



**FAPAC - FACULDADE PRESIDENTE ANTONIO CARLOS
INSTITUTO TOCANTINENSE PRESIDENTE ANTÔNIO CARLOS PORTO LTDA.
COORDENAÇÃO DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

JOÃO FILIPE GAMA DE OLIVEIRA

**ESTABILIZAÇÃO QUÍMICA DO SUB-LEITO EM TRÊS PONTOS CRÍTICOS DA
TO-030, JALAPÃO, PARA PAVIMENTOS FLEXÍVEIS**

**PORTO NACIONAL – TOCANTINS
2019**

JOÃO FILIPE GAMA DE OLIVEIRA

**ESTABILIZAÇÃO QUÍMICA DO SUB-LEITO EM TRÊS PONTOS CRÍTICOS DA
TO-030, JALAPÃO, PARA PAVIMENTOS FLEXÍVEIS**

Projeto de TCC submetido ao Curso de Engenharia Civil da FAPAC - Faculdade Presidente Antônio Carlos ITPAC Porto Nacional, como requisito parcial para aprovação da disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso.

Orientador: Profº ALESI TEIXEIRA MENDES.

**PORTO NACIONAL - TOCANTINS
2019**

JOÃO FILIPE GAMA DE OLIVEIRA

**ESTABILIZAÇÃO QUÍMICA DO SUB-LEITO EM TRÊS PONTOS CRÍTICOS DA
TO-030, JALAPÃO, PARA PAVIMENTOS FLEXÍVEIS**

Projeto de pesquisa submetido ao curso de Engenharia Civil do Instituto Tocantinense Presidente Antônio Carlos Porto Ltda, como requisito parcial para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil.

Projeto de Pesquisa apresentado e defendido em 27/11/2019 pela Banca examinadora constituída pelos professores:

Orientador: Profº. ALESI TEIXEIRA MENDES

Profº. DIOGO PEDREIRA LIMA

Profº ÂNGELO RICARDO BALDUINO

RESUMO

Atualmente um dos principais desafios para execução de uma pavimentação asfáltica é seu sub-leito, pois muitas das vezes o sub-leito não é resistente para as tensões de rolamento, de forma que essa capacidade de suporte varia para cada modelo de solo, essa resistência é estabelecida pelo CBR. Para resolver esse problema por falta de capacidade de suporte muitos engenheiros civis utilizam a estabilização química do solo para aumentar a capacidade de resistência do solo. O presente trabalho tem como objetivo a estabilização química do sub-leito da TO-030, rodovia que liga Novo Acordo – TO a São Felix – TO, sendo o principal ponto de entrada para o Parque Estadual do Jalapão, procurado por muitos turistas, um dos pontos turísticos mais procurados do país. Essa estabilização química irá proporcionar qualidade de resistência do pavimento, melhor qualidade de rolamento dos veículos, desempenho a longo prazo, acréscimo de capacidade de suporte do pavimento, redução na quantidade de agregados nas camadas do pavimento, dando assim, maior qualidade a rodovia e aos seus distintos usuários.

Palavras – chave: Sub-leito. CBR. Capacidade de Suporte. Estabilização Química. Qualidade de Rolamento.

ABSTRACT

Currently one of the main challenges for performing an asphalt pavement is its subbed, as often the subbed is not resistant to rolling stresses, so this carrying capacity varies for each soil model, this resistance is established by the CBR. To address this problem due to lack of supportability many civil engineers use chemical soil stabilization to increase soil resilience. The present work has as objective the chemical stabilization of the TO-030 sub-bed, a highway that connects New Accord - TO to São Felix - TO, being the main point of entry for the Jalapão State Park, sought by many tourists. of the most sought after tourist spots in the country. This chemical stabilization will provide pavement resistance quality, improved vehicle rolling quality, long-term performance, increased pavement carrying capacity, reduced aggregate in pavement layers, thus giving higher quality to the road and their distinguished users.

Key words: Subbed. CBR Supportability. Chemical stabilization. Bearing Quality.

LISTA DE ABREVIATURAS

ABNT	Associação brasileira de normas técnicas.
ASTHO	Associação Americana de Rodovias do Estado e Funcionários de Transporte.
ASTM	American Society for Testing and Materials
CBR	Capacidade de Suporte Califórnia
CP	Corpo de prova
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
GPS	Sistema de posicionamento global
ISC	Índice de Suporte Califórnia
NBR	Norma Brasileira Regulamentadora
SUCS	Sistema Unificado de Classificação de Solos
TO	TOCANTINS

LISTA DE FIGURAS

Figura 01- Esquema demonstrativo das fases de um solo.....	14
Figura 02 - Índices físicos e suas correlações de cálculos.....	16
Figura 03 - Série de peneiras	17
Figura 04 - Curva granulométrica dos tipos de solo	19
Figura 05 - Classificação do índice de plasticidade.....	21
Figura 06 - Terminologia do sistema unificado.....	22
Figura 07 - Esquema para classificação pela ASTHO.....	25
Figura 08 - Curva de compactação de variados solos	26
Figura 9 - Equipamento utilizado na determinação do CBR.....	28
Figura 10 - Fórmula para o ISC.....	28
Figura 11 - Rota da estrada.....	34
Figura 12 - Aparelho de Casagrande	38
Figura 13 - Recipiente do aparelho de Casagrande	39
Figura 14 - Sistema AASTHO	41
Figura 15 - Sistema SUCS	42

LISTA DE QUADROS

Quadro 01 - Relação entre os pesos e os volumes das três fases	15
Quadro 02 - Tamanho das partículas dos solos	18
Quadro 03 - Tipos de solo AASTHO	23
Quadro 04 - Tipos de solo AASTHO	24

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	11
2 OBJETIVOS	12
2.1 Objetivo Geral	12
2.2 Objetivos Específicos	12
2 REFERENCIAL TEÓRICO.....	13
2.1 ORIGEM DOS SOLOS	13
2.2 CARACTERIZAÇÃO DO SOLO	13
2.2.1 Índices Físicos	14
2.2.2 Massa específica.....	17
2.2.3 Granulometria	17
2.2.4 Limites de Atterberg.....	19
2.2.5 Classificação solo	21
2.3 Compactação do solo	25
2.3.1 Influencia da energia de compactação	26
2.4 Índice de suporte Califórnia (CBR)	27
2.5 Cisalhamento Direto.....	29
2.6 Pavimento Flexível	29
2.7 Técnicas de melhoramento do solo.	31
2.7.1 Melhoramento com Sílica-Ativa.....	31
2.7.2 Melhoramento com Solo- Cimento	32
2.7.3 Melhoramento com Solo-Sílica-Cimento	32
3 METODOLOGIA	34
3.1 determinação da área de estudo e coleta do solo.....	34
3.2 DESTORROAMENTO DO SOLO	35
3.3 CARACTERIZAÇÃO DO SOLO	35
3.3.1 Índices físicos.....	35
3.4 Granulometria.....	36
3.5 Limites de Atterberg.....	37
3.5.1 Limite de Liquidez.....	37

3.5.2 Limite de plasticidade	39
3.6 Classificação do solo	40
3.6.1 Sistema AASHTO	40
3.6.2 Sistema SUCS.....	41
3.7 Compactação do solo	42
3.8 Ensaio de CBR.....	43
3.9 Cisalhamento direto	44
3.10 Dimensionamento de Pavimentos	45
3.11 Técnicas de estabilização do solo.....	45
4 Cronograma.....	46
5 Considerações Finais	47
REFERÊNCIAS.....	48

1 INTRODUÇÃO

O estudo de solos para a visão do engenheiro civil visa o conhecimento destes para a aplicabilidade em obras, em alguns casos para o comércio, porém em grande maioria é feito uso do mesmo com o objetivo de suporte à suas construções, o uso distinto do solo para a sustentação de pavimentos rodoviários é de suma importância, do ponto de vista econômico e de segurança (SARTORI, 2015).

Ainda de acordo com Sartori (2015), o Brasil, por causa do seu extenso território, possui solos diferentes de região para região, que sofreram e sofrem influência dos fatores de formação, de acordo com estudos geotécnicos existe uma grande variedade de tipos de solo, onde possuem características distintas onde ele pode ser ideal para determinada atividade de engenharia civil, entretanto de baixa produtividade para outras atividades.

Para assegurar condições mínimas de segurança e conforto aos usuários das rodovias, elas precisam satisfazer os requisitos mínimos de resistência, onde irá desenvolver maior segurança e conforto aos usuários. Contudo, nem sempre o solo na qual será trabalhado não possui características geotécnicas mínimas que atendam aos requisitos de projeto. A falta de solos que possuem características exigidas pelos órgãos rodoviários, torna-se complicado para o setor de transportes. Para solucionar tal problemática da carência, existem alternativas, sendo uma delas: a estabilização do solo local. No que se refere a essa alternativa, ela consiste no melhoramento do solo através da adição de materiais como cimento, cal, sílica ativa- cimento, cinza da casca do arroz entre outros de acordo com Almeida (2019).

A TO-030 é uma das principais portas de entrada para o parque estadual do Jalapão, um dos pontos turísticos mais procurados no Brasil. Contudo, o acesso ao parque é um desafio principalmente devido às péssimas condições da estrada.

Diante deste desafio, serão feitos ensaios de estabilização química do sub-leito, com o propósito de aumentar a durabilidade, resistência, qualidade de passagem, segurança do pavimento e dos usuários, e logo em seguida o cálculo para dimensionar a estrutura do pavimento.

