

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/625

## Estudo da Influência dos Índices de Vazios na Condutividade Hidráulica de Amostras de Solos Arenosos

Desireé Alves Oliveira

Engenheira Civil, Mestre, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, desiree.alves@ufersa.edu.br

Myllena Cardoso Couto Maia

Engenheira Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, myllencardoso96@gmail.com

Patrícia Figueredo de Sousa

Engenheira Civil, Mestre, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, patriciafigueredodesousa@gmail.com

André Luís Brasil Cavalcante

Professor Associado, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, albrasilc@gmail.com

Kauã da Silva Gomes

Estudante de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, kauagomes555@gmail.com

**RESUMO:** Na Mecânica dos Solos, o conhecimento da condutividade hidráulica saturada é de extrema importância para a previsão do comportamento do solo, medindo a facilidade com que um fluido escoar através dele. Ela pode ser determinada diretamente, por meio de ensaios de campo e/ou laboratório ou, indiretamente, correlacionando-a com as propriedades do solo em modelos semi-empíricos. E depende, principalmente, do índice de vazios do solo e das características dos seus poros, como sua quantidade, continuidade e tamanho. Neste trabalho, determinou-se a condutividade hidráulica de corpos de prova de uma areia fina, com diferentes compacidades relativas, empregando o ensaio do permeâmetro à carga constante e por meio de correlações semi-empíricas, de acordo com dados de ensaios de caracterização em laboratório. Os resultados obtidos mostraram que o coeficiente de permeabilidade para o mesmo solo aumenta com o índice de vazios, confirmando a teoria já consolidada pela bibliografia. E que as expressões semi-empíricas aplicadas neste trabalho, originais e modificadas, forneceram uma boa correlação estatística entre os valores de condutividade hidráulica saturada estimados e medidos. Concluiu-se que o modelo Chapuis Modificado (2004) apresentou a melhor aproximação aos dados experimentais, pois obteve uma boa concordância entre a curva ajustada e esses dados.

**PALAVRAS-CHAVE:** Condutividade hidráulica, Solos Arenosos, Ensaio de Permeabilidade, Compacidade.

**ABSTRACT:** In Soil Mechanics, knowledge of saturated hydraulic conductivity is paramount for predicting soil behavior and measuring the ease with which a fluid flow through it. It can be determined directly through field and/or laboratory tests or indirectly by correlating it with soil properties in semi-empirical models. It mainly depends on the soil void ratio and the characteristics of its pores, such as quantity, continuity, and size. In this study, the hydraulic conductivity of specimens of fine sand with different relative densities was determined using the constant head permeameter test and semi-empirical correlations based on laboratory characterization test data. The results showed that the permeability coefficient for the same soil increases with the void ratio, confirming the theory already established in the literature. Additionally, the semi-empirical expressions applied in this study, both original and modified, provided an excellent statistical correlation between estimated and measured saturated hydraulic conductivity values. It was concluded that the Modified Chapuis model (2004) presented the best approximation to the experimental data, as it achieved good agreement between the fitted curve and these data.

**KEYWORDS:** Hydraulic conductivity, Sandy Soils, Permeability Test, Compactness.

## 1 INTRODUÇÃO

Os mais graves desastres ocasionados em obras de engenharia civil e ambiental estão relacionados com o movimento da água no solo. Para garantir a segurança das estruturas e, assim, a proteção contra danos humanos, materiais e ambientais, deve-se considerar corretamente o coeficiente de permeabilidade nos projetos de engenharia, tornando-os mais eficientes e sustentáveis. O conhecimento desse parâmetro é imprescindível na análise de: estabilidade, recalques, adensamento, infiltração em escavações, filtração de poluentes pelo solo, proteção das águas contra contaminação, identificação de áreas suscetíveis à erosão, projetos de drenagem, estradas, fundações, barragens de terra, aterros sanitários, sistemas de tratamento de água, túneis, rebaixamento do nível d'água e outros.

