

UNIVERSIDADE FEDERAL DO ESPÍRITO SANTO
ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

CAMILA LOSS DOS SANTOS CUNHA

**ESTUDO DAS CARACTERÍSTICAS DE
COMPRESSIBILIDADE UNIDIMENSIONAL E
PLASTICIDADE DE MISTURAS DE ARGILA E AREIA**

Vitória
2012

CAMILA LOSS DOS SANTOS CUNHA

**ESTUDO DAS CARACTERÍSTICAS DE
COMPRESSIBILIDADE UNIDIMENSIONAL E
PLASTICIDADE DE MISTURAS DE ARGILA E AREIA**

Dissertação de Mestrado

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Espírito Santo, para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, na área de concentração em Geotecnia.

Orientadora: Prof^ª. Dr.^a Kátia Vanessa Bicalho

Vitória
2012

Dados Internacionais de Catalogação-na-publicação (CIP)
(Biblioteca Central da Universidade Federal do Espírito Santo, ES, Brasil)

C972e Cunha, Camila Loss dos Santos, 1985-
Estudo das características de compressibilidade
unidimensional e plasticidade de misturas de argila e areia /
Camila Loss dos Santos Cunha. – 2012.
125 f. : il.

Orientadora: Kátia Vanessa Bicalho.
Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade
Federal do Espírito Santo, Centro Tecnológico.

1. Argila. 2. Areia. 3. Plasticidade. 4. Compressibilidade. I.
Bicalho, Kátia Vanessa. II. Universidade Federal do Espírito
Santo. Centro Tecnológico. III. Título.

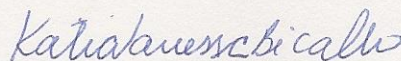
CDU: 624

Camila Loss dos Santos Cunha

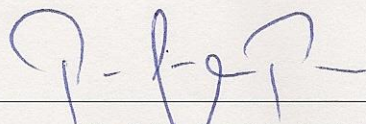
**ESTUDO DAS CARACTERÍSTICAS DE COMPRESSIBILIDADE
UNIDIMENSIONAL E PLASTICIDADE DE MISTURAS DE ARGILA E
AREIA**

Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado em Engenharia Civil do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Espírito, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, área de Estruturas.

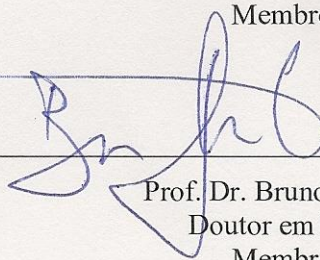
Aprovada no dia **20 de dezembro de 2012** por:



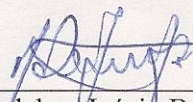
Prof. Dra. Kátia Vanessa Bicalho
Doutora em Engenharia Civil
Orientadora - UFES



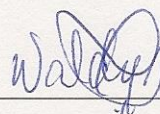
Prof. Dr. Patrício José Moreira Pires
Doutor em Engenharia Civil
Membro Interno - UFES



Prof. Dr. Bruno Teixeira Dantas
Doutor em Engenharia Civil
Membro Interno - UFES



Prof. Dr. Adelmo Inácio Bertolde
Doutor em Estatística
Membro Interno - UFES



Prof. Dr. Waldyr Lopes de Oliveira Filho
Doutor em Engenharia Civil
Membro Externo - UFOP

A meus pais, com todo amor.

AGRADECIMENTOS

A Deus, por iluminar meus caminhos.

À Professora Dr.^a Kátia Vanessa Bicalho, por quem tenho profundos carinho e amizade, pela sua essencial e indispensável orientação, unida à dedicação, motivação e aprendizado durante a realização deste trabalho.

Aos professores do Departamento de Engenharia Civil, em especial aos da área de Geotecnia, pela transmissão de seus conhecimentos ao longo de todo o curso de mestrado.

Aos Professores Reno Reine Castello, Patrício Pires, Bruno Dantas e Waldyr Oliveira por suas sugestões e comentários que contribuíram para o aperfeiçoamento desta pesquisa.

Ao Professor Adelmo Inácio Bertolde pela colaboração neste trabalho, por toda a atenção e disponibilidade em atendimento a dúvidas.

Ao técnico do Laboratório de Mecânica dos Solos Miguel Rubens Caxias pelos conhecimentos práticos compartilhados.

À minha família, maior fonte de incentivo e amor. Aos amados pais, por toda dedicação na minha formação e por estarem sempre presentes. A Fernando, pelo carinho e momentos de alegria.

A todos os colegas e amigos do curso de graduação e mestrado, em especial a Fernanda Vescovi, pela amizade e ajuda no desenvolvimento desta dissertação.

A todos aqueles que se fizeram presentes e contribuíram de alguma forma para a realização do presente trabalho.

A CAPES e a UFES, pelo apoio financeiro.

RESUMO

CUNHA, C.L.S. *Estudo das Características de Compressibilidade Unidimensional e Plasticidade de Misturas de Argila e Areia*. 2012. Dissertação de Mestrado – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória.

A maior parte das teorias em engenharia geotécnica foram propostas e são aplicáveis a argilas puras e areias puras e não tratam de problemas envolvendo misturas de solos; porém, devido à variabilidade dos solos encontrados na natureza, verifica-se a necessidade de um maior conhecimento das propriedades geotécnicas de misturas de argila e areia. Este trabalho reuniu pesquisas publicadas sobre o comportamento geotécnico de misturas de argila e areia a fim de avaliar, por meio de resultados experimentais as normalizações propostas por Castello e Polido (1994). Essas equações permitem quantificar a influência de frações arenosas na plasticidade e compressibilidade unidimensional de misturas de argila e areia com diferentes frações relativas à massa total seca da mistura. E foram propostas para argilas “pouco arenosas”, onde a compressão ocorre exclusivamente na matriz argilosa, de forma praticamente uniforme e sem concentração de tensões. Os resultados dos ensaios de compressão unidimensional, em amostras moldadas em laboratório para diferentes misturas de argila e areia ora avaliados indicam uma relação linear entre os valores do índice de compressão primária e a fração de finos nas misturas de argila e areia com porcentagens superiores a 20% de fração de finos. A mesma tendência foi observada na variação dos valores dos limites de Atterberg com a fração de finos em diferentes misturas de argila e areia, uma vez que tais propriedades índices estão correlacionadas com a compressibilidade dos solos finos. Nesse caso, é válida a identificação de argila “pouco arenosa” e a fração arenosa pode ser considerada inerte na mistura; são avaliadas também as correlações publicadas na literatura entre valores dos limites de Atterberg e os correspondentes valores de índice de compressão primária de diferentes solos argilosos.

PALAVRAS-CHAVE: Misturas de argila e areia, plasticidade, compressibilidade.

ABSTRACT

CUNHA, C.L.S. *Study of one-dimensional compressibility and plasticity of clay-sand mixtures*. 2012. M. Sc. Thesis in Civil Engineering – Department of Civil Engineering, Federal University of Espírito Santo, Vitória - Brazil, 2012.

Most theories in geotechnical engineering have been proposed and are applied to pure clay and clean sand and not deal with problems involving soil mixtures. However, due to variability of soil found in nature, there is essential for more knowledge of geotechnical properties of mixtures of clay and sand. This study collected published research about geotechnical behavior of mixtures of clay and sand to evaluate experimental results using the normalization proposed by Castello and Polido (1994). These equations quantify the influence of sandy fractions in plasticity and one-dimensional compressibility of clay and sand mixtures with different fractions on the total mass of the dry mixture. And, these equations have been proposed for clays with "same sandy", where compression occurs exclusively in the clay matrix, in a practically uniform and without stress concentration. The results of one-compression dimensional tests, molded into samples in the laboratory for different mixtures of clay and sand, evaluated in this study, indicates a linear relationship between the values of index compression primary and the fraction of fines in mixtures with clay and sand in percentages over 20% clay. The same tendency was observed in the variation of the Atterberg limits with the fraction of fines in different mixtures of clay and sand, since these index properties are correlated with the compressibility of the fines soil. In this case, the identification clays with "same sandy" are valid and the sandy fraction can be considered inert in the mixture of clay and sand. Is also studied in this work, the correlations published in the literature of values of Atterberg limits and the relative values of index compression primary to different mixtures of clayey soils.

KEYWORDS: Mixtures of clay and sand, plasticity, compressibility.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1- Microestrutura do solo granular (Zhang e Li, 2010).	23
Figura 2.2. Índice de vazios máximo e mínimo de misturas de finos e areia (Adaptado de Mitchell e Soga, 2005).	24
Figura 2.3 - Representação da influência da umidade nos estados de comportamento do solo (Adaptado de Holtz e Kovacs, 1981).....	29
Figura 2.4 – Exemplo da variação do índice de compressão para mistura de finos e areia (Adaptado de Monkul e Ozden, 2007).	31
Figura 2.5 – Correlações do limite de liquidez com o índice de compressão das equações publicadas na literatura.	34
Figura 2.6 - Ensaio edométrico em amostras indeformadas e reconstituídas da argila de Bothkenner (Soares, 1997).	36
Figura 2.7 - Misturas de argila com areia e os respectivos comportamentos de seus grãos durante a compressão (adaptado de Castello e Polido, 1994).	38
Figura 2.8 - Diagrama de fases: (a) mistura argila-areia; (b) matriz finos; (c) matriz granular (Adaptado de Thevanayagam, 2000).....	46
Figura 2.9- Relação do índice de plasticidade e fração argila de Skempton, 1953 (Das, 2007).	48
Figura 2.10 – Influência dos finos na compressibilidade (Adaptado de Martins et al., 2001). ..	51
Figura 3.1 – Representação dos parâmetros dos sólidos, argila e areia.....	57
Figura 4.1 - Mapa com pontos dos locais onde foram realizados estudos de misturas de argila e areia avaliados neste trabalho.	61
Figura 4.3- Identificação dos solos do grupo A ($IP > 100\%$).....	65
Figura 4.4 - Identificação dos solos do grupo B ($IP < 100\%$).....	66
Figura 4.5 – Identificação das misturas que possuem dados do índice de compressão.	67
Figura 5.1 – Exemplo da Distribuição F.	72
Figura 5.2 – Variação dos valores de IP com C para as misturas de argila e areia do Grupo A.	73
Figura 5.3 - Variação dos valores de IP com C para as misturas de argila e areia do Grupo B.	74
Figura 5.4 – Variação dos valores de LL com C para as misturas de argila e areia do Grupo A.	75