2 OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GERAL

Analisar qual tipo de reforço é mais adequado para o solo do Jalapão, via Novo Acordo - TO a São Felix – TO, TO-030, determinando qual o mais exequível para aquela região.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Coletar amostras de solo;
- Caracterizar o solo;
- Definir qual tipo de reforço mais apropriado para cada tipo de solo;
- Efetuar os ensaios nos solos em seu estado natural e melhorados quimicamente;
- Dimensionar as camadas do pavimento.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 ORIGEM DOS SOLOS

Os solos têm sua origem proveniente da decomposição das rochas que constituíam inicialmente a crosta terrestre, tendo suas decomposições a partir de agente físicos e químicos sendo alguns como: variações de temperaturas provocando trincas, congelamento de água nas trincas, presença de fauna e flora, hidrólise, oxidação, carbonatação, ou seja, intemperismos químicos e físicos; provocando assim a fragmentação dos blocos (PINTO, 2006).

Mudanças climáticas e a tectônica formam mantos alterados da pedosfera, seguidos de deslizos e deposições em superfícies estáveis, passando a formar materiais de origem para novos solos, onde boa parte com o avançado grau de intemperismo. Sua concentração é abreviada desde as condições locais sejam favoráveis, como ocorre com Latossolos brasileiros de distintas épocas geológicas e regiões fisiográficas (ESPINDOLA, 2017)

Conforme Machado e Machado (2014) o solo é um material natural, onde o desenvolvimento de sua formação não depende somente da intervenção antrópica, o seu estudo e o entendimento de seu comportamento segue uma série de conceitos desenvolvidos em ramos afins de conhecimento.

2.2 CARACTERIZAÇÃO DO SOLO

Conforme Vargas (1977) o solo pode ser definido como sendo um agrupamento de partículas sólidas que advém do intemperismo ou meteorização das rochas por meio da desintegração mecânica ou decomposição química. Estas partículas sólidas apresentam variados tamanhos, formas e composições químicas, fatos esses relevantes na determinação das propriedades existentes do solo.

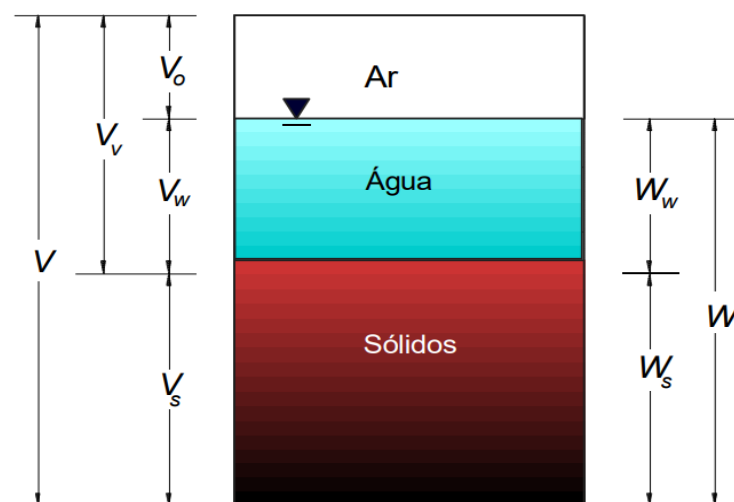
Têm se como principal objetivo a caracterização do solo no âmbito da Engenharia Civil é poder estimar o provável comportamento do solo a partir de obras atuantes no mesmo, distribuindo todas as suas tensões para o solo, variando assim os tipos de solo teremos comportamentos diferentes para as tensões ali aplicadas (PINTO, 2006).

2.2.1 Índices Físicos

Em um solo, só parte do volume total é preenchido pelas partículas sólidas, que se ajustam modelando uma estrutura. O volume restante é comumente de chamado de vazios, embora esteja preenchido por água ou ar, segundo Pinto (2006).

O índice de vazios é usado para representar o estado em que se encontra o material. As deformações volumétricas são proporcionais a uma variação de índice de vazios. Quanto maior o índice de vazios, maior a deformação volumétrica quando o material é comprimido (ORTIGÃO, 2007). A figura 01 apresenta os elementos que compõem o solo.

Figura 01- Esquema demonstrativo das fases de um solo



Fonte: Ortigão (2007)

Sendo assim:

V = volume total;

V_v = volume de vazios;

V_a = volume de ar;

V_w = volume de água;

V_s = volume de sólidos;

P = peso total;

P_w = peso da água;

P_s = peso de sólidos;

γ_w = peso específico da água.

O comportamento do solo vai depender da quantidade relativa de cada uma das três partes sendo elas: sólidos, água e ar. de forma que existe variadas

formulações para representar as proporções entre elas. O valor da quantidade de água e ar podem oscilar, de modo que a evaporação pode diminuir a proporção de água ali existente, dando lugar ao ar, e a compressão ali aplicada ao solo pode eliminar tanto a água quanto o ar diminuindo assim o volume de vazios, algo comum na compactação de solos para pavimentos rodoviários com o objetivo de aumentar a resistência do mesmo no que tange as tensões ali aplicadas (PINTO, 2006).

Para determinar o estado do solo, emprega-se índices que correlacionam os pesos e os volumes das três fases, conforme apresenta Rodrigues (2012) no quadro 01.

Quadro 01 - Relação entre os pesos e os volumes das três fases

Umidade (w, h):	Relação entre o peso da água e o peso dos sólidos. Para a sua determinação, pesa-se o solo no seu estado natural, seca-se em estufa até a constância de peso e pesa-se novamente. Com o peso das duas fases calcula-se a umidade, onde o teor de umidade varia com tipo de solo.
Índices de Vazios (e):	Relação entre o volume de vazios e o volume das partículas sólidas. Não pode ser calculado diretamente, mas é obtido a partir de outros índices.
Porosidade (η):	Relação entre o volume de vazios e o volume total;
Grau de Saturação (S, S_r):	Relação entre o volume da água e o volume de vazios, onde varia entre 0%(solo seco) até 100% (solo saturado);
Peso Específico dos Sólidos (grãos) (γ_s):	Relação entre o peso das partículas sólidas e o seu volume, sendo determinado em laboratório para cada tipo de solo;
Peso Específico da Água (γ_w):	Embora a temperatura varie um pouco o peso da água, costuma-se adotar sempre igual a 10 kN/m ³ ;
Peso Específico Natural (γ_{nat}):	Relação entre o peso total do solo e o seu volume total. Tratando-se de compactação do solo o peso específico natural é denominado peso específico úmido e não varia muito entre os diferentes solos;
Peso Específico Aparente Seco (γ_d):	Relação entre o peso dos sólidos e o volume total. Condiz ao peso específico que o solo

	teria se viesse a ficar seco sem que houvesse alteração de volume. É calculado a partir do peso específico natural e da umidade
Peso Específico Aparente Saturado (γ_{sat}):	Corresponde ao peso específico do solo se viesse a ficar saturado sem que ocorresse alteração de volume é da ordem de 20 KN/m ³ ;
Peso Específico Submerso (γ_{sub}):	É o peso específico efetivo do solo quando submerso. Serve para cálculos de tensões efetivas. Corresponde ao peso específico natural menos o peso específico da água.

Fonte: Rodrigues (2012)

A figura 02 correlaciona a correlaciona às fórmulas para correlação de dados.

Figura 02 - Índices físicos e suas correlações de cálculos

Nome	Símbolo	Equação
Índice de vazios	e	$e = V_v / V_s$
Porosidade	n	$n = V_v / V$
Grau de saturação	S	$S = V_w / V_v$
Umidade	w	$w = W_w / W_s$
Peso específico aparente úmido	γ	$\gamma = W / V$
Peso específico aparente saturado	γ_{sat}	Idem, para $S = 100\%$
Peso específico aparente submerso	γ_{sub} ou γ'	$\gamma_{sub} = \gamma_{sat} - \gamma_w$
Peso específico aparente seco	γ_d	$\gamma_d = W_s / V$
Densidade dos grãos	G_s	$G_s = \gamma_s / \gamma_w$

Fonte: Ortigão (2007).

2.2.2 Massa específica

O ensaio de massa específica dos sólidos é normatizado pela ABNT: NBR-6508/84. A Norma determina o uso de picnômetros e a execução de pelo menos dois ensaios.

Onde é a relação entre pesos e volumes onde habitualmente são expressos em KN/m^3 sendo que é a determinação da massa específica dos grãos de solos que passam na peneira de 4.8 mm.

Segundo Pinto (2006), a relação entre quantidade de matéria (massa) e volume são denominadas massas específicas e expressa habitualmente em ton/m^3 , Kg/dm^3 ou gm/cm^3 , a interação entre os valores que expressam as duas grandezas é constante.

2.2.3 Granulometria

Segundo Ortigão (2007), a análise granulométrica, objetiva definir uma curva granulométrica, para a realização dessa análise, uma porção de material granular é submetida a peneiramento em uma série-padrão de peneiras, cuja abertura de malhas tem a sequência mostrada na tabela 02.

Figura 03 - Série de peneiras

Abertura	4,8 mm	2,0 mm	600 μm	420 μm	250 μm	75 μm
da malha						

Fonte: ABNT NBR 5734

De forma que a massa que ficou retido em cada peneira é pesado e os resultados são inseridos em gráfico.

