de 5,0 cm (Figura 3.47).



Figura 3.47 – Papel Filtro tipo Whatman, utilizado para obter os valores de sucção.

Este método empregado para a obtenção das Curvas Características dos materiais deste experimento está descrito a seguir:

1. Moldagem de 01 corpo de prova (10 x 20 cm) com massa específica aparente seca e umidade ótima, relativas à energia conforme a camada: energia Proctor Intermediária para o material do subleito e energia Proctor modificada para o material da base;
2. O corpo de prova compactado foi cortado (fatiado) em 05 (cinco) pedaços para logo ser cravados em anéis metálicos de 5,1 cm de diâmetro e 2,2 cm de altura. O primeiro conjunto (anel+solo) é colocado imediatamente em contato com o papel-filtro, envelopado e lacrado para obtenção da sucção após o tempo de equilíbrio considerado;
3. Dois conjuntos de solo+anel foram submetidos a processos de secagem ao ar livre por 1 e 3 dias respectivamente, os outros dois foram submetidos a processos de submersão em água por 3 e 7 dias, sendo em seguida colocadas em contato com o papel filtro para medição da sucção.

Foi selecionada essa metodologia para simular o fenômeno de umedecimento e secagem que aconteceria na estrutura do pavimento do tanque teste no decorrer do desenvolvimento dos ensaios que se ia realizar.

Para cada “fatia” do corpo de prova foram colocados três discos de papel filtro com diâmetro de 5,0 cm em contato com o solo, para se obter um perfeito contato entre o papel e o solo. O corpo de prova foi embalado inicialmente com quatro camadas de película de PVC, e em seguida com quatro camadas de papel alumínio para finalmente lacrar o conjunto (anel+solo+papel filtro) com fita crepe.

Foram utilizados três discos de papel filtro sobrepostos com o intuito de se evitar contaminação com partículas de solo ou outras impurezas. Apenas o disco do meio é utilizado para medição da sucção, após o tempo estipulado para o equilíbrio da umidade com o solo.

O tempo sugerido pela literatura para se deixar o conjunto papel filtro-solo em contato varia de 7 a 15 dias de acordo com o tipo de solo e sua umidade, sendo 7 dias para as maiores umidades do corpo de prova e 15 dias para os materiais mais secos. Neste trabalho optou-se por deixar o papel filtro em contato com o solo por 15 dias para todos os conjuntos do anel+solo+papel filtro, os quais foram colocados dentro de uma bandeja de isopor na posição vertical (Figura 3.48g), que depois foram mantidas na câmara úmida com temperatura controlada a 25°C de modo que não houvesse uma variação da temperatura maior que 3°C, como sugerido pela norma ASTM D 5298-03.

Segundo Marinho e Pereira (1998 *apud* Silva, 2009), em solos orgânicos o tempo de equilíbrio da umidade é de no máximo 15 dias, sendo necessário um tratamento especial contra proliferação de fungos e decomposição biológica do papel filtro. Nos procedimentos deste ensaio não foi feito nenhum tipo de tratamento no papel filtro.

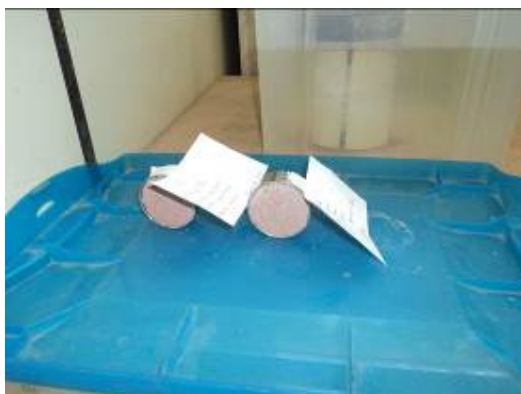
O papel filtro, após ser retirado dos corpos de provas, deve ser pesado em balança com precisão de quatro casas decimais (0,0001g). Segundo Marinho (1994a *apud* Ubaldo, 2005) o tempo de transferência do papel filtro para uma cápsula fechada ou um saco plástico auto-selante deve de no máximo 5 segundos para evitar a perda ou ganho de umidade. Após a pesagem úmida o papel filtro é colocado em estufa por um período mínimo de 24 horas. Depois de decorrido esse tempo, o papel filtro, agora seco, é pesado novamente seguindo as recomendações já descritas. Na Figura 3.48 pode-se visualizar todo o procedimento, a preparação do corpo de prova, a obtenção do conjunto anel+solo e finalmente a colocação do papel filtro para a embalagem final de todo o conjunto, conforme descrito.



