

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA  
CENTRO TECNOLÓGICO DE JOINVILLE  
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DE INFRAESTRUTURA

GABRIELA HEINZEN

EFEITO DA VARIAÇÃO DA GRANULOMETRIA NA PERMEABILIDADE DE  
AMOSTRAS DE AREIA

Joinville

2019

GABRIELA HEINZEN

EFEITO DA VARIAÇÃO DA GRANULOMETRIA NA PERMEABILIDADE DE  
AMOSTRAS DE AREIA

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado como requisito parcial para obtenção do título de bacharel em Engenharia de Infraestrutura, no curso de Engenharia Civil de Infraestrutura, da Universidade Federal de Santa Catarina, Centro de Joinville.

Orientador: Dra. Helena Paula Nierwinski

Joinville

2019

GABRIELA HEINZEN

EFEITO DA VARIAÇÃO DA GRANULOMETRIA NA PERMEABILIDADE DE  
AMOSTRAS DE AREIA

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado e aprovado como requisito parcial para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil de Infraestrutura na Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico de Joinville.

**Banca Examinadora:**

---

Dra. Helena Paula Nierwinski  
Orientadora  
Presidente

---

Dr. Marcelo Heidemann  
Coorientador  
Universidade Federal de Santa Catarina

---

Msc. Juliana Frankoviak  
Membro (a)  
Universidade Federal de Santa Catarina

---

Dr. Daniel Hastenpflug  
Membro (a)  
Universidade Federal de Santa Catarina

Dedico esse trabalho aos meus pais, Silvana e Márcio.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço primeiramente à Deus, pois sem Ele essa jornada não teria início, quanto menos fim. Ele tornou o sonho possível, e me deu a força necessária para concluir o objetivo escolhido.

Aos meus pais, que além de todo investimento na minha educação, proporcionaram momentos de fôlego (e muito amor!) no meio de tantas provas, trabalhos, e obrigações a serem cumpridas. Eles me ajudaram a me planejar, persistir e descansar quando necessário.

Ao meu amor, Victor, por toda paciência, companheirismo e amizade em todo o período de namoro. Talvez por também ser engenheiro formado na UFSC, foi uma das pessoas que mais compreendeu meus momentos de agonia, e que soube me dar apoio para não desistir.

A minha orientadora, Prof. Dra Helena Paula Nierwinski, que foi uma pessoa fundamental para a conclusão deste trabalho. Obrigada por toda paciência, pela criteriosidade do teu trabalho, da riqueza de detalhes nas tuas correções, pela professora excelente que tu és, obrigada!

Ao meu coorientador, Dr. Marcelo Heidemann, pois eu não poderia ter uma coorientação melhor. Um profissional com um conhecimento admirável, profissionalismo e que me acompanhou em várias momentos durante a graduação, não se tornando apenas um profissional exemplo, mas também, um amigo. Muito obrigada!

Agradeço à minha amiga, Aline Achy, que permitiu que esse trabalho fosse realizado com mais leveza. Ela foi minha companheira de laboratório, além de ser uma companheira pra vida! Entramos juntas na universidade, e juntas saíremos! Não sei o que faria sem toda tua amizade! Obrigada!

Agradeço aos meus amigos, Bianca, Felipe, Geandle, Karine e Rubia, que me auxiliaram em diversos momentos, sendo verdadeiros companheiros para momentos bons e ruins! Vocês são sensacionais, muito obrigada!

Por fim, agradeço a todos os professores e membros da UFSC Campus Joinville, por todo conhecimento adquirido ao longo da graduação, assim como por toda contribuição para realização deste trabalho. Obrigada a todos!

## RESUMO

Este trabalho teve por objetivo realizar um estudo sobre a variação do coeficiente de permeabilidade em função de mudanças na curva granulométrica de areias. Foram selecionadas duas amostras de areia fornecidas pela empresa Rudnick Minérios, localizada no norte do estado de Santa Catarina, sendo uma composta por partículas maiores e outra por partículas menores. Realizou-se então, a caracterização e classificação de ambas as amostras, e definindo-se um valor de índice de vazios e densidade relativa, foram realizados ensaios de permeabilidade. Para avaliar a influência da granulometria, foram realizados ensaios em sete amostras de solo. Sendo duas destas nas areias em estado natural, conforme fornecido pela jazida, e em outras cinco amostras formadas a partir de misturas da areia mais grossa com a areia mais fina. Os resultados permitiram analisar a variação do coeficiente de permeabilidade com o aumento de partículas finas nas misturas, bem como, correlacioná-lo com o diâmetro médio ( $D_{50}$ ) das composições. Ao final efetuou-se uma comparação com requisitos apresentados pela literatura, o qual permitir diagnosticar os materiais quanto a sua aplicabilidade, como bom material em obras de drenagem.

**Palavras – chave:** Composição granulométrica. Areias. Permeômetro de carga constante. Coeficiente de Permeabilidade.

## ABSTRACT

The objective of this work was the variation of permeability coefficient in key function in the grain size curve. Two samples of sand supplied by the company Rudnick Minérios, located in the northern part of the state of Santa Catarina were selected, being one composed by smaller particles. The characterization and classification of both samples were carried out, and by defining a value of voids index and relative density, permeability tests were performed. To evaluate the influence of grain size, tests were performed on seven soil samples. Two of them in the sands in natural state, as supplied by the deposit, and in the other five samples formed from blends of the coarser sand with the finer sand. The results allowed to analyze the variation of the permeability coefficient with the increase of fine particles in the mixtures, as well as to correlate it with the average diameter ( $D_{50}$ ) of the compositions. At the end, a comparison was made with requirements presented in the literature to verify the applicability of each granulometry evaluated to drainage works.

**Keywords:** Granulometry. Sands. Index of voids. Constant load permeation. Permeability.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Forma das partículas de solos granulares .....	18
Figura 2. Comparação entre compactação de areias.....	20
Figura 3. Distribuição granulométrica associada ao tipo de material .....	22
Figura 4. (a) Areia fina, (b) média e (c) grossa, respectivamente.....	23
Figura 5. Granulometria de solos granulares .....	24
Figura 6. Curvas granulométricas com variação de CC e CNU. ....	25
Figura 7. Limites de Altterberg .....	27
Figura 8. Classificação unificada.....	30
Figura 9. Carta de plasticidade.....	31
Figura 10. Classificação unificada dos solos – fluxograma. ....	31
Figura 11. Classificação do sistema rodoviário. ....	32
Figura 12. Aplicação de solos em obras de pavimentação. ....	33
Figura 13. Zonas de variação do gradiente hidráulico.....	35
Figura 14. Áreas do corpo de prova. ....	36
Figura 15. Elementos constituintes do solo.....	37
Figura 16. Relação do coeficiente de permeabilidade com diâmetro efetivo .....	39
Figura 17. Determinação de Alyamani e Sen.....	40
Figura 18. Variação do coeficiente de permeabilidade com o grau de saturação de diferentes areias.....	42
Figura 19. Estrutura de solos compactados. ....	43
Figura 20. Permeâmetro de carga constante. ....	44
Figura 21. Permeâmetro de carga variável. ....	45
Figura 22. Filtro tipo chaminé.....	46
Figura 23. Filtro vertical de areia, em construção.....	47
Figura 24. Filtro horizontal em construção. ....	48
Figura 25. Água nos pavimentos.....	49
Figura 26. Sistema de captação de água subterrânea.....	49
Figura 27. Esquema dos dispositivos drenantes de uma via. ....	50
Figura 28. Faixas granulométricas relacionadas com o coeficiente de permeabilidade .....	52
Figura 29. Sequência executiva da colunar granular por vibrosubstituição.....	53
Figura 30. Esquema do método executivo de camisas granulares encamisadas. ....	54



Figura 31. (a) Areia fina e (b) areia média.....	56
Figura 32. Cilindro de proctor usado nos ensaios de índice de vazios.....	57
Figura 33. Cilindro do permeâmetro com solo.....	58
Figura 34. Conjunto formado para peneiramento fino.....	60
Figura 35. Aplicação de vácuo ao picnômetro.....	61
Figura 36. (a) Resfriamento do conteúdo com água (b) com gelo.....	62
Figura 37. Cilindro preenchido, determinação do índice de vazios máximo.....	63
Figura 38. Cilindro de proctor preenchido com areia fina.....	64
Figura 39. Permeâmetro de carga constante.....	65
Figura 40. Curva granulométrica areia fina.....	68
Figura 41. Curva granulométrica areia média.....	69
Figura 42. Curva granulométrica com 5% de inserção de areia fina.....	69
Figura 43. Curva granulométrica com 15% de inserção de areia fina.....	70
Figura 44. Curva granulométrica com 30% de inserção de finos.....	71
Figura 45. Curva granulométrica com 50% de inserção de finos.....	71
Figura 46. Curva granulométrica com 70% de inserção de finos.....	72
Figura 47. Curva granulométrica comparativa das amostras.....	73
Figura 48. Coeficiente de permeabilidade variando a adição de areia fina.....	77
Figura 49. Variação do coeficiente de permeabilidade em função do D50.....	78
Figura 50. Aproximação linear da curva.....	79

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1. Classificação dos solos pelo tamanho dos grãos.....	18
Tabela 2. Classificação pelo tamanho dos grãos no método ASTM .....	19
Tabela 3. Valores típicos de índices de vazios para areias.....	20
Tabela 4. Relação entre CR e compactidade das areias. ....	21
Tabela 5. Valores de CC e CNU para areias.....	25
Tabela 6. Classificação dos solos em relação aos valores de IP .....	28
Tabela 7. Valores de G para minerais presentes nos solos. ....	29
Tabela 8. Valores típicos da condutividade hidráulica dos solos saturados.....	38
Tabela 9. Condições para materiais granulares em drenagem .....	51
Tabela 10. Faixa granulométrica para material filtrante .....	52
Tabela 11. Quantidade de solo para análise granulométrica. ....	56
Tabela 12. Diâmetros de acordo com o percentual passante .....	73
Tabela 13. Valores de CNU e CC para as amostras ensaiadas.....	74
Tabela 14. Densidade real dos grãos ponderada.....	76
Tabela 15. Coeficientes de permeabilidade. ....	76
Tabela 16. Coeficiente de permeabilidade de forma semiempírica.....	80

## SUMÁRIO

<b>1. INTRODUÇÃO</b> .....	<b>13</b>
<b>1.1 OBJETIVOS</b> .....	<b>14</b>
1.1.2 OBJETIVO GERAL .....	14
1.1.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....	14
<b>2. REFERENCIAL TEÓRICO</b> .....	<b>15</b>
2.1 SOLOS: CARACTERÍSTICAS PRINCIPAIS .....	15
<b>2.1.1 Origem e Formação</b> .....	<b>15</b>
<b>2.1.2 Mineralogia e formato dos grãos</b> .....	<b>16</b>
<b>2.1.3 Propriedades físicas de solos arenosos</b> .....	<b>19</b>
2.2 CARACTERIZAÇÃO BÁSICA DE LABORATÓRIO .....	21
<b>2.2.1 Granulometria</b> .....	<b>22</b>
<b>2.2.2 Plasticidade e limites de Atterbeg</b> .....	<b>26</b>
<b>2.2.3 Densidade real dos grãos (G)</b> .....	<b>28</b>
<b>2.2.4 Metodologias de classificação de solos</b> .....	<b>29</b>
2.3 PERMEABILIDADE DOS SOLOS.....	33
<b>2.3.1 Conceitos Gerais</b> .....	<b>33</b>
<b>2.3.2 Fatores que influenciam na permeabilidade</b> .....	<b>37</b>
<b>2.3.3 Permeômetros</b> .....	<b>43</b>
2.4 APLICAÇÕES DE AREIAS COMO ELEMENTOS DE DRENAGEM.....	45
<b>2.4.1. Filtros</b> .....	<b>45</b>
<b>2.4.2 Colchões drenantes</b> .....	<b>48</b>
<b>2.4.3 Colunas granulares</b> .....	<b>52</b>
<b>3. MATERIAIS E MÉTODOS</b> .....	<b>55</b>
3.1 DESCRIÇÃO DO MATERIAL E LOCAL DE COLETA DAS AMOSTRAS .....	55
3.2 PREPARAÇÃO DAS AMOSTRAS PARA OS ENSAIOS .....	56
<b>3.2.1 Amostras para ensaio de granulometria</b> .....	<b>56</b>
<b>3.2.2 Amostras para determinação dos limites de atterberg</b> .....	<b>57</b>
<b>3.2.3 Amostras para ensaio de massa específica real dos grãos</b> .....	<b>57</b>
<b>3.2.4 Amostras para ensaios de índice de vazios máximo e mínimo</b> .....	<b>57</b>
<b>3.2.5 Amostras para ensaio de permeabilidade</b> .....	<b>58</b>
3.3 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO .....	58
<b>3.3.1 Análise Granulométrica</b> .....	<b>58</b>

<b>3.3.2 Limites de Atterberg.....</b>	<b>60</b>
<b>3.3.3 Densidade real dos grãos.....</b>	<b>61</b>
<b>3.3.4 Ensaio de pluviação sobre peneiras.....</b>	<b>62</b>
3.4 ENSAIO DE PERMEABILIDADE .....	64
<b>4 RESULTADOS E DISCUSSÕES .....</b>	<b>67</b>
4.1 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DAS AREIAS .....	67
<b>4.1.1 Análise granulométrica.....</b>	<b>67</b>
<b>4.1.2 Limites de Atterberg.....</b>	<b>74</b>
<b>4.1.3 Classificações unificada e rodoviária.....</b>	<b>75</b>
<b>4.1.4 Densidade real dos grãos.....</b>	<b>75</b>
4.2 PERMEABILIDADE .....	76
4.3 APLICAÇÕES .....	80
REFERÊNCIAS.....	84

## 1. INTRODUÇÃO

Solos em geral são permeáveis, pois permitem o escoamento através do seu interior, devido à existência de espaços vazios entre os grãos. Desta forma, a água consegue percolar dos pontos que possuem elevada carga para pontos com menor carga (DAS, 2006). Sendo assim, a permeabilidade é a propriedade do solo que permite o escoamento de fluídos, principalmente água, no seu interior. Esta propriedade, varia em função das características físicas dos solos, sendo que, fatores como índice de vazios, diâmetro e forma das partículas presentes no solo, temperatura e viscosidade do fluído de percolação, afetam o valor do coeficiente de permeabilidade (FERNANDES, 2006).

A importância do estudo de percolação da água no solo é essencial para problemas recorrentes e práticos na engenharia, como drenagem, filtros, rebaixamento de nível de água subterrâneo, adensamento, estabilidade de taludes, entre outros (CAPUTO, 1988). O enfoque deste trabalho deu-se na análise da permeabilidade de materiais granulares, frequentemente utilizados em sistemas de drenagem.

Duas amostras de areia, disponibilizadas pela empresa Rudnick Minérios foram utilizadas nos estudos, sendo uma delas composta por partículas de maior diâmetro e outra composta por partículas de menor diâmetro. O coeficiente de permeabilidade foi avaliado através de ensaios realizados em permeâmetro de carga constante, e nas amostras na sua condição natural e misturadas entre si. O coeficiente de permeabilidade foi avaliado em função da porcentagem de areia inserida em areia média, e de forma semelhante, a variação deste com o diâmetro médio do solo.

Por meio deste estudo torna-se possível identificar a aplicabilidade das diferentes composições granulométricas dos materiais estudados em obras de engenharia, podendo classifica-los quanto à sua permeabilidade, o que conclui o estudo como bons materiais para aplicação em elementos de drenagem.

## 1.1 OBJETIVOS

### 1.1.2 Objetivo Geral

Estudar o efeito da variação da granulometria na permeabilidade de amostras de areia coletadas em jazidas localizadas no norte do estado de Santa Catarina.

### 1.1.3 Objetivos específicos

Os objetivos específicos deste trabalho são os seguintes:

- Caracterizar fisicamente as amostras de areia;
- Definir os índices de vazios máximo e mínimo das amostras e definir o índice de vazios de ensaio;
- Avaliar a variação do coeficiente de permeabilidade em amostras granulometricamente modificadas (inserção de grãos de menores diâmetros);
- Classificar as amostras quanto à sua permeabilidade;
- Identificar e discutir a aplicabilidade das areias estudadas em obras de engenharia.

## **2. REFERENCIAL TEÓRICO**

Neste capítulo, apresenta-se uma revisão bibliográfica sobre as características principais dos solos, falando sobre a formação dos mesmos, formato dos grãos, ensaios essenciais para a caracterização dos mesmos e suas respectivas classificações. Além disso, são apresentadas algumas aplicações para solos arenosos, relacionadas à permeabilidade destes materiais, ponto chave desse trabalho.

### **2.1 SOLOS: CARACTERÍSTICAS PRINCIPAIS**

#### **2.1.1 Origem e Formação**

As rochas metamórficas são formadas a partir da alteração de uma rocha pré-existente (ígneas ou sedimentar), em razão de aumento de calor e pressão. Durante o metamorfismo, novos minerais são formados, e os grãos são cisalhados, conferindo, em alguns casos, uma textura foliada (DAS, 2006).

Estas rochas ao sofrerem a ação do intemperismo, processo de desfragmentação, dão origem aos solos, com propriedades físicas, inicialmente, similares ao material que os deu origem. O intemperismo pode ocorrer de duas formas distintas, podendo ser classificado em intemperismo físico ou intemperismo químico ou uma junção de ambos (CAPUTO, 1988).

O intemperismo físico, ocorre basicamente por variações de temperatura e pressão, sendo mais comum a variação diurna e sazonal da temperatura, provocando uma contração e expansão dos grãos. Este fenômeno causa tensões internas à rocha, que acaba se fragmentando e transformando a rocha maciça em um conjunto de grãos desagregados e fraturados. O intemperismo físico comumente leva à formação de solos granulares (TOLEDO, 2019).

O intemperismo químico, é uma continuação do processo de fragmentação iniciado pelo processo de intemperismo físico. Com as variações de temperatura e pressão, surgem pequenas fissuras no material, que permitem a infiltração de águas de chuvas na rocha. A presença da água em conjunto aos aumentos de temperatura, promovem reações químicas que resultam na fragmentação da rocha em partículas

muito pequenas. De modo geral, o produto do intemperismo químico são os solos finos, podendo ser argilosos ou siltosos (TOLEDO, 2019).

Os solos formados a partir do intemperismo, podem permanecer no local de origem, constituindo os chamados solos residuais, ou sofrer algum tipo de transporte, dando origem aos solos transportados ou sedimentares (DAS, 2006).

Nos solos residuais observa-se uma gradual transição do solo até a rocha, desenvolvida pela própria ação do intemperismo. Os solos transportados, ou sedimentares, são materiais que sofrem a ação de agentes transportadores, sendo que a nomenclatura destes, provém do agente que os moveu do local de origem. Os solos ditos aluvionares, foram transportados e depositados pelos cursos de água; os eólicos são transportados pelo vento, formando as dunas; os coluvionares são transportados pela gravidade, e por fim, os glaciares, provém do transporte efetuado pelas águas de geleiras (CAPUTO, 1988).

Os solos também podem sofrer alterações de acordo com as condições climáticas que os são impostas e, receber a denominação de solos orgânicos, quando são de origem essencialmente orgânica, vegetal ou animal (CAPUTO, 1988).

### **2.1.2 Mineralogia e formato dos grãos**

Além dos fatores de classificação geológica, apresentados anteriormente, ressalta-se a interferência da granulometria e forma dos grãos na distinção dos solos. Em conjunto, as propriedades físicas dos solos recebem influência dos minerais que os constituem (LIRA; NEVES, 2018).

A composição química mineral dos solos em geral é composta por silicatos, óxidos, carbonatos e sulfatos. Os silicatos, são essenciais na composição dos mesmos, e interferem predominantemente no comportamento dos grãos (SOUSA PINTO, 2011). Os silicatos possuem cristais com forma tetraédrica, compostos essencialmente por silício e oxigênio. O estudo dos silicatos é fundamental, pois engloba uma grande variedade de minerais, sendo que as suas 3 classificações principais, são: quartzo, mica e feldspato (LIRA; NEVES, 2018).

As micas, são lâminas delgadas e flexíveis que possuem uma clivagem extremamente fácil. A presença da mica aparece sempre sob a forma de pequenas escamas brilhantes, conferindo-lhes um brilho característico (CAPUTO, 1988). Suas



principais características são: flexibilidade, baixa condutividade térmica e elétrica, resistência a mudanças abruptas de temperatura (CAVALCANTE; BALTAR; SAMPAIO, 2005).

Os feldspatos sofrem decomposição medianamente acentuada, e são distribuídos em rochas ígneas, o que indica uma formação a partir da cristalização do magma. Após intemperizado, este mineral tende a transformar-se em outras substâncias, como argilominerais e argilas (LIRA; NEVES, 2018).

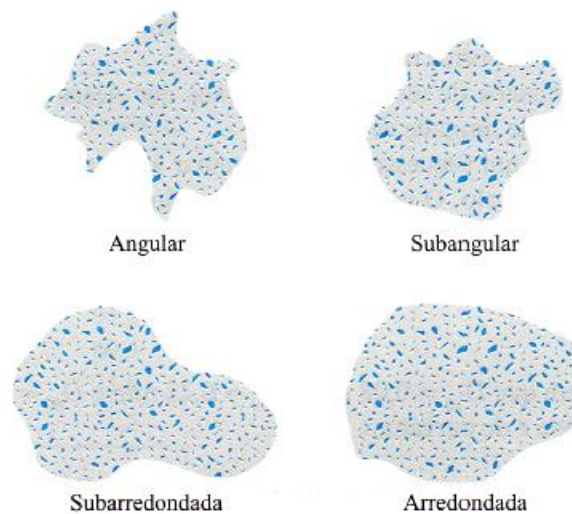
Os quartzos, estão presentes em grande variedade de rochas, pois possuem composição com sílica cristalina pura, sendo este menos suscetível ao intemperismo. o que lhe permite um aumento na resistência do grão (CAPUTO, 1988).

Os solos ditos finos, são formados pelos argilominerais e possuem partículas lamelares. Essa característica na forma das partículas ocorre essencialmente nos solos coesivos, e é responsável pela compressibilidade e plasticidade dos mesmos (CAPUTO, 1988).

Os solos granulares, são formados por partículas poliédricas. Segundo Das (2006), o formato das partículas dos solos granulares, está diretamente relacionado com os minerais que os compõe e, exerce grande influência sobre as suas propriedades físicas, como índice de vazios, parâmetros de resistência ao cisalhamento, compressibilidade, permeabilidade, etc. Pode-se citar a presença do mineral quartzo, como predominante em solos granulares. Devido à sua estabilidade química e dureza, é um dos minerais mais resistentes aos habituais agentes de intemperismo, tais como a água e a variação de temperatura; por isso, passa quase que incólume da rocha aos solos, resultando em solos compostos por partículas de maiores diâmetros (CAPUTO, 1988).