O coeficiente de permeabilidade do solo,  $k$  (L/T), é definido como a velocidade de percolação da água no solo no decorrer do tempo  $e$ , mede a facilidade de escoamento no solo. Todos os solos são mais ou menos permeáveis devido aos vazios formados entre as partículas, através dos quais a água percola de posições de maior para de menor energia. Esta propriedade foi postulada por Darcy (1856), para escoamento laminar em solos saturados, sendo definido como a velocidade de descarga sob gradiente hidráulico unitário ( $k = v/i$ ). A velocidade de fluxo ( $v = Q/A$ ), onde,  $Q$  (L<sup>3</sup>/T) é vazão de percolação e  $A$  (L<sup>2</sup>) é a área transversal ao escoamento, e o gradiente hidráulico ( $i = h/L$ ), a carga que dissipa na percolação por unidade de comprimento.

A permeabilidade depende, principalmente, da densidade e da macro e microporosidade do solo (Mesquita & Moraes, 2004), e para um mesmo solo, do índice de vazios,  $e$ . Quanto maior a macroporosidade do solo maior a permeabilidade, pois ela favorece o fluxo de água, a citar os solos granulares. Por outro lado, quanto maior a microporosidade do solo menor a permeabilidade, pois poros menores retêm e armazenam água por capilaridade, como é o caso dos solos finos e coesivos.

A determinação do coeficiente de permeabilidade do solo pode ser feita em laboratório por meio de medidas diretas de ensaios com permeômetros (carga variável para os materiais menos permeáveis e carga constante para os mais permeáveis). Neste trabalho, determinou-se o coeficiente de permeabilidade, em laboratório, de uma areia fina, moldada com diferentes compacidades relativas, empregando o ensaio do permeômetro de carga constante, e avaliou-se a influência de variações no índice de vazios na permeabilidade do material. Também, foram empregadas correlações semi-empíricas para estimar e retroanalisar a permeabilidade, visando avaliar aplicabilidade das equações disponíveis na Literatura.

## 2 CARACTERIZAÇÃO EM LABORATÓRIO

### 2.1 Caracterização Geotécnica Básica

A preparação das amostras para os ensaios de caracterização geotécnica básica e o ensaio de umidade higroscópica do solo seguiram a norma NBR 6457/2016. A areia fina estudada neste trabalho foi adquirida em fornecedor local de material de construção da cidade de Brasília-DF. Todos os ensaios foram executados no laboratório da Universidade de Brasília. Primeiramente, todo o material foi seco ao ar, por 7 dias, até atingir a umidade higroscópica, após isso, foi destorroado, homogeneizado e repartido.

Para verificação do formato das partículas foi utilizado o microscópio eletrônico LCD Modelo #44345 da Marca Celestron, e selecionada a lente ampliação de 40x. A análise granulométrica seguiu as orientações da norma NBR 7181/2016. Realizou-se o peneiramento fino de uma fração de 120 g, pois estimou-se que os maiores grãos do solo possuíam valor médio de 1 mm de diâmetro. Para determinação do peso específico dos grãos, utilizou-se o método da picnometria do gás hélio, conforme a norma NBR 12154/2022, e, realizou-se o ensaio de DRX para determinar os minerais constituintes.

De acordo com a NBR 16840/2020, o índice de vazios máximo,  $e_{máx}$ , foi obtido por meio da deposição cuidadosa da areia, totalmente seca, em um recipiente, por meio de um funil, com altura de queda menor que 1 cm, impedindo o empolamento e a segregação de partículas. Já os ensaios de índice de vazios mínimo seco e úmido,  $e_{mín\ seco}$  e  $e_{mín\ úmido}$ , basearam-se na NBR 16843/2020, nos quais vibrou-se a areia, dentro de um molde, sob uma sobrecarga, até sua acomodação no estado mais compacto possível.

## 2.2 Ensaio de permeabilidade à carga constante

O ensaio de determinação do coeficiente de permeabilidade de solos granulares à carga constante é regulamentado pela NBR 13292/2021. O esquema e a aparelhagem utilizados para este ensaio estão mostrados na Figura 1. Inicialmente, a base do aparelho era acomodada em um apoio sólido nivelado, sobre a qual era colocada a câmara de acrílico, uma tela metálica em inox, uma camada de pedregulho com cerca de 3 cm de altura, outra tela metálica e papel filtro e, então, era moldado o corpo de prova. A massa seca total utilizada para moldagem do corpo de prova era calculada a partir dos valores de densidade seca desejados, conforme indicado na Tabela 3, na seção 4 de resultados.