(a) Preparação dos corpos de prova



(b) Obtenção do conjunto (anel+solo)



(c) Anel+solo submetido a secagem ao ar livre.



(d) Colocação do papel filtro (base e topo) do conjunto (anel+solo) para logo envolver com o filme de PVC



(e) Recobrimento com papel alumínio.



(f) Lacrado com fita crepe



(g) Etapa de equalização na câmara úmida.



(h) Retirada do papel filtro do meio para sua posterior pesagem.

Figura 3.48 – Metodologia seguida para obtenção de valores de sucção através da técnica do papel filtro nesta pesquisa.

Com os dados de umidade do papel filtro e a curva de calibração proposta por Chandler *et al.* (1992), obtém-se a sucção do solo através das equações (3.2) e (3.3).

Para umidades do papel filtro $> 47\%$:

$$\text{Sucção (kPa)} = 10^{(6,05-2,48\log W)} \quad \text{Equação 3.2}$$

Para umidades do papel filtro $\leq 47\%$:

$$\text{Sucção (kPa)} = 10^{(4,84-0,0622W)} \quad \text{Equação 3.3}$$

As curvas características dos dois materiais utilizados na estrutura do pavimento, traçadas conforme a técnica do papel filtro, estão apresentadas na Figura 3.49.

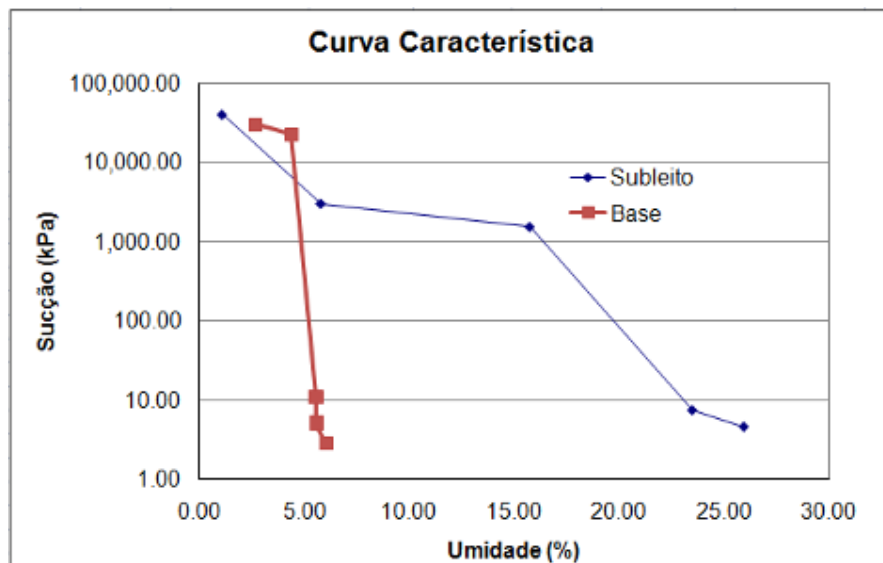


Figura 3.49 – Curvas Características traçadas conforme a técnica do papel filtro para os materiais utilizados nesta pesquisa.

Com a utilização das Curvas Características obtidas através do método do papel filtro dos materiais utilizados nesta pesquisa obtêm-se os níveis de sucção das camadas da estrutura do pavimento para as duas condições do subleito compactado na umidade ótima e após sua inundação, mostrados nas Figura 3.50 e Figura 3.51, respectivamente.