As partículas dos solos granulares, quando localizadas próximas do local de sua origem são geralmente muito angulares. Já as partículas de solos granulares que sofreram transporte pela ação do vento ou água, por longas distâncias, podem apresentar formatos que vão desde o subangular até o arredondado (DAS, 2006). A Figura 1 ilustra os diferentes formatos que as partículas de solos granulares podem apresentar.

Figura 1. Forma das partículas de solos granulares



Fonte: Das (2006)

De modo geral, os solos são materiais heterogêneos e geralmente são formados por partículas de tamanhos variados. A partir do diâmetro do grão predominante no solo é possível identificá-lo através de diferentes nomenclaturas. A definição do tamanho dos grãos pode ser obtida em laboratório e, de acordo com as porcentagens predominantes, a norma NBR 6502 (ABNT,1995), permite que o solo seja classificado, conforme os intervalos apresentados na Tabela 1.

Tabela 1. Classificação dos solos pelo tamanho dos grãos.

Fração	Limites
Matacão	25 cm a 1m
Pedra	7,6 cm a 25cm
Pedregulho	4,8 mm a 7,6 cm
Areia grossa	2 mm a 4,8 mm
Areia média	0,42 mm a 2 mm
Areia fina	0,05 mm a 0,042 mm
Silte	0,005mm a 0,05 mm
Argila	Inferior a 0,005 mm

Fonte: ABNT NBR 6502:1995.

A American Society for Testing and Materials (ASTM) é um órgão estadunidense que desenvolve e publica normas técnicas, para os materiais. Na Tabela 2 é possível observar os limites de tamanho dos grãos recomendados pela norma.

Tabela 2. Classificação pelo tamanho dos grãos no método ASTM

Norma	Pedregulho (mm)	Areia (mm)			Silte (mm)	Argila (mm)
		Grossa	Média	Fina		
ASTM D 2487	75 a 4,75	4,75 a 2,0	2,0 a 0,425	0,425 a 0,075	0,074 a 0,005	Menor 0,0075

Fonte: Marchezini (2018) apud ASTM (2006)

### 2.1.3 Propriedades físicas de solos arenosos

Segundo Hachich *et al.* (1998), as areias são classificadas como solos granulares, distinguindo-se dos pedregulhos em função do tamanho das partículas predominante (Tabela 1 apresentada no item 2.1.2).

Conforme já apresentado, as areias são provenientes da desagregação mecânica das rochas, através do intemperismo destas. De modo geral, todas as rochas podem resultar em areias, porém, materiais ricos em quartzo e feldspatos são mais favoráveis (DAS, 2006).

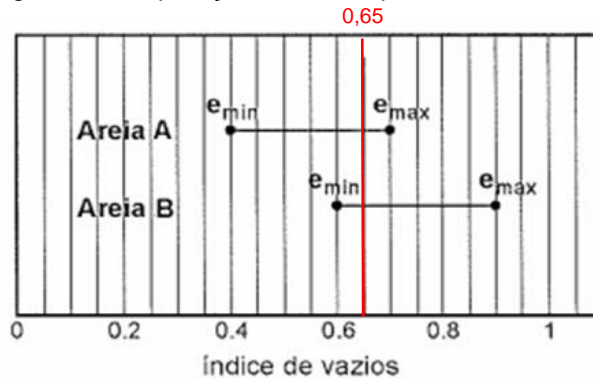
As areias são materiais que não apresentam plasticidade e possuem o seu comportamento regido pelo seu índice de vazios, podendo ser classificadas em função de sua compacidade. Segundo Lira Neves (2018), a compacidade é um índice que determina o grau de compactação de um material granular, não coesivo. Quando o solo apresenta compacidade relativa de 100%, significa que este material está na sua máxima compactação, e possui um índice de vazios denominado de mínimo.

Sousa Pinto (2011) afirma que o estado de compacidade de uma areia depende do índice de vazios ( $e$ ) natural do material. Desta forma, duas areias diferentes, com o mesmo índice de vazios, podem apresentar diferentes estados de compacidade, sendo uma compacta e outra fofa. Para efetuar esta análise, é necessário comparar o índice de vazios natural ( $e_{nat}$ ), mínimo ( $e_{mín}$ ) e máximo ( $e_{máx}$ ) das amostras.

Na Figura 2, é possível observar a comparação de duas areias (A e B), ambas com um índice de vazios natural de aproximadamente 0,65. Através da imagem, é observado os índices de vazios mínimo e máximo, para cada uma delas. Nesta situação, a areia A estará numa condição fofa (próximo ao índice de vazios máximo

do material) e a areia B, numa condição compacta (próximo ao índice de vazios mínimo do material) (SOUSA PINTO, 2011).

Figura 2. Comparação entre compactidade de areias.



Fonte: Adaptado de Pinto (2011).

Uma areia pode ter seu estado mais fofo possível determinado vertendo-se o material com cautela através de um funil, a partir de uma pequena altura de queda. Assim, será possível determinar o seu peso específico e calcular o índice de vazios máximo (SOUSA PINTO, 2011). O índice de vazios mínimo para solos não coesivos, com até 12% de partículas passantes na peneira 200 (0,075 mm), deverá obedecer à norma NBR 12051 (ABNT, 1991).

Por outro lado, se colocada dentro de um molde, com certa vibração, a areia possuirá o estado mais compacto possível, resultando no índice de vazios mínimo (SOUSA PINTO, 2011). A NBR 12004 (ABNT, 1990) rege os parâmetros necessários para determinar o índice de vazios máximo de solos não coesivos.

Os valores dos índices de vazios máximo e mínimo estão diretamente relacionados com as características de uma areia. A Tabela 3 apresenta a faixa de variação típica destes valores em função da graduação e formato dos grãos do material.

Tabela 3. Valores típicos de índices de vazios para areias.

Descrição da areia	$e_{\min}$	$e_{\max}$
Areia uniforme de grãos angulares	0,70	1,10
Areia bem graduada de grãos angulares	0,45	0,75
Areia uniforme de grãos arredondados	0,45	0,75
Areia bem graduada de grãos arredondados	0,35	0,65

Fonte: Pinto (2011).

Levando-se em consideração a variação da compacidade em função do índice de vazios do material, a compacidade relativa (CR) pode ser expressa como indicado na Equação 1. O valor de CR pode ser adotado como um indicativo da maior ou menor suscetibilidade do solo de sofrer deformações com a aplicação de uma carga. Quanto maior for o valor de CR, menos compressível será o solo granular (Sousa Pinto, 2011).

$$CR = \frac{e_{m\acute{a}x} - e_{nat}}{e_{m\acute{a}x} - e_{m\acute{i}n}} \quad (1)$$

A relação entre os valores de CR, calculados pela Equação 1, e a compacidade das areias pode ser obtida através dos dados apresentados na Tabela 4 (SOUSA PINTO, 2011, apud Terzaghi, 1943).

Tabela 4. Relação entre CR e compacidade das areias.

Classificação	CR
Areia fofa	abaixo de 0,33
Areia de compacidade média	entre 0,33 e 0,66
Areia compacta	acima de 0,66

Fonte: Sousa Pinto (2011, apud Terzaghi, 1943).

De maneira geral, as areias com maior compacidade apresentam maior resistência e menor deformabilidade. Entretanto, essa condição dependerá de outras características do solo, como a distribuição granulométrica do material (SOUSA PINTO, 2011).

## 2.2 CARACTERIZAÇÃO BÁSICA DE LABORATÓRIO

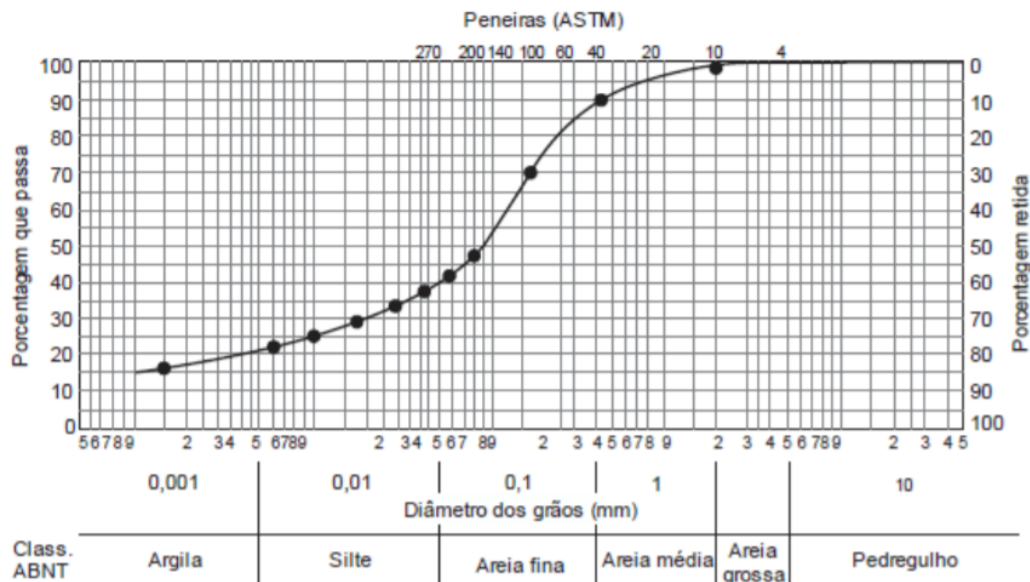
Para classificar e caracterizar os solos no âmbito da Engenharia Geotécnica, torna-se necessária a realização de alguns ensaios para avaliação das propriedades físicas dos mesmos. Neste item são apresentados conceitos gerais referentes a alguns destes ensaios, bem como, as principais metodologias de classificação de solos apresentadas pela literatura.

### 2.2.1 Granulometria

A análise granulométrica de um solo é a determinação das dimensões das partículas que o compõe, com as respectivas proporções. Esta avaliação da distribuição dos grãos de um solo é representada pela curva granulométrica (DAS, 2006). Através desta representação gráfica, é possível distinguir os diferentes tamanhos de partículas presentes no material, bem como, suas respectivas proporções, que são definidas através da determinação das porcentagens de material passante em cada peneira utilizada no ensaio.

A partir da interpretação das informações constantes na curva granulométrica, é possível analisar se o solo possui granulometria contínua, descontínua, uniforme, bem graduada ou mal graduada (CAPUTO, 1988). Além disso, é possível identificar as porcentagens de pedregulho, areia, silte ou argila presentes na amostra avaliada (Figura 3), considerando os limites definidos pela NBR 7181 (ABNT 1968), apresentados no item 2.1.2 deste trabalho (FERNANDES, 2016).

Figura 3. Distribuição granulométrica associada ao tipo de material



Fonte: Fernandes (2006).

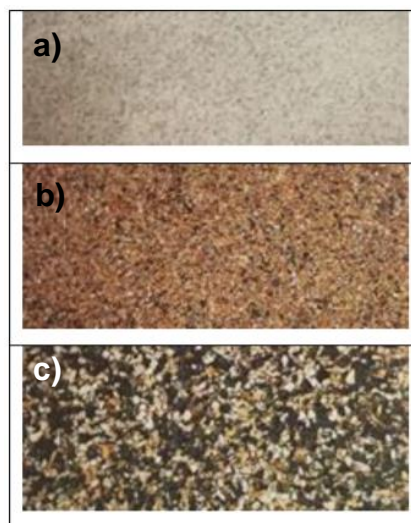
A distribuição granulométrica de solos é realizada através de dois procedimentos apresentados pela NBR 7181 (ABNT, 1968): o peneiramento, para

caracterizar a distribuição das partículas mais grossas e a sedimentação, para a análise da distribuição das partículas finas do material (FERNANDES, 2006).

O ensaio por peneiramento, é ideal para análise de materiais granulares, com poucos ou sem finos. Sendo assim, é adequado para avaliação da distribuição das partículas retidas na peneira nº 200 (0,075 mm), ou seja, para pedras, pedregulhos e areias. A Figura 4 apresenta um exemplo de distinção entre os diâmetros de partículas de areias, definido através do peneiramento: (a) areia fina, (b) areia média e (c) areia grossa (FERNANDES, 2006).

A análise granulométrica por sedimentação é realizada dentro de uma proveta com volume conhecido, possuindo um agente defloculante, responsável pela desagregação de grumos do solo, e água destilada. Este ensaio, baseia-se na Lei de Stokes, que afirma que as partículas decantam com velocidades diferentes, variando conforme o tamanho, peso, formato do grão e viscosidade da água (DAS, 2007).

Figura 4. (a) Areia fina, (b) média e (c) grossa, respectivamente.



Fonte: Fernandes (2006)

No caso de solos granulares, com poucos ou sem a presença de finos, o seu comportamento está diretamente relacionado com a distribuição granulométrica do mesmo. Sendo assim, estes solos podem ser classificados através das nomenclaturas “bem graduados” ou “mal graduados”. Materiais com porcentagens de partículas com diâmetros variados, são denominados de “bem graduados” (Figura 5) (CAPUTO, 1988).

Na Figura 5, é possível observar um exemplo para solos com granulometria uniforme, o que significa dizer que há muitos grãos com o mesmo diâmetro. Há também, a granulometria aberta, sendo assim denominada quando o solo possui ausência de alguns diâmetros em sua composição granulométrica (MEDEIROS, 2018).

Normalmente, solos classificados como “bem graduados” possuem um melhor comportamento mecânico sob o ponto de vista de capacidade de carga para suporte de obras de engenharia (MEDEIROS, 2018). Nestes solos as partículas menores ocupam os vazios formados entre as partículas maiores, dando um encaixe entre os grãos, contribuindo para um aumento do atrito entre as partículas e, por consequência, um aumento na resistência (SOUSA PINTO, 2006).

Figura 5. Granulometria de solos granulares



Fonte: Caputo (1988).

A classificação dos solos granulares sem ou com poucos finos, como sendo bem ou mal graduado pode ser realizada pela análise da curva granulométrica. Os coeficientes de não uniformidade (CNU) e curvatura (CC) auxiliam esta verificação. O valor de CNU pode ser calculado através da razão do diâmetro abaixo do qual se situam 60% em peso das partículas ( $D_{60}$ ) pelo diâmetro abaixo do qual se situam 10% das partículas em ( $D_{10}$ ) (Equação 2). Este coeficiente representa a diversidade de partículas presentes numa amostra de solo granular.



$$CNU = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (2)$$

O Coeficiente de Curvatura (CC), expressa o formato da curva granulométrica, apontando descontinuidades ou concentração de um certo diâmetro nos grãos do material. O CC é calculado através da razão do diâmetro abaixo do qual se encontram 30% das partículas em peso ( $D_{30}$ ), na segunda potência, pela multiplicação do  $D_{10}$  pelo  $D_{60}$ , já descritos anteriormente (Equação 3).

$$CC = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \times D_{60}} \quad (3)$$

Valores de CC menores que 1, indicam uma descontinuidade na curva granulométrica, causada pela ausência de grãos em determinado diâmetro. Se o valor de CC é maior que 3, tem-se o indicativo de uma curva homogênea na parte central. Valores entre 1 e 3, indicam uma curva com inclinações suaves. Na Tabela 5, é possível observar os limites de CC e CNU como limites classificatórios para materiais bem graduados ou não, em análises de areias (SOUZA PINTO, 2011).

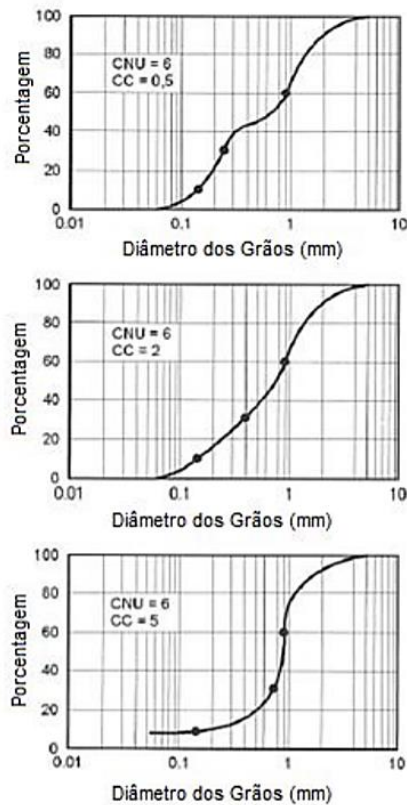
Tabela 5. Valores de CC e CNU para areias

Classificação	CC	CNU
Bem graduada	$1 < CC < 3$	Superior a 6
Mal graduada	$1 > CC > 3$	Inferior a 6

Fonte: Sousa Pinto, 2011.

Diferentes curvas granulométricas podem ser observadas na Figura 6, ilustrando variações de CNU e CC. Nela é possível observar a interferência dos limites CC e CNU no comportamento da curva granulométrica.

Figura 6. Curvas granulométricas com variação de CC e CNU.



Fonte: Pinto (2006)

### 2.2.2 Plasticidade e limites de Atterbeg

Conforme apresentado no item anterior, os solos granulares podem ser avaliados somente pela análise de sua distribuição granulométrica. Entretanto, quando se fazem presentes partículas finas, o comportamento do mesmo precisa ser avaliado também em função de suas características de plasticidade, que podem ser avaliadas através dos limites de Atterberg.

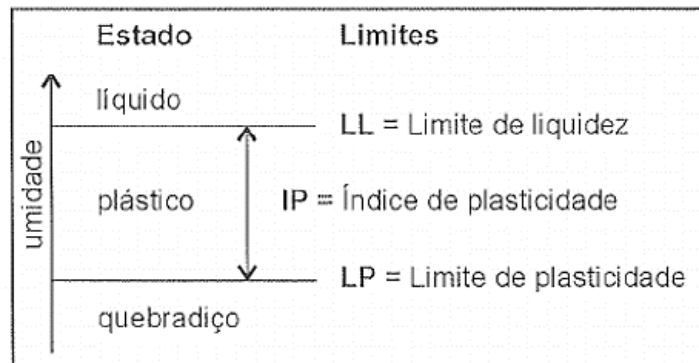
Os limites de Atterberg baseiam-se na constatação de que um solo com presença de argilominerais possui aspectos de comportamento bem distintos, variando conforme a umidade do material. Quando o solo está muito úmido, possui comportamento líquido, e quando perde essa água, comporta-se como plástico. Os teores de umidades que possibilitam essa variação no comportamento do material são chamados de Limite de Liquidez (LL) e Limite de Plasticidade (LP). A diferença entre os limites é definida como Índice de Plasticidade (IP) (Equação 4).

$$IP = LL - LP$$

(4)

A Figura 7 ilustra a variação de estado do material com o acréscimo do teor de umidade, indentificando os valores de LL e LP como as umidades nas quais se tem a passagem do solo do estado líquido para o plástico e do estado plástico para o quebradiço, respectivamente. A diferença entre os valores de LL (limite superior) e LP (limite inferior) é o IP (SOUSA PINTO, 2011).

Figura 7. Limites de Alterberg



Fonte: Souza Pinto (2011)

Em laboratório, o valor do limite de liquidez é definido como o teor de umidade no qual uma ranhura feita no solo inserido sobre a concha do aparelho de Casagrande, é fechada, com a aplicação de 25 golpes (SOUSA PINTO, 2006). O procedimento é regido pela ABNT NBR 6459 (ABNT, 2016).

O Limite de Plasticidade, é definido como o menor teor de umidade na qual, se consegue moldar um cilindro de 3 mm de diâmetro e cerca de 10 cm de comprimento, rolando-se o material com a palma da mão sobre uma placa de vidro (SOUSA PINTO, 2006). O procedimento é regido pela NBR 7180 (ABNT, 2016).

O índice de plasticidade, é geralmente associado aos solos argilosos, pois quanto maior seu valor mais plástico será considerado o solo. Sendo assim, em areias limpas, o índice de plasticidade é nulo, sendo então, o material classificado como não-plástico ( $IP = NP$ ) (CAPUTO, 1988). Caso os solos granulares apresentem uma quantidade representativa de partículas finas, estas deverão ter seus valores de LL, LP e IP definidos, pois as mesmas afetam o comportamento do material.

Na Tabela 6 são apresentados valores de IP e a respectiva classificação dos solos quanto a sua plasticidade.

Tabela 6. Classificação dos solos em relação aos valores de IP

IP	DESCRIÇÃO
0	Não Plástico
01 - 05	Ligeiramente plástico
05 - 10	Plasticidade baixa
10 - 20	Plasticidade média
20 - 40	Plasticidade alta
> 40	Plasticidade muito alta

Fonte: Das (2007)

### 2.2.3 Densidade real dos grãos (G)

A densidade real dos grãos (G) é definida como a relação entre o peso específico de um dado material, e o peso específico da água. É um número adimensional, que é amplamente usado para a classificação dos solos. O valor da densidade real dos grãos, varia de acordo com os minerais constituintes e a quantidade deles presentes em cada solo (DAS, 2007).

O ensaio em laboratório para a definição da densidade real dos grãos é regido pela NBR 6458 (ABNT, 2016). Este ensaio é realizado com o auxílio de picnômetros, através dos quais é possível verificar o volume de água correspondente ao volume dos sólidos que compõe a amostra de solo ensaiada. Para tanto, é necessário garantir-se que todos os vazios do material estejam preenchidos por água, ou seja, sem ar no sistema. Geralmente a utilização de vácuo ou aquecimento do conjunto permite que esta condição seja alcançada (DAS, 2007).

Como o peso específico da água muda em função da temperatura, é necessário que a temperatura seja monitorada durante os ensaios e corrigida para a temperatura de 20°C, a fim de obter-se uma padronização dos resultados (DAS, 2007).

Os valores da densidade real dos grãos (G), variam conforme os minerais que compõem o solo analisado. Geralmente, são encontrados valores entre 2,6 e 2,9 para a grande maioria dos solos naturais. A Tabela 8 apresenta a densidade real dos grãos (G) para diferentes minerais, presente nos solos (DAS, 2007).

Tabela 7. Valores de G para minerais presentes nos solos.

Mineral	G
Quartzo	2,65
Caulinita	2,60
Ilita	2,80
Mica	2,7 – 3,0
Montmorilonita	2,65 - 2,80
Clorita	2,60 - 2,90
Biotita	2,80 - 3,20
Feldspato potássico	2,57
Feldspato sódico e cálcico	2,62 - 2,80

Fonte: Das (2007)

## 2.2.4 Metodologias de classificação de solos

Baseadas em resultados obtidos a partir da plasticidade do material e da granulometria, estas metodologias de classificação visam padronizar a nomenclatura de grupos de solo, com características comuns (SOUSA PINTO, 2011).

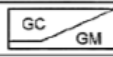
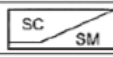
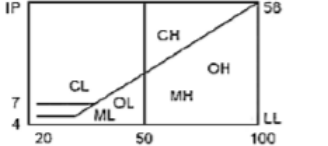
As classificações Unificada e Rodoviária (AASHTO) constituem as metodologias rotineiramente utilizadas para este tipo de classificação de solos

### 2.2.4.1 Método de classificação unificado

Criado por Casagrande, este tipo de classificação separa os solos em dois grandes grupos, os de graduação grosseira e graduação fina. Solos classificados como de graduação grosseira, possuem menos de 50% do material em peso, passando na peneira 200 (0,075mm). Estes solos podem ser classificados como pedregulho, recebendo o sufixo G, baseado no inglês (*grave*) ou areia, que recebe o sufixo S (*sand*) (DAS, 2007).