Figura 5.5 - Variação dos valores de LL com C para as misturas de argila e areia do Grupo B.	75
Figura 5.6 – Variação dos valores de LP com C para as misturas de argila e areia do Grupo A.	77
Figura 5.7 – Variação dos valores de LP com C para as misturas de argila e areia do Grupo B.	77
Figura 5.8 – Variação dos valores de LL_{nor} em função de C para o Grupo A.	82
Figura 5.9– Variação dos valores de LL_{nor} em função de C para o Grupo B.	82
Figura 5.10 – Variação dos valores IP_{nor} em função de C para o Grupo A.	83
Figura 5.11 – Variação dos valores IP_{nor} em função de C para o Grupo B.	84
Figura 5.12 – Variação dos valores LP_{nor} em função de C para o Grupo A.	85
Figura 5.13 – Variação dos valores de LP_{nor} em função de C para o Grupo B.	85
Figura 5.14 – Comparação entre os valores medidos e estimados dos limites de consistência.	87
Figura 5.15 - Resultados experimentais convencionais e normalizados de Compressão Edométrica para misturas de bentonita e areia - Bicalho et. al (2002).	90
Figura 5.16 - Resultados experimentais convencionais e normalizados de Compressão Edométrica para misturas de argila natural e areia - Castello e Polido (1994).	90
Figura 5.17 - Resultados experimentais convencionais e normalizados de Compressão Edométrica para misturas de argila marinha e areia - Prakasha e Chandrasekaran (2005).	91
Figura 5.18 - Resultados experimentais convencionais e normalizados de Compressão Edométrica para misturas de bentonita e areia - Viana e Palmeira (2006).	91
Figura 5.19 - Resultados experimentais convencionais e normalizados de Compressão Edométrica para misturas de caulinita e areia - Monkul e Ozden (2007).	92
Figura 5.20- Variação do índice de compressão primária com a fração argila para misturas de argila e areia avaliadas.	96
Figura 5.21- Variação dos valores de C_{cnor} em função de C.	97
Figura 5.22 – Exemplo dos intervalos de C_m em função do limite de liquidez para diferentes grupos de minerais argílicos.	100
Figura 5.23 – Variação dos valores de LL_{nor} para $C > 20\%$ para o Grupo A.	104
Figura 5.24 – Variação dos valores de LL_{nor} para $C > 20\%$ para o Grupo B.	104
Figura 5.25– Variação dos valores de IP_{nor} para $C > 20\%$ para o Grupo A.	105
Figura 5.26 – Variação dos valores IP_{nor} para $C > 20\%$ para o Grupo B.	106
Figura 5.27 – Variação dos valores LP_{nor} para $C > 20\%$ para o Grupo A.	107

Figura 5.28– Variação dos valores LP_{nor} para $C>20\%$ para o Grupo B.	107
Figura 5.29- Variação dos valores de C_{nor} para as misturas de argila e areia para $C>20\%$	109
Figura 5.30 -Variação do índice de compressão primária com o limite de liquidez para misturas de argila e areia avaliadas.	110
Figura 5.31 - Variação do índice de compressão primária com o índice de plasticidade para misturas de argila e areia avaliadas.	111
Figura 5.32 -Variação do índice de compressão primária com o limite de plasticidade para misturas de argila e areia avaliadas.	112

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Valores típicos de índice de vazios e peso específicos de solos granulares (Adaptado de Sowers, 1979).	24
Tabela 2.2 - Densidade relativa dos grãos dos minerais (Adaptado de Lambe e Whitman, 1969).	27
Tabela 2.3 – Limites de Atterberg dos Minerais Argílicos (Adaptado de Lambe e Whitman, 1969).	28
Tabela 2.4 - Equações publicadas na literatura que correlacionam o índice de compressão e limite de liquidez.	33
Tabela 2.5 - Equações publicadas na literatura que correlacionam o índice de compressão e índice de plasticidade.	33
Tabela 4.1 - Tabela com parâmetros geotécnicos dos materiais estudados.	64
Tabela 5.1 – Dados das misturas de argila e areia avaliados para o Grupo A.	79
Tabela 5.2 – Dados das misturas de argila e areia avaliados para o Grupo B.	80
Tabela 5.3 – Tabela com valores medidos e os estimados dos Limites de de Atterberg para argilas puras.	81
Tabela 5.4 –Tabela de erros entre os valores medidos e os estimados para o Grupo A.	86
Tabela 5.5 –Tabela de erros entre os valores medidos e os estimados para o Grupo B.	87
Tabela 5.6 – Valores do teste ANOVA para a correlação do limite de liquidez e fração de finos.	88
Tabela 5.7 – Valores do teste ANOVA para a correlação do índice de plasticidade e fração de finos.	88
Tabela 5.8 - Parâmetros convencionais e normalizados de compressibilidade das misturas de argila e areia.	93
Tabela 5.9 - Desvio padrão de $C_{c\text{nor}}$ para as misturas avaliadas.	94
Tabela 5.10- Valores de C_c medidos e estimados da argila pura.	96
Tabela 5.11 – Tabela de erros entre os valores medidos e os estimados do índice de compressão.	98
Tabela 5.12 - Valores do teste ANOVA para a correlação do índice de compressão e fração argila.	98
Tabela 5.13 - Valores intervalos de C_m para as misturas de argila e areia avaliadas.	101

Tabela 5.14 – Comparação dos valores estimados dos limites de Atterberg.	103
Tabela 5.15 - Valores de C_{c20} e R^2 para os pesquisadores avaliados.	108
Tabela 5.16 - Valores de C_{cnor} estimados a partir de equações publicadas na literatura para Castelo e Polido (1994).	113
Tabela 5.17 - Valores de C_{cnor} estimados a partir de equações publicadas na literatura para Bicalho et al. (2002).	113
Tabela 5.18 - Valores de C_{cnor} estimados a partir de equações publicadas na literatura para Prakasha e Chandrasekaran (2005).....	114

LISTA DE SÍMBOLOS

A_t	Atividade de Skempton (1953)
C	Porcentagem em massa que passa na peneira de nº 200, cuja abertura é de 0,075 mm
C_c	Índice de compressão da argila pura
C_m	A porcentagem mínima de argila para preencher o volume de vazios da areia nas misturas argila-areia
C_{cnor}	Índice de compressão normalizado por Castello e Polido (1994)
C_{c100}	valor estimado do índice de compressão da fração argila pura em porcentagem
C_{c20}	valor estimado do índice de compressão da fração argila pura em porcentagem para valores de $C > 20\%$
e	Índice de vazios da mistura de finos e areia
e_o	Índice de vazios inicial da mistura de finos e areia
e_{max}	Índice de vazios máximo da areia
e_{nor}	Índice de vazios normalizado por Castello e Polido (1994)
e_s	Índice de vazios intergranular
F_c	Porcentagem mínima em massa da fração de finos que o comportamento da mistura de argila e areia é controlado pela matriz argilosa.
G_s	Densidade relativa dos sólidos
G_{sc}	Densidade dos sólidos da fração argila
G_{sm}	Densidade dos sólidos da mistura
G_{ss}	Densidade dos sólidos da fração areia
H_{nor}	Altura (ou volume) total normalizado por Castello e Polido (1994)
LL	Limite de Liquidez em porcentagem
LP	Limite de Plasticidade em porcentagem
LC	Limite de contração em porcentagem
ICL	Linha de compressão intrínseca
IL	Índice de Liquidez
IP	Índice de plasticidade em porcentagem
LL_{nor}	Limite de Liquidez normalizado em porcentagem por Castello e Polido (1994)
LP_{nor}	Limite de Plasticidade normalizado em porcentagem por Castello e Polido (1994)

IP_{nor}	Índice de plasticidade normalizado em porcentagem por Castello e Polido (1994)
LL_c	valor medido do Limite de liquidez da fração argila pura em porcentagem
LP_c	valor medido do Limite de plasticidade da fração argila pura em porcentagem
LL_{100}	valor estimado do Limite de liquidez da fração argila pura em porcentagem
LP_{100}	valor estimado do Limite de plasticidade da fração argila pura em porcentagem
IP_{100}	valor estimado do índice de plasticidade da fração argila pura em porcentagem
LL_{20}	valor estimado do Limite de liquidez da fração argila pura em porcentagem para valores de $C > 20\%$
LP_{20}	valor estimado do Limite de plasticidade da fração argila pura em porcentagem para valores de $C > 20\%$
IP_{20}	valor estimado do índice de plasticidade da fração argila pura em porcentagem para valores de $C > 20\%$
SCL	Linha de compressão por sedimentação
V_f	Volume de finos
V_v	Volume de vazios total da mistura de finos e areia
V_s	Volume de sólidos total (areia+finos)
V_{ss}	Volume de sólidos da areia
w	Umidade da mistura de finos e areia
w_{nor}	Umidade normalizada por Castello e Polido (1994)
W_{p200}	Peso de sólidos da fração menor que 0,075 mm
W_w	Peso de água na amostra da mistura de finos e areia
W_s	Peso de sólidos (areia+finos) da amostra
W_{ss}	Peso de sólidos de areia
x	Peso seco em gramas de partículas de argila
σ'_v	Tensão efetiva vertical
γ_w	Peso específico da água