A decorrência do ensaio de análise granulométrica é representada através de uma curva de distribuição granulométrica, traçada por pontos em um diagrama semi-logarítmico (RODRIGUES, 2012). No Brasil este ensaio é padronizado pela NBR 7181/84

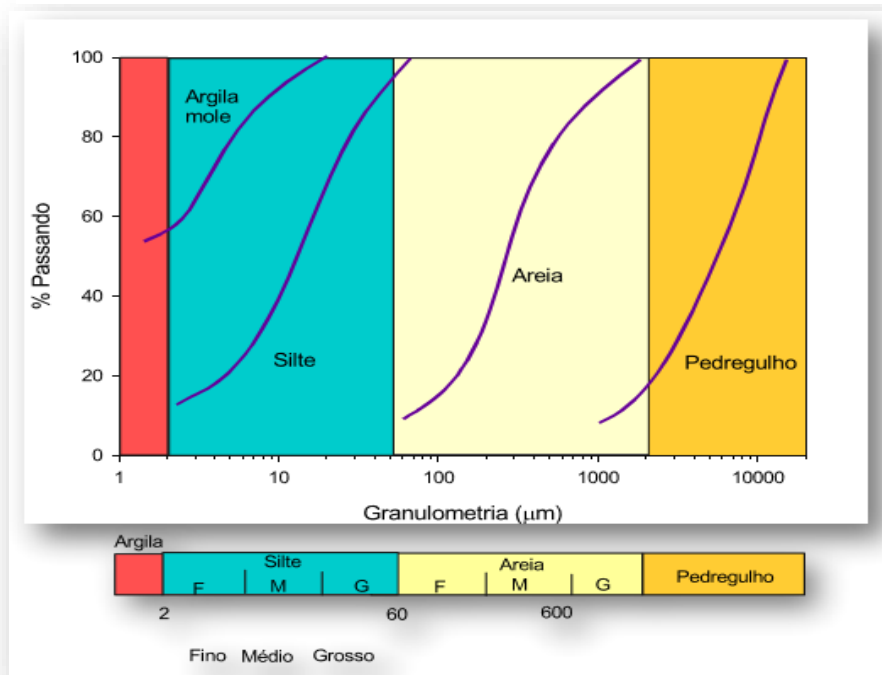
Vários pesquisadores, tais como Abiko (1980), Barbosa; 1994; Terzaghi; Vargas, 1977; Rodrigues 2012, caracterizam as propriedades do solo, sendo a composição mineralógica, a composição granulométrica e a estrutura morfológica, características essenciais para o estudo e aplicação do solo como material de construção. Com base nestes autores, as partículas do solo são catalogadas no quadro 02

Quadro 02 - Tamanho das partículas dos solos

Pedregulho(4,80 mm a 50 mm) e areia (0,05 mm a 4,80 mm):	São sólidos de quartzo (SiO cristalina) de formas arredondadas ou angulares e com rugosidade 2 superficial.
Silte (0,005 mm a 0,05 mm):	São sólidos de forma achatada ou poliédrica que demonstram pouca ou nenhuma plasticidade e propiciam a diminuição do atrito interno a partir ao rearranjo das partículas ao sofrer compactação.
Argila (inferior a 0,005 mm):	São partículas lamelares ou alongadas, quimicamente ativas e denominadas de argilominerais. Mostra grande superfície específica, alto grau de plasticidade e pode ser constituída por três tipos: caulinita, illita e montmorilonita. Estes componentes são os que podem reagir de forma favorável ou não com os estabilizantes químicos incorporados ao solo, devido à sua capacidade de troca catiônica.

Fonte: Rodrigues (2012)

Figura 04 - Curva granulométrica dos tipos de solo



Fonte: Ortigão (2007)

Para Ortigão (2007) as areias de dunas exibem uma granulometria constante devido ao tipo de agente transportador, o vento. Os grãos de areia podem ser classificados de acordo com a forma, que pode ser angular, subangular e arredondada. Sabe-se que o agente transportador tem grande influência no formato dos grãos do solo, tendo vários agentes transportadores como: água (rios, lagos, mar etc.) e vento.

2.2.4 Limites de Atterberg

Para Rodrigues (2012), um ponto importante para caracterizar o solo está relacionado a sua plasticidade, ou seja, a propriedade do solo que consiste na sua maior ou menor capacidade de ser moldado sob certos requisitos de umidade. Para tanto, existem os limites de consistência do solo, também chamados de Limites de Atterberg.

Conforme Ortigão (2007), por volta de 1911, o agrônomo sueco Atterberg dividiu os valores de umidade que uma argila pode apresentar em limites correspondentes ao estado aparente do material.

2.2.4.1 Limites de Plasticidade

Segundo Caputo (1988), limites de plasticidade é determinado pelo cálculo da porcentagem de umidade para a qual o solo começa se fraturar quando se tenta moldar um cilindro de 3 mm de diâmetro e de 100 mm de comprimento. É realizado manualmente por repetidos rolamentos da massa de solo sobre a placa de vidro despolido. Este ensaio é padronizado pela NBR 7180/84.

De acordo com Ortigão (2007), a fração argila é considerada igual à quantidade de material com granulometria inferior a 2 μm . Esse parâmetro serve como critério do potencial de variação de volume da argila.

2.2.4.2 Limite de Liquidez

De acordo com Machado e Machado (2014); Das (2007) e Rodrigues (2012), o limite de liquidez é definido como o teor de umidade no ponto de transição do estado plástico para o estado líquido. A determinação pode ser feita pelo aparelho de Casagrande que consiste em um prato de latão em forma de concha, sobre um suporte de ebonite. O solo é preparado segundo a NBR 6457/86, de forma que a determinação do Limite de Liquidez do solo está NBR 6459.

O recipiente contendo o material é deixado cair de uma altura padrão, atingindo a base do aparelho, e o número de golpes necessários para causar o fechamento desse material é anotado. Adicionando água na amostra, vai-se repetindo tal procedimento, com diversas umidades (ORTIGÃO, 2007).

2.2.4.3 Índice de Plasticidade

Segundo Machado e Machado (2014), afirma que o índice de plasticidade (IP) corresponde a faixa de valores de umidade do solo na qual ele se comporta de maneira plástica. É a diferença numérica entre o valor do limite de liquidez e o limite de plasticidade.

É o valor equivalente entre a diferença do limite de liquidez e o limite de plasticidade, a área em que o terreno se encontra no momento plástico, é máximo para as argilas e nulo para areias, fornecendo assim um critério para se avaliar do

caráter argiloso de um solo, ou seja, quanto maior o IP, mais plástico será o solo (SARTORI,2015).

Figura 05 - Classificação do índice de plasticidade

IP	Descrição
0	Não-plástico
1 -5	Ligeiramente plástico
5 - 10	Plasticidade baixa
10 - 20	Plasticidade média
20 - 40	Plasticidade alta
> 40	Plasticidade muito alta

Fonte: Rodrigues (2012)

2.2.5 Classificação solo

Segundo Pinto (2006) e Rodrigues (2012) existe variados modelos de classificar um solo, seja pela sua origem, pela sua estrutura, pelo preenchimento de vazios, etc. Os sistemas de classificação mais vistos na engenharia de solos são aqueles que se baseiam no tipo e no comportamento das partículas que o agrega.

Diante disto em relação aos solos, é meramente fácil perceber que existem grandes variações de solos, o que complica sua caracterização de região para região, e é por isso que sistemas de classificação foram criados, indicando características geotécnicas semelhantes para determinados grupos de solos (SARTORI,2015).

Os sistemas de classificação que se baseiam nas características dos grãos que constituem os solos têm como objetivo a determinação de grupos que demonstram comportamentos sob o aspecto de cobiça da engenharia civil. Nestes sistemas, os índices geralmente empregados são a composição granulométrica e os índices de Atterberg, conforme (PINTO, 2006).

Existe vários modelos internacionais de classificação do solo onde iremos utilizar tanto o da ASTHO quanto o da SUCS, e no fim iremos escolher o mais viável para esta pesquisa.

2.2.5.1 SUCS

Este sistema de classificação foi desenvolvido pelo professor A. Casagrande para uso na construção de aterros em aeroportos durante a Segunda Guerra Mundial, sendo modificada posteriormente para uso em barragens, fundações e outras construções.

De acordo com Machado e Machado (2014), a ideia básica do Sistema Unificado de Classificação dos solos é que os solos grossos podem ser classificados de acordo com a sua curva granulométrica, ao passo que o comportamento de engenharia dos solos finos está intimamente relacionado com a sua plasticidade. Para melhor entendimento, os solos nos quais a fração fina não existe em quantidade suficiente para afetar o seu comportamento são classificados de acordo com a sua curva granulométrica, enquanto que os solos nos quais o comportamento de engenharia é controlado pelas suas frações finas (silte e argila), são classificados de acordo com as suas características de plasticidade.

Figura 06 - Terminologia do sistema unificado

Simbolos	Português	Inglês
G	Pedregulho	gravel
S	Areia	sand
M	Silte	mo
C	argila	clay
O	solo orgânico	organic
W	bem graduado	well graded
P	mal graduado	poor graded
H	alta compressibilidade	high liquid limit
L	baixa compressibilidade	low liquid limit
Pt	Turfas	peat

Fonte: Rodrigues (2012)

2.2.5.2 ASTHO

É empregado em praticamente em todas as engenharias rodoviárias do mundo, foi criado nos Estados Unidos, onde está classificação é baseado na granulometria e nos limites de Atterberg.

Se inicia a classificação pela constatação da porcentagem de material que passa na peneira de número 200, só que só são considerados solos de granulação grosseira os que tem menos de 35% passando nesta peneira, e não 50% como na SUCS (PINTO, 2006, p.67).

Segundo a AASHTO esta classificação pode ser utilizada para situações de aterros, subleitos, bases e sub-bases de pavimentos flexíveis, mas deve-se ter sempre em mente o propósito original da classificação quando da sua aplicação.

Para que haja a classificação do solo autores como Pinto (2006), Machado e machado (2014) classificam os solos na seguinte maneira:

2.2.5.3 Solos de A1 até A3

Quadro 03 - Tipos de solo AASTHO

A1:	São fragmentos de pedra, pedregulho e areia bem graduados com pouca ou nenhuma plasticidade, ao passo que os solos pertencentes ao grupo.
A2:	Os materiais inclusos ao grupo apesar de granulares (35% ou menos passando na peneira 200), possuem uma quantidade significativa de finos
A3:	São areias finas mal graduadas, sem presença de finos. Os materiais pertencentes ao grupo.