Os solos classificados como graduação fina, possuem mais de 50% da amostra passante pela peneira 200, podendo então ser classificados como silte (M – *medium*), argila (C – *clay*) ou solo orgânico (O – *organic*) (SOUSA PINTO, 2007). A Figura 8, mostra de forma esquemática o sistema de classificação unificado, criado por Casagrande.

Figura 8. Classificação unificada.

% P #200 < 50	G > S : G	% P #200 < 5	GW CNU > 4 e 1 < CC < 3	
			GP CNU < 4 ou 1 > CC > 3	
		% P #200 > 12	GC 	
	S > G : S	5 < #200 < 12	GW-GC, GP-GM, etc.	
		% P #200 < 5	SW CNU > 6 e 1 < CC < 3	
		% P #200 > 12	SC 	
	5 < #200 < 12	SW-SC, SP-SC, etc.		
% P #200 > 50	C	CL		
		CH		
	M	ML		
		MH		
	O	OL		
		OH		

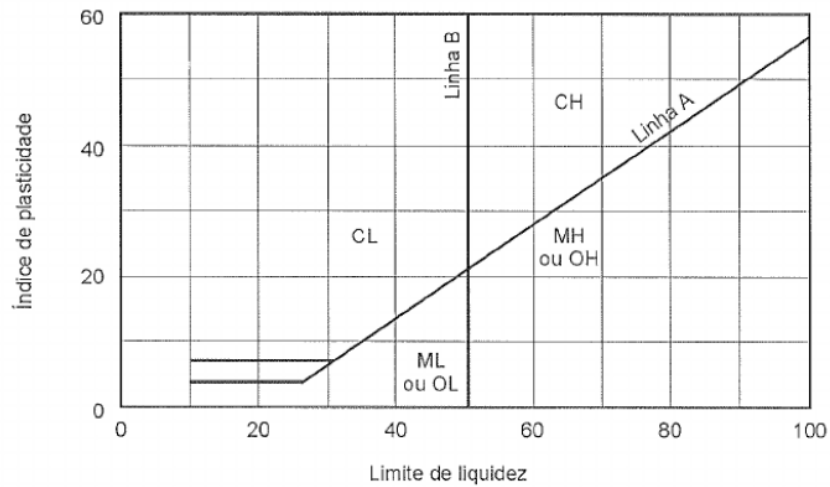
Fonte: Sousa Pinto (2011).

Como características secundárias dos solos, este sistema apresenta os sufixos W (bem graduado) e P (mal graduado) para caracterização de solos granulares com baixa porcentagem de finos (< 5%). Para solos granulares com maiores quantidades de finos, as propriedades destes finos também devem ser avaliadas, levando à classificação dos solos granulares como siltosos (M) ou argilosos (C). Para os solos finos, o sistema apresenta os sufixos H (alta compressibilidade), L (baixa compressibilidade) de acordo com a combinação dos valores de LL e IP destes materiais. Além das classificações apresentadas, o sistema define as turfas como uma grupo especial, representado pelo sufixo e Pt (*Peat*) (SOUSA PINTO, 2011).

Os solos são, então, identificados pela combinação de duas letras, sendo que, a primeira indica o tipo do solo, como areia, por exemplo, e a segunda, um dado complementar, como, por exemplo, bem graduada (SOUSA PINTO, 2011).

A avaliação das características de plasticidade dos solos finos é avaliada neste sistema pela carta de plasticidade apresentada na Figura 10. Esta carta pode ser utilizada tanto para a classificação de solos finos propriamente dita, quanto da parcela de finos (quando superior à 5% em peso) presente em solos granulares. Neste último caso, a combinação dos valores de IP e LL posicionados acima da linha A, representada na Figura 9, indica solos com caráter argiloso e quando posicionada abaixo, indica solos granulares com caráter siltoso (SOUSA PINTO, 2011)

Figura 9. Carta de plasticidade



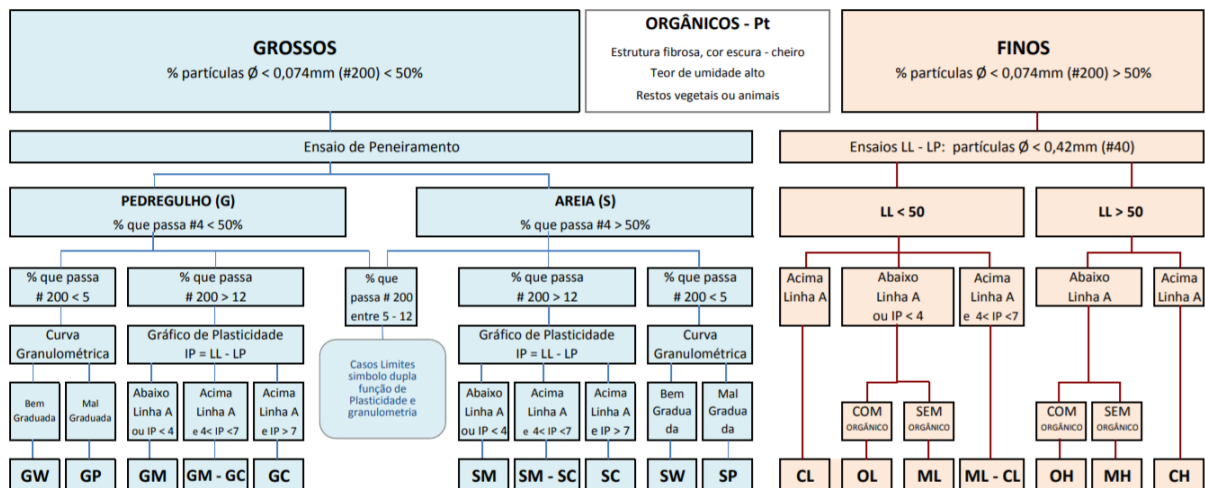
Fonte: Sousa Pinto (2006)

No caso dos solos finos, os solos argilosos, ficam acima da linha A e os solos orgânicos, mesmo que argilosos, e os solos siltsos, ficam abaixo da linha A (PINTO, 2011). A Equação 5, representa a equação que rege a linha A, representada na Figura 9:

$$IP = 0,73 (LL - 20) \tag{5}$$

Na Figura 10, é possível observar um fluxograma, que auxilia a classificação a ser obtida, utilizando o método Unificado.

Figura 10. Classificação unificada dos solos – fluxograma.



Fonte: Santos (2017).

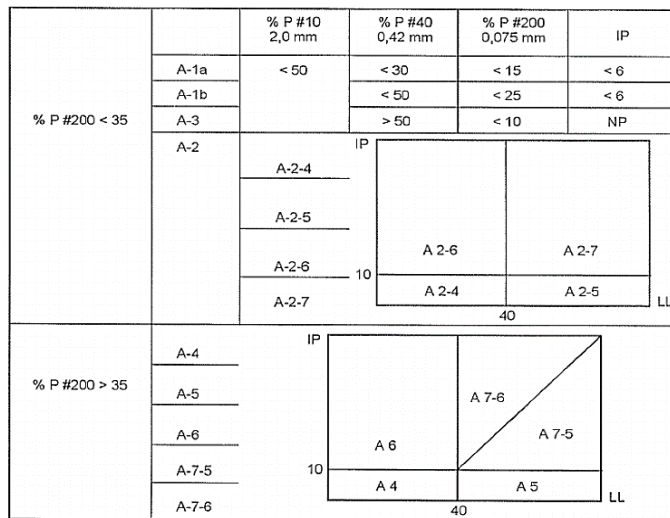
2.2.4.2 Sistema Rodoviário

Proposto inicialmente nos Estados Unidos, o sistema rodoviário de classificação é amplamente utilizado na engenharia rodoviária no mundo. Ele também baseia-se na granulometria e nos limites de Atterberg. No entanto, ele considera que solos de granulação grosseira, são os materiais que possuem menos de 35% passando pela peneira 200 (0,075mm), formando então os grupos A1, A2 e A3. Os solos com mais de 35% passando na peneira 200, formam os grupos A4, A5, A6 e A7 (PINTO, 2011).

O grupo A1a, é composto por solos grossos, com menos de 50% passando na peneira 10 (2mm), menos de 30% passando na peneira 40 (0,42mm) e menos de 15% passando na peneira 200 (PINTO, 2011). O grupo A1b, é composto por solos grossos, com menos de 50% passando na peneira 40, menos de 25% na peneira 200. Ambos os grupos devem ter IP menor do que 6, correspondente ao grupo GW (pedregulhos bem graduados) ou SW (areias bem graduadas) (SOUSA PINTO, 2011).

O grupo A3, é formado por areia fina, com mais de 50% passando na peneira 40 e menos de 10% passando na peneira 200. Portanto, correspondem as areias finas mal graduadas, com IP nulo, sufixo SP (SOUSA PINTO, 2011). O grupo A2, é formado por areias finas que constituem a caracterisitica secundária, podendo ser entre A2-4 até A2-7. Na Figura 11, é possível observar um esquema do sistema de classificação rodoviária.

Figura 11. Classificação do sistema rodoviário.



Fonte Pinto (2011)



De acordo com a Figura 12, os solos classificados através do sistema rodoviário, podem ser avaliados através da predominância de material em cada classe, e quanto ao seu comportamento geral para subleito, empregado em obras de pavimentação. Pode-se observar, que os solos de graduação grosseira que são classificados como pedras, pedregulhos e areias, possuem um comportamento favorável para utilização como subleito. De forma contrária, os materiais de graduação fina, como argilas e siltes, possuem um comportamento ruim para tal aplicação.

Figura 12. Aplicação de solos em obras de pavimentação.

Classificação Geral	Materiais granulares (35% ou menos passando na peneira nº200)							Materiais siltosos e argilosos (mais de 35% passando na peneira nº200)				
	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				A-7-5/A-7-6	
Peneiração: % que passa:												
Nº 10	50 máx.											
Nº 40	30 máx.	50 máx.	51 máx.									
Nº 200 (p)	15 máx.	25 máx.	10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	36 min.	37 min.	38 min.	39 min.	40 min.
Características da fração que passa nº 40												
Limite de Liquidez - LL (%)				40 máx.	41 min.	40 máx.	41 min.	40 máx.	41 min.	40 máx.	41 min.	
Índice de Plasticidade - IP (%)	6 máx.		NP	10 máx.	10 máx.	11 min.	11 min.	10 máx.	10 máx.	11 min.	11 min.	
Índice de grupo	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: SENCO, 2008.

## 2.3 PERMEABILIDADE DOS SOLOS

### 2.3.1 Conceitos Gerais

Solos são ditos permeáveis pois, entre as suas partículas, há espaços vazios interconectados, através dos quais a água consegue fluir de um ponto de maior carga, para outro de menor carga (DAS, 2006).

Todos os solos permitem a percolação de água no seu interior, e o tempo de percolação do fluido, permite definir se um solo é mais permeável que o outro. O estudo da permeabilidade de solos em geral, é imprescindível pois a percolação da água intervem em muitos problemas práticos, como no cálculo de vazões, análise de

recalques, estudos de estabilidade referente à tensão efetiva, entre outros (SOUSA PINTO, 2011).

Entre os parâmetros físicos e mecânicos associados as diversas obras no âmbito da Engenharia Civil, o coeficiente de permeabilidade, é o que provavelmente, possui maior gama de valores, com até 9 ordens de grandeza. A granulometria é destacadamente o fator mais relevante para a permeabilidade, entretanto, depende de outros aspectos do solo, como índice de vazios, estrutura e grau de saturação.

Para analisar a condutividade hidráulica dos solos, pode-se utilizar dos estudos realizados em Mecânica dos Flúidos, e da equação de Bernoulli, onde é possível identificar que a carga de um ponto na água em movimento ( $h$ ), é obtido através da soma de 3 fatores: carga piezométrica, cinemática e altimétrica. (Equação 6) (DAS, 2006).

$$h = \frac{u}{\gamma_w} + \frac{v^2}{2g} + Z \quad (6)$$

A carga piezométrica é a pressão da água,  $u$ , em determinado ponto de análise, dividida pelo peso específico da mesma ( $\gamma_w$ ). A carga altimétrica ( $z$ ) é a distância vertical em relação a um ponto de referência. A carga cinemática é expressa através da velocidade ( $v$ ), dividida pela aceleração da gravidade ( $g$ ) (DAS, 2006).

Como o solo é um elemento poroso, o termo que contém a carga cinética pode ser desconsiderado, pois a velocidade de percolação é relativamente pequena. Então a carga total em qualquer ponto, pode ser calculada conforme a Equação 7 (DAS, 2006).

$$h = \frac{u}{\gamma_w} + Z \quad (7)$$

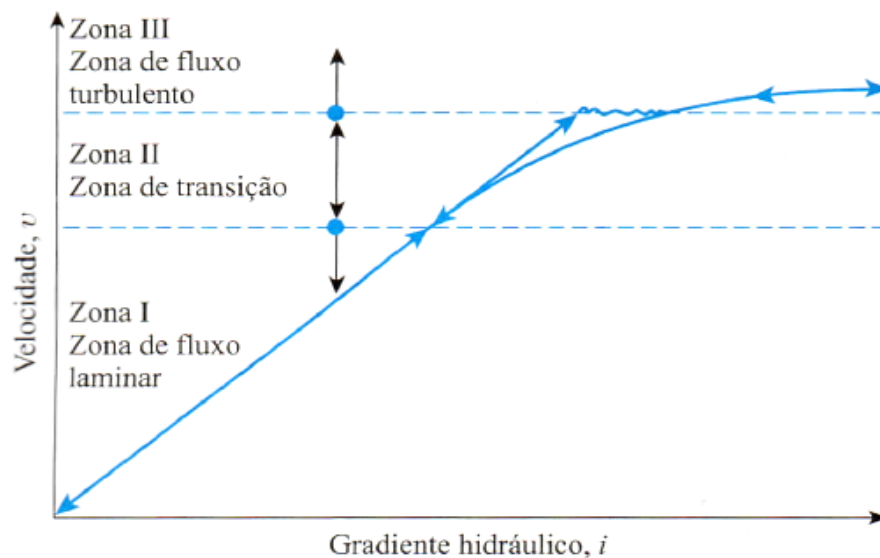
Em 1856, a Lei de Darcy foi publicada e expressa de forma simplificada por meio de uma equação que relaciona a velocidade de descarga de água ( $v$ ) através de solos saturados, com a condutividade hidráulica ou coeficiente de permeabilidade do solo ( $k$ ) e o gradiente hidráulico ( $i$ ) (Equação 8) (DAS, 2006).

$$v = k \times i \quad (8)$$

O estudo realizado por Darcy, considerava areias puras e escoamento laminar, porém, é válida para estudos de permeabilidade em grande variedade de materiais. O fluxo de água no solo é dito laminar quando permite uma relação linear entre o coeficiente hidráulico do solo e a velocidade de escoamento (DAS, 2006).

O escoamento turbulento tende a ocorrer em rochas fraturadas, pedras, pedregulhos e areias grossas. Isso acontece pois o diâmetro dos grãos é relativamente maior, e permite que as partículas de água sejam cortadas. Através da Figura 13, pode-se observar a variação da velocidade com o gradiente hidráulico, onde o mesmo é dividido em três zonas distintas. Verifica-se que apenas no fluxo laminar a relação entre “ $v$ ” e “ $i$ ” é linear.

Figura 13. Zonas de variação do gradiente hidráulico.



Fonte: Das (2006)

A velocidade de descarga da água é analisada com base na seção transversal do solo, entretanto, a velocidade efetiva da água, chamada de velocidade de fluxo, através de espaços vazios acaba sendo maior. A velocidade de fluxo, é uma aproximação linear da velocidade real em que a água percola pelo solo. A velocidade de descarga, é a quantidade de água escoando em uma unidade de tempo através de uma unidade de seção transversal da área bruta do solo, em sentido perpendicular à direção do fluxo (DAS, 2006).

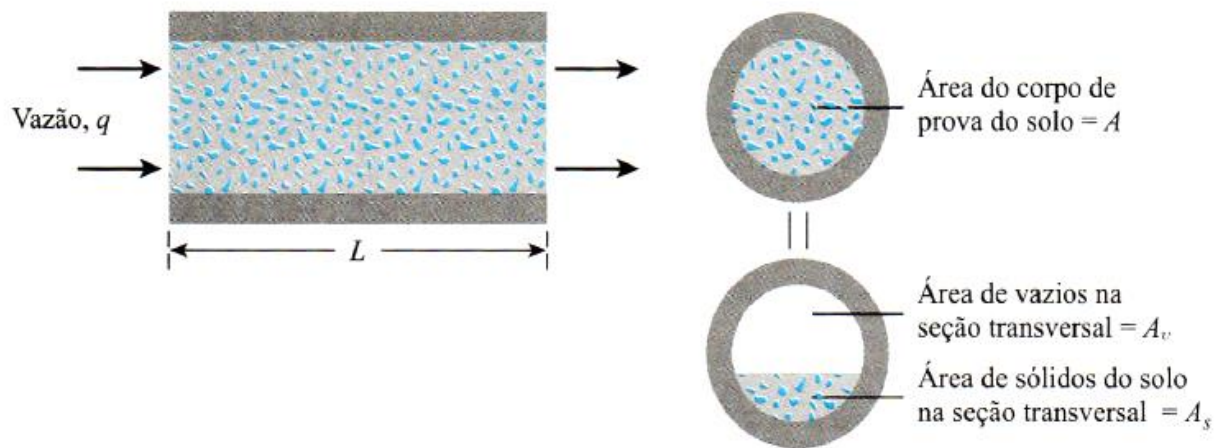
É possível relacionar a velocidade de fluxo com a de descarga. Onde “ $q$ ” é a vazão, “ $v$ ” é a velocidade de descarga, “ $A$ ” é a área transversal bruta, “ $v_s$ ” velocidade

de percolação, “ $A_v$ ” área de vazios na seção transversal, “ $A_s$ ” área de sólidos do solo na seção transversal (Equação 9) (DAS, 2006).

$$q = vA = A_v v_s = v (A_v + A_s) \quad (9)$$

Na Figura 14, pode-se observar a direção da vazão no corpo de prova cilíndrico de comprimento “ $L$ ”, e as áreas de sólidos e vazios na seção transversal da amostra. Estas considerações foram utilizadas para deduzir a Equação 9.

Figura 14. Áreas do corpo de prova.



Fonte: Das (2006).

A relação da carga que dissipa na percolação pela distância ao longo da qual a carga se é dissipada, é chamada de gradiente hidráulico, e é representado pela letra “ $i$ ”. Sendo assim, considerando que a área de uma amostra de solo será formada tanto por partículas sólidas quanto vazias, a Lei de Darcy pode ser expressa conforme a Equação 10, onde  $A$  é a área da seção transversal percolada pela água.

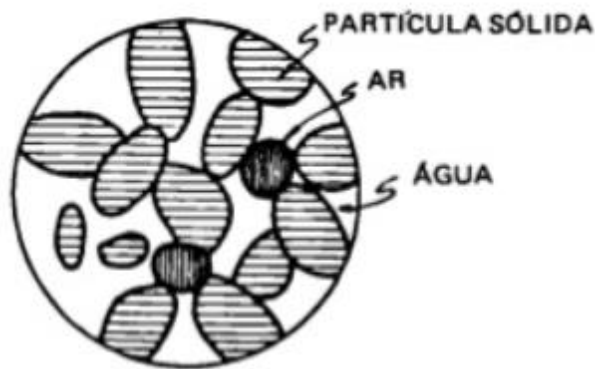
$$Q = k i A \quad (10)$$

## 2.3.2 Fatores que influenciam na permeabilidade

### 2.3.2.1 Índice de vazios

O solo é um material constituído por um conjunto de partículas sólidas, deixando entre si vazios, que poderão estar parcialmente, ou totalmente preenchidos por água, conforme indicado pela Figura 15 (CAPUTO, 1988).

Figura 15. Elementos constituintes do solo.



Fonte: Caputo (1988).

O índice de vazios do solo, expressa e quantifica estes pequenos vazios entre os grãos de solo, sendo definido como a razão entre o volume de vazios ( $V_v$ ) e volume de sólidos ( $V_s$ ) (Equação 11) (CAPUTO, 1988).

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (11)$$

Segundo Pinto (2011) existem diversos equacionamentos empíricos para correlacionar o índice de vazios com o coeficiente de permeabilidade dos solos, geralmente dependetes do tipo de material. A equação de Taylor (Equação 12), é indicada para definir o coeficiente de permeabilidade para areias em diferentes graus de compactidade (valores de índice de vazios diferentes), indicando que quanto mais fofo o material, mais permeável será.

$$\frac{k_1}{k_2} = \frac{\frac{e_1^3}{(1+e_1)}}{\frac{e_2^3}{(1+e_2)}} \quad (12)$$

### 2.3.2.2 Granulometria

A condutividade hidráulica varia amplamente de acordo com o diâmetro das partículas presentes no solo. Alguns valores típicos de coeficiente de permeabilidade para diferentes tipos de solos são apresentados na Tabela 9, considerando solos saturados.

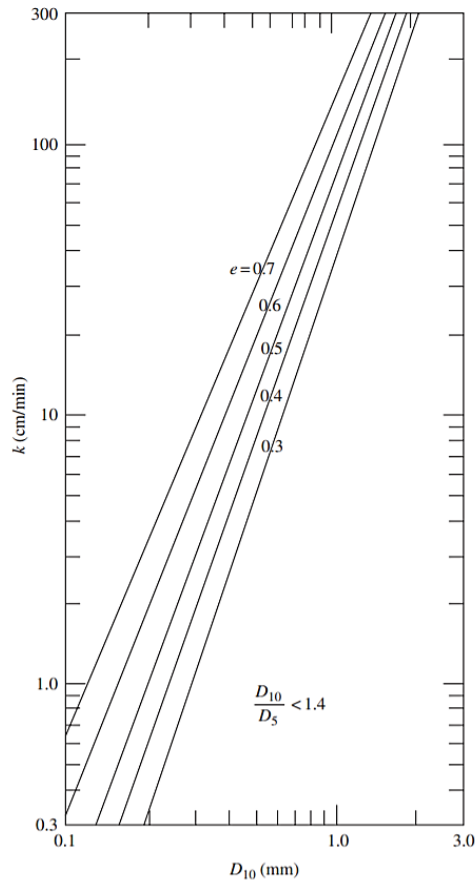
Tabela 8. Valores típicos da condutividade hidráulica dos solos saturados.

Tipo de solo	K (cm/s)
Pedregulho limpo	100-1,0
Areia grossa	1,0-0,01
Areia fina	0,01-0,001
Argila siltosa	0,001-0,00001
Argila	<0,000001

Fonte: Das (2006)

O coeficiente de permeabilidade pode ser determinado de forma indireta, utilizando métodos desenvolvidos que baseiam-se nas propriedades dos solos. Na Figura 16, é possível observar a variação do coeficiente de permeabilidade com o diâmetro efetivo do solo ( $D_{10}$ ) para diferentes intervalos para índices de vazios.