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	18
1.1. OBJETIVOS	20
1.1.1. Objetivo Geral.....	20
1.1.2. Objetivos específicos	20
1.2. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....	21
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	22
2.1. INTRODUÇÃO	22
2.2. AREIA (SOLOS GRANULARES)	22
2.2.1. Compressibilidade e resistência dos solos granulares	25
2.3. ARGILA (MINERAIS ARGÍLICOS)	25
2.3.1. Limites de Atterberg.....	27
2.3.2. Compressibilidade das argilas puras (minerais argílicos)	29
2.3.2.1. Correlação do Índice de Compressão e Limites de Atterberg.....	32
2.3.3. Conceito e comportamento na compressibilidade das argilas reconstituídas.....	34
2.4. MISTURAS DE ARGILA E AREIA	37
2.4.1. Influência da fração arenosa no comportamento geotécnico de misturas argila-areia.....	38
2.4.2. Comportamento mecânico das misturas de argila e areia.....	44
2.4.2.1. Conceito do Índice de vazios das misturas de argila e areia	44
2.4.2.2. Influência da fração de finos nos valores dos limites de Atterberg das misturas de argila e areia	48
2.4.3. Estudo da Compressibilidade de misturas de argila e areia.....	50
2.5. COMENTÁRIOS FINAIS.....	52
3. MODELO PROPOSTO	53
3.1. INTRODUÇÃO	53
3.2. NORMALIZAÇÕES PROPOSTAS.....	53
3.2.1. Derivação das Fórmulas	57
3.3. METODOLOGIA ADOTADA	59
4. BANCO DE DADOS	60
4.1. INTRODUÇÃO	60
4.2. APRESENTAÇÃO DO BANCO DE DADOS	60
4.2.1. Publicações com dados dos Limites de Atterberg.....	65

4.2.2.	Publicações com dados do índice de compressão	66
4.2.2.1.	Metodologia utilizada nos ensaios de compressão unidimensional	67
5.	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	69
5.1.	INTRODUÇÃO	69
5.2.	ANÁLISE ESTATÍSTICA	69
5.2.1.	Regressão Linear	69
5.2.2.	Análise de variância (ANOVA)	71
5.3.	INFLUÊNCIA DA FRAÇÃO ARENOSA NOS VALORES DOS LIMITES DE ATTERBERG DE MISTURAS DE ARGILA-AREIA	72
5.4.	INFLUÊNCIA DA FRAÇÃO ARENOSA NOS VALORES DO ÍNDICE DE COMPRESSÃO DE MISTURAS DE ARGILA-AREIA	89
5.5.	REANÁLISE DOS DADOS PARA VALIDAÇÃO DO MODELO PARA MISTURAS COM POUCA AREIA	99
5.6.	RESULTADOS FINAIS CONSIDERANDO VALOR DE F_c ADOTADO	102
5.6.1.	Verificação para os Limites de Atterberg e fração de finos	102
5.6.2.	Verificação para o Índice de compressibilidade e fração de finos	108
5.7.	INFLUÊNCIA DOS LIMITES DE ATTERBERG NOS VALORES DO ÍNDICE DE COMPRESSÃO DAS MISTURAS DE ARGILA-AREIA	109
6.	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	115
6.1.	CONCLUSÕES	115
6.2.	SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	117
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	118
	ANEXO A – VALORES DO TESTE ANOVA PARA A CORRELAÇÃO DO LIMITE DE PLASTICIDADE E FRAÇÃO DE FINOS	124
	ANEXO B – RESULTADO DO CÁLCULO DE C_m PARA MISTURAS DE ARGILA E AREIA	125
	ANEXO C – VALORES DE C_c ESTIMADOS A PARTIR DE EQUAÇÕES PUBLICADAS NA LITERATURA	127

1. INTRODUÇÃO

A maioria das obras apoia-se sobre ou no interior no solo, e um projeto geotécnico eficiente requer adequado conhecimento do subsolo da área de construção. Os solos, normalmente encontrados na natureza e em obras de terra natural, são constituídos de misturas de solos argilosos e arenosos. Em virtude da variabilidade de solos naturais é necessário o conhecimento das propriedades geotécnicas de misturas de argila e areia, uma vez que os solos granulares naturais com teor de finos podem não ter o mesmo comportamento de engenharia das areias puras; vale pontuar que a maior parte das teorias em engenharia geotécnica foram propostas e são aplicáveis a argilas puras e areias puras e não tratam de problemas envolvendo misturas de solos, ou seja, dois ou mais tipos diferentes.

A compressão nas argilas puras e areias puras é o resultado de mecanismos físicos diferentes, visto que, enquanto que nas primeiras a tensão é transmitida pelo contato direto entre os grãos, nas segundas as forças físico-químicas controlam a compressibilidade do material. Tais misturas estão presentes em solos naturais e em solos tratados e melhoram as suas características geomecânicas. A estabilização mecânica (granulométrica) por meio de misturas de argila e areia visando aumento de resistência e redução da compressibilidade tem estimulado o estudo do comportamento mecânico desse procedimento, tecnicamente adequado às finalidades das obras geotécnicas. O uso de misturas de argilas muito plásticas (i.e. Bentonitas) com areia é recomendado em projetos geotécnicos para a camada impermeável de aterros sanitários e também motivam o estudo da mesma.

São encontrados na literatura publicações sobre o efeito de adição de finos (fração silte e/ou argila) na compressibilidade de areias ou adição desse material na compressibilidade de finos com diferentes finalidades. Por exemplo, várias pesquisas relacionadas à influência de finos sobre o potencial de liquefação de solos arenosos têm sido desenvolvidas em Geotecnia (Georgiannou et al., 1990, Salgado et al., 2000). Essas investigações foram realizadas para quantificar os efeitos das partículas mais finas sobre os fenômenos de liquefação. As argilas também podem afetar as características de compressão de solos granulares e algumas

pesquisas têm sido desenvolvidas para estudar o comportamento dos finos na matriz granular (Gilboy, 1928; Olson e Mesri, 1970; Monkul e Ozden, 2007). Gilboy (1928) estudou a influência do teor de mica na compressibilidade de areia e concluiu que um aumento de tal quantidade resultou num aumento do índice de vazios do material incompressível, bem como um aumento na compressibilidade total da mistura. As observações feitas inicialmente por Gilboy (1928) são de que qualquer sistema de análise ou classificação do solo que negligencia a presença e o efeito da interação grãos finos e grossos serão incompletas e errôneas.

A determinação ou previsão da compressibilidade edométrica de solos argilosos se constitui parte essencial dos projetos geotécnicos; entretanto, a maioria das pesquisas concentra-se sobre solos argilosos com pequena ($\leq 5\%$) fração arenosa. Nas investigações de obra é usual a preferência por amostras com o mínimo de areia; e, dessa maneira, a amostra “representativa” da camada não representa uma situação média, mas sim a pior situação.

Portanto, o estudo das propriedades geotécnicas de misturas de argila e areia é necessário para os engenheiros geotécnicos. Assim, este trabalho visa a investigação da compressibilidade unidimensional de misturas de argila e areia com diferentes frações relativas ao peso total seco da mistura - ou porcentagem de finos - de forma a avaliar se é a matriz argilosa ou a granular que controla o comportamento das propriedades de engenharia de solos argilosos arenosos. A variação dos valores dos limites de Atterberg com os correspondentes do teor de finos, que é o material que passa na peneira 200, para diferentes misturas de argila e areia também é aqui investigada, uma vez que tais propriedades índices estão correlacionadas com a compressibilidade da matriz argilosa.

1.1. JUSTIFICATIVA DA PESQUISA

A necessidade de uma investigação geotécnica concentrada em misturas de argila e areia motiva o desenvolvimento desta pesquisa que objetiva avaliar, por meio de resultados experimentais publicados na literatura, as normalizações propostas por Castello e Polido (1994) para determinar a influência de frações arenosas nos valores das propriedades índices e compressibilidade de misturas de argila e areia. As normalizações propostas por Castello e Polido (1994) permitem estimar os valores de propriedades índices e compressibilidade de misturas de uma mesma argila e areia em diferentes proporções, a partir de valores dessas propriedades geotécnicas de uma mistura de argila e areia ou da argila pura. Tais

normalizações restringem a condição de argila pouco arenosa, onde a compressão ocorre exclusivamente na matriz argilosa. Assim, pretende-se investigar o que vem a ser argila “pouco arenosa”, ou seja, a quantidade mínima de finos presentes na mistura no qual as normalizações propostas por Castello e Polido (1994) são válidas.

1.1. OBJETIVOS

1.1.1. Objetivo Geral

A quantificação da influência de frações arenosas nas propriedades geotécnicas de misturas de argila e areia por meio de resultados experimentais e ensaios de laboratório disponíveis na literatura é o objetivo geral desta dissertação. Será avaliado também para o banco de dados apresentados neste trabalho, o intervalo de valores para a porcentagem mínima em massa da fração de finos em que o comportamento da mistura de argila e areia é controlado pela matriz argilosa, quando a fração de areia numa mistura com argila é inerte, ou seja, produziria o simples efeito de diminuir o volume relativo da matriz argilosa na mistura. As propriedades geotécnicas que serão estudadas são: os limites de Atterberg (Limite de plasticidade, Limite de liquidez e Índice de plasticidade) e a compressão unidimensional (adensamento).

1.1.2. Objetivos específicos

- Verificar se os resultados experimentais confirmam as normalizações propostas por Castello e Polido (1994);
- Utilizar estudos estatísticos para avaliar os resultados experimentais;
- Comparar os resultados de ensaios de laboratório disponíveis na literatura para misturas de argila e areia;
- Avaliar a variação das características de compressibilidade e dos limites de Atterberg (Limite de Liquidez, Plasticidade e Índice de plasticidade) com teor de finos para as misturas de argila-areia.

1.2. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação foi organizada em seis capítulos, referência bibliográfica e três anexos, divididos da seguinte forma:

O capítulo 2, o de Revisão Bibliográfica, encontra-se dividido em três partes: a primeira apresenta as características do material arenoso puro, a segunda parte mostra as características e parâmetros geotécnicos da argila pura e na terceira parte é apresentada uma revisão de pesquisas sobre misturas de argila e areia e suas características de compressibilidade e plasticidade.

O terceiro capítulo discute e apresenta o modelo adotado de todos os pesquisadores apresentados no segundo e a metodologia de análise da compressibilidade e plasticidade de misturas de argila e areia.

O quarto apresenta um banco com todos os dados publicados de misturas de argila e areia disponíveis na literatura e que serão analisados e agrupados da melhor forma para visualização.

O quinto capítulo ilustra a aplicação da teoria adotada nas misturas de argila e areia e para a discussão dos resultados encontrados utilizam-se as análises estatísticas e geotécnicas.