Fonte: Machado e Machado (2014)

Os solos classificados como A1, A2-4, A2-5 e A3 apresentam um ótimo comportamento, bom, como subleito, já os solos classificados como A2-6 e A2-7 apresentam comportamento regular a mau como subleito.

2.2.5.4 Solos de A4 até A7

Os solos dos grupos A4 ao A7 são solos finos, características silto-argilosos. A diferenciação entre os diversos grupos é realizada com base nos limites de Atterberg.

A-7: agrupa os solos argilosos e plásticos, que apresentam alto limite de liquidez e estão sujeitos a alta mudança de volume. O grupo A-7 é subdividido em A-7-5 (solos com índice de plasticidade moderado em relação ao limite de liquidez) e A-7-6 (solos com altos índices de plasticidade em relação aos limites de liquidez, estando favoráveis a elevadas mudanças de volume) (MACHADO E MACHADO 2014).

Quadro 04 - Tipos de solo AASTHO

A-4:	São em geral siltosos e não plásticos, ou moderadamente plásticos. Incluem também misturas de solo fino siltoso com até 64% de areia e pedregulho retidos na peneira nº 200.
A-5:	São semelhantes ao que foi descrito no A-4, exceto que eles são, geralmente, com elevado limite de liquidez.
A-6:	Correspondente aos solos argilosos, plásticos, tendo, geralmente, 75% ou mais de material passante na peneira n º 200. O grupo inclui misturas de solos finos argilosos, podendo conter até 64% de areia e pedregulho retidos na peneira n º 200.
A-7:	Agrupa os solos argilosos e plásticos, que apresentam alto limite de liquidez e estão sujeitos a alta mudança de volume. O grupo A-7 é subdividido em A-7-5 (solos com índice de plasticidade moderado em relação ao limite de liquidez) e A-7-6 (solos com altos índices de plasticidade em relação aos limites de liquidez, estando favoráveis a elevadas mudanças de volume).

Fonte: Machado e Machado (2014)

Figura 07 - Esquema para classificação pela ASTHO

		% P #10 2,0 mm	% P #40 0,42 mm	% P #200 0,075 mm	IP
% P #200 < 35	A-1a	< 50	< 30	< 15	< 6
	A-1b		< 50	< 25	< 6
	A-3		> 50	< 10	NP
	A-2	IP			
% P #200 > 35	A-4	IP			
	A-5				
	A-6				
	A-7-5				
	A-7-6				

Fonte: Pinto (2006).

2.3 COMPACTAÇÃO DO SOLO

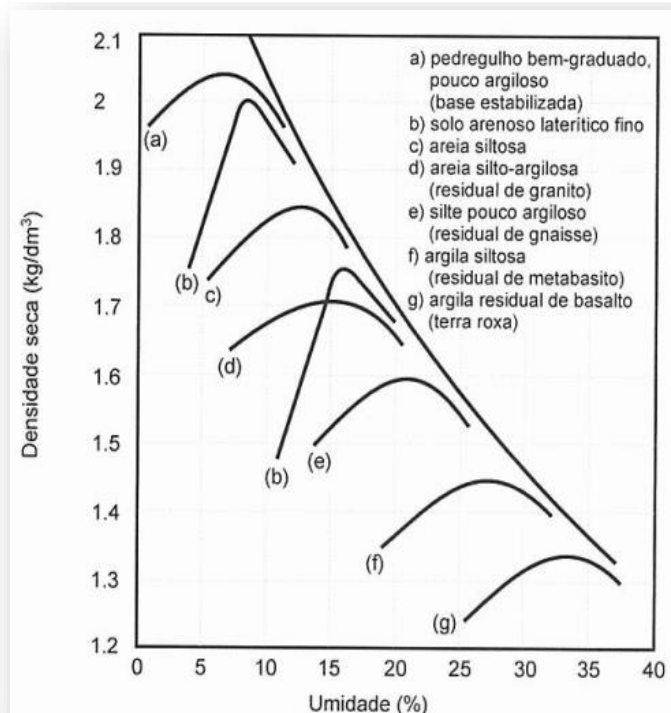
Vargas (1977) define que a compactação do solo é um processo de aplicação de cargas no mesmo com a finalidade de reduzir seu volume de vazios, a fim de se conseguir um maior peso específico seco e consequentemente uma maior resistência.

Rodrigues (2012), menciona que Proctor (1933) publicou estudos que a relação entre o peso específico seco e a umidade do solo, relação está tendo êxito através da aplicação de uma energia de compactação (certo número de golpes de um soquete sobre o solo contido num molde cilíndrico com uma determinada umidade no solo) obtendo-se como resposta final uma curva de compactação do solo, relacionando a umidade versus peso específico aparente seco, ficando assim conhecido como ensaio de Proctor.

Balbo (2007), nos informa que é extrema relevância à determinação da umidade natural do solo, lembrando que há uma variação nesta ao longo do ano, de

conhecimento primordial, pois a umidade presente pode alterar expressivamente a massa específica desejável para o solo depois de compactado.

Figura 08 - Curva de compactação de variados solos



Fonte: Pinto (2006)

2.3.1 Influencia da energia de compactação

Em 1933, o Eng. Norte americano Ralph Proctor mostrou os métodos básicos para a aplicação do ensaio de compactação. A energia de compactação aplicada na realização destes ensaios é hoje conhecida como energia de compactação “Proctor Normal” (MACHADO; MACHADO, 2014).

De acordo com a ABNT-NBR 9895 (1987), para esse ensaio é usado o cilindro e soquete nas três energias: normal, intermediária e modificada, respectivamente: 12, 26 e 55 golpes por camada, num total de cinco camadas.

Considerando o aparecimento de novos equipamentos de campo, de grande porte, com a probabilidade de elevar a energia de compactação e a de implementar uma maior velocidade na construção de aterros, houve a indispensabilidade de se

criar em laboratório ensaios com maiores energias que a do Proctor Normal (MACHADO; MACHADO, 2014).

2.4 ÍNDICE DE SUPORTE CALIFÓRNIA (CBR)

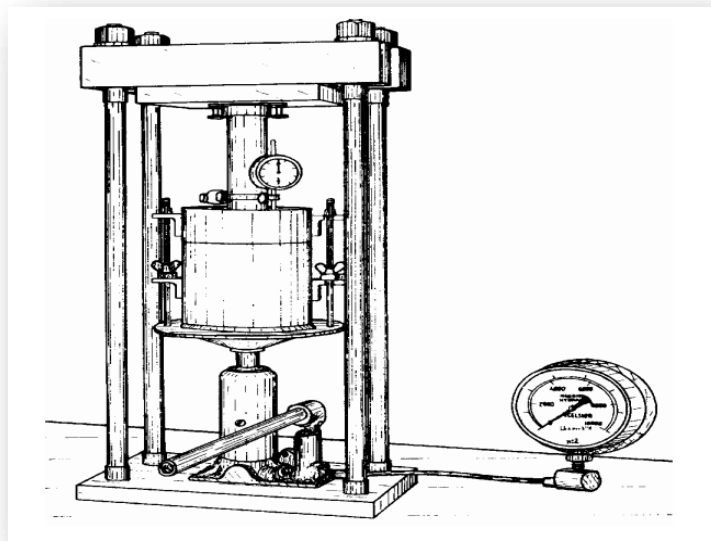
Segundo Motta et al. (2008), em 1942, houve a união entre engenheiros brasileiros com engenheiros norte-americanos que executaram obras de pistas de aeroportos e estradas de acesso durante a segunda guerra mundial utilizando o então o mais novo ensaio desenvolvido, California Bearing Ratio (CBR). Neste mesmo ano o Brasil possuía apenas 1.300km de rodovias pavimentadas, colocando em uma das menores extensões da América Latina.

De acordo com Della Flora (2015), o Índice de Suporte Califórnia (ISC) apresenta a capacidade de suporte do solo onde é comparado com a resistência à penetração de uma haste de cinco centímetros de diâmetro em uma camada de pedra britada, considerada como padrão (ISC = 100%) (ABNT-NBR 9895, 1987). Este método foi desenvolvido na Califórnia sendo assim recebe esse nome, que é tradução de *California Bearing Ratio* (CBR).

Conforme Machado e Machado (2014), o Índice de Suporte Califórnia é aplicado como base para o dimensionamento de pavimentos flexíveis. Para a realização do ensaio de ISC, são moldados corpos de prova na porcentagem da umidade ótima utilizando três variadas energias de compactação. O ensaio ISC direciona a determinar as propriedades expansivas do solo.

Sobre a haste é colocado um extensômetro (com sensibilidade de 0,01 m) montado em tripé e ajusta-se a leitura a cada 24 horas, durante os 4 dias, é feita leituras no extensômetro, observando, assim, a expansão do material. As expansões progressivas, assim como a expansão em 4 dias, são referidas em porcentagens da altura. Considera-se que os subleitos bons tenham expansões menores que 3% e que os materiais para sub-bases as tenham menores que 2% e, para bases, menores que 1% (CAPUTO, 1988).

Figura 9 - Equipamento utilizado na determinação do CBR



Fonte: Machado e Machado (2014).

O ISC é calculado para as penetrações de 2,54mm e 5,08mm mostrados na figura 10.

Figura 10 - Fórmula para o ISC

$$ISC_{0,1''} = \frac{P_{0,1''}}{70} \times 100$$

$$ISC_{0,2''} = \frac{P_{0,2''}}{105} \times 100$$

Onde:

$P_{0,1''}$ = pressão correspondente à penetração de 2,54mm (ou 0,1") em kgf/cm²

$P_{0,2''}$ = pressão correspondente à penetração de 5,08mm (ou 0,2") em kgf/cm²

Fonte: Motta et al., (2008).

2.5 CISALHAMENTO DIRETO

Precursor dos ensaios de solo, o de cisalhamento direto foi empregado por Coulomb, onde permite o estudo de resistência em um único plano de ruptura, na qual ele é imposto (ORTIGÃO, 2007).