Figura 16. Relação do coeficiente de permeabilidade com diâmetro efetivo



Fonte: Das (2006)

O primeiro modelo, foi proposto por Hazen, que foi pioneiro a propor uma fórmula empírica, que baseia-se nos diâmetros dos grãos. Ela é amplamente difundida, sendo que o coeficiente de permeabilidade é determinado pela função direta entre o quadrado do diâmetro efetivo do solo ( $D_{10}$ ) pela constante de Hazen ( $C$ ), que habitualmente é adotada como sendo igual a 100, conforme dado pela Equação 13 (COSTA; RODRIGUES; FARIAS, 2019).

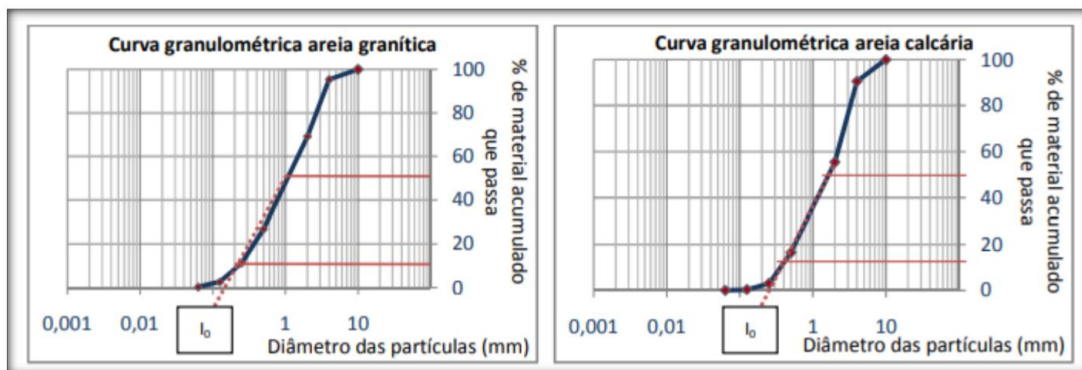
$$k = C \times (D_{10})^2 \quad (13)$$

O modelo criado por Hazen, possui como uma sugestão de uso, para solos que possuem diâmetro efetivo entre 0,1 e 30 mm. Sendo esta uma condição para aplicação do método.

Um segundo método apresentado pela literatura, é o método de Alyamani e Sen, que define o coeficiente de permeabilidade de acordo com a granulometria, e de

uma variável  $I_0$ . Essa variável, é determinada pelo traçado de uma reta ligando  $D_{10}$  e  $D_{50}$ , e projetando-a até a mesma encontrar o eixo do diâmetro das partículas, sendo este ponto de intersecção o valor de  $I_0$ . Na Figura 17, é possível observar a determinação desta variável, a partir da curva granulométrica do solo (COSTA; RODRIGUES; FARIAS, 2019).

Figura 17. Determinação de Alyamani e Sen



Fonte: Costa, Rodrigues e Farias (2019).

Na Equação 14 é possível observar o cálculo do coeficiente de permeabilidade através do método de Alyamani e Sen. O método é mais eficaz para amostras de solos bem graduados.

$$k = 1,505 \times (I_0 + 0,025 \times (D_{50} - D_{10}))^2 \quad (14)$$

Outra metodologia proposta pela literatura é o modelo de Chapuis, que foi determinado pela observação do método desenvolvido por Hazen e pelas estimativas fornecidas pelo abáco da empresa americana Naval Facilities Engineering Command NAVFAC (1986). O autor do método afirma que o coeficiente de permeabilidade deve ser calculado de acordo com o índice de vazios e o diâmetro efetivo do solo, e não possui restrição ou limitações de aplicação para o método (Equação 15) (COSTA; RODRIGUES; FARIAS, 2019).

$$k = 2,4622 \left( D_{10}^2 \times \frac{e^3}{1 + e} \right)^{0,7825} \quad (15)$$

### 2.3.2.3 Temperatura



Quanto maior for a temperatura, menor é a viscosidade da água, portanto, esta escoia facilmente pelos vazios do solo, causando assim um correspondente aumento no coeficiente de permeabilidade. Portanto, os valores de  $k$  para ensaios laboratoriais são geralmente corrigidos, para uma temperatura padrão igual à 20°C (Equação 16) (MARANGON, 2018).

$$k_{20} = k \frac{\mu_T}{\mu_{20}} \quad (16)$$

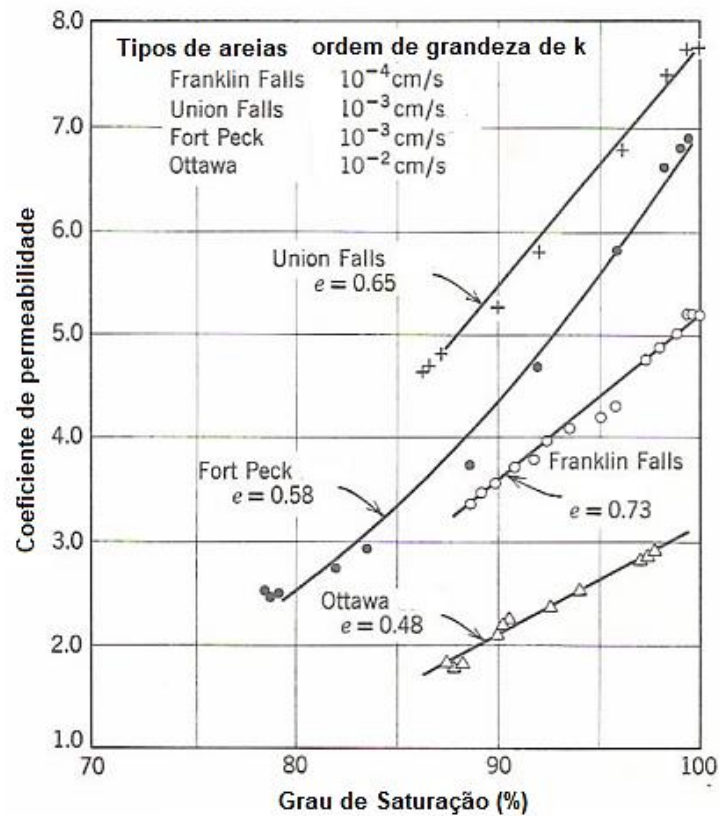
Onde,  $k_{20}$  é o coeficiente de permeabilidade em 20°C,  $k$  é o coeficiente de permeabilidade do material medido na temperatura do ensaio,  $\mu_T$  é a viscosidade da água na temperatura do ensaio, e  $\mu_{20}$  é viscosidade da água em 20°C (MARANGON, 2018).

#### 2.3.2.4 Grau de Saturação

O grau de saturação de um determinado solo corresponde à relação entre o volume de água presente no material pelo volume de vazios. Quando estas duas propriedades físicas são iguais, diz-se que o solo encontra-se numa condição de total saturação ( $S = 100\%$ ). Para realizar os ensaios de permeabilidade, tem-se como condição, a necessidade de medir o coeficiente de permeabilidade em materiais saturados, pois quanto maior a saturação do solo, maior será a facilidade com que a água o percolará e, conseqüentemente, maior será o coeficiente de permeabilidade.

A Figura 18 demonstra o crescimento do coeficiente de permeabilidade com o grau de saturação de areias estudadas pela literatura internacional.

Figura 18. Variação do coeficiente de permeabilidade com o grau de saturação de diferentes areias.

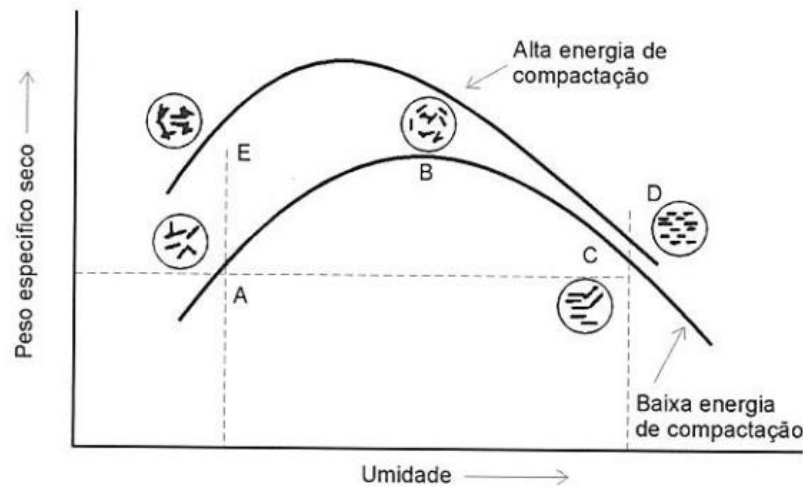


Fonte: adaptado de Marchezini, 2018.

### 2.3.2.5 Estrutura e Anisotropia

A permeabilidade varia também, conforme a disposição relativa dos grãos, o que é muito perceptível no caso de solos compactados. Geralmente, quando o solo é compactado com umidade baixa, possui estrutura floculada e permite maior percolação de água, do que quando comparado a um solo que fora compactado mais úmido, possuindo então estrutura dispersa. Na Figura 19 é possível observar a estrutura de solos compactados, variando com a umidade.

Figura 19. Estrutura de solos compactados.



Fonte: Sousa Pinto (2011).

Os solos sedimentares normalmente possuem coeficientes de permeabilidade maiores na direção horizontal. Isto ocorre devido ao processo de formação dos solos sedimentares, pois as camadas decorrentes do processo de sedimentação apresentam permeabilidades distintas. Efeito semelhante a este ocorre em solos compactados, onde o coeficiente médio de permeabilidade na direção horizontal pode ser 5, 10 ou 15 vezes superior ao vertical (SOUSA PINTO, 2011).

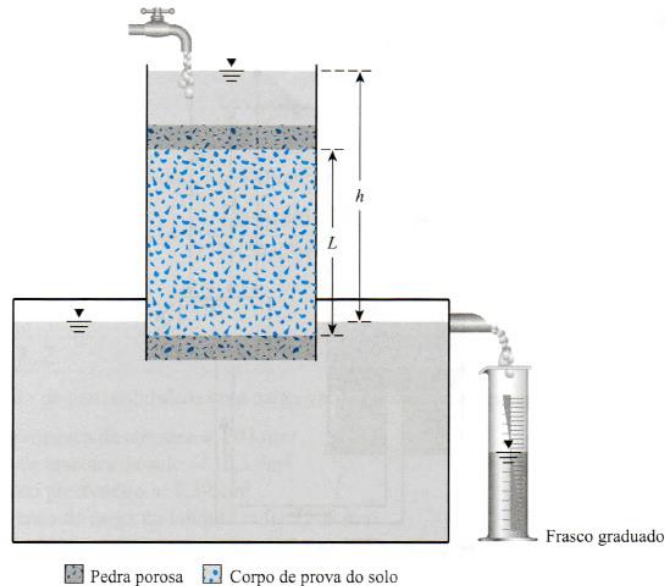
### 2.3.3 Permeâmetros

Os permeâmetros são aparelhos de teste laboratorial que permitem determinar o coeficiente de permeabilidade de um solo. O equipamento é dito de carga constante, quando o abastecimento de água na entrada do mesmo é ajustado, de forma que a diferença entre as cargas de entrada e saída, permaneça sempre a mesma durante todo o ensaio. Quando uma vazão constante é estabelecida, a água é coletada em um recipiente graduado, com intervalo de tempo conhecido (DAS, 2006). O volume total de água coletado, ou seja, a vazão que percola o sistema ( $Q$ ) é determinado através da multiplicação do área transversal do corpo de prova ( $A$ ) pelo tempo da coleta de água ( $t_v$ ) (Equação 17) (DAS, 2006).

$$Q = Avt_v \quad (17)$$

A Figura 20 ilustra um arranjo típico do permeâmetro de carga constante.

Figura 20. Permeâmetro de carga constante.



Fonte: Das (2006)

O permeâmetro de carga variável permite que a água escoe pelo solo livremente. Ele é indicado para determinação do coeficiente de permeabilidade de solos finos, pois mede com precisão, coeficientes de permeabilidade muito baixos (CAPUTO, 1988).

A diferença da carga inicial  $h_1$  em um tempo igual a zero é registrada, e então a água escoa até que a diferença de carga no final do ensaio, no tempo  $t_2$ , seja  $h_2$  (DAS, 2006). A vazão da água ( $q$ ), em qualquer período de tempo, é determinada pela Equação 18, onde “A” é a seção transversal da amostra de solo, “h” é a diferença de carga e “L” o comprimento da amostra.

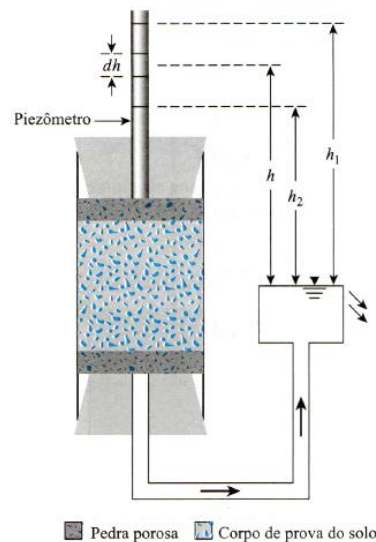
$$q = k \frac{h}{L} A \quad (18)$$

Entretanto, a vazão que percola o sistema dependerá da variação de altura de água dentro de uma bureta de área reduzida. Com a integração da Equação 18 e sua reorganização, obtém-se a Equação 19, que permite que o coeficiente de permeabilidade do solo seja facilmente calculado a para ensaios realizados através do permeâmetro de carga variável.

$$k = 2,303 \frac{aL}{At} \log_{10} \frac{h_1}{h_2} \quad (19)$$

Onde “a” é a área da seção transversal da bureta (piêzometro), “A” é a área da seção transversal da amostra de solo, “ $h_1$ ” e “ $h_2$ ” são as leituras das cargas inicial e final, medidas num determinado espaço de tempo (t), conforme pode ser observado na Figura 21, que ilustra esquematicamente um permeâmetro de carga variável.

Figura 21. Permeâmetro de carga variável.



Fonte: Das (2006).

## 2.4 APLICAÇÕES DE AREIAS COMO ELEMENTOS DE DRENAGEM

Nos itens a seguir são apresentados conceitos relacionados à algumas das aplicações de areias em obras geotécnicas, mais especificamente em dispositivos de drenagem e direcionamento de águas.

### 2.4.1. Filtros

A percolação concentrada, é a principal razão para aplicação de um filtro, como ocorre por exemplo, em barragens de terra. A presença de água no dimensionamento de barragens é o fator de maior influência na estabilidade hidráulica do local. O

emprego e seleção do tipo correto de filtro, assim como, a eficiência dos métodos construtivos, determinam que o coeficiente de permeabilidade destas estruturas, definido em projeto, seja atingido (DIAS, 2015).

Os filtros de drenagem agem com o propósito de interceptar água percolada por uma barragem e sua fundação. É formado por materiais uniformemente graduados, sendo que, as partículas menores devem acomodar-se entre as maiores, de modo que o conjunto filtrante seja capaz de reter materiais sólidos e que a água percole com facilidade. A água à jusante do filtro deve ter aparência limpa e isenta de material sólido (DIAS, 2015).

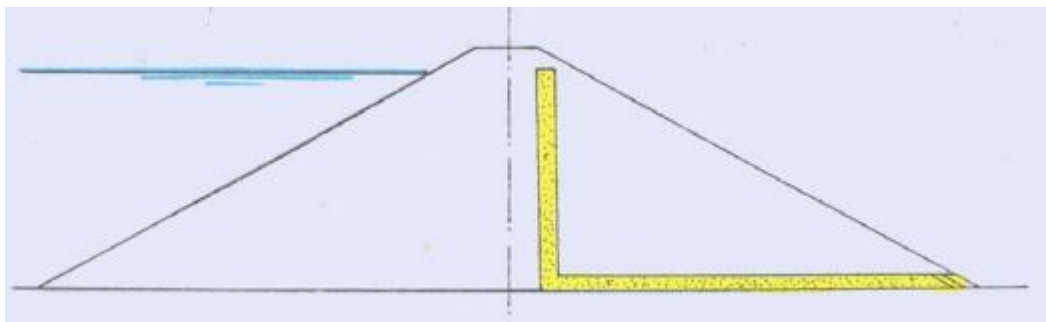
Como critério de retenção e drenagem dos filtros, tem-se a necessidade de que o material que o compõe não permita a inserção de materiais no núcleo do filtro. Desta forma, o coeficiente de permeabilidade do material escolhido deve estar compreendido entre 0,000001 e 0,1 m/s e a granulometria deve ser capaz de reter as partículas mais finas, e permitir a percolação, controlando elevadas pressões intersticiais. Nas Equações 20 e 21 pode-se observar a condição que geralmente representa o critério de granulometria:

$$\frac{D_{15} \text{ filtro}}{D_{85} \text{ base barragem}} < 4 \quad (20)$$

$$5 < \frac{D_{15} \text{ filtro}}{D_{15} \text{ base barragem}} \quad (21)$$

Os filtros verticais, tipo chaminé, também são aplicados em barragens, quando a altura das mesmas é entre 25 a 30 m (Figura 22).

Figura 22. Filtro tipo chaminé



Fonte: Pirolli e Vendramin (1983).

Os filtros verticais, geralmente são projetados com espessura variando entre 0,9 a 2 m, geralmente são constituídos de areia grossa, aluvionar, isenta de finos. Especifica-se que a porcentagem máxima, em peso, passando na peneira 200 (0,075 mm) não seja superior a 5%. O índice de vazios desse filtro deve ser suficientemente pequeno, para evitar que partículas do aterro sejam carregadas através do filtro, e suficientemente grandes, para proporcionar permeabilidade ao seu interior (PIROLI; VENDRAMIN, 2015).. A Figura 23, ilustra o processo construtivo de um filtro vertical.

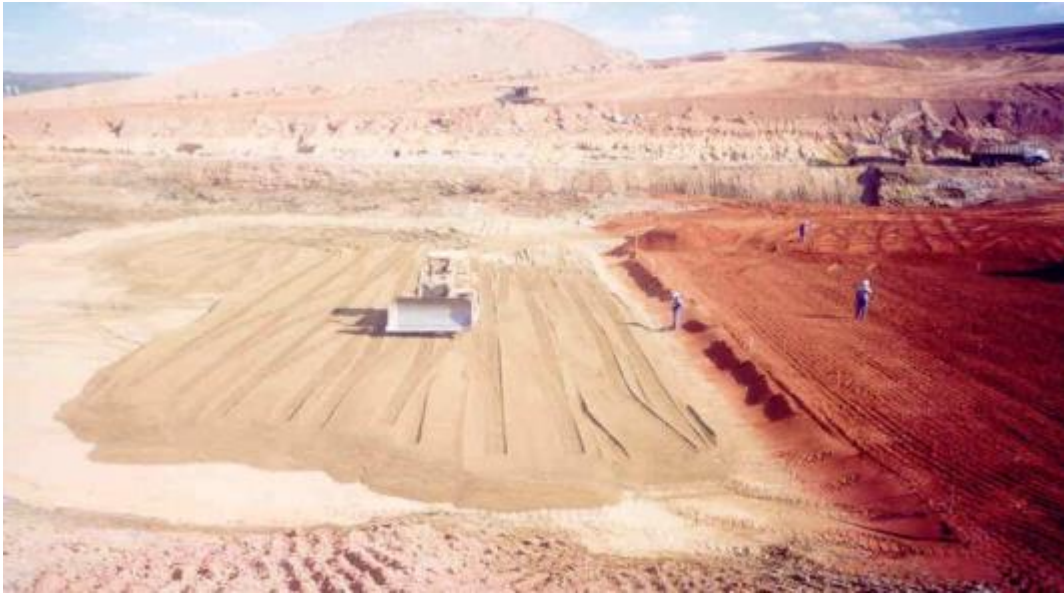
Figura 23. Filtro vertical de areia, em construção.



Fonte: Pirolli e Vendramin (2015).

De forma semelhante ao filtro vertical, o filtro horizontal, possui as mesmas especificações. Toda água coletada pelo filtro chaminé, e toda água que percola através da fundação, deve ser conduzida, por fluxo horizontal, até a parte jusante da barragem. Na Figura 24, pode-se observar uma imagem do processo construtivo de um filtro horizontal em barragens de terra.

Figura 24. Filtro horizontal em construção.



Fonte: Pirolli e Vendramin (2015).

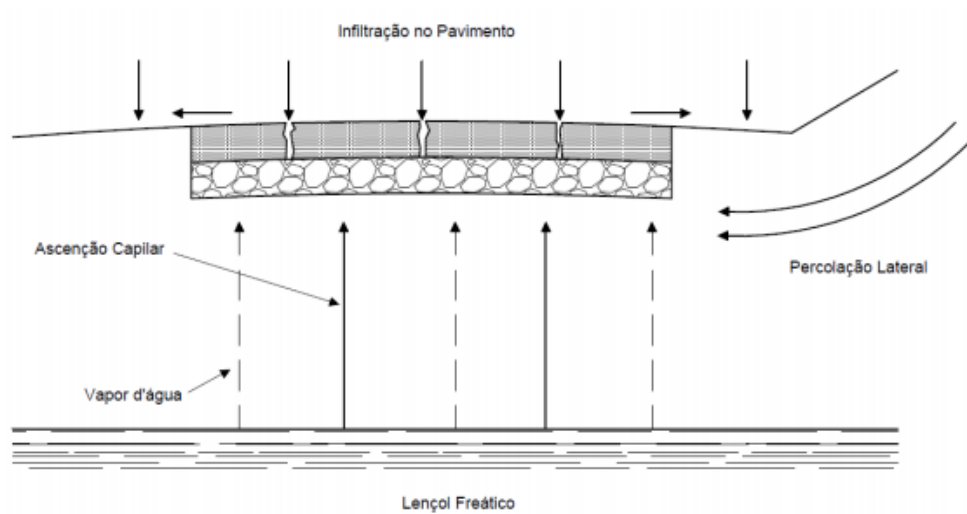
#### 2.4.2 Colchões drenantes

Os colchões drenantes apresentam várias aplicabilidades deste obras de aterro até pavimentos de vias. O objetivo principal do mesmo é coletar e conduzir adequadamente as águas, evitando o seu acúmulo em locais indevidos.

Em obras rodoviárias, por exemplo, o principal agente causador de fissuras nos pavimentos, deterioração e sua ruptura, é a presença de água no subleito dos mesmos. Estudos tem mostrado que a água é o agente mais ofensivo dos pavimentos, reduzindo significamente a vida útil (CDOT, 2004). Para reduzir essa deterioração causada pela água, é preciso diminuir a quantidade que alcança a estrutura do pavimento. A Figura 25 ilustra a origem das águas nos pavimentos.