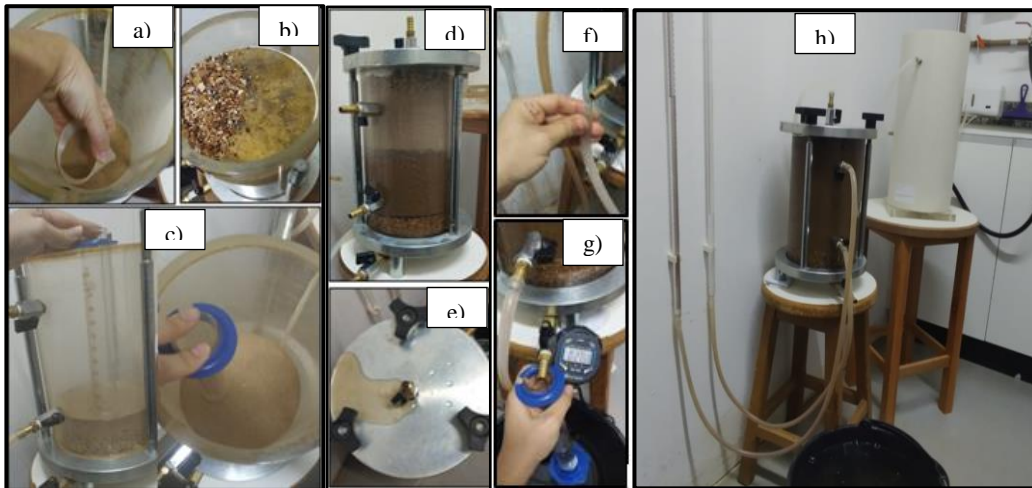


Figura 1. Procedimento do ensaio de permeabilidade: a) Utilização de um funil para lançamento da areia no molde. b) Colocação de papel filtro, tela metálica e pedregulho sobre o solo. c) Compressão da areia com a base de um tubo de proveta. d) Saturação do corpo de prova de areia. e) Saída de água pela abertura superior do permeâmetro. f) Colocação das mangueiras dos tubos cheios de água nas válvulas. g) Medições da vazão do fluxo e h) Aparelhagem e esquema do ensaio de permeabilidade.

Para  $e = 1,00$  era utilizado um funil para lançamento da areia no molde, com altura de queda de até 1 cm (Figura 1a). Para os demais corpos de prova era realizada uma compactação proporcional às características a serem adquiridas (Tabela 3). A massa de solo era densificada em 5 camadas, a partir da compressão da base de um tubo de proveta (Figura 1c), até se obter a altura prevista por cálculo. Visto que solos menos compactos sofreram densificação durante o processo de preparação e de realização do ensaio, a altura do corpo de prova era verificado, ao final do ensaio.

Era colocado sobre o solo, papel filtro, tela metálica e outra camada de pedregulho (Figura 1b), o permeâmetro era fechado e o corpo de prova era saturado com água. A válvula da tampa era aberta para saída do ar e a mangueira era ligada na válvula da base, promovendo um fluxo ascendente (Figura 1d), para um processo de saturação mais eficiente. O estado de saturação do corpo de prova era atingido quando saía água pela abertura da válvula superior (Figura 1e). E então, a mangueira era conectada à válvula superior e o fluxo era invertido. Inicialmente, eram abertas esta válvula da entrada de água, e as que estavam conectadas aos tubos manométricos, que funcionavam como um medidor de carga hidráulica desses pontos do corpo de prova (Figura 1f e 1h). A colocação das mangueiras era feita com os tubos e as válvulas cheios de água de forma a interromper a entrada de ar (Figura 1f). Caso houvesse bolhas de ar nessas conexões, o fluxo era interrompido parcial ou totalmente e o ensaio era impossibilitado.

Antes de iniciar o fluxo, era preciso aguardar a estabilização das cargas hidráulicas dos tubos manométricos, que ocorria quando os níveis de água dos dois tubos se igualavam, indicando que não ocorria fluxo. Com isso, a válvula da base, de saída da água, era aberta, e o fluxo era iniciado, acarretando queda e diferença nas cargas hidráulicas medidas pelos tubos. A estabilização das cargas manométricas ocorria depois de 60 minutos (Figura 1h), quando eram realizadas as medições de vazão do fluxo, por cinco vezes, por meio do volume de água percolado em um intervalo de tempo de 30 segundos (Figura 1g), também, eram anotados o nível de água nos tubos manométricos e a temperatura da água.