O sexto apresenta as conclusões finais com conclusão da pesquisa e sugestões para trabalhos futuros.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. INTRODUÇÃO

Na mecânica dos solos clássica o estudo dos solos e a maioria das investigações sobre o comportamento de tensão-deformação do mesmo acontecem separadamente para a argila pura e areia pura, e existem poucos trabalhos científicos sobre o comportamento geotécnico de misturas de argila e areia; no entanto, tais misturas são amplamente encontradas tanto como solos naturais ou como materiais reconstituídos utilizados para aterro da estrada, barragem de terra e barreiras impermeáveis (BOUTIN ET AL, 2010). Em virtude dessa variabilidade é necessário o estudo das propriedades geotécnicas da mistura de argila e areia.

Neste capítulo apresenta-se uma breve revisão bibliográfica sobre o comportamento de engenharia da argila pura e areia pura, seguida por uma revisão detalhada do estudo sobre misturas de argila e areia publicados na literatura, bem como discutida a influência da fração arenosa em misturas de argila e areia e seu comportamento mecânico.

2.2. AREIA (SOLOS GRANULARES)

Os solos arenosos são sedimentos compostos de grãos de vários minerais primários desintegrados de diversas rochas-matrizes por processos de intemperismo químico e principalmente físico, cujo tamanho dos grãos varia de 0,06 a 2 mm de acordo com a NBR 6502/95 da ABNT. Os grãos de areia podem ser vistos a olho nu e muitas de suas características são facilmente reconhecidas com o uso de uma simples lupa de mão. As areias são subdivididas em finas, médias e grossas. Algumas das características mais importantes para a determinação do comportamento mecânico de um solo granular são o tamanho dos grãos, a forma das partículas, a distribuição granulométrica, a microestrutura, mineralogia e cimentação (BICALHO, 2008).

De acordo com Zhang e Li (2010) os solos arenosos são os principais materiais encontrados em terreno natural coluvial de encostas e são materiais de engenharia importantes para barragens de terra, represas e enrocamentos. Após a deposição, os solos sofrem alterações no seu estado devido à compactação, umidade e secagem. A investigação da estrutura microporosa durante estes processos pode fornecer informações importantes, tais como a resistência ao cisalhamento, a compressibilidade e a condutividade hidráulica.

A figura 2.1 mostra a microestrutura de um solo quando há predominância da matriz granular. Apresenta o comportamento do solo granular com finos e vazios na compactação, antes e após o acréscimo de água na estrutura, cuja diferença está presente na interação dos finos com a água.

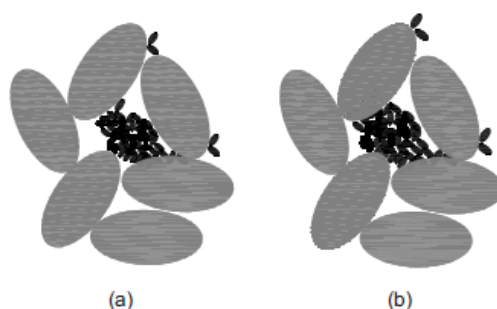


Figura 2.1- Microestrutura do solo granular (Zhang e Li, 2010).

A microestrutura do solo granular varia em função do índice de vazios e porosidade conforme a representação acima, e é dependente da distribuição dos grãos e interação dos mesmos e os vazios. A Tabela 2.1 apresenta valores característicos do índice de vazios máximo e mínimo, do peso específico natural e da densidade específica dos grãos de solos granulares publicados por Sowers (1979). Esses resultados estão de acordo também com os valores publicados por Lambe e Whitman (1969). A distribuição granulométrica tem uma influência direta na forma com que os vazios do solo serão ocupados pelas partículas, além de pontuar que um material granular bem graduado apresenta menores valores de índice de vazios máximo e mínimo e mais entrosamento entre grãos, portanto, um maior ângulo de atrito macroscópico. Solos bem graduados vão possuir um melhor comportamento em termos de resistência e compressibilidade que solos com granulometria uniforme.

Tabela 2.1 – Valores típicos de índice de vazios e peso específicos de solos granulares (Adaptado de Sowers, 1979).

Descrição	Umidade	Índice de vazios		Peso específico (kN/m ³)	
		máximo	mínimo	mínimo	Máximo
Areia uniforme subangular Gs = 2,67	seca	0,85	0,45	14,1	18,0
	saturada	0,85	0,45	18,6	21,1
Areia bem graduada subangular Gs = 2,67	seca	0,75	0,35	14,9	21,9
	saturada	0,75	0,35	19,1	20,8
Areia micácea, siltosa Gs = 2,70	seca	1,25	0,80	11,8	14,7
	saturada	1,25	0,80	17,2	19,0

A figura 2.2 mostra a variação dos valores de índice de vazio mínimo e máximo, com proporção de finos e ilustra a situação para a mistura de finos e areia em diferentes proporções. Para baixas frações de finos, as partículas preenchem os espaços vazios entre as partículas maiores de areia, de modo que o índice de vazios de areia diminui com o teor de finos elevado. No entanto, numa certa quantidade de finos, os mesmos ocupam totalmente os espaços vazios e o aumento no teor de finos fará com que as partículas de areia flutuem dentro da matriz de finos, não comandando mais as características do solo (MITCHELL E SOGA, 2005).

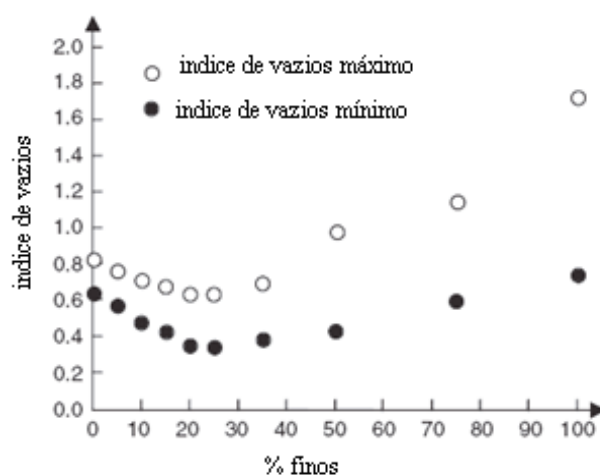


Figura 2.2. Índice de vazios máximo e mínimo de misturas de finos e areia (Adaptado de Mitchell e Soga, 2005).

2.2.1. Compressibilidade e resistência dos solos granulares

Lambe e Whitman (1969) mencionam que o solo granular é um material friccional, que o comportamento da tensão-deformação do solo é governado pelo atrito entre grãos, e que a resistência de deslizamento entre partículas é proporcional à força normal de contato entre elas. O entrosamento das partículas, da mesma forma, contribui para o aumento da resistência, porém decresce com o aumento da tensão efetiva. Os solos arenosos são muito permeáveis e apresentam comportamento drenado; assim, a compressibilidade nas areias ocorrerá rapidamente devido à alta permeabilidade. As areias sofrem, então, uma deformação causada pela distorção das partículas e pelo movimento relativo de rolamento e escorregamento entre as mesmas.

Nakata et al.(2001) e Chuhan et al. (2003) também citam que nos solos grossos, quando são aplicadas forças externas, há uma deformação desse esqueleto sólido, inclusive quebra dos grãos, envolvendo deslocamento relativo dos grãos entre si e resultando na variação de volume, que será devido à redução dos vazios. A compressão dos solos granulares é inicialmente devida ao deslizamento e rotação entre grãos, e, se a tensão efetiva for suficientemente elevada, a quebra dos grãos torna-se proeminente.

A compressão dos solos arenosos é menos estudada do que a das argilas visto que os níveis de deformação volumétrica em solos arenosos, para as tensões usuais aplicadas em obras de engenharia, são muito menores do que em solos argilosos. O comportamento de solos granulares para elevados valores de tensões é controlado pela quebra de grãos (areias com carbonatos), sendo este o principal mecanismo de compressão plástica (COOP, 1990).

2.3. ARGILA (MINERAIS ARGÍLICOS)

O termo geral *argila* tem sido utilizado pelos engenheiros geotécnicos para definir minerais argílicos - que são minerais secundários, formados por intemperismo de minerais primários - e tamanho argila (menor que 0,002 mm), usado para classificar os solos finos baseados na plasticidade (ábaco de Casagrande), que possuem a maioria das partículas com tamanho argila e silte (menores que 0,06mm). Faz-se necessário observar que nem todas as partículas de solos com tamanho argila são constituídas por minerais argílicos. Nesse

trabalho, a matriz argilosa inclui partículas menores que 0,075mm, fração argila e silte que passam na peneira de nº 200, e utiliza a plasticidade para a classificação dos solos.

Os minerais argílicos ou argilominerais são formados da alteração química das rochas, formando partículas microscópicas que possuem a forma lamelar, fazendo com que apresentem uma elevada superfície específica e, conseqüentemente, uma elevada sensibilidade à presença de água. A estruturação que existe entre as partículas de argilas depende das forças elétricas que ocorrem no interior dos solos argilosos (HALLAL, 2003).

Os argilominerais são silicatos de alumínio compostos de tetraedro de sílica e octaedro de alumínio, ambas em arranjo hexagonal, e são divididos em dois grupos principais, de minerais de estrutura 1:1; 2:1. (ANTUNES ET AL., 2011).

- Minerais de estrutura 1:1 – no qual as camadas de duas folhas se unem no sentido do eixo por pontes de hidrogênio ou oxidrilas. São exemplos a caulinita e a haloisita;
- Minerais de estrutura 2:1 - formadas pela união de camadas com três folhas unidas por cátions, que se dispõem entre as camadas e são constituídas pelos Grupos da illita e o da esmectita, resultando na montmorilonita.

As caulinitas apresentam pequena expansão, de difícil dispersão na água e baixa plasticidade, isso devido às ligações de hidrogênio mostrarem-se fracas, mas suficientemente fortes para evitarem a penetração da água entre as unidades estruturais e, como as valências livres estão apenas nas extremidades, as capacidades de adsorção de água e de permuta catiônica são pequenas.

A unidade estrutural básica das illitas é a mesma das montmorilonitas, porém nas illitas os átomos de silício das camadas de sílica são substituídos parcialmente por alumínio. Há, portanto, valências livres nas camadas limítrofes das unidades estruturais, que são neutralizadas por cátions de K(potássio), dispostos entre as unidades superpostas.