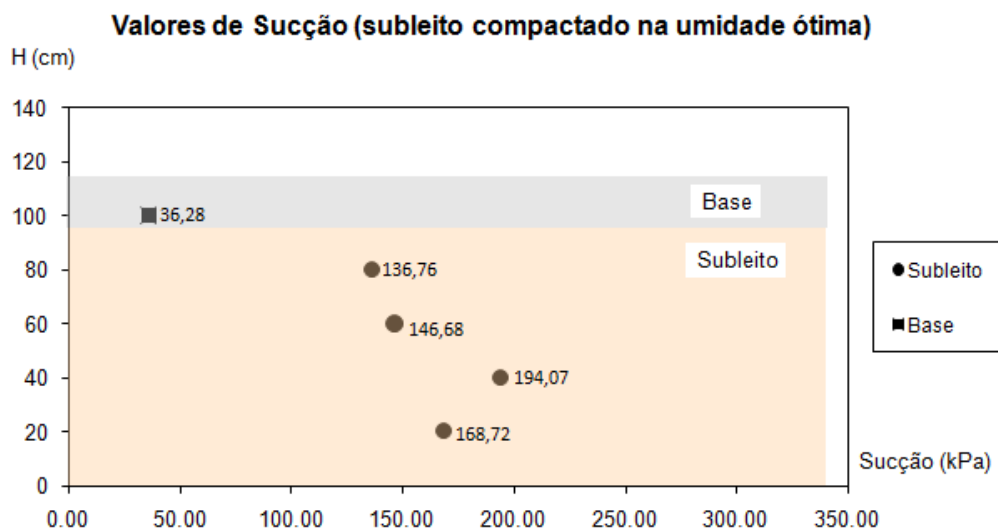


Figura 3.50 – Valores de sucção ao longo do perfil do pavimento estudado para a condição do subleito compactado na umidade ótima.

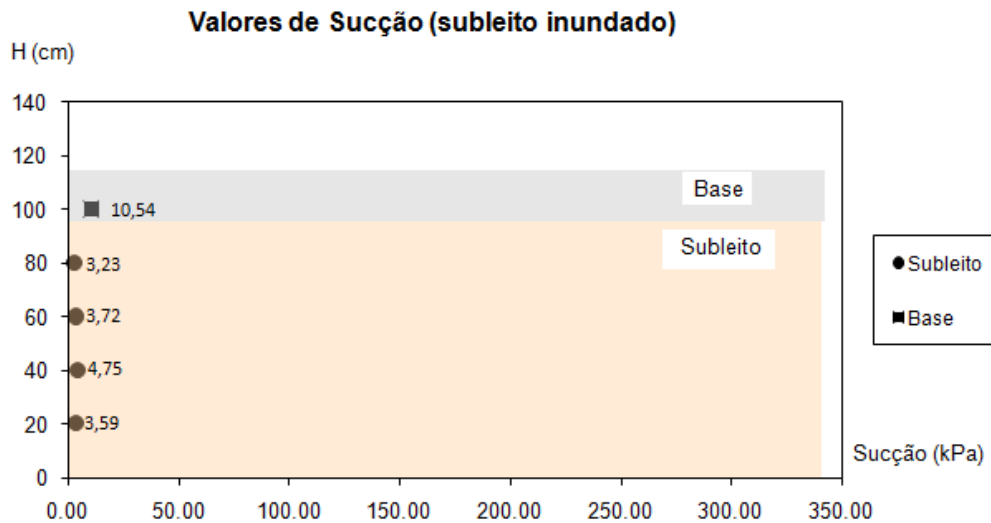


Figura 3.51 – Valores de sucção ao longo do perfil do pavimento estudado para a condição do subleito inundado.

3.5.2.

Obtenção da curva característica com o uso do Equipamento SWC-150

O equipamento SWC-150 (Figura 3.52) conhecido também como equipamento de curva característica de Fredlund foi utilizado para obter a curva característica (ramo de secagem) para o solo que constitui o subleito, já que foi esse que experimentou mudanças consideráveis no grau de saturação, capazes de alterar o comportamento mecânico do material. Só foi obtida a curva de secagem, uma vez que o ensaio levou um tempo maior do que o esperado, cerca de cinco meses nos quais se desenvolveu o ensaio. A curva característica obtida através do equipamento de Fredlund foi utilizada com fins comparativos com a curva características pelo método do papel filtro.

Esse equipamento utiliza o princípio da translação de eixos. O método de funcionamento é simples e possibilita a determinação de pressões negativas altas de difícil obtenção, pois requer uma bomba de vácuo potente e onerosa segundo Nacinovic (2009).



Figura 3.52 – Equipamento de determinação da curva característica de Fredlund usado nesta pesquisa.