A carga hidráulica era imposta ao corpo de prova pelo nível de água do reservatório, que era mantido constante durante as medições do ensaio e era limitado a um máximo, para não vir a causar erosão interna na amostra, nem um regime de fluxo turbulento. O ensaio consistia em se obter vários pares de valores de velocidade e gradiente hidráulico, de forma a se construir o gráfico  $v$  versus  $i$  (Figura 3), no qual a permeabilidade configura a inclinação da reta formada pelos pontos do ensaio ( $v = ki$ ). Por isso, eram aplicadas diferentes cargas hidráulicas ao corpo de prova, inicialmente, uma carga maior, obtida pela elevação da altura do reservatório com 6 placas em acrílico (1 cm cada) e, progressivas reduções na carga, com a remoção de uma placa ao final de cada ensaio (Figura 1h). Dessa forma, obtinham-se, por corpo de prova, até 7 pontos para no gráfico de permeabilidade. Considerando os dados de temperatura da água, determinava-se o fator de correção da viscosidade da norma  $\mu_T/\mu_{20^\circ}$ , e a velocidade de fluxo obtida era corrigida à temperatura de  $20^\circ\text{C}$ , o  $v_{20^\circ}$ .

### 3 MODELOS SEMI-EMPÍRICOS DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA SATURADA

Existem diversas relações semi-empíricas que correlacionam as características físicas dos solos com o coeficiente de permeabilidade. Neste trabalho, analisou-se a aplicabilidade das equações válidas para areias e que o relacionassem com o índice de vazios. Para isso, realizou-se um estudo bibliográfico sobre o tema a fim de levantar as principais relações publicadas. Dentro desta linha, Hazen (1911) desenvolveu uma equação ( $k = D_e^2$ ), válida para areias uniformes na condição de índice de vazios próximo do seu valor máximo ( $e_{max}$ ), onde  $D_e$  é o diâmetro efetivo dos grãos ou  $D_{10}$ . Chapuis (2004), fez uma aplicação mais apropriada desta equação, para condições normais de laboratório, a  $20^\circ\text{C}$ , ( $k = 1,5D_e^2$ ), e citou que Kozeny-Carman a estendeu para diferentes índices de vazios, conforme a Equação 1. Segundo Caputo (1988), Casagrande expressa essa relação pela Equação 2, que determina utilizar o  $k_{0,85}$ , ou seja, o  $k$  para  $e = 0,85$ , esse valor foi adotado como o  $k_{0,85}$  obtido em laboratório. Todas as equações citadas utilizam as seguintes unidades  $k(\text{cm/s})$  e  $D_e(\text{mm})$ .

$$k = 1,5D_e^2e^3 \frac{1 + e_{max}}{e_{max}^3(1 + e)} \quad (1)$$

$$k = 1,4k_{0,85}^2e^2 \quad (2)$$

A relação proposta por Terzaghi (1925) para areia é expressa em função da porosidade total (Equação 3), com  $D_e(\text{mm})$ . A fim de comparar os resultados com os outros modelos utilizados neste trabalho, foi necessário converter a porosidade para índice de vazios utilizando a relação ( $n = e/(1 + e)$ ), chegando-se à Equação 4. Em que, a constante  $C_0$  é 4,6 para grãos irregulares. Para condições de laboratório, em  $T = 20^\circ\text{C}$ , em que  $\mu =$  viscosidade do líquido, a proporção de viscosidades  $\mu_{10}/\mu_t$  é 1,30 (Chapuis, 2004).

$$k = C_0^2 D_{10}^2 \frac{\mu_{10}}{\mu_T} \left( \frac{n - 0,13}{\sqrt[3]{1 - n}} \right)^2 \quad (3)$$

$$k = C_0^2 D_{10}^2 \frac{\mu_{10}}{\mu_T} \left( \frac{0,87e - 0,13}{\sqrt[3]{(1 + e)^2}} \right)^2 \quad (4)$$