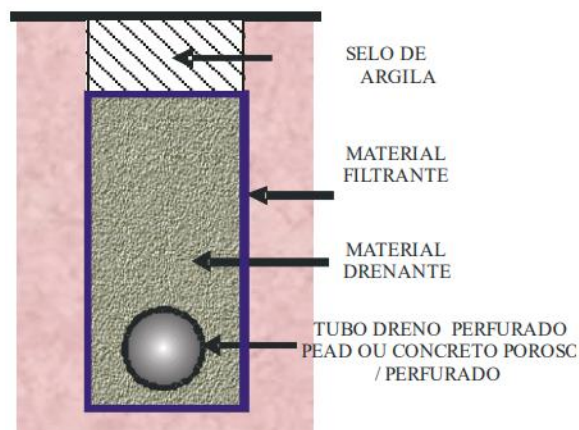
Figura 25. Água nos pavimentos



Fonte: CDOT (2004)

Um método amplamente empregado para evitar o acúmulo de água nos pavimentos, é a presença de colchões drenantes, que captam as águas e conduzem até drenos longitudinais (MARCHEZINI, 2018). Na Figura 26 pode-se observar um esquema do sistema de captação de águas, para drenagem subterrânea de pavimentos, proposto pelo DNIT (2006).

Figura 26. Sistema de captação de água subterrânea.

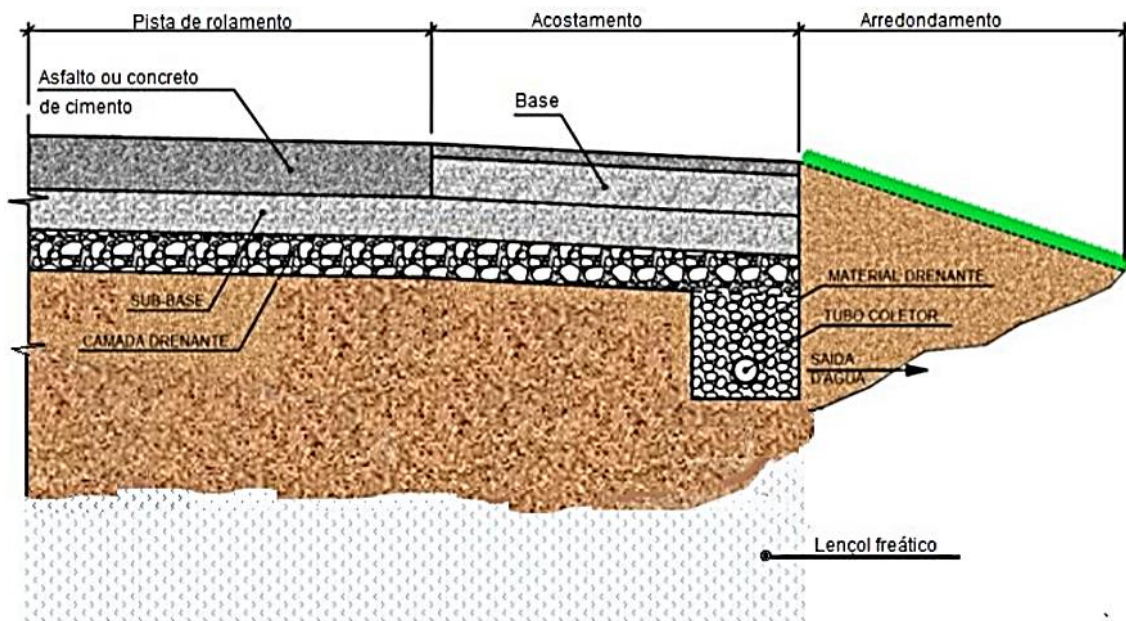


Fonte: DNIT (2006)

O Departamento de Estradas e Rodagens compreende colchão drenante como uma camada, executada com areia selecionada, diretamente aplicada sobre os terrenos de fundação de aterros e/ou pavimentos, a fim de promover a captação e direcionamento das águas que chegarem até o local (MARCHEZINI, 2018).

Para a execução de colchões drenantes em rodovias, algumas especificações devem ser seguidas, como espessura mínima de 20 cm de material grosseiro, colocado em toda a plataforma, com condutividade hidráulica superior a  $10^{-3}$ , além de uma saída para a água coletada e camadas de proteção de filtro (MARCHEZINI, 2018). Na Figura 27, pode-se observar um esquema dos dispositivos drenantes para drenagem de uma rodovia pavimentada.

Figura 27. Esquema dos dispositivos drenantes de uma via.



Fonte: Marchezini (2018)

A escolha dos materiais a serem aplicados em colchões drenantes, deve seguir alguns critérios, para garantir que não ocorra a perda de condutividade hidráulica, respeitando requisitos propostos pelo Manual de Drenagem do DNIT (2006) e Terzaghi (1996). Para o uso de colchões drenantes, os materiais granulares devem satisfazer os critérios de seleção demonstrados na Tabela 9.

Tabela 9. Condições para materiais granulares em drenagem

Recomendação	Condição	Critério
	Permeabilidade	$D_{15 \text{ filtro}} > 5D_{15 \text{ solo}}$ Máximo 5% passando na peneira 0,075 mm
Terzaghi (1996), (DNIT 2006), (Moulton 1980), (Suzuki <i>et al.</i> 2013)	Não entupimento do material filtrante	$D_{15 \text{ filtro}} < 5D_{85 \text{ solo}}$ $D_{15 \text{ filtro}} < 40D_{15 \text{ solo}}$
	Não entupimento do tubo	$D_{85 \text{ filtro}} > D_{15e}$
	Uniformidade	$D_{15 \text{ filtro}} < 25D_{15 \text{ solo}}$
	Coefficiente de não uniformidade (CNU)	$2 < \text{CNU} < 20$
Suzuki <i>et al.</i> (2013)	Coefficiente de curvatura (CC) para o material permeável	$0,63 < \text{CC} < 1,64$
Bureau of Reclamation (DNIT, 2006)	Material bem graduado	$\text{CNU} = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 6$ Material miúdo $0,63 < \text{CC} < 1,64$ material graúdo e miúdo

Fonte: Marchezini (2018).

Terzaghi (1996) define a condutividade hidráulica como parâmetro físico diretamente relacionado com a faixa granulométrica, formato dos grãos, índice de vazios, porosidade e composição mineralógica. Portanto, com a caracterização física, pode-se definir as condutividades hidráulicas dos materiais, e avaliar as propostas de dimensionamento do colchão drenante, conforme demonstrado na Tabela 10.

Terzaghi (1996) define, ainda, três limites de capacidade de drenagem (boa, ruim e praticamente impermeável), de acordo as faixas granulométricas dos materiais, conforme demonstra a Figura 28. De acordo com o coeficiente de permeabilidade é possível definir a sua capacidade de drenagem e possibilidade de utilização do mesmo neste tipo de obra.

Figura 28. Faixas granulométricas relacionadas com o coeficiente de permeabilidade

		Coeficiente de Permeabilidade (m/s)											
		10 <sup>0</sup>	10 <sup>-1</sup>	10 <sup>-2</sup>	10 <sup>-3</sup>	10 <sup>-4</sup>	10 <sup>-5</sup>	10 <sup>-6</sup>	10 <sup>-7</sup>	10 <sup>-8</sup>	10 <sup>-9</sup>	10 <sup>-10</sup>	10 <sup>-11</sup>
Drenagem		Bom					Ruim			Praticamente impermeável			
Tipos de solo		Pedregulhos		Areia e misturas de areia com pedregulho			Areias. Siltes. Misturas de areia, siltes e argila.				Argila. Solo impermeável.		

Fonte: adaptado de Terzaghi (1996).

Para aplicação como material de filtro, que envolve os drenos que conduzem as águas captadas a partir dos colchões drenantes, o DNIT define alguns intervalos em termos de análise granulométrica, conforme a Tabela 10.

Tabela 10. Faixa granulométrica para material filtrante

Peneiras (mm)	Porcentagem em massa, passante
19,0	85 máximo
9,5	60 mínimo
2,0	15 mínimo
0,42	15 máximo

Fonte: DNIT, 2006

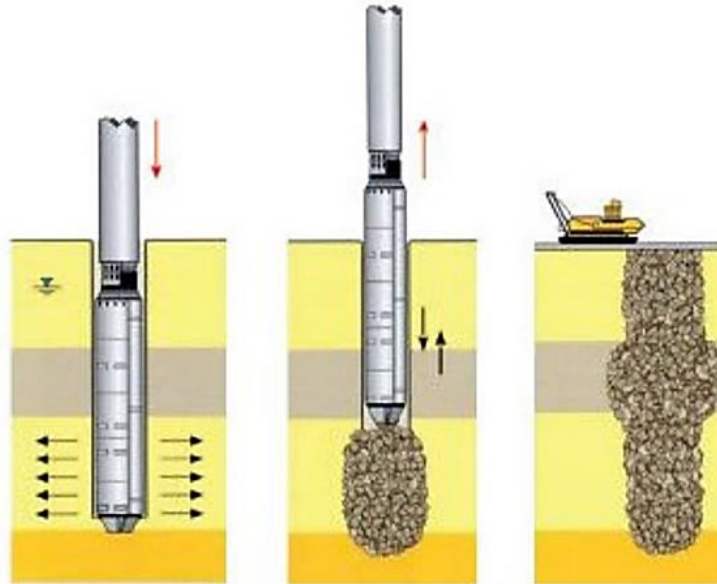
### 2.4.3 Colunas granulares

As colunas granulares, são instaladas em camadas de argila, contendo areia ou brita, com o objetivo de dissipar poropressões por drenagem radial, o que promove um aumento de resistência ao cisalhamento no contato argila-coluna, e acelera recalques do material. Este método é considerado mais eficaz que os geodrenos, pois permite que a distribuição dos recalques ocorra de forma mais uniforme, diminuindo a incidência de trincas à superfície. Além disso, permite a construção de aterros mais altos, com maiores fatores de segurança (CARDOSO, 2013).

As colunas granulares, possuem dois métodos de execução, sem ou com encamisamento, sendo que o que define o método executivo a ser escolhido é o confinamento dos solos moles. Para o método executivo não encamisado, deve-se utilizar da vibrosubstituição, que consiste em um furo no solo, com vibração, até que seja atingida a profundidade desejada. Depois, o material granular preenche o furo

até a cota prevista (CARDOSO, 2013). Na Figura 29 pode-se observar a sequência executiva da coluna granular por vibrosubstituição.

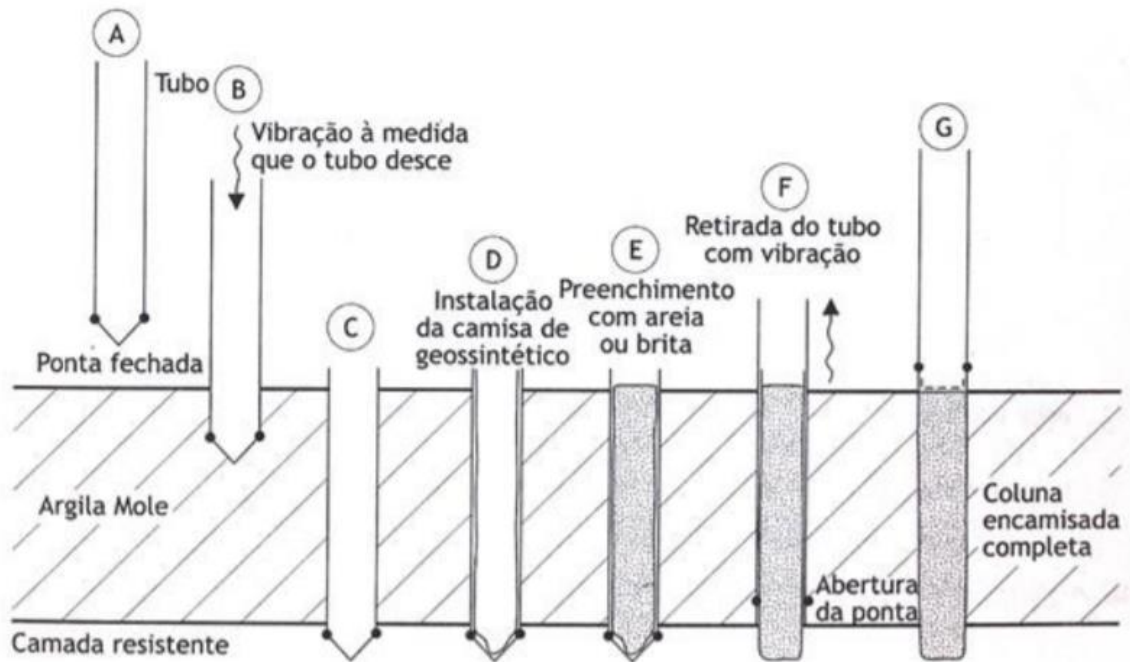
Figura 29. Sequência executiva da colunar granular por vibrosubstituição



Fonte: Santos (2015)

Quando o solo é muito mole, e não proporciona confinamento lateral suficiente para a execução das colunas granulares, a alternativa a ser realizada é através do encamisamento. Neste método executivo, um tubo de ponta fechada e articulada é cravado no solo. Quando atingida a profundidade desejada, instala-se uma camisa de geotêxtil, então o solo granular preenche o seu interior e o tubo é removido (CARDOSO, 2013). Na Figura 30, pode-se observar o processo executivo para colunas granulares encamisadas.

Figura 30. Esquema do método executivo de camisas granulares encamisadas.



Fonte: Santos (2015).

Embora os geodrenos sejam mais utilizados, em termos de disponibilidade e implantação, as colunas granulares tornam-se mais atrativas, principalmente por não envolver equipamentos de grande porte. Além disso, quando os prazos de execução da obra são mais curtos, as colunas granulares não exigem o tempo de adensamento imposto pelos geodrenos, possibilitando um adensamento rápido e associando a isto a um ganho de resistência do material tratado (CARDOSO, 2013).

### 3. MATERIAIS E MÉTODOS

Para realizar os ensaios adiante descritos, foram utilizados normas da ABNT e materiais de apoio da literatura acadêmica publicada, que estipulam diretrizes a serem seguidas, para a preparação das amostras ensaiadas, além e orientar os ensaios de análise granulométrica, limites de alterberg, densidade real dos grãos, índices de vazios máximo e mínimo e ensaios de permeabilidade em permeâmetro de carga constante.

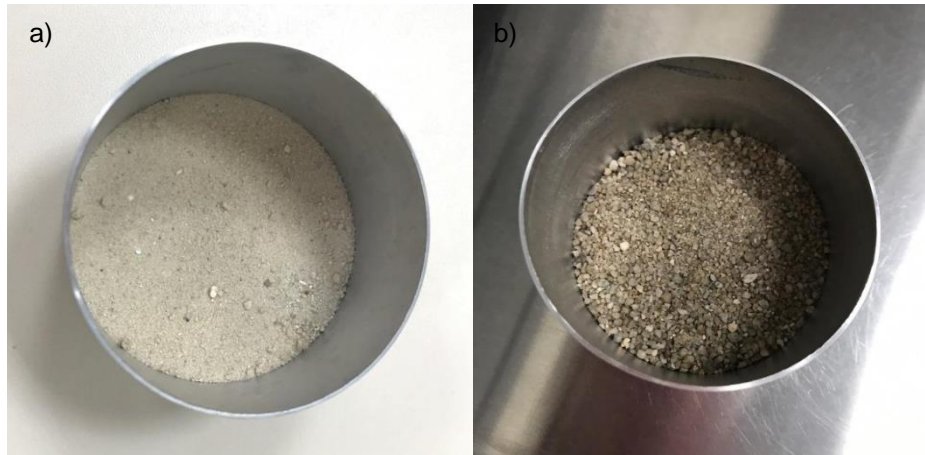
#### 3.1 DESCRIÇÃO DO MATERIAL E LOCAL DE COLETA DAS AMOSTRAS

O presente estudo avaliou duas amostras de areia, sendo uma de granulometria maior e outra de granulometria menor. As areias foram disponibilizadas pela Rudnick Minérios, empresa de mineração localizada na cidade de Joinville, no estado de Santa Catarina. Como as amostras foram retiradas diretamente no pátio da empresa, não havia conhecimento exato do ponto de coleta do material. Entretanto, a empresa informou que a areia de granulometria mais grosseira foi extraída da região do rio Três Barras, nas proximidades da cidade de Garuva – SC. A extração da areia de granulometria mais fina, disponibilizada para os ensaios, é da região do Ervino - SC.

Na Figura 31, é possível observar a aparência física das amostras de areia disponibilizadas para os ensaios. Em função do tamanho das suas partículas, a descrição da areias será adotada como areia fina, para o material de menor granulometria e areia média, para o material de granulometria maior.



Figura 31. (a) Areia fina e (b) areia média.



Fonte: Autoral, 2019.

### 3.2 PREPARAÇÃO DAS AMOSTRAS PARA OS ENSAIOS

A amostras para os ensaios realizados para o presente trabalho foram preparadas seguindo as recomendações da norma NBR 6457 (ABNT, 2013). Considerando-se a umidade higroscópica, foram destorroadas através da utilização do almofariz, e homogeneizadas.

#### 3.2.1 Amostras para ensaio de granulometria

O ensaio de granulometria é regido pela NBR 7181 (ABNT, 1968), que indica preparação das amostras conforme a NBR 6457 (ABNT, 2013). Ao tomar uma fração da amostra para passar na peneira de 76 mm, não houve material retido, sendo assim, a quantidade de solo a ser ensaiada na análise granulométrica, foi definida em função da dimensão dos grãos, estimadas, conforme a Tabela 11.

Tabela 11. Quantidade de solo para análise granulométrica.

Dimensões dos órgãos maiores contidos na amostra, determinadas por observação visual (mm)	Quantidade mínima a tomar (kg)
< 5	1
5 a 25	4
> 25	8

Fonte: ABNT NBR 6457:2013



Ambas amostras possuem grãos com dimensões inferiores à 5mm, sendo tomado 1kg de material para os ensaios.

### **3.2.2 Amostras para determinação dos limites de atterberg**

Para realizar os ensaios dos limites de liquidez e plasticidade, as amostras foram secas, destorroadas com almofariz, homogeneizadas, e então passadas pela peneira de abertura 0,42 mm, até obter-se 200g de material, para cada uma das amostras a serem ensaiadas.

### **3.2.3 Amostras para ensaio de massa específica real dos grãos**

Uma fração de amostra para cada areia foi seca, destorroada e homegeneizada. Então, passou-se o material na peneira 4,8 mm até obter-se cerca de 500g de material passante, constituindo então, a amostra a ser ensaiada.

### **3.2.4 Amostras para ensaios de índice de vazios máximo e mínimo**

O material foi seco em estufa, e a quantidade de material a ser ensaiada deveria ser o suficiente para completar o volume de um cilindro de Proctor pequeno, que pode ser observado na Figura 32, portanto, foram tomados aproximadamente 5kg de cada uma das areias.

Figura 32. Cilindro de proctor usado nos ensaios de índice de vazios.

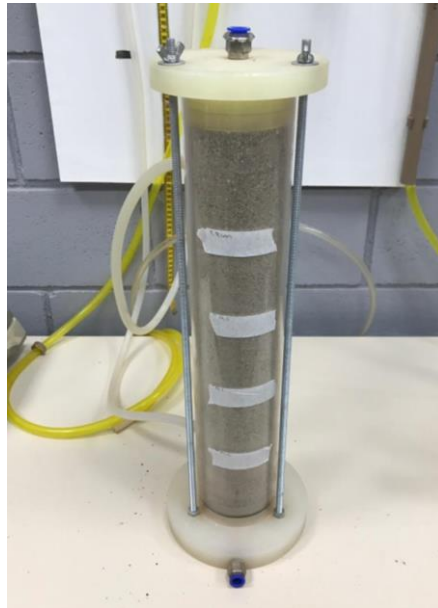


Fonte: Autoral, 2019.

### 3.2.5 Amostras para ensaio de permeabilidade

As amostras foram secas em estufa, destorroadas e homogeneizadas. A quantidade de amostra a ser seca deveria ser o suficiente para preencher o volume do cilindro do permeâmetro, conforme Figura 33.

Figura 33. Cilindro do permeâmetro com solo.



Fonte: Autoral, 2019.

Para o ensaio de permeabilidade, foram utilizadas amostras puras de cada areia, e também, misturas formadas pela substituição de porcentagens da areia média pela areia fina. As porcentagens de substituição avaliadas foram 5%, 15%, 30%, 50% e 70%. Após a realização do ensaio de permeabilidade, amostras misturas avaliadas foram secas e preparadas para a realização de um novo ensaio de análise granulométrica.

## 3.3 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

### 3.3.1 Análise Granulométrica

O ensaio de análise granulométrica foi realizado conforme as orientações da NBR 7181 (ABNT, 2018), que define a metodologia do ensaio, combinando o processo de sedimentação e peneiramento do material.

Sousa Pinto (2006), afirma que o processo de sedimentação é aplicado para solos arenosos, somente quando é perceptível em análise tátil-visual, com o material úmido, uma aglomeração formada a partir dos finos presentes na amostra. Portanto, a análise tátil-visual dos materiais levou a considerar-se apenas o processo de granulometria por peneiramento, visto que as amostras não continham porções de finos. Este fato também, foi comprovado posteriormente no ensaio para determinação dos limites de Atterberg, descrito adiante.

As amostras de areia foram devidamente preparadas, e os materiais foram, então, submetidos ao peneiramento através da peneira de abertura de 2 mm, de forma a assegurar que a retenção na peneira fosse apenas de grãos maiores que a abertura da malha. Após esse procedimento, a norma indica que o material retido seja então lavado, a fim de retirar qualquer material fino existente, e posteriormente seco em estufa com temperatura de aproximadamente 105°C, até constância de massa. Entretanto, devido ao tamanho das partículas, não houve material retido na peneira 2 mm em ambas as amostras, assim sendo, não foi realizado o peneiramento grosso.

Com o material passante a peneira 2 mm, foi então realizado o peneiramento fino. Despejou-se o material na peneira 0,075 mm, onde a amostra passou por um processo de lavagem, vertendo-se água sob baixa pressão, semelhantemente ao indicado no peneiramento grosso. O solo foi, então, colocado em estufa à 105°C, até constância de massa.

Em sequência, as peneira foram limpas e encaixadas, conforme a abertura da malha. As peneiras, em sequência, que foram utilizadas, são: 1,2 mm; 0,6 mm; 0,42 mm; 0,3 mm; 0,15 mm e 0,075 mm. As peneiras juntamente ao fundo e a tampa, formavam um único conjunto, conforme observado na Figura 34.

Figura 34. Conjunto formado para peneiramento fino.



Fonte: Autoral, 2019.

O conjunto foi então posicionado no agitador mecânico, onde o solo foi cuidadosamente despejado sobre a peneira de 1,2 mm e iniciou-se então, o processo de agitação mecânica por 5 minutos. O solo retido em cada peneira foi pesado e a partir destes valores foram construídas as curvas granulométricas de cada material.