O equipamento de Fredlund retira água do solo por pressão positiva, que pode chegar ao valor máximo de 1500 kPa (15 bar). Pode ensaiar tanto amostras deformadas quanto indeformadas, dependendo da trajetória a ser seguida (secagem ou umedecimento). Para o caso de amostras deformadas, apenas a parcela passando na peneira No. 4 deve ser utilizada (Silva, 2009).

Para se obter a trajetória de secagem a amostra do solo utilizado no subleito previamente foi submetida à saturação por submersão por um período de 24 horas, sendo protegida a face inferior por um papel filtro. Uma sobrecarga também poderá ser usada durante o processo de saturação.

Após o período de saturação a amostra foi colocada sobre uma pedra porosa de 15 bar, previamente saturada com auxílio de vácuo, na câmara de pressão. Em seguida, foi aplicada certa pressão positiva à câmara, que expulsa a água retida no solo até ser estabelecido o equilíbrio (Figura 3.53).



(a)



(b)



(c)

Figura 3.53 – (a) Montagem da pedra porosa e do corpo de prova. (b) Colocação da câmara de pressão. (c) Equipamento montado para o início do ensaio de curva característica.

Foram realizadas leituras diárias do volume de água expulso. Registram-se os pares “pressão x volume de água extraído”, que é medido através de leitura visual em um tubo acrílico vertical com marcação de escala. O ponto de equilíbrio foi estabelecido como sendo aquele no qual a variação de volume em 24 horas não ultrapassava 1 unidade da escala de leitura. Neste momento, aumentava-se a pressão do ar para determinar outro ponto da curva característica. E, assim por diante, até atingir o mínimo de oito pontos para se obter uma curva característica

bem representativa. Optou-se pelas seguintes pressões de ar: 40, 60, 80, 100, 200, 400, 600 e 800 kPa.

Um teste para se validar o ensaio pode ser realizado colocando-se a amostra final retirada do ensaio numa estufa para secagem e calculando seu grau de saturação. Compara-se este grau de saturação obtido com aquele relativo ao último ponto medido. Esses valores devem ser bastante próximos, caso contrário houve algum erro na execução do ensaio, tal como: vazamento de ar, entrada errônea de dados, perda de solo durante o teste ou vazamento de material pelo anel de confinamento. (Silva, 2009)

A Figura 3.54 mostra a curva característica (ramo de secagem) para o material do subleito utilizado no tanque teste.

O tramo seco da curva característica obtida pelo método de papel filtro é similar com a curva que foi obtida através do equipamento SWC-150.

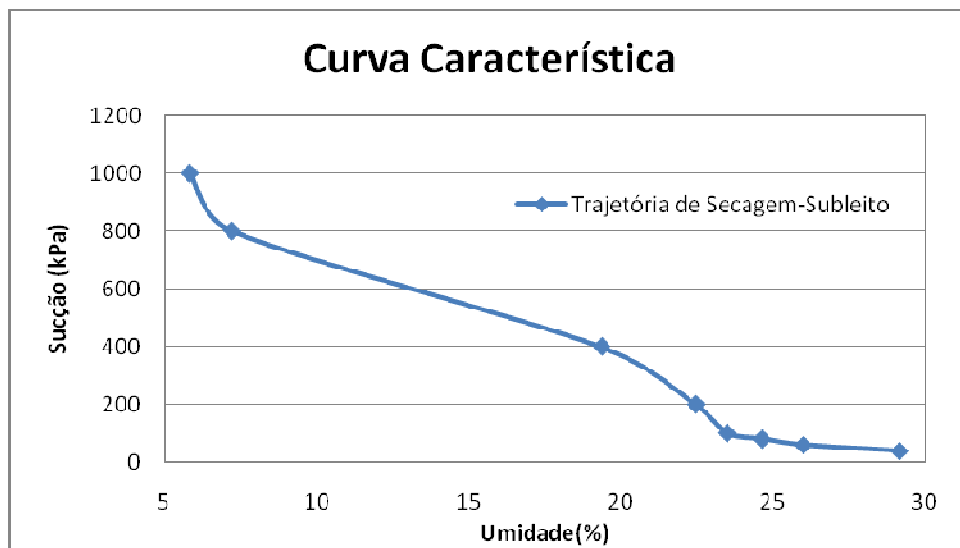


Figura 3.54 – Curva característica (ramo secagem) para o subleito através do equipamento SWC-150 do Fredlund.