Segundo CONTESSI (2016), o resultado da tensão normal é representado em um plano cartesiano com as ordenadas, mostrando a tensão de cisalhamento e as abscissas o deslocamento no sentido do cisalhamento. Observa-se a presença de uma tensão máxima de ruptura e uma tensão residual.

Ensaio de cisalhamento direto equivale em determinar sob uma tensão normal qual a tensão cisalhante capaz de gerar a ruptura de uma amostra de solo colocada dentro de uma caixa composta de duas partes deslocáveis entre si, de acordo com Caputo, (1988).

Segundo Marangon (2009) para a perfeita execução do ensaio deve-se registrar além da tensão cisalhante o deslocamento horizontal, e a deformação vertical do corpo de prova para verificar se houve variação de volume CP.

2.6 PAVIMENTO FLEXÍVEL

Segundo Motta *et al.* (2008) pavimento é uma estrutura de diferentes camadas de espessuras finitas, executado sobre a superfície final de terraplenagem, destinada a resistir as tensões advindas do tráfego de veículos e do clima, com o objetivo de propiciar aos usuários melhoria nas condições de rolamento, de forma que haja conforto, economia e segurança.

Os pavimentos flexíveis são cobertos com materiais betuminosos ou asfálticos, ou seja, apresenta camadas compostas por misturas betuminosas, sendo assim a parte inferior são compostos por uma ou mais camada de material granular, todo esse conjunto apresenta como principal finalidade de suportar a flexão que o tráfego aplica a tal estrutura (SARTORI, 2015).

De acordo com Motta *et al.*, (2008) as estradas mais antigas pavimentadas que foram executadas não se destinou a veículos com rodas como podemos vê hoje em dia, mas para trenós para o transporte de cargas ou seja para a construção das pirâmides no Egito (2600-2400 a.C.), foram executadas vias com lajões justapostos

e na sua base com uma boa capacidade de suporte. O atrito era amenizado a partir do umedecimento constante por meio de água, azeite ou musgo molhado.

Para o dimensionamento corriqueiro são consideradas os atributos geotécnicos dos materiais a serem utilizados, e a definição da espessura das camadas depende do valor da CBR e do mínimo de solicitação de um eixo padrão (8,2 ton.) (MARQUES, 2006).

De acordo com Marques (2006), Motta et al., (2008) e DNIT (2006), segue as camadas componentes principais que geralmente aparecem numa seção típica de pavimentos flexíveis: sub-leito, leito, regularização do sub-leito, reforço do sub-leito, sub-base, base e revestimento onde serão descritas suas características abaixo .

Sub-leito: é o local de fundação onde será apoiado todo o pavimento. Deve ser considerado e estudado até as profundidades onde as tensões agem significativamente a partir das cargas impostas pelo tráfego (de 60cm a 1,50 m de profundidade). Se o CBR do sub-leito for $<2\%$, ele deve ser substituído por um material melhor, ($2 \leq \text{CBR} \leq 20$) até pelo menos 1 ,00 metro. Se o CBR do material do sub -leito for $\geq 20\%$, pode ser usado como sub-base.

Leito: é a face do sub-leito, alcançada pela terraplanagem ou obra de arte e adequada ao greide e seção transversal.

Regularização do sub-leito: É o procedimento destinado a conformar o leito, transversalmente e longitudinalmente ou seja nivelamento. De forma que ele poderá ou não existir, dependendo das características do leito. Onde ocorre cortes ou aterros até 20 cm de espessura.

Reforço do Sub-leito: é a faixa de espessura constante transversalmente e variável longitudinalmente, de acordo com o dimensionamento do pavimento. Serve para melhorar as propriedades do sub-leito e regularizar a espessura da sub-base.

Sub-base: Camada complementar da base. Por adequações deve ser aplicada quando não for prudente executar a base diretamente sobre o leito regularizado ou sobre o reforço.

Base: Camada com a finalidade resistir e distribuir ao sub-leito, as tensões oriundas da passagem de veículos sobre a qual se localiza o revestimento.

Revestimento: É camada, tanto quanto impermeável, que recebe diretamente a ação de passagem dos veículos e destinada econômica e simultaneamente: a melhorar as condições do rolamento na questão à comodidade e segurança; suportar

as tensões horizontais que nele atuam, tornando mais durável a superfície de rolamento. Deve ser resistente ao desgaste, também chamada de camada de desgaste.

2.7 TÉCNICAS DE MELHORAMENTO DO SOLO.

De acordo com Marques (2006), estabilizar um solo é conceder a capacidade de resistir e suportar as cargas e as tensões aplicadas pelo tráfego onde o seu estado natural não resistiria, geralmente aplicados sobre o pavimento.

Fernandes (2014) afirma que a estabilização química ocorre quando ao solo é adicionado determinados aglomerantes, como sílica ativa, cimento, sílica ativa-cimento, cinza da casca de arroz (CCA), cal, de forma que em conjunto com a água irão desenvolver um processo químico que aumenta a ligação entre as partículas sólidas, o que resulta em maiores valores de ângulo de atrito, coesão, resistência, CBR, cisalhamento direto e entre outros.

2.7.1 Melhoramento com Sílica-Ativa

Tomé (2014) explica que a sílica ativa é um subproduto da fabricação do silício metálico, derivado das ligas de ferro-silício e dentre outras ligas compostas de silício. A produção do silício e suas ligas são executadas em fornos de arco elétrico mergulhado onde o quartzo é diminuído na presença de carvão e ferro. No período de redução da sílica, um subóxido de silício (SiO) é produzido dentro do arco elétrico. De forma que esse gás ao sair para a parte superior da carga, tende a se resfriar, condensar e oxidar na forma de finíssimas partículas de sílica. Assim, para então coletá-las, utiliza-se um sistema de eliminação de pó.

Pode-se perceber que ocorre uma melhora significativa no que se refere à resistência do solo, isso porque ele está no seu estado natural possui um CBR de 1,12%, o que constitui em mais de três vezes a menos que o CBR do solo estabilizado quimicamente a partir da adição da sílica, que passou a ser 3,59% (ALMEIDA, 2019).

De acordo com Novaken (2019), são características da sílica ativa em pó em sacos de 10,15 kg ou granel: tamanho médio de partícula: 0,40 microns; retido na peneira 45 micros $\leq 10\%$; índice de atividade pozolânica no cimento Portland >

105% (aos 7 dias); área Específica BET: 15 to 30 m²/g; SiO₂: > 85%; Na₂O: < 1,5%; umidade: < 3.0%; perda ao Fogo: < 6.0%.

2.7.2 Melhoramento com Solo- Cimento

Conforme Marques (2006), solo-cimento é o produto endurecido resultante da mistura de compactação do solo, cimento e água, em quantidades propostas através de dosagem racional, executada de acordo com as normas exigentes. Solo cimento passou a ser utilizado a partir de 1940, no Brasil, na área de pavimentação e oito anos depois já havia aplicação na construção de paredes de solo-cimento.

Almeida (2019), informa que no seu ensaio de CBR, apesar de ter sido feito, não foi possível aferir as leituras da penetração do material, pois o corpo de prova possuía uma consistência muito dura quando compactado, pois além do cimento misturado à parcela de grãos do solo e imerso em água, o corpo de prova se transforma em argamassa, após material não ter penetrado no ensaio de CBR, uma amostra foi colocada na prensa hidráulica para verificar sua resistência de carga em Mpa, e foi encontrado uma resistência de 1,55 Mpa ou 28,5 KN.

De acordo com a Associação brasileira de Cimento Portland (2002), os cimentos portland resistentes aos sulfatos é aqueles que tem a característica de ofertar resistência aos meios hostis sulfatados, tais como os encontrados nas redes de esgotos de águas servidas ou industriais, na água do mar e em alguns tipos de solos. Qualquer um dos cinco tipos básicos (CP I, CP II, CP III, CP IV e CP V-ARI) podem ser vistos como resistentes aos sulfatos.

2.7.3 Melhoramento com Solo-Sílica-Cimento

Segundo Hoffmann (2001) na situação de concretos com adições pozolânicas, verificou-se que aplicação de pozolanas conferiu maior refinamento dos poros e dos grãos dos produtos de hidratação, incrementou a vedação dos poros capilares, conferindo menor porosidade aos concretos.

Os benefícios obtidos pela ação da sílica ativa na microestrutura do concreto desenvolvem não só a partir da reação rápida pozolânica, mas também pelo efeito físico das partículas de sílica ativa como efeito do filler. A sílica também tem um efeito químico que tem relação com os cristais de portlandita Ca(OH)_2 (TOMÉ, 2014).

De acordo com Generoso, Magalhães e Souza, a sílica ativa (SiO_2), usado como material complementar tendo o objetivo de diminuir os custos com cimento, havendo assim maior economia, possui composições cimentícias, sendo aplicada para aumentar a resistência e a compacidade da mistura devido, principalmente, à ocorrência de reações pozolânicas.

Segundo a conclusão de Generoso, Magalhães e Souza (2019), onde a partir dos dados obtidos concluiu que o solo dobrou a sua resistência devido a adição de cimento e sílica, onde o mesmo preencheu os espaços vazios e têm funções cimentante e pozolânica. O estudo mostrou a efetividade econômica e sustentável quanto a substituição de parte do cimento por sílica na constituição, uma vez que, os custos com a sílica são menores e beneficia o meio ambiente.