As montmorilonitas caracterizam-se pela constante presença do alumínio das camadas de octaedros substituído parcialmente ou totalmente por magnésio e ferro, principalmente. Tal substituição origina um excesso de valências negativas na camada interna, que não podem ser satisfeitas por cátions, devido às camadas de tetraedros limítrofes. (SOARES ET AL., 2006). A estrutura das montmorilonitas caracteriza-se por apresentar moléculas de água entre as unidades estruturais, e, assim, a mesma apresenta elevada expansibilidade e plasticidade.

Mitchell (1976) sugere que quanto maior for a porcentagem de mineral argila predominante no solo, maiores deverão ser a plasticidade, o potencial de expansão e a compressibilidade e menores deverão ser o ângulo de atrito e a permeabilidade. A Tabela 2.2 mostra valores da densidade relativa dos sólidos de alguns minerais argílicos (solos hipotéticos sem vazios ou poros) e esses valores são utilizados neste trabalho no Capítulo 5 para análises de resultados.

Tabela 2.2 - Densidade relativa dos grãos dos minerais (Adaptado de Lambe e Whitman, 1969).

Mineral	Gs
Caulinita	2,64 ±0,02 2,61 ^a
Haloisita	2,55
Ilita	2,60-2,86 2,84 ^a
Montmorilonita	2,75-2,78 2,74 ^a

Nota: ^a Calculado da estrutura cristalina

2.3.1. Limites de Atterberg

Dependendo do teor de umidade o comportamento do solo pode ser dividido em sólido, semi-sólido, plástico e líquido. Com o teor de umidade muito baixo, o solo se comporta mais como sólido, mas quando o teor de umidade é muito alto, solo e água podem fluir como um líquido. (DAS, 2007).

Os limites de Atterberg são os parâmetros que determinam o teor de umidade nesses estados limites do solo. A Tabela 2.3 mostra valores típicos dos limites de liquidez, de plasticidade, de contração e o índice de plasticidade de alguns minerais argílicos (LAMBE E WHITMAN, 1969; MITCHELL, 1976). A presença de água nos solos finos pode afetar significativamente o seu comportamento de engenharia e, portanto, é necessário o conhecimento desses índices de referência que mostram e evidenciam esses efeitos. Além disso, os limites de consistência são usados como um parâmetro representativo sobre o

comportamento mecânico do solo e podem ser correlacionados com propriedades de engenharia tais como permeabilidade, expansão e compressibilidade do solo (SHARIATMADARI ET AL, 2011).

Tabela 2.3 – Limites de Atterberg dos Minerais Argílicos (Adaptado de Lambe e Whitman, 1969).

Mineral	Íon trocável	Limite de Liquidez (%)	Limite de Plasticidade (%)	Índice de Plasticidade (%)	Limite de Contração (%)
Montmorilonita	Na	710	54	656	9,9
	K	660	98	562	9,3
	Ca	510	81	429	10,5
	Mg	410	60	350	14,7
	Fe	140	75	215	10,3
Ilita	Na	120	53	67	15,4
	K	120	60	60	17,5
	Ca	100	45	55	16,8
	Mg	95	46	49	14,7
	Fe	110	49	61	15,3
Caulinita	Na	53	32	21	26,8
	K	49	29	20	-
	Ca	38	27	11	24,5
	Mg	54	31	23	28,7
	Fe	59	37	22	29,2

A figura 2.3 mostra os tipos de comportamento do solo para os determinados teores de água. À medida em que se aumenta o conteúdo de água, o estado do solo muda de um sólido à forma de um plástico e, em seguida, para um líquido viscoso. Também mostra o comportamento de tensão-deformação do solo em resposta à influência da umidade nos seus correspondentes estados. Quando a umidade natural é igual ao limite liquidez, o índice de liquidez será igual a 1, o que é uma característica de argilas normalmente adensadas, e quando a umidade natural é igual ao limite de plasticidade, IL é igual a zero, trata-se de característica de argilas pré-adensadas (DAS, 2007).

De acordo com Mitchell e Soga (2005), o índice de liquidez é útil para comparar as consistências de argilas diferentes. Esse parâmetro normaliza a umidade em relação ao

conteúdo de água quando o solo está no estado plástico, e correlaciona-se também com propriedades de compressibilidade, resistência e sensibilidade dos solos finos.

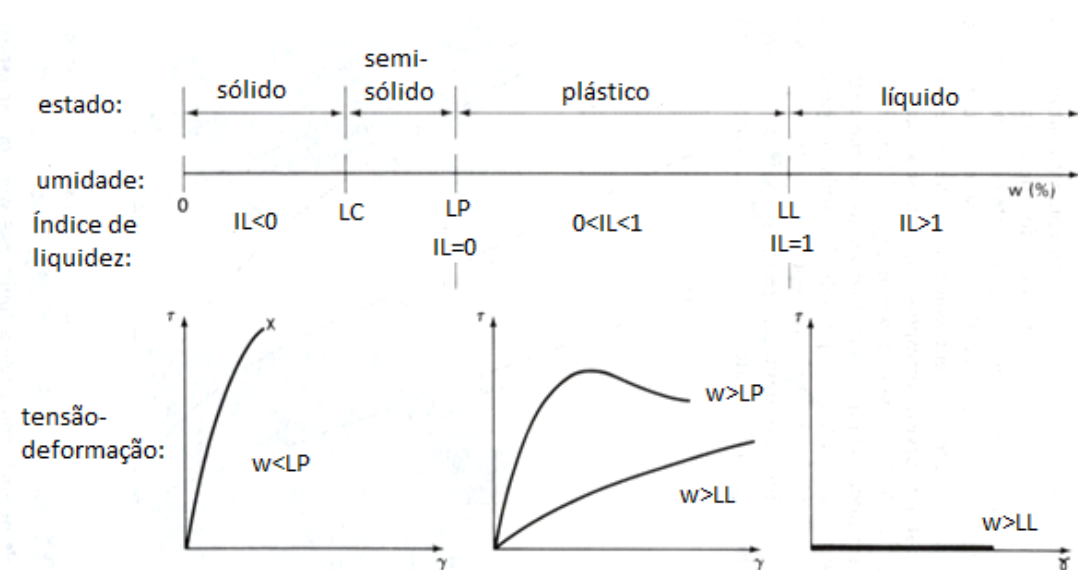


Figura 2.3 - Representação da influência da umidade nos estados de comportamento do solo (Adaptado de Holtz e Kovacs, 1981).

2.3.2. Compressibilidade das argilas puras (minerais argílicos)

Inicialmente, é necessário definir adensamento e compressibilidade da matriz argilosa. Adensamento é o processo de compressão de um solo saturado ao longo do tempo, resultante da expulsão de uma quantidade de água, igual à redução do volume de vazios. Essa compressão deve-se à transferência gradual do excesso de poro-pressão da água, gerado pelo carregamento externo para as tensões efetivas; por outro lado, a compressão unidimensional na trajetória de tensão K_0 (deformação horizontal nula), ou recalque de adensamento primário é definida como a relação entre a variação de volume de um elemento de solo saturado e a variação do estado de tensões efetivas, sem levar em consideração o tempo no qual essas variações ocorreram (BICALHO, 2008).

A relação tensão-deformação foi estudada, ao longo da história da mecânica dos solos, desde Terzaghi e descrita pela primeira vez o ensaio edométrico em 1924. Tal método

clássico contempla a compressibilidade unidimensional, e assume que há uma relação linear entre o índice de vazios e o logaritmo da tensão efetiva vertical. A importância desse ensaio para a prática de engenharia geotécnica é atestada pelo fato de que a maioria das estimativas de recalque ou deformações para as fundações em solos coesivos são baseados total ou parcialmente no comportamento da tensão no solo (HARDIN, 1989).

O ensaio edométrico, também conhecido como ensaio de adensamento, possui a finalidade de reproduzir em laboratório as condições da teoria do adensamento unidimensional proposta por Terzaghi. O ensaio de adensamento convencional de carregamento incremental (NBR 12007-ABNT, 1990), com cada incremento de carga aplicado durante 24 horas é o comumente realizado.

No ensaio de adensamento convencional, o corpo de prova é mantido confinado lateralmente por um anel metálico rígido quando é carregado axialmente por incrementos de carga, que é mantida constante durante cada estágio de carregamento. A dissipação dos excessos de poro-pressão gerados pelos carregamentos dá-se via base e topo do corpo de prova por meio de pedras porosas de permeabilidade suficientemente alta de modo a não retardar a drenagem do corpo de prova. Durante cada estágio de carregamento são feitas leituras da altura do corpo de prova ao longo do tempo através de um extensômetro (NBR 12007-ABNT, 1990).

De forma geral, no ensaio ocorre a compressão inicial causada predominantemente por pré-carregamento, a seguir o adensamento primário, durante o qual o excesso de poro-pressão é gradualmente transferido para a tensão efetiva causado pela expulsão da água dos poros (DAS, 2006).

Após o ensaio é possível a obtenção do gráfico semi-logarítmico da tensão efetiva vertical versus índice de vazios, valendo pontuar que essa relação entre tensão vertical efetiva e a deformação sofrida pelo corpo de prova é representada graficamente pela curva de compressibilidade. Dessa curva são obtidos os seguintes parâmetros de compressibilidade: tensão de pré-adensamento, índice de recompressão, índice de compressão e índice de expansão (LAMBE E WHITMAN, 1969).

Nesse trabalho, o estudo é restrito a adensamento primário e o parâmetro de compressibilidade avaliado é o índice de compressão (C_c). Trata-se de um parâmetro utilizado para a previsão de recalques, e é definido como a inclinação da reta virgem no gráfico e x

$\log \sigma'_v$ (Eq. 2.1), e, neste trecho, o solo estaria sofrendo uma tensão superior à tensão máxima por ele já suportada pela natureza (LAMBE E WHITMAN, 1969):

$$C_c = -\frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'_v} \quad (2.1)$$

A figura 2.4 mostra diversas curvas de compressibilidade do gráfico e x $\log \sigma'_v$, que são praticamente retilíneas, em função da variação da fração de finos em misturas de finos e areia no estudo realizado por Monkul e Ozden (2007). Consequentemente, chega-se a diferentes valores de índice de compressão para cada mistura de finos e areia, e, neste caso, pode-se observar a representação apenas do trecho de compressão virgem.