Carrier (2003) propôs modificações na equação de Kozeny-Carman publicada por Chapuis (2003), a Equação 5, que realiza uma espécie de interpolação entre os diâmetros passantes em cada uma das peneiras. Considerando que a  $20^\circ\text{C}$ ,  $\gamma_w/\eta$  é aproximadamente  $9,93 \times 10^4$  (1/cm.s) e  $(CT)^2$  é aproximadamente 5. Sendo,  $f_i =$  fração de partículas entre dois tamanhos de peneira, em porcentagem;  $D_{(méd)i}$  (cm) = média dos tamanhos das partículas entre duas peneiras =  $D_{(ai)}^{0,5} \times D_{(bi)}^{0,5}$ ,  $D_{(ai)}$  e  $D_{(bi)}$ , em cm. Fair e Hatch (1933 *apud* Carrier, 2003) apresentam valores para o fator de forma  $SF$  (1/cm), e para angulares é 7,7 (Figura 2). Já Chapuis (2004), aperfeiçoou a Eq. de Kozeny-Carman através da Equação 6, com  $D_e(\text{mm})$ , utilizada para areias, pedregulhos e siltes arenosos (siltes de baixa plasticidade), para previsão de  $k$  entre  $10^{-1}$  e  $10^{-3}$  cm/s, que pôde prever um valor  $k$ , geralmente, entre 0,5 e 2,0 vezes o valor  $k$  medido para os dados considerados em seu trabalho.

$$k = 1,99 \cdot 10^4 \left[ \frac{100\%}{\left( \sum \frac{f_i}{D_{(ai)}^{0,5} \times D_{(bi)}^{0,5}} \right)} \right]^2 \left( \frac{1}{SF} \right)^2 \left( \frac{e^3}{1+e} \right) \quad (5)$$

$$k(cm/s) = 2,4622 \left[ D_e^2 \frac{e^3}{1+e} \right]^{0,7825} \quad (6)$$

## 4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

### 4.1 Caracterização Básica

As imagens obtidas pelo o microscópio eletrônico, conforme a Figura 2, mostram que os grãos da areia estudada apresentam superfícies irregulares, que caracteriza o formato angular. Este formato promove maior entrosamento entre grãos, gerando um solo mais denso, com poros menores. A partir da curva granulométrica, obteve-se a fração das partículas entre duas peneiras consecutivas (n° 100 e n° 200 = 28,93%; n° 60 e n° 100 = 40,33%; n° 40 e n° 60 = 13,84%; e 30 e 40 = 4,66%), necessária na aplicação do modelo de Carrier (2003), a porcentagem das faixas granulométricas de grãos (Tabela 1), obtida de acordo com a classificação textural indicada pela NBR 6502/2022, podendo-se adotar a nomenclatura do solo como Areia Fina a Média. Também, obteve-se os valores dos parâmetros listados na Tabela 2 e a classificação deste solo com base na Norma ASTM D-2487/2017, que trata do Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS).



Figura 2. Representação do formato dos grãos em imagens (ampliação de 40x) de microscópio eletrônico.

Tabela 1. Caracterização Parâmetros de Classificação do Solo.

Classe de solo	Faixa (mm)	Porcentagem (%)	Parâmetro	Valor
Finos	< 0,06	5,00	D <sub>10</sub> (mm)	0,086
Areia Fina	0,06 – 0,20	51,00	D <sub>30</sub> (mm)	0,150
Areia Média	0,20 – 0,60	36,10	D <sub>60</sub> (mm)	0,210
Areia Grossa	0,60 – 2,0	8,00	CU	2,440
Pedregulho	2,0 – 60	0,00	CC	1,250

O valor obtido para a umidade higroscópica foi de 0,0011, ou seja, indicando um teor de umidade residual que pode ser considerado aproximadamente igual a 0%. Para massa específica dos grãos de areia ( $\rho_s$ ), o valor médio das 5 leituras foi de 2,78 g/cm<sup>3</sup>. Este resultado está próximo do valor médio de massa específica de grãos provenientes de minerais que compõem esta areia. De acordo com o resultado do ensaio de DRX, majoritariamente os grãos da amostra de areia estudada são formados pelo mineral quartzo e, a fração fina é composta quase completamente de micas de moscovite.

Quanto à disposição dos vazios, os resultados obtidos dos 3 métodos para definição do intervalo de valores possíveis de índice de vazios indicaram:  $e_{máx} = 1,11$ ,  $e_{mín seco} = 0,64$  e  $e_{mín úmido} = 0,65$  com umidade média do solo no ensaio de 22,47%, assim para este solo a diferença entre  $e_{máx}$  e  $e_{mín}$  é de 0,46. A diferença encontrada corrobora com os valores apresentados por Das *et al.* (2012) que indica uma diferença de 0,25 a 0,55 para areias com percentual de finos inferiores a 10%.