A Sílica Ativa em pó é uma adição mineral extremamente fina com propriedades aglomerantes no acompanhamento do cimento Portland, onde proporciona o aumento da durabilidade do concreto por suas propriedades pozolânica. É um produto com 85% de sílica presente na fase amorfa com diâmetro médio menor de partículas menor do que 1 micron (100 vezes mais fina que o cimento em média), área específica entre 15 e 30 m^2/g formado por partículas esféricas e regulares, onde pode ser usado em ambientes agressivos (NOVAKEM, 2019)

3.2 DESTORROAMENTO DO SOLO

Após o solo coletado ele será colocado no laboratório de secagem de solos no ITPAC PORTO, onde o mesmo após seco será desmanchado os torrões para haver a homogeneização. O destorroamento tem como finalidade desmembrar as menores partículas das maiores do solo. A amostra é colocada no almofariz de porcelana, com capacidade de 5 kg de solo, e aos poucos, com auxílio da mão de gral, recoberta de borracha, pressiona-se a amostra, fazendo-se movimentos circulares até atingir uma plena desagregação das partículas do solo, conforme a NBR 6457.

3.3 CARACTERIZAÇÃO DO SOLO

Para caracterização do solo, irá seguir a norma NBR 6457/86 como preparação das amostras para os ensaios. Podem ser utilizados dois processos para preparação de amostras para ensaios de caracterização, sendo um com secagem prévia da amostra. O segundo processo pode ser empregado apenas no caso de a amostra apresentar, no máximo, 10% do material retido na peneira #4.2 mm.

3.3.1 Índices físicos

Conhecendo três índices físicos de um solo, todos os demais poderão ser obtidos. Para conhecer-se estes três índices, serão determinados em laboratório o volume da amostra, sua condição natural, após seca em estufa a densidade relativa dos grãos.

Será determinado o volume a partir de uma moldagem de uma amostra em uma forma geométrica simples, cilíndrica, através de fórmula conhecida. A determinação da massa será obtida com a utilização de uma balança.

A massa seca será obtida a partir da secagem da amostra em estufa de 105°C a 110°C, até ocorrer a constância de massa em duas pesagens consecutivas, entre tempo não inferior a 30 minutos, obtendo-se o valor na balança.

A determinação da densidade relativa dos grãos será feita a partir da proposta da ABNT/NBR 6508 para determinar a massa específica dos solos, sendo assim, a norma prescreve que: para determinação da massa específica dos grãos que passam

na peneira #4.8mm, por meio de picnômetro, fazendo assim pelo menos dois ensaios. Sendo os materiais: Corpo de provas cilíndrico, estufa, balança de precisão, material retido na peneira #4.8mm, picnômetro, bomba a vácuo, termômetro graduado, funil de vidro, conta-gotas.

3.4 GRANULOMETRIA

Este ensaio tem o objetivo de conhecer a distribuição granulométrica do solo e representá-la através de uma curva, possibilitando a determinação de suas características físicas. O método segue os moldes da NBR 7181/84, onde pode ser realizado por peneiramento ou por combinação de sedimentação e peneiramento.

Será realizado dois ensaios para a determinação da granulometria dos solos. Um deles são feitos o peneiramento. No outro, realiza-se uma sedimentação em água destilada. No método do peneiramento separa as partículas até a dimensão de 0,074mm. No método da sedimentação em água destilada, para as partículas menores que 0,074. O ensaio pode ser realizado de até três maneiras diferentes; apenas o peneiramento para o material granular; sedimentação para solos finos; análise granulométrica conjunta, que compreende tanto o peneiramento quanto a sedimentação (solos com partículas grossas e finas).

3.4.1 Peneiramento

Será trabalhado com uma amostra de solo, obtida do repartidor de amostras, que será passada no almofariz e será destorroada. Será passado o material destorroado na peneira Nº 10 (2,0 mm). O material que ficar na peneira deverá ser lavado na própria peneira. Desta forma, será retirado todo material fino aderente aos grãos do material retido. Será transferido o material retido e lavado para uma das cápsulas numeradas e levando o mesmo à estufa para secagem, durante um período de no mínimo 12 horas; será procedido ao peneiramento o material seco nas peneiras 38,1 – 25,4 – 19,1 – 9,5 – 4,8 e 2,00 mm de diâmetro. Será pesado as frações do material retidas em cada peneira, sendo assim, calculado as percentagens do material retido em cada uma das peneiras, em relação ao peso da amostra total seca.

3.4.2 Sedimentação

Do material que passar na peneira Nº 10 (2,00 mm) será retirado cerca de 70 g, no caso de solos argilosos ou 120 gramas, no caso de solos arenosos e siltosos. Colocando o material em um Becker, adicionando 125 cm³ da solução de hexametáfosfato de sódio com concentração de 45,7 g do sal para 1000 cm³ de solução. Para não reverter em ortofosfato de sódio a solução de hexametáfosfato de sódio será tamponada com carbonato de sódio até que a mesma atinja um pH entre 8 e 9 (outros defloculantes poderão ser usados no lugar do hexametáfosfato de sódio).

Será deixado em repouso por 12 horas, no mínimo. Após as 12 horas, transferindo toda a mistura para o copo do dispersor, removendo com água destilada. Submetendo a mistura à ação do dispersor, por aproximadamente 15 minutos, após isso, será transferido o material do dispersor para uma proveta graduada e junta-se água destilada até atingir a marca de 1000 ml. Tampando a boca da proveta com a palma da mão e com o auxílio da outra, agitando durante 1 minuto, de forma que a boca da proveta passe de cima para baixo e vice-versa. Após a agitação, será colocado a proveta sobre uma bancada, disparando o cronômetro e anotando à hora exata do início da sedimentação. Mergulhando o densímetro na proveta, fazendo as leituras correspondentes aos tempos de 30 segundos, 1 minuto e 2 minutos, retirando o densímetro e medindo a temperatura da suspensão. Será feito as leituras subsequentes de 4, 8, 15, 30 minutos e 1, 2, 4, 8 e 24 horas (anotando-se as temperaturas). Onde terá o cuidado de retirar o densímetro da proveta de água e colocar na dispersão cerca de 20 segundos antes de cada leitura, de modo que estas sejam feitas com o densímetro estável na dispersão.

3.5 LIMITES DE ATTERBERG

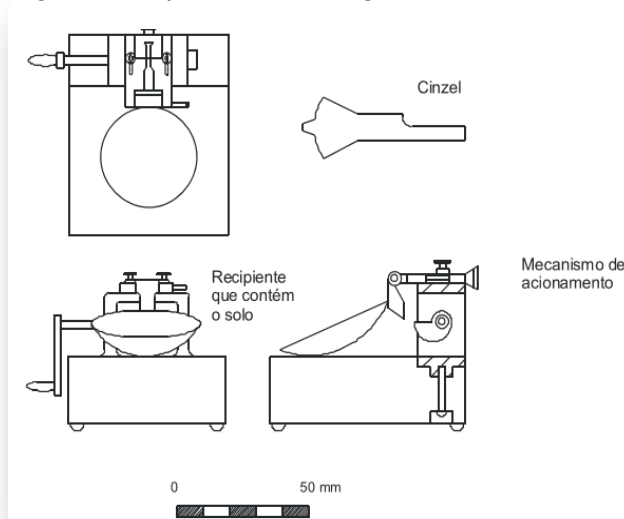
3.5.1 Limite de Liquidez

Este ensaio tem como principal objetivo determinar o limite entre o estado líquido e o estado plástico do solo. O limite de Liquidez é o teor de umidade do solo com que se unem, em um centímetro de comprimento, de acordo com a NBR 6459.

Será utilizado 70g do material passado na peneira 40 (0,425 mm).

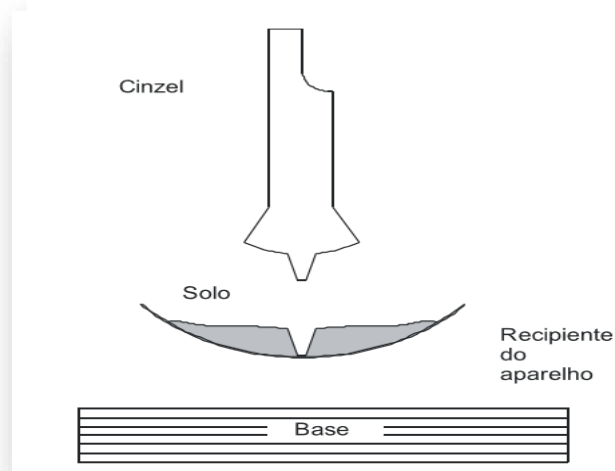
- a) será colocado o material numa cápsula acrescentando de 15 a 20 cm³ de água destilada. Misturando até ficar em uma massa plástica;
- b) transferindo a massa plástica para a concha do aparelho. A massa será moldada de tal forma que, a parte central da concha, apresente uma espessura de aproximadamente 1 cm;
- c) com o emprego do cinzel, será dividido a massa do solo em duas partes, abrindo assim uma ranhura no centro, colocando perpendicularmente à articulação da concha;
- d) será girado a manivela, procedendo ao golpeamento da concha contra a base do aparelho, à razão de duas voltas por segundo até que as bordas inferiores da ranhura se unam em 1,3 cm de comprimento, anotando então o número de golpes;
- e) será retirado um pedaço de massa plástica do trecho em que ela se uniu, colocando em uma cápsula para a determinação da umidade utilizando a estufa;
- f) repetindo os ensaios, acima mencionados, colocando de 1 a 3 cm³ de água, até se obter 5 pontos.

Figura 12 - Aparelho de Casagrande



Fonte: Pinto (2007)

Figura 13 - Recipiente do aparelho de Casagrande



Fonte: Pinto (2007)

3.5.2 Limite de plasticidade

O limite de Plasticidade é definido como o menor valor de umidade na qual se consegue moldar um cilindro com 3 mm de diâmetro, rolando-se o solo com a palma da mão, de acordo com a NBR 6457/86.

a) será colocado a amostra na cápsula de porcelana, misturando a mesma com água destilada até obter uma massa plástica e uniforme onde será utilizado 50g do material passado na peneira 40 (0,425 mm).

b) com a massa obtida será formado uma pequena bola, que será rolada sobre a placa de vidro esmerilhado, com pressão suficiente da mão para que a massa tome a forma de um cilindro de 3 mm de diâmetro por 10 cm de comprimento (gabarito);

c) será amassado o material como explicado anteriormente, será continuado a operação até que, por perda da umidade, o cilindro se fragmente ao atingir as medidas desejadas;

d) no momento que o cilindro quebrar será transferido vários pedaços para um recipiente para a determinação da umidade em estufa;

e) será repetido as operações anteriores até que se obtenha um mínimo de 3 valores para a umidade.