### 3.3.2 Limites de Atterberg

O método para determinação do limite de plasticidade iniciou-se seguindo as recomendações da NBR 7180 (ABNT, 2016), com amostras preparadas conforme NBR 6457 (ABNT, 2016), conforme descrito anteriormente. A amostra de areia fina, que apresenta uma pequena parcela de material passante pela peneira de 0,42 mm, foi colocada num recipiente de porcelana, acrescentando-se água destilada, até tentar-se obter um ponto de homogeneidade do material. No entanto, não foi possível realizar o ensaio, comprovando que o material é não plástico.

Os limites de Atterberg se baseiam na constatação de que um solo argiloso varia em aspectos bem distintos, conforme o teor de umidade. Quanto muito úmido, se comporta de forma líquida e quando muito seco, torna-se quebradiço (PINTO, 2006). Como as amostras ensaiadas eram de solos arenosos, a falha no ensaio comprova o fato de que o material não possui influência de partículas argilosas,

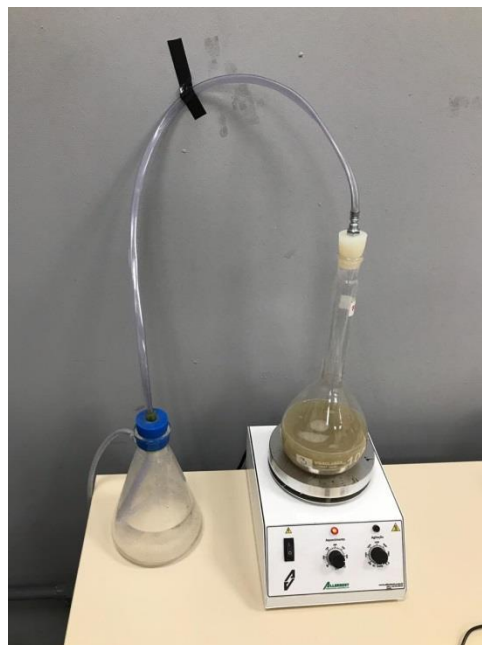
conforme esperado. De forma semelhante, o ensaio para determinação do Limite de Liquidez, não foi realizado.

### 3.3.3 Densidade real dos grãos

O procedimento para determinação da densidade real dos grãos foi realizado de acordo com os padrões da NBR 6508 (ABNT, 1984). As amostras foram preparadas conforme a NBR 6457 (ABNT, 2013), sendo o material a ser ensaiado passante na peneira 4,8 mm.

Com a amostra homogeneizada, foram separados 120g de solo arenoso, seguindo-se as instruções da norma e utilizando picnômetro de 1000 cm<sup>3</sup>. Acrescentou-se água deslitada ao material, que foi levado à dispersão durante 15 minutos. Após este processo, foi acrescentado água destilada até cerca de metade do volume do balão e então aplicou-se vácuo durante 20 minutos, conforme ilustrado na Figura 35.

Figura 35. Aplicação de vácuo ao picnômetro.

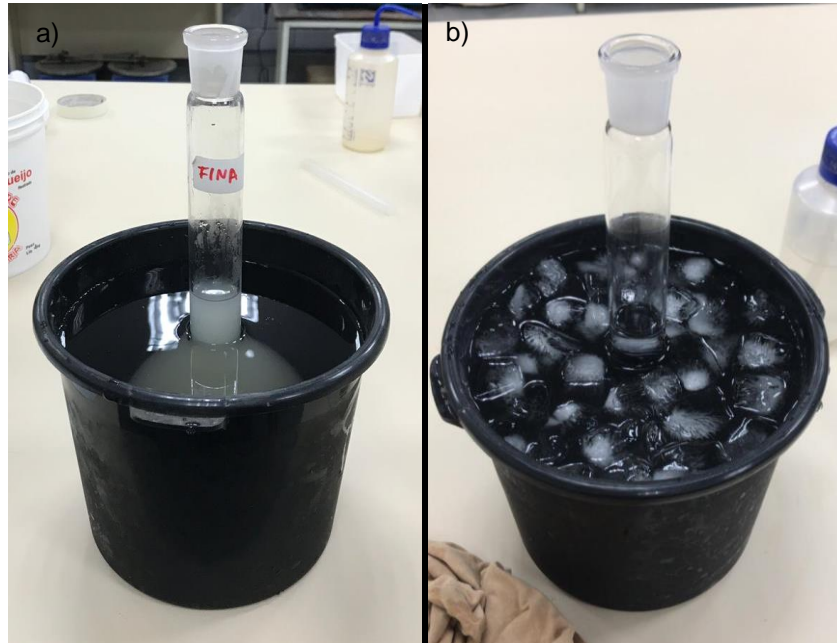


Fonte: Autoral, 2019.

Decorridos os 20 minutos, os picnômetros foram retirados do vácuo. Primeiro, o material refriou-se em temperatura ambiente, e quando atingindo 40°C, os mesmos

foram inseridos em água gelada, e posteriormente foi inserido gelo, até que fosse atingida a temperatura de 10°C (Figura 36).

Figura 36. (a) Resfriamento do conteúdo com água (b) com gelo.



Fonte: Autorial, 2019.

Foi-se então, adicionando água destilada ao picnômetro, até coincidir com a marca de referência. Anotou-se o peso do conjunto solo, água e picnômetro anotando periodicamente o peso e a temperatura. O procedimento foi repetido três vezes por amostra, e o resultado final foi considerado satisfatório, quando os números não diferiram entre si em mais de 0,02g.

### 3.3.4 Ensaio de pluviação sobre peneiras

#### 3.3.4.1 Índice de vazios máximo

As amostras de solo foram secas em estufa, a fim de garantir que não tivessem partículas de água interferindo no resultado do ensaio. O material também foi peneirado apenas com a finalidade de separar os grãos e homogeneizar a amostra. Na sequência as areias foram dispostas no cilindro de proctor pequeno até que todo o seu volume fosse preenchido.

O material foi depositado no interior do cilindro cuidadosamente com o auxílio de uma peneira de abertura de 15 mm. Com a lenta agitação manual da peneira, os grãos caíam dentro do cilindro de proctor, previamente tarado, até o preenchimento do volume do mesmo. O material foi então pesado, possibilitando o cálculo do índice de vazios máximo. Na Figura 37, pode-se observar o cilindro preenchido pelo material, ao final do ensaio.

Figura 37. Cilindro preenchido, determinação do índice de vazios máximo.



Fonte: Autoral, 2019.

#### 3.3.4.2 Índice de vazios mínimo

Semelhantemente ao procedimento realizado para a obtenção do índice de vazios mínimo, o material também foi seco em estufa, e previamente separado, para garantir que não ocorres se interferências devido ao teor de umidade ou de pequenos grumos nas amostras a serem ensaiadas. O cilindro de proctor foi depositado no agitador mecânico, simulando o efeito de uma mesa vibratória, e então o solo era depositado gradualmente, em intervalos de tempos recorrentes, afim de garantir que os grãos se ajeitassem, ocupando maior parte do volume possível por material sólido, com quantidade mínima de ar dentro do cilindro (Figura 38).



Figura 38. Cilindro de proctor preenchido com areia fina.



Fonte: Autoral, 2019.

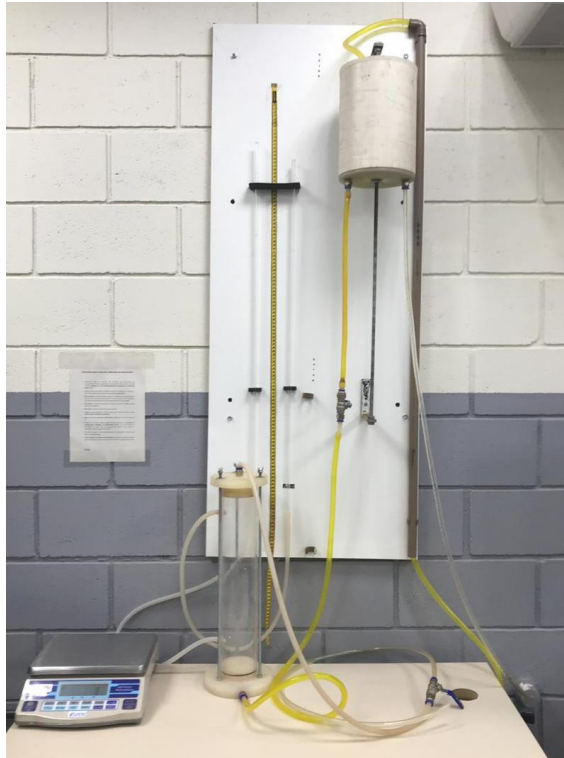
### 3.4 ENSAIO DE PERMEABILIDADE

O ensaio de permeabilidade das amostras de areia estudadas foi realizado com o auxílio de um permeâmetro de carga constante. Este ensaio seguiu as diretrizes da NBR 13292 (ABNT, 1995): Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos granulares à carga constante.

O permeâmetro utilizado nos ensaios, é composto por um cilindro transparente, com 44 cm de altura e 9 cm de diâmetro interno, o qual deve ser preenchido por solo. O cilindro é conectado na lateral em dois piezômetros. Na parte inferior do cilindro há a entrada da água, para permitir a percolação do material de forma ascendente, e na parte superior, a saída de água, que segue para um recipiente previamente tarado. O equipamento utilizado durante os ensaios, pode ser observado na Figura 39.



Figura 39. Permeâmetro de carga constante.



Fonte: Autoral, 2019.

Com as medidas do cilindro do permeâmetro e com o resultado do ensaio de densidade real dos grãos, índices de vazios máximo e mínimo, foram calculadas as massas necessárias para compactação manual do solo, dentro do cilindro do permeâmetro. Definiu-se uma densidade relativa de 40% para a moldagem de todos os corpos de prova ensaiados.

Como a altura do cilindro, dividiu-se em 5 camadas de 8,8 cm para realizar a compactação do material, de forma a garantir uma boa homogeneidade do procedimento. Utilizou-se a média da densidade real dos grãos, para permitir o cálculo das massas das misturas a serem utilizadas na moldagem de seus respectivos corpos de prova. Com as amostras secas, fez-se então a separação de cada um dos materiais por meio do peso necessário para compor cada camada, considerando a densidade relativa adotada.

Depois da montagem de cada amostra a ser ensaiada, abriu-se o registro do reservatório permitindo que a água percolasse pela amostra, saindo pela parte superior da mesma, diretamente para um recipiente graduado. Quando percebeu-se fluxo constante, foram iniciadas as leituras do ensaio. Para todas amostras, foram realizadas 10 leituras de vazão, em um período de 1 minuto.

Ao final dos ensaios, o material foi retirado do permeâmetro e, primeiramente, exposto para secagem ao ar, seguindo após para esfufa. Após secagem as amostras formadas pela mistura das duas areias foram preparadas e passaram novamente pelo ensaio de análise granulométrica para definição da sua condição final de distribuição do diâmetro das partículas.

## **4 RESULTADOS E DISCUSSÕES**

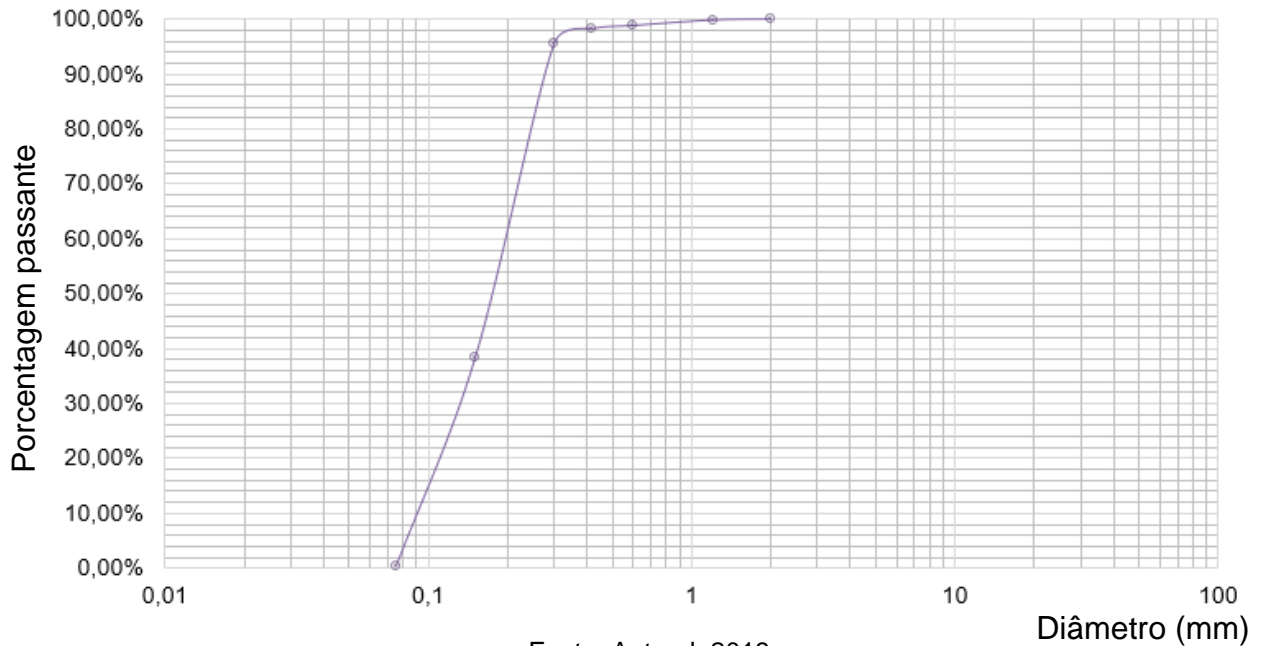
Neste tópico serão abordados os resultados dos ensaios de caracterização e permeabilidade realizados nas amostras de areia avaliadas, bem como a análise e interpretação dos resultados encontrados. Ao final, é realizada uma análise da aplicabilidade das areias em obras de engenharia.

### **4.1 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DAS AREIAS**

#### **4.1.1 Análise granulométrica**

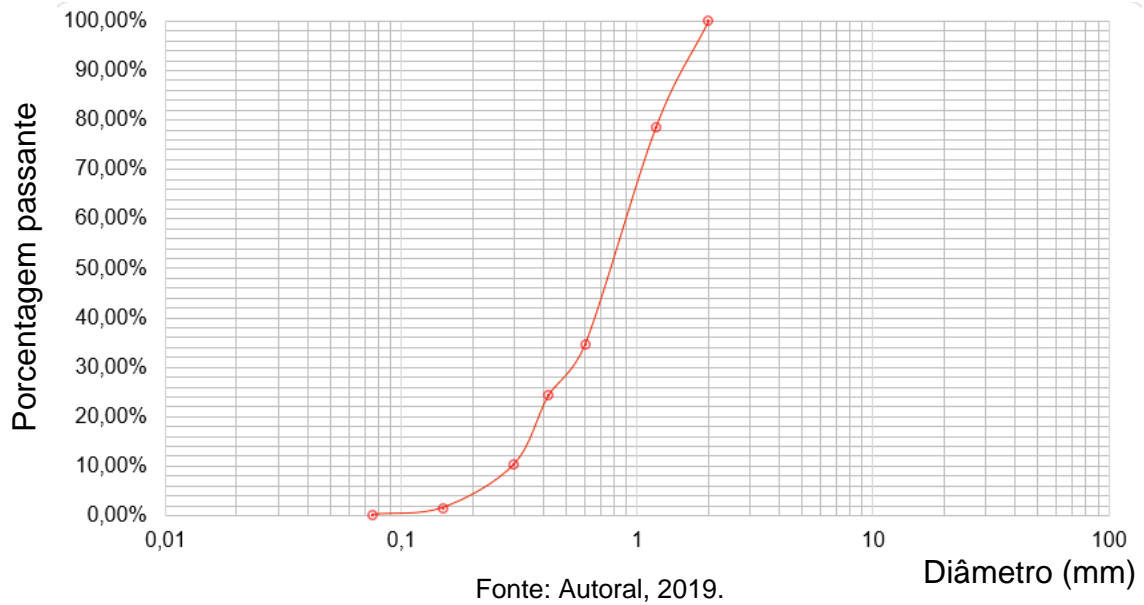
As Figuras 40 e 41 ilustram as curvas granulométricas obtidas para as areias fina e média, respectivamente. Em análise à Figura 40 evidencia-se que a maior dos grãos da areia fina está compreendida entre os diâmetros de 0,1mm e 0,3 mm, representando cerca de 88% da amostra submetida ao ensaio e 12% da amostra possui diâmetro menor que 0,1 mm. De acordo com a classificação apresentada pela NBR 6502 (ABNT, 1995) abordada na Tabela 1, o tamanho denominado de areias finas possui como padrão, uma variação diametral de 0,05mm até 0,42mm, portanto, esta areia está inserida dentro desta faixa. Para o método de classificação ASTM, o intervalo para areia fina está compreendido entre 0,075 a 0,425 mm, o que também permite classificar, a areia como fina.

Figura 40. Curva granulométrica areia fina.



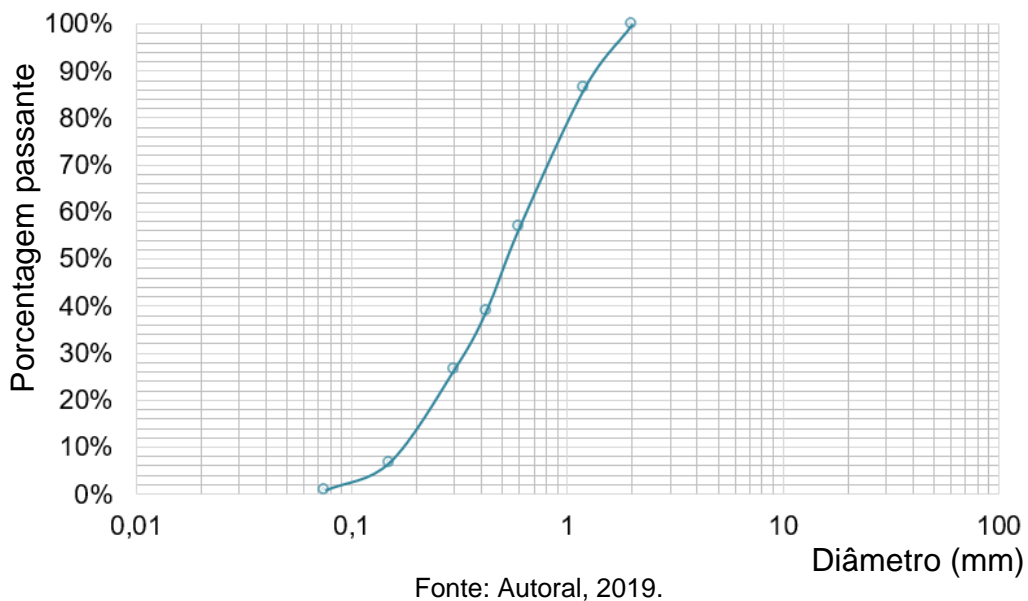
A amostra de areia composta por partículas maiores, denominada neste trabalho de areia média, possui variação maior no tamanho dos grãos, conforme pode-se observar na Figura 41. A maior porcentagem dos grãos deste material está situada numa variação de diâmetro de 0,5 até 2mm, representando 72% do material ensaiado, os 28% faltantes estão compreendidos em um diâmetro inferior a 0,5 mm. De acordo com a classificação da NBR 6502 (ABNT, 1995), as areias médias possuem como variação diametral valores entre 0,42 a 2 mm, enquanto as areias grossas variam de 2 a 4,8 mm. Para o método ASTM, as areias médias estão compreendidas de 0,425 a 2mm e as grossas de 2 a 4,75mm. A partir de ambas as classificações, pode ser concluído que este solo é então, classificado como areia média.

Figura 41. Curva granulométrica areia média.



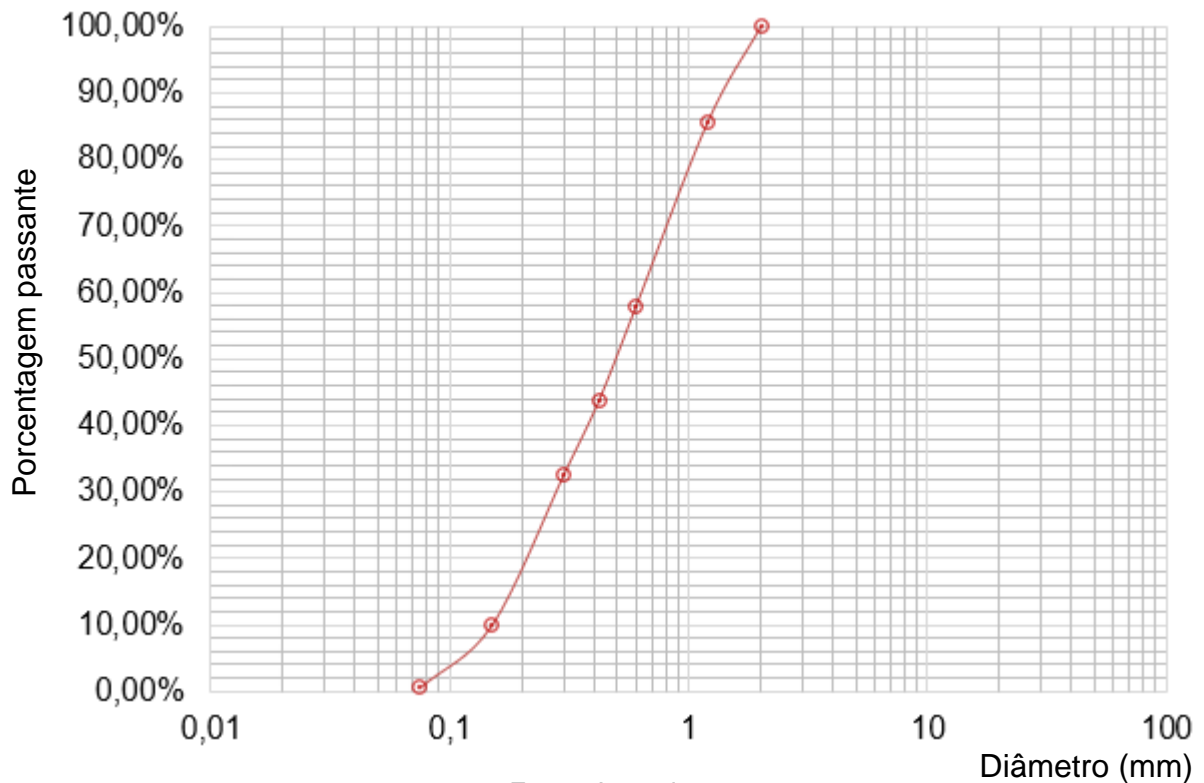
Além da granulometria das duas areias de forma individual, também foram avaliadas as granulometrias das misturas entre as duas amostras, as quais foram utilizadas nos ensaios de permeabilidade. Na Figura 42, pode-se observar o gráfico de análise granulométrica com inserção de 5% partículas da areia fina. Do material passante, cerca de 56% possui granulometria correspondente aos padrões definidos como areia média, sendo os 44% restantes, atribuídos à areia fina, conforme a NBR 6502 (ABNT, 1968) e ASTM.

Figura 42. Curva granulométrica com 5% de inserção de areia fina.