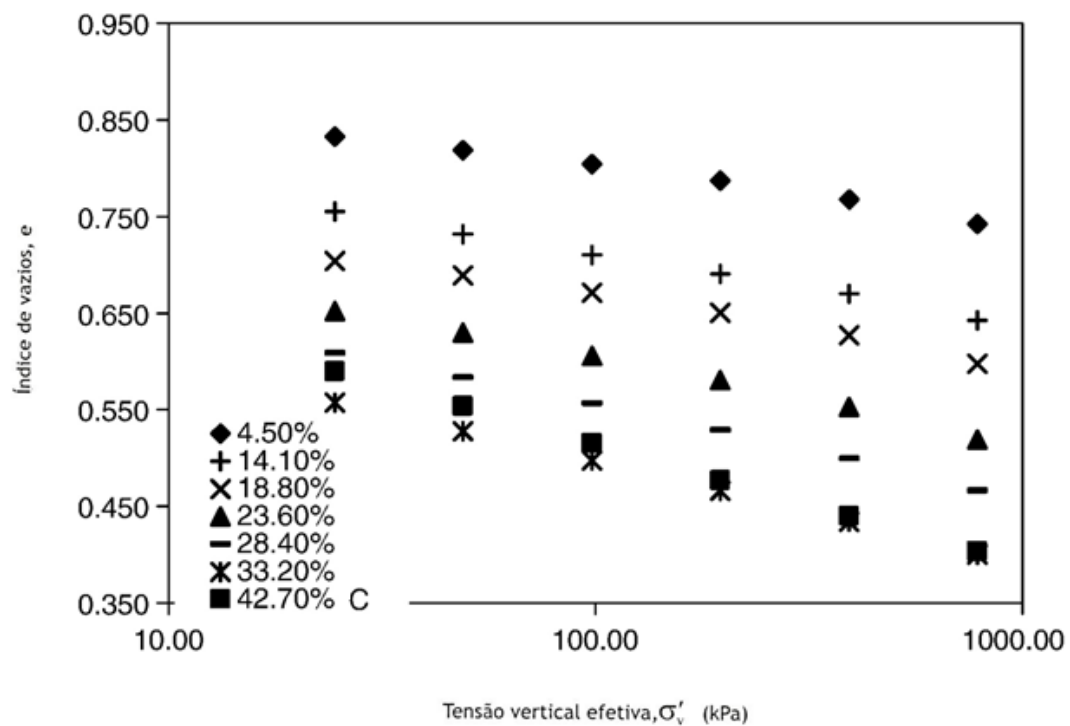


Figura 2.4 – Exemplo da variação do índice de compressão para mistura de finos e areia (Adaptado de Monkul e Ozden, 2007).

2.3.2.1. Correlação do Índice de Compressão e Limites de Atterberg

O ensaio de adensamento incremental, mais antigo e tradicional, possui uma duração usual de sete a oito dias (NBR 12007-ABNT, 1990). Alguns dos problemas relacionados a tais ensaios são a velocidade de execução e geralmente a dificuldade da obtenção de amostras indeformadas. A fim de minimizar tais inconvenientes, muitos investigadores têm pesquisado relações entre os parâmetros de compressibilidade e outros índices mais fáceis de serem obtidos e por processos menos demorados e onerosos (F.GOMES E LADEIRA, 1995). Em vista de tais pesquisas, várias são as tentativas de correlações para a obtenção destes parâmetros via ensaios mais simples e rápidos, como, por exemplo, Limites de Atterberg, índice de vazios, umidade natural do solo, entre outros. A utilização de uma propriedade em vez de outra está ligada ao tipo de solo e às condições em que o material é apresentado e será analisado (GIASI ET AL, 2003).

Várias equações empíricas têm sido publicadas na literatura para estimar o índice de compressão para diferentes solos finos, C_c , em função de diversos parâmetros. O desenvolvimento de equações sugere uma investigação orientativa nos estudos dos solos; todavia, como citado por Giasi et al. (2003), a multiplicidade das equações presentes na literatura indica que nenhuma delas pode ser considerada como validade geral, e, sim, que cada uma pode ser válida dentro de características definidas do solo, uma vez que nem sempre é fácil de identificar a melhor correlação para se usar, devendo-se ter critérios de avaliação para as correlações disponíveis.

As equações lineares publicadas geralmente relacionam o índice de compressão (C_c) a uma única variável. Na Tabela 2.4 são apresentadas correlações propostas entre o índice de compressão e limite de liquidez; assim, são nove equações que foram numeradas de A1 a A9 e que vão ser, mais adiante, comparadas com dados experimentais das misturas de argila e areia publicadas. A equação de Skempton (1944) foi a primeira a ser divulgada e conhecida na literatura e aplica-se a solos reconstituídos. As correlações comumente utilizadas baseiam-se no limite de liquidez pelo fato de que tal propriedade é facilmente determinada e a compressibilidade dos solos argilosos está relacionada com a superfície específica das partículas que as compõem e, portanto, com a sua mineralogia (GIASI ET AL, 2003). A Figura 2.5 apresenta uma comparação entre as equações apresentadas na Tabela 2.4, e, para isso foram estimados valores de LL. A equação proposta por Dias (1993) é a que fornece maiores valores estimados de C_c .

Outros pesquisadores já publicaram correlações do índice de compressão e índice de plasticidade, que são apresentadas na tabela 2.5, e, como esse parâmetro é dependente do limite de plasticidade, foram encontradas na literatura poucas correlações. A proposta por Nacci et al. (1975) fornece maiores valores estimados de C_c quando comparada com a correlação proposta por F. Gomes e Ladeira (1991). Como um dos assuntos do trabalho é sobre a influência dos limites de consistência nos valores do índice de compressão, serão apresentadas somente as correlações que envolvem esses parâmetros.

Tabela 2.4 - Equações publicadas na literatura que correlacionam o índice de compressão e limite de liquidez.

nº	EQUAÇÕES	OBSERVAÇÕES	AUTOR
A1	$C_c = 0,007(LL-7)$	Argilas reconstituídas	Skempton (1944)
A2	$C_c = 0,0046(LL-9)$	Argilas brasileiras (Santos)	Cozzolino (1961)
A3	$C_c = 0,009(LL-10)$	Argilas normalmente consolidadas	Terzaghi e Peck (1967)
A4	$C_c = 0,006(LL-9)$	Argilas com LL inferior a 100%	Azzouz et al. (1976)
A5	$C_c = 0,0092(LL-13)$	Todas as argilas	Mayne (1980)
A6	$C_c = 0,004(LL-0,25)$	Argilas cretácias (Aveiro)	F. Gomes e Ladeira (1991)
A7	$C_c = 0,01(LL-8)$	Argilas marinhas (Vitória)	Castello e Polido (1986)
A8	$C_c = 0,013(LL-18)$	Argila siltosa marinha (Rio Grande)	Dias (1993)
A9	$C_c = 0,009(LL+3,88)$	Argila alúvio lodosa	F. Gomes e Ladeira (1995)

Tabela 2.5 - Equações publicadas na literatura que correlacionam o índice de compressão e o índice de plasticidade.

nº	EQUAÇÕES	OBSERVAÇÕES	AUTOR
B1	$C_c = 0,014(IP+1,43)$	Solos do oceano Atlântico	Nacci et al. (1975)
B2	$C_c = 0,005(IP+13)$	Argilas cretácias (Aveiro)	F. Gomes e Ladeira (1991)

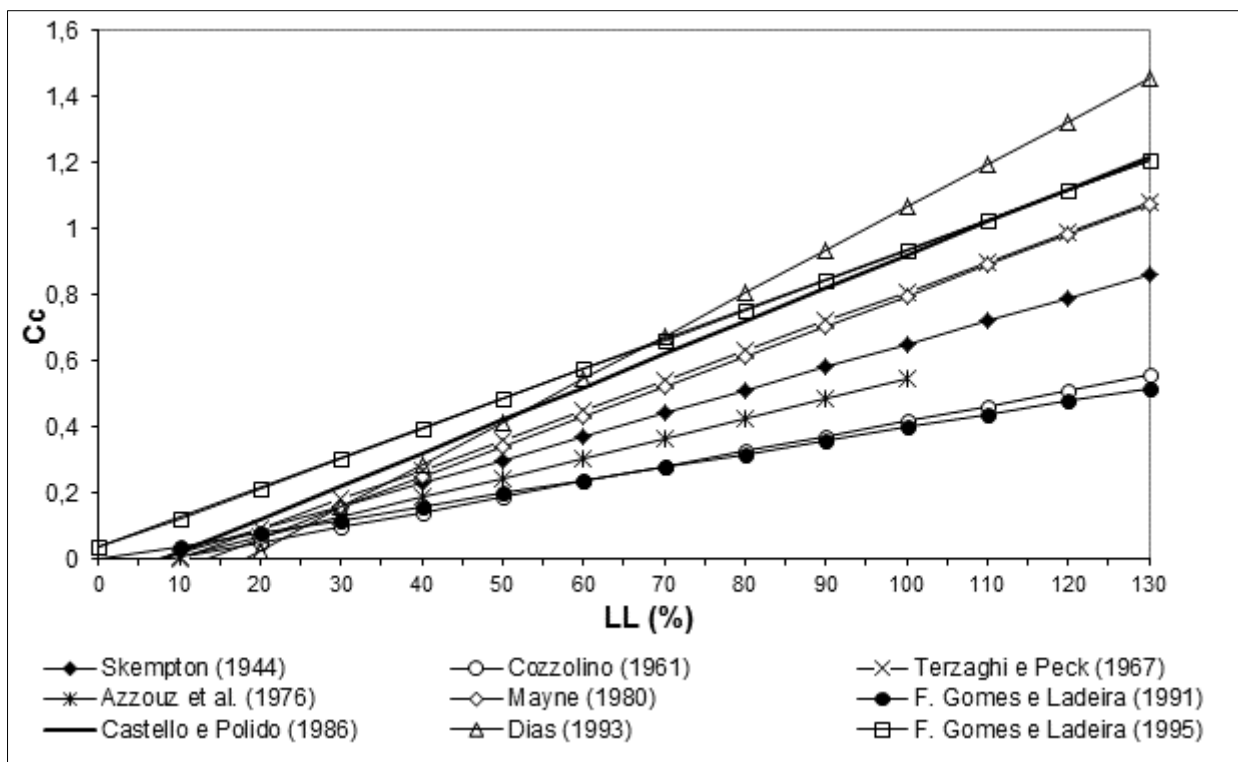


Figura 2.5 – Correlações do limite de liquidez com o índice de compressão das equações publicadas na literatura.