3.6 CLASSIFICAÇÃO DO SOLO

3.6.1 Sistema AASHTO

Como já foi dito, este sistema de classificação em metodologia será a partir da constatação da porcentagem de solo que passa na peneira nº 200. Diante disto a partir de outros resultados a partir das outras peneiras, iremos classificar os solos da seguinte maneira conforme Pinto (2007):

A1: são fragmentos de pedra, pedregulho e areia bem graduados com muito pouca ou nenhuma plasticidade, ao passo que os solos pertencentes ao grupo;

A2: Os materiais incluídos ao grupo apesar de granulares (35% ou menos passando na peneira 200), possuem certa quantidade de finos;

A3: são areias finas mal graduadas, sem a existência de finos. Os materiais pertencentes ao grupo;

Os solos classificados como A1, A2-4, A2-5 e A3 apresentam um ótimo estado, como subleito, já os solos classificados como A2-6 e A2-7 apresentam comportamento regular a mau como subleito;

Solos de A4 até A7: os solos dos grupos A4 ao A7 são solos finos, características silto-argilosos. A diferença que existe entre os diversos grupos é feita com base nos limites de Atterberg;

A-4: são em geral siltosos e não plásticos, ou moderadamente plásticos. Incluem também misturas de solo fino siltoso com até 64% de areia e pedregulho retidos na peneira nº 200;

A-5: são semelhantes ao que foi explicado no A-4, porém contém um elevado limite de liquidez;

A-6: correspondente aos solos argilosos, plásticos, tendo, geralmente, 75% ou mais de material que passa na peneira nº 200. O grupo possui misturas de solos finos argilosos, podendo conter até 64% de areia e pedregulho retidos na peneira nº 200.

A-7: junta os solos argilosos e plásticos, que apresentam um elevado limite de liquidez e estão propostos a alta mudança de volume. O grupo A-7 é subdividido em A-7-5 (solos com índice de plasticidade moderado em relação ao limite de liquidez) e A-7-6 (solos com altos índices de plasticidade em relação aos limites de liquidez, estando favoráveis a grandes mudanças de volume).

Figura 14 - Sistema AASTHO

Classificação Geral	Materiais granulares (p) (35% ou menos passando na peneira nº 200)							Materiais siltosos e argilosos (p) (mais de 35% passando na peneira de nº 200)			
	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
	Grupo	A-1-a		A-1-b	A-2-4	A-2-5	A-2-6				A-2-7
Peneiração % que passa na peneira											
Nº10	50 máx										
Nº40	30 máx	50 máx	51 máx								
Nº200 (p)	15 máx	25 máx	10 máx	35 máx	35 máx	35 máx	35 máx	36 mín	36 mín	36 mín	36 mín
Características da fração que passa na nº40:	6 máx		NP								
Limite de Liquidez (%)				40 máx	41 mín	40 máx	41 mín	40 máx	41 mín	40 máx	41 mín
Índice de Plasticidade (%)				10 máx	10 máx	11 mín	11 mín	10 máx	10 máx	11 mín	11 mín
Índice de Grupo (IG)	0		0	0		4 máx		8 máx	12 máx	16 máx	20 máx
Materiais que predominam	Pedra britada pedregulho e areia		Areia Fina	Areia e areia siltosa ou argilosa				Solos siltosos		Solos argilosos	
Comportamento geral como subleito	Excelente a bom							Fraco a pobre			

Fonte: Roza, Unemat

3.6.2 Sistema SUCS

Conforme Caputo (1988) iremos classificar a partir da SUCS da seguinte maneira: Solos grossos – aqueles cujo diâmetro da maioria absoluta dos grãos é maior que 0,074 mm (mais que 50% em peso, dos seus grãos, são retidos na peneira nº 200); Solos finos - aqueles cujo diâmetro da maioria absoluta dos grãos é menor que 0,074 mm; Turfas - solos altamente orgânicos e extremamente compressíveis. Sendo assim usando os seguintes materiais peneiras de N° 10, 40, 200 e agitador de peneiras .

Figura 15 - Sistema SUCS

Simbolos	Português	Inglês
G	Pedregulho	gravel
S	Areia	sand
M	Silte	mo
C	argila	clay
O	solo orgânico	organic
W	bem graduado	well graded
P	mal graduado	poor graded
H	alta compressibilidade	high liquid limit
L	baixa compressibilidade	low liquid limit
Pt	Turfas	peat

Fonte: Rodrigues (2012)

3.7 COMPACTAÇÃO DO SOLO

O ensaio de compactação do solo regido pela NBR 7182 tem como principal objetivo encontrar a curva de compactação, peso específico seco máximo, umidade ótima e curvas de saturação.

A metodologia escolhida no ensaio de compactação será trabalhada com o solo com suas características normais e com o solo melhorado quimicamente com Sílica ativa, Cimento e Sílica Ativa mais Cimento. Sendo assim, iremos utilizar da seguinte forma: Sílica Ativa 15% e 85% de solo; Cimento CP-32 II-F 15% e 85% de solo; Sílica ativa 7.5%, mais Cimento 7.5%, mais solo 85%.

- Será adicionado água destilada à amostra até se observar uma certa consistência. Deve haver uma perfeita homogeneização da amostra;

- Haverá a compactação da amostra no molde cilíndrico em 3 camadas iguais (cada uma cobrindo aproximadamente um terço do molde), aplicando-se em cada uma delas 25 golpes distribuídos uniformemente sobre a superfície da camada, com o soquete caindo de 0,305m;

- Será removido colarinho e a base, onde aplaina-se a superfície do material à altura do molde e será pesado o conjunto cilindro + solo úmido compactado;

- Será retirado a amostra do molde com auxílio do extrator, e partindo-a ao meio, coletando uma pequena quantidade de solo para a determinação da umidade;
- Será desmanchado material compactado até que possa ser passado pela peneira no .4 (4,8mm), misturando-o em seguida ao restante da amostra inicial (para o caso de reuso do material);
- Será adicionado água à amostra homogeneizando-a (normalmente acrescentando-se água numa quantidade da ordem de 2% da massa original de solo, em peso). Repetindo o processo pelo menos por mais quatro vezes.

3.8 ENSAIO DE CBR

A metodologia deste ensaio rege a partir da NBR 9895 tendo objetivo de determinar o valor relativo de suporte dos solos por meio de ensaio com amostras deformadas, moldadas na “umidade ótima” definida em ensaio de compactação, a única diferença é o tamanho do cilindro em relação ao de CBR e o ensaio de Compactação.

A metodologia escolhida no ensaio de CBR trabalhará com o solo com suas características normais e com o solo melhorado quimicamente com Sílica ativa, Cimento e Sílica Ativa mais Cimento. Sendo assim iremos utilizar da seguinte forma: Sílica Ativa 15% e 85% de solo; Cimento CP-32 II-F 15% e 85% de solo; Sílica ativa 7.5%, mais Cimento 7.5%, mais solo 85%.

1. O solo será seco ao ar, destorroado o mesmo, homogeneizado e quarteado. O material será passado na peneira de $\frac{3}{4}$ ” (19,1mm) separando 6 kg para solos argilosos e siltosos, e 7 kg para solos arenosos ou pedregulhosos, determinando assim a umidade higroscópica;
2. Será feito a partir da umidade ótima determinada pelo ensaio de compactação. Adicionando a quantidade de água destilada necessária para que o solo atinja a umidade ótima. Será homogeneizado a amostra e procedido a compactação do solo dentro do molde;
3. O solo será compactado em 5 camadas aproximadamente iguais, com soquete de 4,53 kg, caindo de uma altura de 45,72 cm e aplicando-se o número de golpes correspondente a energia de compactação desejada;

4. Será determinado a umidade observando-se variação máxima de 0,5% da ótima.

5. Terminando a moldagem o disco espaçador será retirado e monta-se o aparato para que se observe a expansão da amostra no espaço deixado pelo disco. Esse aparato consta o seguinte: sobrecarga, extensômetro montado sobre um tripé colocado no bordo superior do cilindro e um tanque com água para imersão da amostra.

6. O conjunto será colocado no tanque com uma lâmina d'água de aproximadamente 1" acima. O conjunto ficará imerso por 96h e serão feitas leituras de 24 em 24h. A expansão varia de acordo com a natureza do solo;

7. Será colocado o conjunto molde + amostra + sobrecarga na prensa e executa-se o ensaio de penetração do pistão no solo com velocidade constante de 0,5"/min. Fazendo as leituras da carga de penetração no extensômetro do anel dinamométrico;

8. As leituras no extensômetro do anel medem seus encurtamentos provenientes das cargas.

3.9 CISALHAMENTO DIRETO

De acordo com a norma de referência do ensaio de cisalhamento direto a ASTM D3080 - 04 - "Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions", o cisalhamento é o ato de cortar ou aplicar deformação, onde pode-se definir a resistência ao cisalhamento do solo como a máxima tensão cisalhante que o solo pode suportar sem sofrer ruptura das massas, onde a resistência do cisalhamento engloba dois elementos sendo eles: Atrito e Coesão, conforme Sondagens e Investigações, equipe especializada em geotecnia.