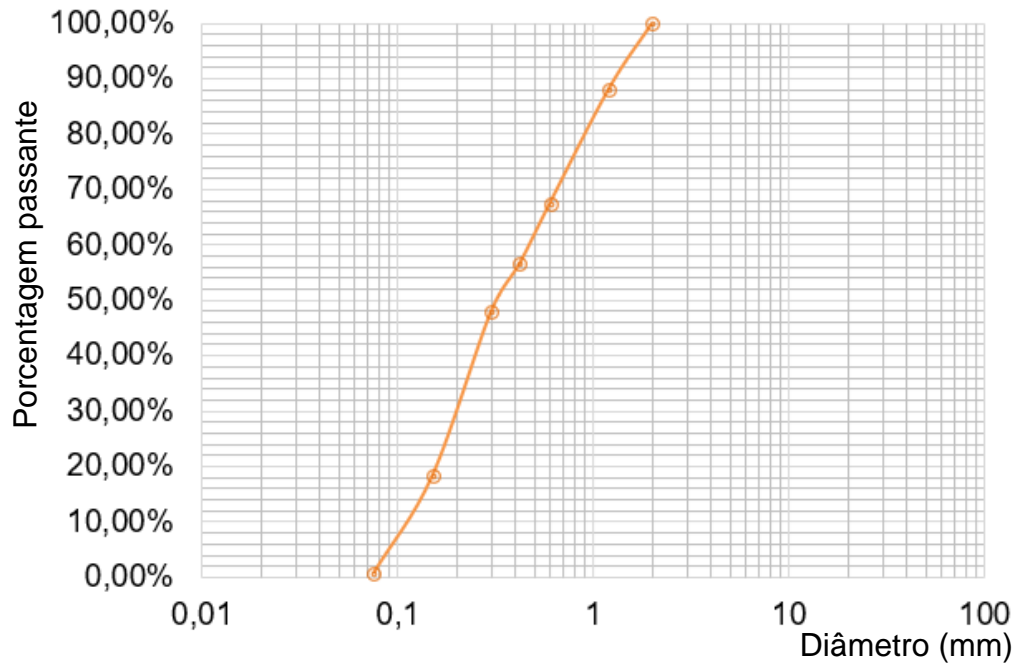
Na Figura 43, pode-se observar a curva granulométrica com inserção 15% da areia fina, onde 80% do material está contido entre os diâmetros de 0,2 a 3mm, os 20% restantes, possuem um diâmetro inferior a 0,2mm, o que permite classificar a mistura ainda como uma areia média.

Figura 43. Curva granulométrica com 15% de inserção de areia fina.



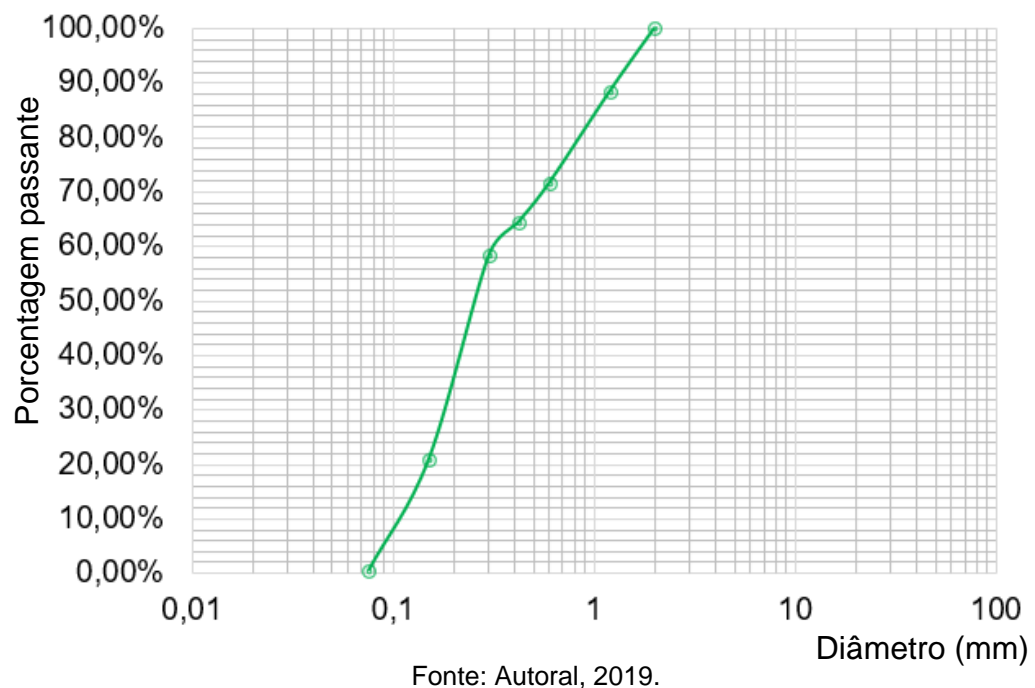
Na Figura 44 observa-se que a mistura com inserção de 30% de areia fina, possui aproximadamente 92% do solo ensaiado com diâmetro compreendido entre 0,5 a 2mm, porcentagem esta classificada como areia média, enquanto os 18% restantes estão situados de 0,05 a 0,5 mm, faixa correspondente às areias finas. Observa-se que esta amostra em especial apresenta uma uniformidade entre as partículas correspondentes à uma areia média a aqueles correspondentes à uma areia fina.

Figura 44. Curva granulométrica com 30% de inserção de finos.



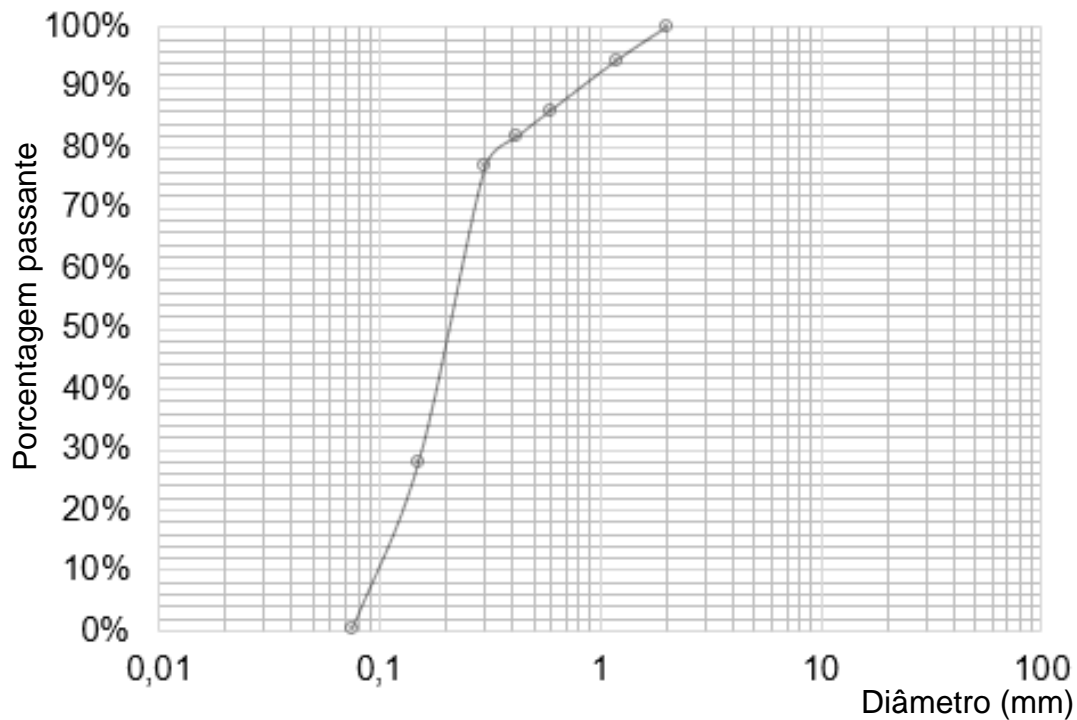
Conforme demonstra a Figura 45, a mistura com 50% de inserção de areia fina, possui 88% do material compreendido de 0,5 a 2 mm, classificado como areia média. O 22% restante, possui diâmetro inferior a 0,5 mm, classificando tal quantidade com areia fina.

Figura 45. Curva granulométrica com 50% de inserção de finos.



Para a amostra ensaiada com 70% de inserção de areia fina, pode-se observar que cerca de 71% possui granulometria superior a 0,5 mm, sendo a porcentagem composta por areia média. O 29% restante do material, possui diâmetro inferior a 0,5mm, podendo então ser classificada com areia fina (Figura 46).

Figura 46. Curva granulométrica com 70% de inserção de finos.

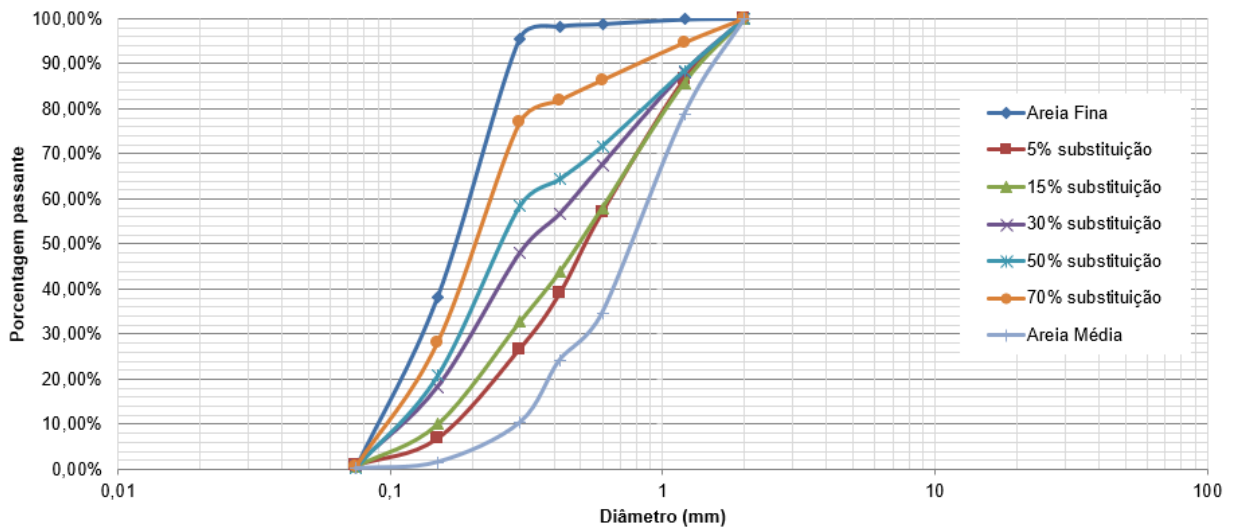


Fonte: Autoral, 2019.

Na Figura 47, pode-se observar as curvas obtidas através da análise granulométrica por peneiramento de todas as sete amostras ensaiadas, de forma comparativa. Nela, pode-se verificar que os limites previstos para os ensaios de permeabilidade foram respeitados. Isso implica dizer que a areia fina é realmente a amostra ensaiada com a granulometria mais fina de todas, atuando como um limite inferior, e a areia média, a maior granulometria de todas, atuando como um limite superior. Entre elas, as misturas foram uniformizando as suas respectivas distribuições dos diâmetros de grãos, conforme a porcentagem de areia fina inserida na amostra de areia mais granular a ser ensaiada.



Figura 47. Curva granulométrica comparativa das amostras.



Fonte: Autoral, 2019.

Na Tabela 12, é possível observar os valores dos diâmetros  $D_{10}$ ,  $D_{30}$  e  $D_{60}$  retirados da análise granulométrica dos materiais.

Tabela 12. Diâmetros de acordo com o percentual passante

Amostra	$D_{10}$	$D_{30}$	$D_{60}$
Fina	0,09	0,13	0,20
Média	0,30	0,53	0,90
5%	0,19	0,22	0,51
15%	0,16	0,21	0,50
30%	0,13	0,20	0,40
50%	0,11	0,20	0,30
70%	0,10	0,16	0,24

Fonte: Autoral, 2019.

Na Tabela 13, é possível observar os valores do Coeficiente de Não Uniformidade (CNU) e Coeficiente de Conformidade (CC) para as amostras puras e suas misturas. Os mesmos foram calculados conforme as Equações 2 e 3 apresentadas anteriormente.

Tabela 13. Valores de CNU e CC para as amostras ensaiadas.

Amostras	CNU	CC
Fina	2,222	0,938
Média	3,000	1,040
5%	2,684	0,499
15%	3,125	0,551
30%	3,076	0,769
50%	2,727	1,212
70%	2,400	1,067

Fonte: Autoral, 2019.

Em geral, quanto maior for o CNU, mais diversificadas são as partículas que compõem o solo, e portanto, mais bem graduado o mesmo será. Através da análise dos valores do CNU, todas as curvas são classificadas como bem graduadas, e a mistura com 15% de inserção de areia fina é a mais bem graduada de todas. Quanto mais próximo de 1 o valor do CNU, mais homogênea é a granulometria do material, sendo a amostra de areia fina com granulometria mais uniforme, com CNU de 2,222.

As amostras com valores de CC menores que 1, indicam uma descontinuidade na curva provocada pela ausência de grãos em um determinado diâmetro, valores entre 1 e 3 indicam uma variação suave, sem uma subida brusca e valores maiores que 3, uma curva homogênea na parte central. Pelo cálculo do CC, a areias fina e as misturas com 5%, 15% e 30% de areia fina, possuem valores de CC inferiores a 1, indicando uma possível descontinuidade de grãos em alguns diâmetros avaliados. Os valores de CC das demais curvas, foi determinado como sendo superior a 1, mas menor que 3, indicando uma curvatura suave, o que visualmente não ocorreu, especialmente para o caso de inserção de 50 e 70% de areia fina.

#### 4.1.2 Limites de Atterberg

Conforme o ensaio de Limite de Plasticidade, pode-se concluir que o material caracterizado é não plástico, possuindo então Limite de Liquidez e Limite de Plasticidade iguais a zero, conforme as normas NBR 7180 (ABNT, 2016) e NBR 6457 (ABNT, 2016).

### **4.1.3 Classificações unificada e rodoviária**

#### **4.1.3.1 Classificação Unificada**

A classificação unificada divide os solos em 2 grandes grupos, os que solos que possuem mais de 50% do material retido na peneira 200 (0,075mm), pode ser classificado com pedregulho (G) ou areia (S). Todos as amostras obtiveram mais que 50% do material passando na peneira 200, podendo então ser classificado como solo arenoso (SW, SP, SC e SM).

O segundo passo, segundo o fluxograma da Figura 10, é analisar se a porcentagem passante na peneira 200 é menor ou igual a 5. Para as amostras ensaiadas, todas ficam abaixo do 5% passante, portanto, podem classificadas com SP (mal graduada) ou SW (bem graduada). Sendo essa análise então, realizada a partir do CC e CNU. Para ser bem graduada, o  $CNU > 6$  e  $1 < CC < 3$ , para ser mal graduada,  $CNU < 6$  ou  $1 > CC > 3$ . Conforme a Tabela 9, pode-se observar que nenhuma das amostras possuem CNU superior a 6, sendo classificadas como SP, ou seja, areias mal graduadas.

#### **4.1.3.2 Classificação Rodoviária**

Para todas as amostras ensaiadas, o conteúdo passante na peneira 200 (0,075 mm) é menor que 35%, então o solo em questão pode ser classificado como A1a, A1b, A3 ou A2. Olhando nas curvas granulométricas, o material passante na peneira 2mm, é maior que 50%, portanto, precisa ser analisado os valores de LL e LP. Por se tratar de uma areia, estes valores são nulos, o que permite classificar todas as amostras de solo analisadas como A2-4.

### **4.1.4 Densidade real dos grãos**

No ensaio de densidade real dos grãos, obteve-se como resultado final um valor de 2,730 para areia fina e 2,773 para areia média. A densidade real dos grãos varia geralmente entre 2,6 a 2,9, dependendo dos mineirais que compõem o grão. Como os minerais predominantes nestas amostras são o quartzo e a mica, os valores

encontrados estão em conformidade com os dados apresentados pela literatura e informações apresentadas na Tabela 8, do referencial teórico deste trabalho.

Conforme afirmado anteriormente, a densidade real dos grãos foi utilizada de forma ponderada para definição dos índices físicos das misturas de materiais, utilizadas nos ensaios de permeabilidade, conforme pode ser observado na Tabela 14.

Tabela 14. Densidade real dos grãos ponderada

Densidade real dos grãos						
Fina	Média	5%	15%	30%	50%	70%
2,730	2,773	2,769	2,764	2,758	2,750	2,742

Fonte: Autoral, 2019.

## 4.2 PERMEABILIDADE

A altura do reservatório, em relação ao piso, medida em laboratório, é de 2,32 m; a altura da saída de água da amostra, é de 0,77m, levando a um cálculo da perda de carga de 1,55 m. A área da seção transversal do cilindro do permeâmetro é 63,617 m<sup>2</sup>.

Com estes dados, foi possível realizar o cálculo do coeficiente de permeabilidade de cada amostra. A Tabela 16 os resultados obtidos, já corrigidos pela temperatura.

Tabela 15. Coeficientes de permeabilidade.

Amostra	k lab (cm/s)	$k_{20}$
Média	0,0071	0,00727
Fina	0,0014	0,00143
5%	0,0071	0,00727
15%	0,0064	0,00656
30%	0,0045	0,00461
50%	0,0013	0,00133
70%	0,0012	0,00123

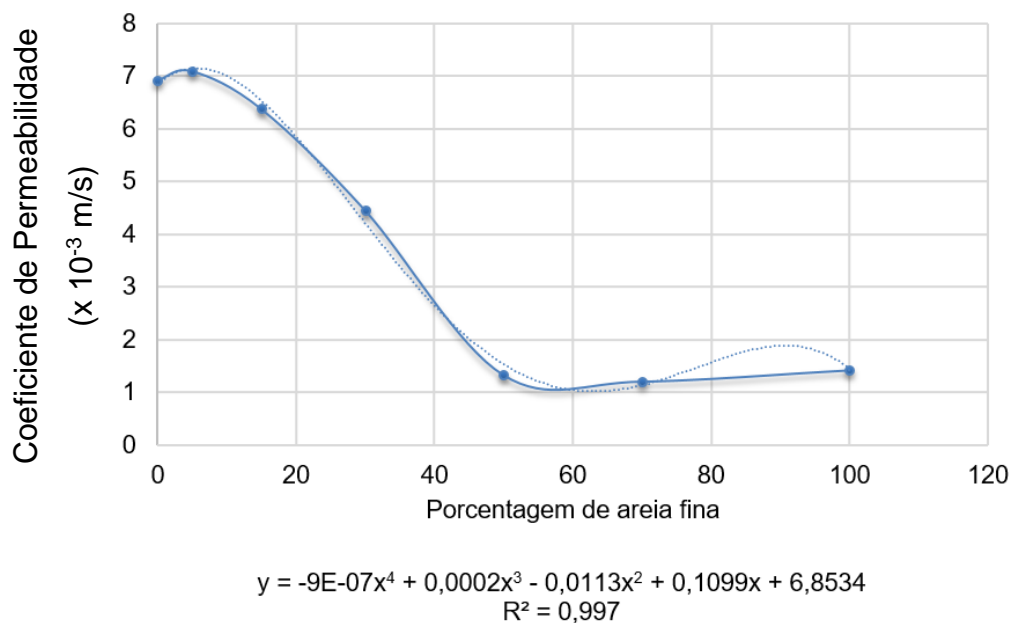
Fonte: Autoral, 2019.

A partir desta tabela, percebe-se que todos os resultados ficaram na ordem de  $10^{-3}$  cm/s, o que levaria a classificá-los, de acordo com os limites de permeabilidade,

de acordo com a Figura 28 do referencial teórico, todas as amostras como correspondentes à faixa delimitada para areias finas.

Verificou-se que a alteração da granulometria das amostras, com a substituição de porcentagens distintas da areia média pela areia fina, gerou uma mudança significativa no coeficiente de permeabilidade das amostras ensaiadas, conforme demonstrado pela Figura 48.

Figura 48. Coeficiente de permeabilidade variando a adição de areia fina.



Fonte: Autoral, 2019.

Fazendo-se uma análise criteriosa dos pontos apresentados na Figura 49, verifica-se que para a areia média e a mistura com 5% de inserção de areia fina, o resultado do coeficiente de permeabilidade possui uma variação muito pequena, sendo considerado praticamente igual em ambas as amostras. Este fato implica em dizer que com 5% de adição da areia fina na amostra de areia média, tem-se pouca ou nenhuma influência no coeficiente de permeabilidade.

Para as amostras de areias fina e misturas com 50% e 70% de areia fina na areia grossa, o resultado do coeficiente de permeabilidade também é muito similar entre as amostra ensaiadas, apresentando uma mudança na quarta casa decimal (0,0001). Portanto, da mesma forma que nas misturas de granulometria mais grossa, a concentração de finos, em 50 e 70% em massa, torna estas misturas praticamente

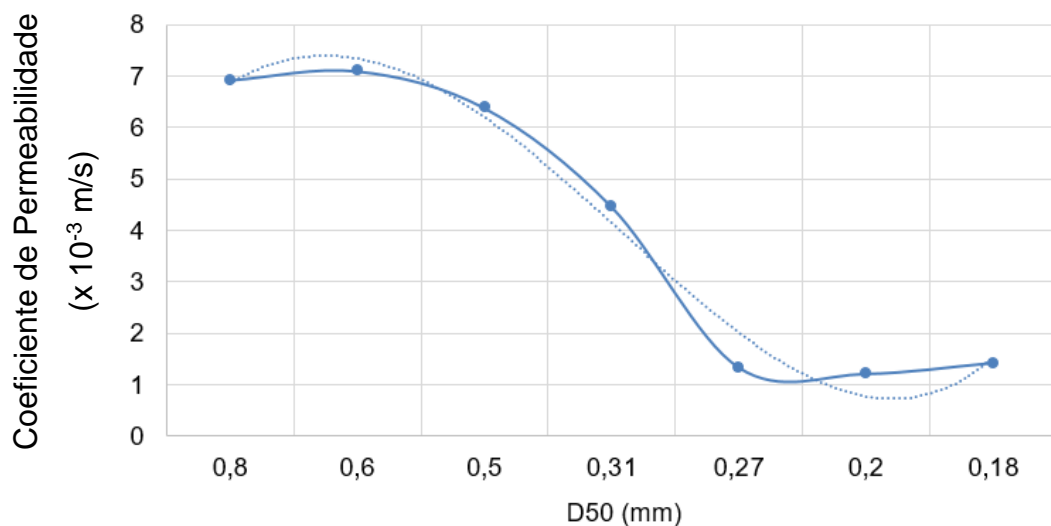
com comportamento quanto à permeabilidade idêntico à amostra de areia fina, sem misturas.

Entre as porcentagens de substituição de material entre 5 e 50% foi onde se observou a maior variação no coeficiente de permeabilidade (0,0019), sendo este intervalo considerado como a faixa de transição de comportamento entre o material de granulometria mais grosseira e o material de granulometria mais fina.