## 4.2 Ensaio de Permeabilidade à carga constante

Na Tabela 2, são mostrados os resultados dos coeficientes de permeabilidade do solo conforme os ensaios em laboratório, para os corpos de prova nas diferentes densidades. Na Figura 3, são mostrados os gráficos de regressão linear que puderam ser obtidos, confirmando que o escoamento caracterizou-se como laminar, pela relação linear existente entre a velocidade de descarga e o gradiente hidráulico, e pelo fato das retas obtidas partirem da origem dos eixos (0,0), validando a equação ( $k = v/i$ ). Conforme mostram os resultados, o coeficiente de permeabilidade para o mesmo solo aumenta com o índice de vazios, confirmando a teoria já consolidada por diversos autores e ensaios laboratoriais da literatura que indicam que  $k$  aumenta com o incremento de  $e$ .

Tabela 2. Resultados dos ensaios de permeabilidade à carga constante.

Corpo de Prova	$e_1$	$e_2$	$e_3$	$e_4$	$e_5$	$e_6$
Índice de Vazios Adotado ( $e$ )	1,00	0,93	0,88	0,83	0,75	0,68
Compacidade Relativa ( $CR$ )	26,53	40,82	51,02	61,22	77,55	91,84
Estado de Compacidade	Fofa	Fofa	Med Compacta	Med Compacta	Compacta	Muito Compacta
Porosidade ( $n$ )	50,00	48,19	46,81	45,35	42,86	40,48
Densidade Aparente Seca ( $\rho_d, g/cm^3$ )	1,39	1,44	1,49	1,52	1,57	1,66
Permeabilidade Saturada ( $k, x10^{-5}m/s$ )	8,92	7,37	6,61	4,63	2,90	2,09

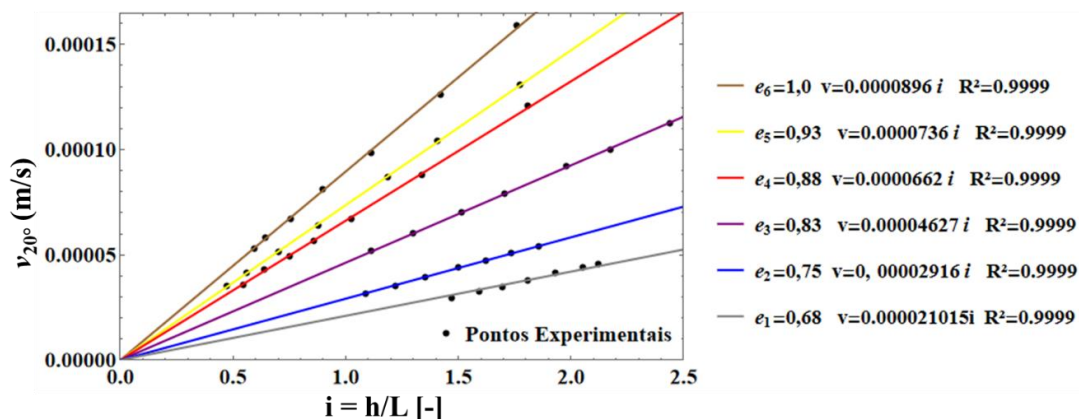


Figura 3. Gráficos de regressão linear obtidos pelos ensaios de permeabilidade do solo em laboratório.

Aplicando-se a proposta de Hazen (1911) modificada por Chapuis (2004), obtém-se um  $k = 1,1 \times 10^{-4}$  m/s para a areia estudada neste trabalho. Como ela é considerada válida apenas para uma condição de índice de vazios próximo do seu valor máximo,  $e_{máx}$ , comparou-se com o valor  $k = 8,9 \times 10^{-5}$  m/s, obtido em laboratório para a areia no estado fofo, de índice de vazios igual a 1 e verificou-se uma excelente aproximação.

Também, foram usadas as outras equações semiempíricas apresentadas na seção 3, que relacionam o coeficiente de permeabilidade ( $k$ ) com o índice de vazios ( $e$ ), considerando  $T=20^\circ C$ , temperatura padrão utilizada nos resultados dos ensaios de laboratório. A comparação dos valores de permeabilidade obtidos em laboratório com os resultados obtidos pelos métodos empíricos apresentados na seção 2, estão apresentadas na Figura 4b e Tabela 3.