A metodologia escolhida no ensaio de cisalhamento direto será trabalhada com o solo com suas características normais e com o solo melhorado quimicamente com Sílica ativa, Cimento e Sílica Ativa mais Cimento. Sendo assim será utilizado da seguinte forma: Sílica Ativa 10% e 90% de solo; Cimento 10% e 90% de solo; Sílica ativa 5%, mais Cimento 5%, mais solo 90%.

A amostra será submetida a uma tensão normal fixa e logo após aplicar uma tensão cisalhante crescente, a partir de uma superfície pré-determinada, até que a

ruptura por cisalhamento do solo aconteça tanto no solo com suas características normais quanto nos solos melhorados quimicamente. Onde haverá uma correlação entre a tensão cisalhante na ruptura e a tensão normal.

3.10 DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS

Será utilizado para dimensionamento de pavimentos as seguintes referências: DNER (1981), Guia da AASHTO (1986) e DNIT (2006) onde os mesmos determinam a espessura total necessária para que as camadas de subleito e de reforço do subleito sejam efetivamente protegidas contra a geração excessiva de deformações plásticas ou outras patologias, ao mesmo momento que estipulam, com base no tráfego de projeto, as espessuras mínimas das demais camadas. Será escolhido apenas um método, porém os outros servem de complemento para o principal método.

3.11 TÉCNICAS DE ESTABILIZAÇÃO DO SOLO.

A metodologia escolhida de estabilização do solo iremos trabalhar com o solo com suas características normais e com o solo melhorado quimicamente com Sílica ativa, Cimento e Sílica Ativa mais Cimento. Sendo assim, iremos utilizar da seguinte forma: Sílica Ativa 15% e 85% de solo; Cimento CP-32 II-F 15% e 85% de solo; Sílica ativa 7.5%, mais Cimento 7.5%, mais solo 85%.

5 Considerações Finais

Espera-se que a estabilização química do sub-leito da TO-030 e logo depois o dimensionamento das camadas de rolamento , rodovia, traga resultados positivos pois é de extrema importância onde estará ligando um dos principais pontos turísticos do país, facilitando sua entrada e consequentemente aumentando a economia daquela localidade, onde além disso este método trará incontáveis benefícios desde a qualidade de resistência do pavimento, segurança ao pavimento, segurança aos usuários, melhor qualidade de rolamento dos veículos, desempenho a longo prazo, acréscimo de capacidade de suporte do pavimento, redução na quantidade de agregados nas camadas do pavimento, dando assim maior qualidade a rodovia e aos seus distintos usuários.

REFERÊNCIAS

- ABIKO, A. K (1980). **Estabilização de solos com cimento pozolânico de cinza de casca de arroz e de resíduos cerâmico**. Tese de Doutorado SP – EPUSP
- ABNT/NBR 5734 - Peneiras para ensaio com telas de tecido metálico;
- ABNT/NBR 6457 - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização;
- ABNT/NBR 6459 - Determinação do limite de liquidez;
- ABNT/NBR 6508 - Determinação da massa específica;
- ABNT/NBR 7181 – Análise granulométrica;
- ABNT/NBR 7182 – Ensaio de compactação;
- ABNT/NBR 9895 – Índice de suporte de Califórnia;
- ALMEIDA, L. W. AS. **ESTABILIZAÇÃO QUÍMICA DO SOLO COM ADIÇÃO DE SÍLICA ATIVA E CIMENTO, PARA UTILIZAÇÃO EM CAMADAS DE PAVIMENTAÇÃO RODOVIÁRIA**. Companhia Brasileira de Produção Científica, artigo, 2019. 11 f.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND Guia básico de utilização do cimento portland. 7.ed. São Paulo, 2002. 28p. (BT-106)
- ASTM D3080 - *Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions*.
- BALBO, J. T. (2007). Pavimentação Asfáltica, materiais, projeto e restauração. Edit. Oficina de Textos – SP.Record, August, 31.
- CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos Solos e Suas Aplicações**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1988.
- CONTESSI, Rodolfo Joaquim. **BOREHOLE SHEAR TEST: UMA COMPARAÇÃO COM O ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO**. 2016. 105 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Centro Tecnológico Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2016.
- DAS, Braja M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. São Paulo: Thomson Learning, 2007. 560 p. i
- DELLA FLORA, Cristiano Schmidt. **ESTUDO COMPARATIVO ENTRE SOLOS ARENOSOS FINOS LATERÍTICOS DO RIO GRANDE DO SUL PARA EMPREGO EM PAVIMENTOS ECONÔMICOS**. 2015. 72 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul – Unijui, Ijuí, 2015.
- DNER, **MÉTODO DE PROJETO DE PAVIMENTOS FLEXÍVEIS**. 1981. 61 P. INSTITUTO DE PESQUISAS RODOVIÁRIAS. MINISTÉRIO DOS TRANSPORTES.

DNIT, **MANUAL DE PAVIMENTAÇÃO**. 2006. 278 f. MINISTÉRIO DOS TRANSPORTES.

ESPINDOLA, Carlos Roberto. MATERIAL DE ORIGEM DO SOLO. **Revista do Instituto Geológico**, São Paulo, v. 1, n. 38, p.1-12, jan. 2017.

FERNANDES, Wagner Dambros. **VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO E ESTABILIDADE DE TALUDES DE UM SOLO NATURAL E MELHORADO COM CIMENTO, CAL E CINZA DA CASCA DE ARROZ**. 2014. 114 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Pampa, Alegrete, 2014.

FORA, Faculdade de Engenharia Universidade Federal de Juiz de. **NOTAS DE AULA DA DISCIPLINA PAVIMENTAÇÃO**. Juiz de Fora - MG: Faculdade de Engenharia Universidade Federal de Juiz de Fora, 2006. 210 p. (MARQUES, 2006).

HOFFMAN, Anelise Todeschini. **INFLUÊNCIA DA ADIÇÃO DE SÍLICA ATIVA, RELAÇÃO ÁGUA AGLOMERANTE, TEMPERATURA E TEMPO DE CURA NO COEFICIENTE DE DIFUSÃO DE CLORETOS EM CONCRETOS**. PPGE/UFERS, Porto Alegre, 2001.

<http://novakem.com.br/silica-ativa-po/> acesso em 04/012/2019

<http://www.suportesolos.com.br/blog/ensaio-de-cisalhamento-direto-ensaios-geotcnicos-o-objetivo-e-a-finalidade/73/> , acesso em 20/10/2019

MACHADO, Sandro Lemos; MACHADO, Miriam de Fátima C. **MECÂNICA DOS SOLOS I: Conceitos introdutórios**. Bahia: Universidade Federal da Bahia - Escola Politécnica Departamento de Ciência e Tecnologia dos Materiais (setor de Geotecnia), 2014. 101 p.

MARANGON, M. **Investigação geotécnica de Campo**. 2009. Disponível em: <http://www.ufjf.br/nugeo/files/2009/11/GF02-Investiga%C3%A7%C3%A3o-Geot%C3%A9cnica-de-Campo-2011.pdf> . Acesso em: 16 out. 2019.

MOTTA, Laura Maria Goretti da et al. **PAVIMENTAÇÃO ASFÁLTICA: Formação Básica para Engenheiros**. Rio de Janeiro: Copyright © 2007, 2008. 496 p.

ORTIGÃO, J.R.A. **Introdução a Mecânica dos Solos dos Estados Críticos** 2007.

PINHEIRO, José Barbosa. **Princípio da estabilização dos solos**. Materiais para infraestrutura de transportes, (2009), UFSM. D.Sc pela UFRGS.

PINTO, Carlos de Souza. **Curso Básico De Mecânica Dos Solos: COM EXERCÍCIOS RESOLVIDOS**. 3. ed. SÃO PAULO: Copyright 2006 Oficina de Textos, 2006. 363 p

PROCTOR, R. R.; (1933) “**Fundamental Principles of Soil Compaction**”, Engineering News

PROCTOR, R. R.; (1933) “**Fundamental Principles of Soil Compaction**”, Engineering News Record, August, 31

RODRIGUES, Ricardo Eguilhor. **CARACTERIZAÇÃO E ESTABILIZAÇÃO DE UM SOLO NA CIDADE DE ALEGRETE/RS COM CIMENTO PORTLAND E CINZA DE CASCA DE**

ARROZ. 2012. 120 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Unipampa, Alegrete-RS, 2012.

ROZA, Ana Elza Dalla. **GEOTECNICA I, CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS.** NIVERSIDADE DO ESTADO DE MATO GROSSO CAMPUS UNIVERSITÁRIO DE SINOP. DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL. 61 P.

SARTORI, Guilherme. **ESTUDO DE ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS PARA FINS DE PAVIMENTAÇÃO NA REGIÃO DE CAMPO MOURÃO.** 2015. 53 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Departamento Acadêmico de Construção Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Campo Mourão - Paraná, 2015.

SOUSA, Camila de Queiros Alves; MAGALHÃES, Ana Flávia Santos; GENEROSO, Fábio José. **TÉCNICA DE MELHORAMENTO DE SOLO COM SÍLICA ATIVA PARA USO EM VIAS URBANAS NÃO PAVIMENTADAS.** In: SEMINÁRIO DE INICIAÇÃO CIENTÍFICA DO IFNMG, 2019, Pirapora - Mg. **SIC.** Pirapora - Mg: Sic, 23/04/2019. p. 1 – 3

TERZAGHI, K.; PECK, R. B. **Mecânica dos solos na prática da engenharia.** Rio de Janeiro: Livro Técnico, 1962.

TOMÉ, William Douglas. **UTILIZAÇÃO DE SÍLICA ATIVA EM CONCRETOS DE ALTO DESEMPENHO.** 2014. 96 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Centro Universitário de Formiga – Unifor-mg, Formiga - Mg, 2014.

VARGAS, Milton. **Introdução à Mecânica dos Solos.** São Paulo: McGraw-Hill do Brasil, 1977. 509 p.