2.3.3. Conceito e comportamento na compressibilidade das argilas reconstituídas

Burland (1990) e Montanez (2002) afirmam que um solo reconstituído pode ser definido como um que é misturado com teor de água entre 1,0 e 1,5 vezes o valor do seu limite de liquidez e que, em seguida, consolidado unidimensionalmente. Hong (2010) menciona que, para depósitos naturais, a umidade inicial nem sempre está no intervalo mencionado acima, e encontra valores de umidade inicial maiores que 1,5 vezes o limite de liquidez. O autor cita que Skempton (1970) relata que a umidade de argilas depositadas no leito do mar é cerca de 1,5 vezes o seu limite de liquidez; já Tsuchida e Gomyo (1995) relatam que a umidade de amostras indeformadas obtidas do leito do mar na baía de Tóquio, estão dentro do intervalo de 1,5-2,0 vezes os seus limites de liquidez. Outras publicações estudam solos reconstituídos naturais, como Samara et al. (1982), que pesquisou a região da Baixada Litorânea Paulista, caracterizada geologicamente pela presença de sedimentos quaternários de origem marinha e foi observado que a umidade natural da argila marinha se encontrava próxima ao valor do Limite de Liquidez, com tendências a apresentar valores ligeiramente

maiores do que esta. Ao estabeleceram um paralelo entre as argilas marinhas da Baixada Paulista e as argilas marinhas da Noruega, estudadas por Bjerrum (1972, 1973) eles verificaram similaridade entre os solos estudados: origem marinha e com umidades naturais próximas ao limite de liquidez.

Leroueil et al. (1985) citado por Hong et al.(2012) classificam a comportamento de compressibilidade das argilas naturais em dois estados: o estado intacto, como ocorre em depósitos naturais e o estado de desestruturação, referindo-se ao colapso da estrutura original de argila quando submetida a deformações volumétricas ou de cisalhamento. O estado anterior está relacionado com deformação elástica, enquanto que este último relaciona-se com a deformação elasto-plástica, além do que o índice de vazios e a umidade na fase de consolidação das argilas naturais são diferentes dos das argilas reconstituídas.

O conceito mais notável permitindo uma avaliação quantitativa da diferença no comportamento de compressão entre solos naturais e solos reconstituídos é a linha de compressão intrínseca (ICL) proposta por Burland (1990). A comparação desse comportamento indica que a diferença na sua compressibilidade é devida à estrutura do solo e à diferença na umidade (HONG ET AL., 2010). O índice de compressão (C_c), conforme definido anteriormente, é pouco influenciado pelas variações no método de ensaio, mas, no entanto, decresce com a perturbação da amostra (SOARES, 1997). Um subsídio teórico/experimental de importância para a interpretação das formas das curvas de compressão, índice de vazios (e) x tensão vertical efetiva (σ'_v), correspondentes a diferentes carregamentos de argilas naturais foi apresentado por Burland (1990). Esta abordagem é baseada na definição de duas curvas no espaço “ e x $\log \sigma'_v$ ”, conforme apresentadas na Figura 2.6.

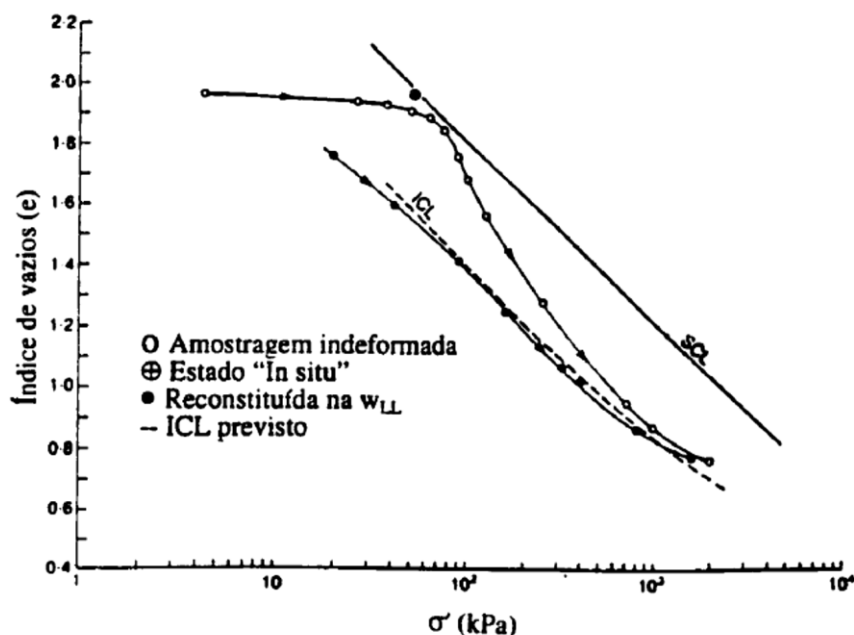


Figura 2.6 - Ensaio edométrico em amostras indeformadas e reconstituídas da argila de Bothkenner (Soares, 1997).

A linha de compressão intrínseca (ICL) é obtida por meio de um ensaio com a amostra reconstituída a um teor de umidade entre o valor do Limite de liquidez (LL) e 1,5 LL em secagem prévia, tanto no ar como em estufa. A ICL é praticamente retilínea no plano “ $e \times \log \sigma'_v$ ”. Essa linha representa a compressibilidade do solo completamente desestruturado (SOARES, 1997).

A linha de compressão por sedimentação (SCL) de uma argila natural é determinada a partir de um grande número de determinações, para várias profundidades, de índices de vazios e as correspondentes tensões efetivas de campo. Se um solo natural, normalmente adensado, fosse desprovido de qualquer estrutura, as linhas ICL e SCL seriam coincidentes; no entanto, solos naturais diferem de correspondentes solos reconstituídos em função do arranjo de partículas e cimentação.

Segundo Burland (1990), a estrutura de uma argila natural depende de condições de deposição, envelhecimento, consolidação, cimentação e lixiviação, os quais afetam profundamente o comportamento mecânico do solo natural. Já as propriedades mecânicas são o reflexo da distribuição espacial das partículas e da resistência dos contatos entre as mesmas, reflexo também da estruturação do solo (HALLAL, 2003). De modo geral, a linha SCL de um solo natural está situada acima da linha ICL de um solo reconstituído.

Tais conceitos são úteis para a interpretação de ensaios de adensamento, que é a curvatura observada no trecho de compressão virgem. Segundo Soares (1997), a partir do momento em que a tensão efetiva do ensaio ultrapassa a tensão de pré-adensamento, a argila começa a se deformar e, portanto, a curva de adensamento tende a aproximar-se da linha ICL.

Segundo Martins et al. (1994), o ensaio de adensamento que apresenta uma reta virgem de adensamento é um sintoma de severa perturbação da estrutura do solo durante a amostragem. Ensaios com amostras de boa qualidade apresentam curvatura no gráfico e $x \log \sigma'_v$ após a tensão de pré-adensamento ter sido ultrapassada. Quanto pior a qualidade da amostragem, mais desestruturada a argila se encontra no início do ensaio de adensamento e a correspondente curva de adensamento se aproxima da linha ICL (SOARES, 1997).

2.4. MISTURAS DE ARGILA E AREIA

A prática mostra que as propriedades dos materiais das misturas de argila e areia dependem altamente da natureza dos constituintes, especialmente da mineralogia das argilas e suas proporções, assim como sobre a densidade relativa dos sólidos e umidade (BOUTIN ET AL, 2010). Essas características necessitam ser bem definidas para alcançar desempenhos exigidos, principalmente em termos de resistência mecânica ou impermeabilidade, de acordo com a necessidade de engenharia.

A quantidade de finos presentes em uma mistura é variável. Quando as partículas de areia estão em contato, o comportamento mecânico da mistura de argila e areia é controlado pela matriz granular e os finos estão apenas preenchendo os poros; no entanto, quando os grãos de areia são separados pelos finos, e dependendo da quantidade de partículas finas, a matriz argilosa começa a comandar o comportamento da mistura. Assim, é importante definir a quantidade de finos presentes e a posição das partículas finas nos solos nas misturas de argila e areia.

Castello e Polido (1994) classificaram as misturas de argila e areia como misturas “com pouca areia”, “com areia” e “com muita areia”, conforme ilustra a Figura 2.7. Considerando-se que os grãos de areia são incompressíveis e que se a fração de areia em pequenas proporções numa mistura com argila é inerte, e produziria o simples efeito de diminuir o volume relativo da matriz argilosa na mistura (que inclui fração argila e silte), tal

classificação baseia-se no comportamento dos grãos e da mistura durante a compressão. A matriz argilosa de uma mistura de argila e areia com “pouca areia” é comprimida uniformemente e não há alteração do arranjo formado pelos grãos de areia. A compressão da matriz argilosa de uma mistura “com areia” é desuniforme e cria concentrações de tensões entre os grãos de areia, mas o arranjo geral é mantido. Já em uma mistura com “muita areia” a compressibilidade da amostra ocorre principalmente na fração arenosa, que apresenta alteração de seu arranjo durante o processo.