Conforme observado pelas comparações realizadas, as equações de Casagrande e de Hazen estendida por Kozeny-Carman, forneceram uma melhor correlação estatística entre os valores de condutividade hidráulica saturada estimados e medidos na areia avaliada pela autora. Já as formulações propostas por Kozeny-Carman modificado por Carrier (2003) e Chapuis (2004), apresentaram resultados cujas ordens de grandeza encontradas se diferem dos valores medidos, no entanto todas estão dentro do intervalo correspondente às areias médias de  $10^{-4}m/s$  e finas de  $10^{-5}m/s$ , encontrado na literatura.

Observa-se que, nos resultados experimentais utilizados por esses diversos estudiosos na definição de seus modelos, há uma proporcionalidade do coeficiente de permeabilidade e o índice de vazios de areias

conforme as expressões ( $e^3/(1+e)$ ) e ( $e^2$ ). Dessa forma, realizou-se um ajuste matemático utilizando estas expressões e os resultados experimentais para obtenção de um coeficiente multiplicador que melhor se adequasse à elas, a fim de explicar a relação ( $k$  versus  $e$ ) para a areia estudada neste trabalho (Equações 11 e 12). Além disso, realizou-se um ajuste matemático na equação proposta por Chapuis (2004), conforme a Equação 13. A Figura 4a apresenta as curvas ajustadas dessas 3 expressões, obtendo-se excelentes propostas, especialmente para o modelo Chapuis Modificado (2004), que apresentou a melhor aproximação dos resultados experimentais, quando comparada aos outros modelos analisados, conforme pode ser observado, também, na Figura 4b e na Tabela 3.

$$k = 0,0000781829e^2 \quad (11)$$

$$k = 0,000167185 \frac{e^3}{1+e} \quad (12)$$

$$k = 0,000249614 \left( \frac{e^3}{1+e} \right)^{1,42513} \quad (13)$$

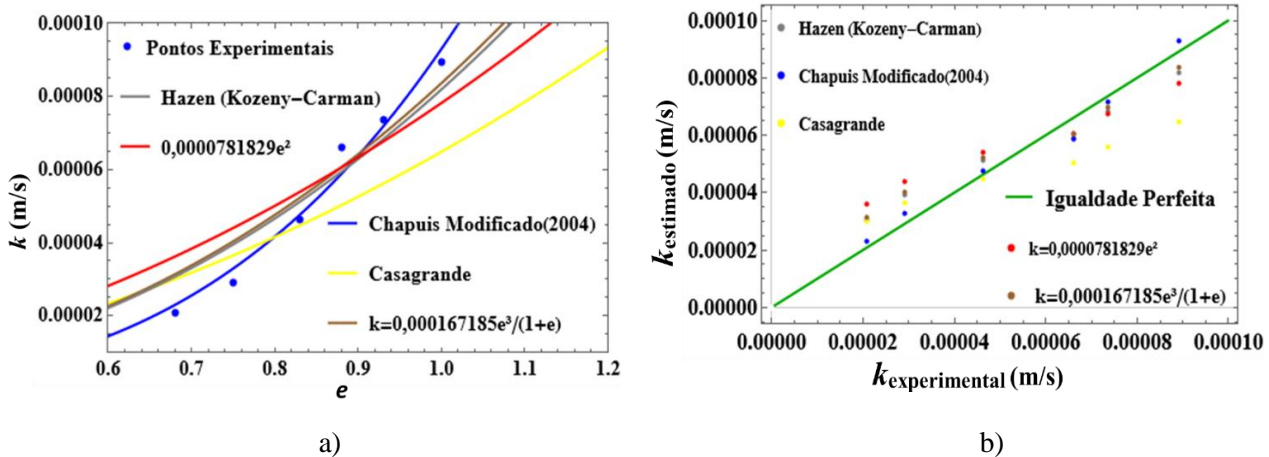


Figura 4. a) Curvas das expressões semi-empíricas e resultados experimentais obtidos para  $k$ . b) Comparação do  $k$  obtido em laboratório e com aplicação das equações semi-empíricas.