A fim de observar a variação do coeficiente de permeabilidade em função da granulometria das amostras, a Figura 50 apresenta a variação deste parâmetro em função do  $D_{50}$  das amostras. Por meio da análise da Figura 49, verifica-se um comportamento compatível com a Figura 50, sendo que a adição de partículas finas faz com que o valor de D50 reduza. A faixa de valores de D50 na qual são observadas as maiores variações no coeficiente de permeabilidade encontra-se entre 0,6 e 0,27 mm.

Na Figura 49, é possível a variação do coeficiente de permeabilidade ( $\times 10^{-3} \text{ m/s}$ ) em função dos valores de  $D_{50}$  encontrados através da análise granulométrica. A equação do gráfico está disponibilizada abaixo, assim como sua raiz.

Figura 49. Variação do coeficiente de permeabilidade em função do D50.



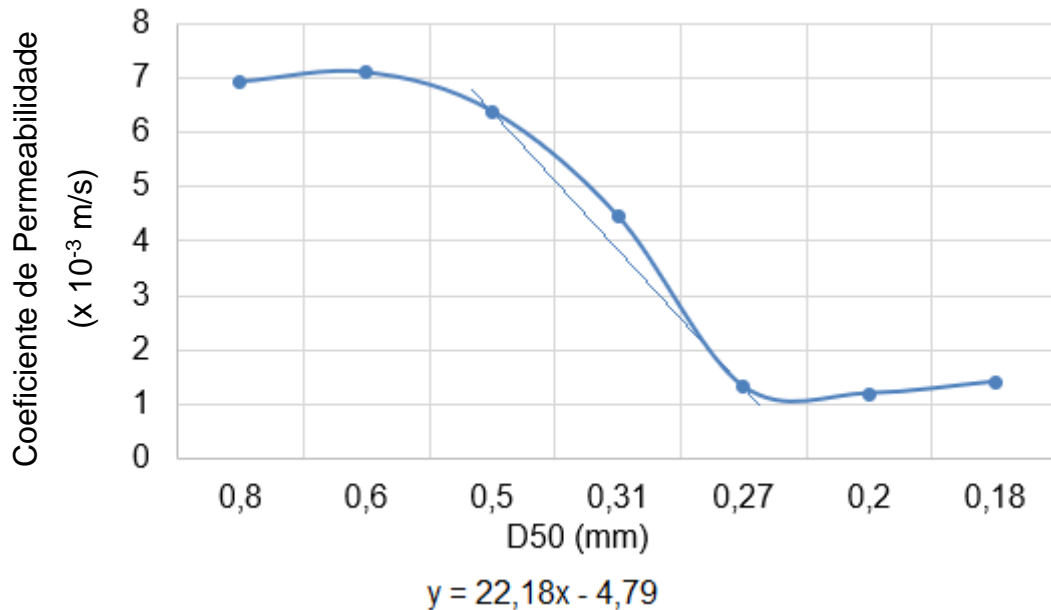
$$y = 0,0052x^4 + 0,0673x^3 - 1,3503x^2 + 3,9902x + 4,1383$$

$$R^2 = 0,9811$$

Fonte: Autoral (2019).

Na Figura 50, é possível observar uma aproximação linear da curva, que permite calcular o coeficiente de permeabilidade conforme a variação do diâmetro médio do solo. A aproximação foi realizada onde a granulometria possuía maior influência no coeficiente de permeabilidade.

Figura 50. Aproximação linear da curva.



Fonte: Autoral (2019).

Sendo assim, pode-se perceber que para valores de diâmetro médio superior a 0,5 mm o coeficiente de permeabilidade está na ordem de  $7 \times 10^{-3} \text{ m/s}$ ; para valores entre 0,5 mm e 0,27 mm, pode-ser calculado pela equação linear proposta, e para valores de diâmetro inferiores a 0,27 mm, o coeficiente de permeabilidade está na ordem de  $1,5 \times 10^{-3} \text{ m/s}$ .

A fim de se efetuar um comparativo e verificação da aplicabilidade, calculou-se o coeficiente de permeabilidade para as amostras ensaiadas, utilizando também os métodos semiempíricos abordados no tópico 2.3.2.2. Os resultados estão apresentados na Tabela 16.

Tabela 16. Coeficiente de permeabilidade de forma semiempírica

Amostra	Hazen	Alyamani e Sen	Chapuis
Fina	0,81 cm/s	0,097 cm/s	0,024 cm/s
Média	9,00 cm/s	0,010 cm/s	0,076 cm/s
5%	2,89 cm/s	0,038 cm/s	0,061 cm/s
15%	2,25 cm/s	0,025 cm/s	0,050 cm/s
30%	1,21 cm/s	0,017 cm/s	0,031 cm/s
50%	1,21 cm/s	0,016 cm/s	0,032 cm/s
70%	1,00 cm/s	0,096 cm/s	0,027 cm/s

Fonte: Autoral, 2019.

Analisando os dados obtidos de forma experimental, conforme a Tabela 13, e os dados obtidos conforme os métodos semiempíricos da Tabela 14, pode-se perceber que todos os valores do coeficiente de permeabilidade definidos pelos métodos empíricos diferem dos valores medidos em laboratório, sendo os valores empíricos muito mais altos que os valores medidos.

A discrepância entre os resultados dos ensaios e o método de Hazen, pode ser justificada pela falta de precisão na constante de Hazen, que foi adotada como sendo igual a 100 para todos os materiais. A proposta empírica de Alyamani e Sen foi a que forneceu valores do coeficiente de permeabilidade mais próximos dos resultados obtidos experimentalmente, embora o método não tenha sensibilidade para identificar as alterações do coeficiente de permeabilidade, provocadas pela mudança da granulometria das amostras. Uma possível justificativa para tal erro, poderia ser o fato que nenhuma das amostras atende ao requisito de classificação como bem graduada, exigido pelo método.

Salienta-se, por meio desta análise a necessidade de bom senso ao utilizar metodologias empíricas para estimativa do coeficiente de permeabilidade de materiais granulares.

### 4.3 APLICAÇÕES

Com os resultados obtidos de forma experimental do coeficiente de permeabilidade para todas as amostras ensaiadas e a classificação dos materiais, buscou-se avaliar diferentes requisitos fornecidos pela literatura, para a aplicabilidade dos mesmos em obras de engenharia.



Quanto à classificação rodoviária dos materiais e conforme a Figura 12, apresentada no item 2.2.4.2 deste trabalho, materiais classificados como A2-4, como é o caso das areias estudadas, possuem comportamento variando de bom à excelente para aplicações em subleito, podendo, portanto, ser utilizadas para este fim.

Quanto à análise da permeabilidade em conjunto com a granulometria, os materiais para aplicação de filtros em barragens, devem possuir coeficiente de permeabilidade no mínimo 0,0001 cm/s, e porcentagem passante na peneira 200 (0,075 mm) inferior a 5%, o que demonstra que todas as amostras estudadas apresentam potencial para aplicação como filtros. Todavia, a areia fina, e as misturas de 50% e 70% estão muito próximas do limite ao coeficiente de permeabilidade sugerido, portanto, aconselha-se uma análise criteriosa por parte do engenheiro projetista a fim de verificar a efetiva aplicabilidade destas amostras para este objetivo.

Para aplicações em colchões drenantes, conforme requisitos apresentados pela Tabela 11 do referencial teórico, a recomendação é que os materiais para esta utilização possuam CNU compreendido entre 2 a 20, e CC entre 0,63 e 1,64. Analisando primeiramente os valores de CNU das amostras estudadas (Tabela 13), pode-se observar que todas as amostras podem ser utilizadas como colchão drenante, pois as amostras estão compreendidas nesse intervalo. Para as análises de CC, as amostras com 5% e 15% de inserção de areia fina não pode ser aplicada como colchão drenante, pois possui valores de CC inferiores a 0,63. Todas as demais amostras possuem índice de curvatura superior a 0,63 e inferior a 1,64. Desta forma, as areias fina, média, misturas com 30%, 50% e 70% possuem valores de CNU e CC que atendem as recomendações para aplicação em colchões drenantes.

Seguindo-se as faixas de drenagem definidas por Terzaghi (1996) e apresentadas na Figura 28 do referencial teórico, os valores dos coeficientes de permeabilidade encontrados para as amostra estudadas e devidamente corrigidos pela temperatura de 20°C, encontram-se dentro da faixa considerada de materiais com boa capacidade de drenagem ( $10^{-6}$  a 10 m/s). Sendo assim, torna-se possível, com base nesta classificação, a aplicação de todas as amostras estudadas, como material drenante em obras de engenharia.

## 5 CONCLUSÃO

O presente trabalho teve por objetivo estudar a variação do coeficiente de permeabilidade de amostras de areia, que foram modificadas granulometricamente, verificando a interferência disto nos valores medidos do coeficiente de permeabilidade.

Para que o objetivo final fosse atingido duas amostras de areia, uma mais fina e outra mais grossa foram obtidas e misturas entre as duas foram avaliadas. Através dos ensaios de granulometria por peneiramento, limites de atterberg e densidade real dos grãos, foi possível caracterizar todas as amostras, permitindo então a classificação das mesmas de acordo com o sistema de Classificação Unificada e Classificação Rodoviária (AASHTO). As amostras foram classificadas como areia mal graduada (SP) e A2-4 por cada um dos métodos, respectivamente. Posteriormente, foram realizados ensaios em laboratório, que permitiram definir o índice de vazios máximo e mínimo para duas amostras, sendo estes entre 0,72 a 0,93 para areia fina e de 0,74 a 0,84 para areia média.

Os ensaios de permeabilidade, tinham por objetivo avaliar o coeficiente de permeabilidade dos solos, e a variação deste, com a inserção de material mais fino em sua composição. Para tal, realizou-se o ensaio com misturas de solo, realizando-se a substituição em massa dos materiais. Assim, foram analisadas misturas com 5%, 15%, 30%, 50% e 70% de inserção de areia fina na amostra de areia média.

Com os resultados dos ensaios experimentais, percebeu-se que a presença dos finos na areia média em 5%, não possui influência no coeficiente de permeabilidade, ficando praticamente inalterável quando comparado ao da areia média, sem mistura. O mesmo ocorre para quando a concentração de finos é elevada, como os casos das misturas com 50% e 70%, onde os coeficientes de permeabilidade são muito semelhantes quando comparados à areia fina. Desta forma, o coeficiente de permeabilidade varia consideravelmente em proporções de substituição situados na faixa entre 5% e 50%.

De forma semelhante, foi realizada uma análise da variação do coeficiente de permeabilidade das amostras, variando conforme o diâmetro médio do solo, correspondente a 50% do material passante, através das curvas de análise granulométrica. A partir disto, foi possível perceber que a maior variação do coeficiente de permeabilidade está entre os valores de D50 entre 0,27 a 0,6 mm.

Tendo-se como base os valores dos coeficientes de permeabilidade medidos, realizou-se um comparativo com valores estimados através de formulações empíricas, porpostas pela literatura. Nesta avaliação verificou-se que todas as metodologias forneceram valores de coeficiente de permeabilidade superiores que aquele medido em laboratório. Tal situação evidencia a necessidade de bom senso na aplicação destas formulações para estimativa de valores de  $k$  para materiais granulares.

Por fim, com a caracterização das areias e determinação dos coeficientes de permeabilidade, foram avaliadas as aplicabilidades desses materiais em obras de Engenharia. Todas as amostras estudadas foram classificadas como boas para a utilização como subleito de pavimentos. Além disso, na avaliação de aplicabilidade como elementos de drenagem, todas as amostras, com exceção da mistura com inserção de 15% de areia fina, podem ser aplicadas como colchões drenantes. Segundo Terzaghi (1996), todas as amostras foram classificadas dentro da faixa de boa drenagem, o que permite a aplicação destes materiais para elementos de drenagem em geral.

Como sugestão para trabalhos futuros, é indicado que a análise da permeabilidade com variação da granulometria seja realizada com porcentagem de adição de areia com granulometria mais fina de 10% a 40%, pois estão dentro do intervalo de maior variação do coeficiente de permeabilidade. De forma semelhante, definir índices de vazios das misturas, e analisá-la em conjunto com a variação da granulometria. Com o resultado deste, seria imprescindível a verificação dos valores obtidos com o equacionamento proposto para o cálculo do coeficiente de permeabilidade para outras areias da região.

## REFERÊNCIAS

- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (2011). ASTM D 2487: **Standard Practice for Classification of Soils for engineering Purposes** (Unified Soil Classification Systems). Philadelphia.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457**: Amostras de solopreparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. São Paulo: ABNT, 1986.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6502**: Rochas e solos. Rio de Janeiro, 1995. 18 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (1990). **NBR 3324**: Solo – Determinação do índice de vazios máximo de solos não coesivos. Rio de Janeiro, 10 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (1995). **NBR 13292**: Solo – Determinação do índice de coeficiente de permeabilidade de solos granulares à carga constante - Método de Ensaio. Rio de Janeiro, 8 p.
- \_\_\_\_\_. NBR 6459: Determinação do limite de liquidez. São Paulo: ABNT, 2017.
- \_\_\_\_\_. NBR 6502: Rochas e solos. São Paulo: ABNT, 1995.
- \_\_\_\_\_. NBR 6508: Determinação da massa específica. São Paulo: ABNT, 2017.
- \_\_\_\_\_. NBR 7180: Determinação do limite de plasticidade. São Paulo: ABNT, 2016.
- \_\_\_\_\_. NBR 7181: Análise granulométrica. São Paulo: ABNT, 2017.
- BRITO, Natália Jéssica Canuto Oliveira; CHRUSCIAK, Mariana Ramos; MATOS, Alex Bortolon de. **Elaboração e Implantação de Protótipo de Colchão Drenante Sob Pavimento Permeável em Calçadas**. 2016. Disponível em: <[https://www.researchgate.net/profile/Mariana\\_Chrusciak/publication/316147863\\_Elaboracao\\_e\\_Implantacao\\_de\\_Prototipo\\_de\\_Colchao\\_Drenante\\_Sob\\_Pavimento\\_Permeavel\\_em\\_Calcadas/links/58f27738aca27289c216c2a0/Elaboracao-e-Implantacao-de-Prototipo-de-Colchao-Drenante-Sob-Pavimento-Permeavel-em-Calçadas.pdf](https://www.researchgate.net/profile/Mariana_Chrusciak/publication/316147863_Elaboracao_e_Implantacao_de_Prototipo_de_Colchao_Drenante_Sob_Pavimento_Permeavel_em_Calcadas/links/58f27738aca27289c216c2a0/Elaboracao-e-Implantacao-de-Prototipo-de-Colchao-Drenante-Sob-Pavimento-Permeavel-em-Calçadas.pdf)>. Acesso em: 09 jun. 2019.
- CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações**: Fundamentos. 6. ed. Rio de Janeiro: Ltc, 1988. 233 p.
- CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações**: Mecânica das rochas, fundações e obras de terra. 6. ed. Rio de Janeiro: Ltc, 1988. 498 p.
- CARDOSO, Maria do Carmo Gomes. **ANÁLISE DE SOLUÇÕES DE PROJETO DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES**. 2013. 85 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Técnico Lisboa, Lisboa, 2013.

CAVALCANTE, Patrícia Maria Tenório; BALTAR, Carlos Adolpho Magalhães; SAMPAIO, João Alves. Mica. In: CAVALCANTE, Patrícia Maria Tenório; BALTAR, Carlos Adolpho Magalhães; SAMPAIO, João Alves. **Rochas Minerais Industriais**. Rio de Janeiro: Cetem, 2005. p. 531-543. Disponível em: <<http://mineralis.cetem.gov.br/bitstream/cetem/1091/1/25.MICA.ok.pdf>>. Acesso em: 11 jun. 2018.

CDOT – Drainage Design Manual. (2004). Colorado Department of Transportation. Acessado em 20 de março de 2014, às 20h30. [www.codot.gov.com](http://www.codot.gov.com).

CHRUSCIAK, Mariana. **Estruturas superficiais de infiltração: colchões drenantes**. 2017. Disponível em: <[https://www.researchgate.net/profile/Mariana\\_Chrusciak/publication/316147851\\_Estruturas\\_superficiais\\_de\\_infiltracao\\_colchoes\\_drenantes/links/58f275c10f7e9b6f82e2bc33/Estruturas-superficiais-de-infiltracao-colchoes-drenantes.pdf](https://www.researchgate.net/profile/Mariana_Chrusciak/publication/316147851_Estruturas_superficiais_de_infiltracao_colchoes_drenantes/links/58f275c10f7e9b6f82e2bc33/Estruturas-superficiais-de-infiltracao-colchoes-drenantes.pdf)>. Acesso em: 18 jun. 2019.

COSTA, Livia Ingrid O.; RODRIGUES, Luan F. V.; FARIAS, Teresa R. L.. **DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE ATRAVÉS DE MÉTODOS INDIRETOS EM AMOSTRAS DE AREIAS DE DUNA DA CIDADE DE FORTALEZA/CE**. Disponível em: <[https://www.researchgate.net/profile/Marcos\\_Aguiar4/publication/332158435\\_Determinacao\\_do\\_Coeficiente\\_de\\_Permeabilidade\\_Atraves\\_de\\_Metodos\\_Indiretos\\_em\\_Amostras\\_de\\_Areias\\_de\\_Duna\\_da\\_Cidade\\_de\\_FortalezaCE/links/5ca3ba01299bf1b86d60e01a/Determinacao-do-Coeficiente-de-Permeabilidade-Atraves-de-Metodos-Indiretos-em-Amostras-de-Areias-de-Duna-da-Cidade-de-Fortaleza-CE.pdf](https://www.researchgate.net/profile/Marcos_Aguiar4/publication/332158435_Determinacao_do_Coeficiente_de_Permeabilidade_Atraves_de_Metodos_Indiretos_em_Amostras_de_Areias_de_Duna_da_Cidade_de_FortalezaCE/links/5ca3ba01299bf1b86d60e01a/Determinacao-do-Coeficiente-de-Permeabilidade-Atraves-de-Metodos-Indiretos-em-Amostras-de-Areias-de-Duna-da-Cidade-de-Fortaleza-CE.pdf)>. Acesso em: 18 jun. 2019.

DAS, Braja M. **Fundamentos de engenharia geotécnica**: 7 ed. Estados Unidos: Cengage Learning, 2006.

DNIT - Departamento Nacional de Infraestrutura e Transporte. (2006a). **Manual de Drenagem de Rodovias**. 2ª edição. Publicação IPR – 724, Rio de Janeiro. Disponível em: . Acessado em 28 set. 2014, 13h05. 337p.

DIAS, Francisco Miguel dos Santos Carreto Resende. **Filtros em barragens de aterro: caracterização da sua permeabilidade**. 2015. 94 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, 2015.

FERNANDES, Manuel de Matos. **Mecânica dos solos**. São Paulo: Oficina de Textos, 2016.

GAMA, Taowami Barbosa da; ROSA, Tiago Henrique de Oliveira. **ESTUDO DA APLICAÇÃO DE AGREGADO SIDERÚRGICO EM CAMADAS DRENANTES PARA PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS**. 2016. 80 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia, Brasília, 2016.

HACHICH, W. et al. **Fundações – teoria e prática**. 2ª edição, São Paulo: Pini. ABMS / ABEF, 2000. 751 p.

LIRA, H. L.; NEVES, G. A.. **Feldspatos: conceitos, estrutura cristalina, propriedades físicas, origem e ocorrências, aplicações, reservas e**

**produção.** Disponível em: <<http://www2.ufcg.edu.br/revista-remap/index.php/REMAP/article/viewFile/342/284>>. Acesso em: 11 jun. 2018

MARANGON, Maria. **Hidráulica dos solos.** Disponível em: <<http://www.ufjf.br/nugeo/files/2013/06/02-MS-Unidade-01-Hidráulica-20131.pdf>>. Acesso em: 05 jun. 2018.

MARCHEZINI, Silvana Fava. **CARACTERIZAÇÃO DO AGREGADO SIDERÚRGICO PARA DIMENSIONAMENTO DE COLCHÃO DRENANTE COM USO DE PERMEÂMETRO DE GRANDES DIMENSÕES.** 2018. Disponível em: <[file:///C:/Users/heinz/Downloads/2018\\_SilvanaFavaMarchezini%20\(2\).pdf](file:///C:/Users/heinz/Downloads/2018_SilvanaFavaMarchezini%20(2).pdf)>. Acesso em: 24 jun. 2019.

MEDEIROS, Mateus Costa de. **AVALIAÇÃO DE MÉTODOS PARA DETERMINAÇÃO DE ÍNDICES DE VAZIOS MÁXIMO E MÍNIMO DE MATERIAIS GRANULARES.** 2018. 83 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2018

Panitz, M.A. (2003). **Dicionário Técnico: português-inglês.** Porto Alegre: EDIPUCRS, 420p.

PETRONI, Mariane Antonello. **Resistência ao cisalhamento nas areais: efeito da natureza do grão e da compactação.** 2010. 93 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, Ijuí, 2010.

PINTO, Carlos de Souza. **Curso Básico de Mecânica dos Solos.** 3ª edição, São Paulo: Oficina de Textos, 2011, 363 p.

PIROLI, Carina; VENDRAMIN, Rafael Tiago. **AVALIAÇÃO DE CRITÉRIOS DE FILTRO EM BARRAGENS DE TERRA ESTUDO DE CASO DA UHE COLÍDER.** 2015. Disponível em: <[http://www.cbdb.org.br/xxxsngb/download/trabalhos\\_tecnicos/tema111/Avalia%C3%A7%C3%A3o%20de%20Crit%C3%A9rios%20de%20Filtro%20em%20Barragens%20de%20Terra%20-%20Estudo%20de%20Caso%20UHE%20Col%C3%ADder.pdf](http://www.cbdb.org.br/xxxsngb/download/trabalhos_tecnicos/tema111/Avalia%C3%A7%C3%A3o%20de%20Crit%C3%A9rios%20de%20Filtro%20em%20Barragens%20de%20Terra%20-%20Estudo%20de%20Caso%20UHE%20Col%C3%ADder.pdf)>. Acesso em: 25 jun. 2019.

SANTOS, Felipe Souza dos. **ATERROS SOBRE SOLOS MOLES: DIMENSIONAMENTO DOS ENCONTROS DA PONTE SOBRE O RIO TRÊS RIACHOS, BR-101 (SC).** 2015. 171 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2015.

SENCO, Wlastemiler de. **Manual de Técnicas de Pavimentação - Volume 1.** São Paulo: Pini Ltda., 2008.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B.; MESRI, G. (1996). **Soil mechanics in engineering practice.** 3rd ed. New York. USA.

TOLEDO, Maria Cristina Motta de. **INTEMPERISMO E PEDOGÊNESE.** Disponível em: <[https://midia.atp.usp.br/impressos/lic/modulo02/geologia\\_PLCC0011/geologia\\_top07.pdf](https://midia.atp.usp.br/impressos/lic/modulo02/geologia_PLCC0011/geologia_top07.pdf)>. Acesso em: 18 jun. 2019