Tabela 3. Resultados para o coeficiente de permeabilidade ( $k$ ,  $\times 10^{-5} m/s$ ) de laboratório e das equações.

$e$	$k$ medido	$\frac{e^3}{1+e}$	$e^2$	Chapuis Modif.	Casagrande	Hazen (Kozeny-Carman)	Kozeny-Carman (Carrier)	Chapuis
0,68	2,09	3,13	3,61	2,29	3,00	3,06	14,27	19,87
0,75	2,90	4,03	4,40	3,29	3,65	3,95	17,39	25,59
0,83	4,63	5,22	5,39	4,76	4,47	5,12	21,30	33,17
0,88	6,61	6,06	6,05	5,88	5,02	5,94	23,93	38,48
0,93	7,37	6,97	6,76	7,17	5,61	6,82	26,69	44,24
1	8,92	8,36	7,82	9,29	6,48	8,19	30,78	53,08
$R^2$		0,9836	0,9668	0,9957				

## 5 CONCLUSÕES

As comparações realizadas mostraram que a equação de Casagrande e de Hazen estendida por Kozeny-Carman forneceram uma melhor correlação estatística entre os valores de condutividade hidráulica saturada estimados e medidos. Já as formulações propostas por Kozeny-Carman modificado por Carrier (2003) e Chapuis (2004), apresentaram resultados cujas ordens de grandeza encontradas se diferem dos valores medidos, no entanto todas estão dentro do intervalo encontrado na literatura. Realizou-se, ainda, um ajuste

matemático utilizando três expressões e concluiu-se que o modelo Chapuis Modificado (2004) apresentou a melhor aproximação, quando comparada aos outros modelos analisados, pois obteve ajuste tanto no valor do expoente como do coeficiente do termo índice de vazios.

## AGRADECIMENTOS

Este estudo foi financiado pela Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil (CAPES 88887.843993/203-00), pelo Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq 305484/2020-6) e pela Fundação de Apoio à Pesquisa do Distrito Federal (FAPDF Projeto 00193-00001609/2023-44).

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 6457. *Amostras de solo - preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização: método de ensaio*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2021). NBR 16840. *Solo - Determinação do índice de vazios máximo de solos não coesivos*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). NBR 16843. *Solo - Determinação do índice de vazios mínimo de solos não coesivos*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2022). NBR 6502. *Solos e rochas - Terminologia*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 7181. *Solo - Análise granulométrica*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2021). NBR 13292. *Solo - Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos granulares à carga constante*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2022). NBR 12154. *Solo - Determinação da densidade por deslocamento volumétrico - Densidade-esqueleto por picnometria a gás*. Rio de Janeiro.
- ASTM International (2017). ASTM D2487: *Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)*.
- Caputo, H. P. (1988) *Mecânica dos solos e suas aplicações. Fundamentos*. 6. ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos,.
- Chapuis, R. P., Aubertin, M. (2003) *On the use of the Kozeny–Carman equation to predict the hydraulic conductivity of soils*. Canadian Geotechnical Journal, 40: 616–628.
- Chapuis, R.P. (2004) *Predicting the saturated hydraulic conductivity of sand and gravel using effective diameter and void ratio*. Canadian Geotechnical Journal, 41: 787–795.
- Carrier, W. D. (2003) *Goodbye, Hazen; Hello, Kozeny-Carman*. Journal of Geotechnical e Geoenvironmental Engineering, v. 129, n. 11, p. 1054-1056. ISSN 1090-0241
- Darcy, H. (1856) *Les fontaines publiques de la ville de Dijon*. Victor Dalmont, Paris.
- Das, B. M. et al. (2012) *Maximum and minimum void ratios and median grain size of granular soils: their importance and correlations with material properties*. 3<sup>o</sup> International Conference on New Developments in Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Near East University, Nicosia, North Cyprus, p. 37-54.
- Hazen, A. (1911) *Discussion of “Dams on sand formations,” by A.C. Koenig*. Transactions of the American Society of Civil Engineers, 73: 199–203.
- Mesquita, M. G. B. F.; Moraes, S. O. A (2004) *A dependência entre a condutividade hidráulica saturada e atributos físicos do solo*. Ciência Rural, Santa Maria, v. 34, n.3, p. 963969.
- Terzaghi, K. (1925) *Principles of soil mechanics: III. Determination of permeability of clay*. Engineering News Records, 95(21): 832–836.