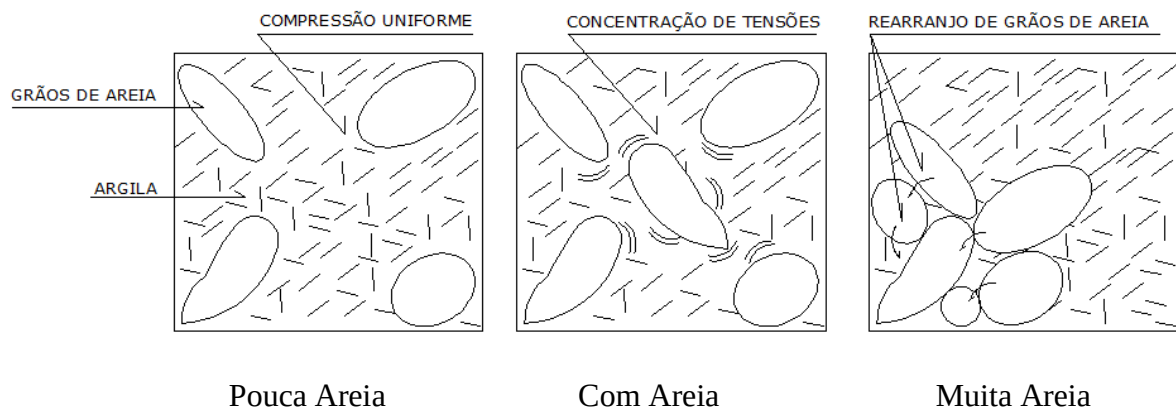


Figura 2.7 - Misturas de argila com areia e os respectivos comportamentos de seus grãos durante a compressão (adaptado de Castello e Polido, 1994).

2.4.1. Influência da fração arenosa no comportamento geotécnico de misturas argila-areia

Estudos geotécnicos de misturas de argila e areia que definem porcentuais da fração de finos em que o comportamento da mistura é controlado pelas propriedades da matriz argilosa são apresentados nesse item, que serão organizados de acordo com os resultados semelhantes encontrados entre os pesquisadores. Nesse trabalho o termo “finos” é utilizado para definir o material que passa na peneira 200, partículas menores que 0,075mm, que pode ser só fração argila e/ou fração silte.

Bicalho et al. (2002) observaram, experimentalmente, via ensaios de compressão edométrica e de limites de Atterberg em misturas de bentonita e areia fina que, para porcentagens superiores a aproximadamente 20% da bentonita ensaiada as normalizações

propostas por Castello e Polido (1994) se mostram válidas, ou seja, a matriz argilosa domina o comportamento do solo sem que haja contato entre os grãos de areia. Entretanto, poucos ensaios foram analisados para uma conclusão definitiva sobre misturas de bentonita e areia fina. Salgado et al. (2000) fez uma investigação experimental sobre os efeitos dos finos não plásticos na resistência ao cisalhamento de areias. Uma série de ensaios de laboratório foi realizada em amostras de areia de Ottawa com teor de finos na faixa de 05% a 20% em peso, e foi observado que, a partir de 15 % de finos, os mesmos começam a separar as partículas de areia e que quando há mais de 20% do seu conteúdo, os finos controlam totalmente o comportamento do solo em termos de resistência ao cisalhamento. Olmez (2008) pesquisou, em misturas de areia com 5% de finos e caulim comercial, o efeito de caulim nas misturas em relação ao comportamento de resistência ao cisalhamento, e, para isso, realizou também ensaios triaxiais não drenados e drenados, concluindo que as propriedades de resistência ao cisalhamento e características de tensão-deformação de misturas de areia e caulim mostraram uma mudança nas propriedades da mistura a partir do teor 20% de caulim.

Wasti e Alyanak (1968) citado por Olmez (2008) estudaram misturas de areia e argila e afirmaram que, quando o teor de argila for suficiente apenas para preencher os vazios da matriz granular em seu máximo de porosidade, o comportamento do solo muda e passa a ser controlado pela matriz argilosa. Para misturas de areia com argila caulinita, os autores mostraram que esse valor existe para cerca de 25% do teor de argila.

Georgiannou et al. (1990) realizaram estudos experimentais em misturas de argila caulim e areia (do rio Ham, Nova Zelândia) com ensaios não drenados de cisalhamento e triaxiais e observaram a variação do comportamento da mistura com a variação da fração de argila e do índice de vazios da areia, concluindo que frações de argila com até 20% de seu conteúdo não reduz significativamente o ângulo de atrito dos grãos de areia, e que com misturas de areia com 30% de frações de argila já mostram a influência do material argiloso no comportamento da mistura. Pitman et al. (1994) estudaram misturas de finos (caulinita e silte) e areia, e mostraram que uma redução do índice de vazios máxima sob compressão isotrópica ocorreu em um teor de finos de 20%. Tais estudiosos atribuíram tal fenômeno ao fato de que um teor de finos de até 20% é apenas o suficiente para ocupar os espaços entre os grãos e não contribuiria eficazmente para a mudança de comportamento. De posse desses dados, sugerem que a quantidade de 30% de finos seja um valor limite, em que um intervalo de teor de finos entre 20% e 30% seria uma transição de comportamento.

Thevanayagam (1998) realizou uma série de experimentos para obter a resistência ao cisalhamento não drenada na compressão triaxial de misturas de areia com diferentes quantidades de finos não plásticos e afirma que o índice de vazios intergranular desempenha um papel importante no comportamento das misturas; e, como resultado, conclui que, para uma porcentagem de finos maior que 30% do seu conteúdo, a mistura de finos e areia comporta-se como o material siltoso. Zhang e Li (2010) também realizaram estudos experimentais, porém com ênfase na porosidade da matriz granular dos solos, e concluíram que solos com um teor de areia abaixo de 70%, isto é com o teor de finos acima de 30% mostra a sua estrutura controlada por finos e é sensível a mudanças no teor de umidade. Já o solo com teor de grãos superior a 70%, em vez disso, possui uma estrutura controlada pela matriz granular, o qual é estável sobre as alterações do teor de umidade, não importando se o solo é compactado, saturado ou seco. Pakbaz e Moqaddam (2012), da mesma forma, realizaram ensaios de cisalhamento direto em amostras compactadas de misturas de areia e de finos (silte e argila), com variação do conteúdo de finos em 15, 20, 30 e 40%, e os resultados mostraram que o ângulo de atrito e o índice de vazios mínimo da areia diminuem com o aumento do teor de finos, e, com a utilização da areia fina uniforme nos ensaios, concluíram que foi necessária mais quantidade de finos para encher os espaços vazios entre os grãos de areia. As características de resistência ao cisalhamento e tensão-deformação da mistura apresentaram mudanças significativas quando o teor de finos foi cerca de 30% e indicam um valor do limite da fração de finos em que há a tendência de mudança no índice de vazios mínimo da mistura, que é quando tem-se um intervalo de 27% a 30% do seu conteúdo.

Monkul e Ozden (2007) realizaram ensaios edométricos em misturas de finos - caulinita e silte - e areia na tentativa de investigarem a transição do conteúdo de finos na mistura e o seu comportamento da compressão unidimensional e concluíram que misturas de argila e areia podem ter seu comportamento controlado pela fração argilosa para teores de finos maiores que o intervalo de 19% e 34%; afirmam também que até o início desse intervalo a matriz granular comanda o comportamento da mistura. Com os resultados dos ensaios de cisalhamento direto, verificaram que existe uma relação entre o teor de finos de transição (intervalo de material em que há mudança no comportamento da mistura) com a tensão de cisalhamento das misturas, com valores de finos superiores ao do intervalo de transição, a resistência ao cisalhamento das misturas tende a diminuir.

Castello e Polido (1994) propõem equações para quantificar a influência da fração arenosa nos valores dos limites de Atterberg e o índice de compressão de solos argilosos

arenosos. As normalizações propostas se restringem à condição de argila pouco arenosa, onde não existe contato entre os grãos de areia. As normalizações dos parâmetros de compressão edométrica e de índices físicos de misturas de argila e areia com diferentes proporções de finos permitem correlacionar os valores desses parâmetros com os seus correspondentes da matriz argilosa “pura”, sem areia. Por meio de uma verificação experimental com misturas de uma argila natural, com fração argila e silte, e areia, os resultados indicam que as normalizações para os limites de Atterberg são válidas para percentuais de finos maiores que 40% e a normalização para o índice de compressão pode ser considerado para porcentagem da fração de finos iguais ou superiores a 50%. Thevanayagam e Mohan (2000) estudaram misturas de areias com diferentes quantidades de finos não-plásticos a fim de verificar as contribuições feitas pelos grãos grossos e finos no comportamento tensão-deformação de uma areia siltosa. E apontaram que para um teor de finos entre 20% e 30% em uma matriz granular há uma transição entre dois comportamentos. Já para um teor de argila de 10%, a matriz granular domina a compressibilidade e para um teor de finos de 40%, a matriz argilosa domina o comportamento.

Skempton (1985) menciona que, para solos argilosos com a fração argila inferior a cerca de 25%, os mesmos se comportam como uma areia ou silte, e apresentam ângulos de resistência residual ao cisalhamento tipicamente maior do que 20° , enquanto que a resistência (tensão residual) é controlada quase inteiramente por atrito de deslizamento dos minerais de argila quando a fração de argila for superior a 50%. Skempton (1985) cita também que quando a fração de argila situa-se entre 25% e 50%, existe um tipo de "transição" do comportamento, visto que a tensão residual é dependente da porcentagem de partículas de argila, bem como da sua natureza.

Vallejo e Mawby (2000) citado por Jalili et al. (2012) realizaram ensaios de cisalhamento direto em misturas de argila e areia com o objetivo de encontrar intervalos em que o material granular controla o comportamento da mistura, e relataram que, quando a porcentagem em peso do material granular na mistura foi maior que 75%, a resistência ao cisalhamento da mistura era basicamente a mobilizada pelo material granular. Já quando a concentração em peso do material granular nas misturas era menor que 40%, a resistência ao cisalhamento foi basicamente do material argiloso que preenchia a matriz granular. Para o caso em que a porcentagem dos materiais granulares na mistura de sólidos era entre 40% e 75%, a resistência ao cisalhamento das misturas foi parcialmente controlada pela matriz

granular, e a porosidade da mistura foi o parâmetro utilizado para relacionar os mesmos percentuais de areia nas misturas com a resistência ao cisalhamento.

Bayoğlu (1995) citado Pakbaz e Moqaddam (2012) realizaram ensaios de cisalhamento direto drenado, triaxiais e compressão unidimensional para obter parâmetros de resistência e compressibilidade, e, de acordo com os resultados que obteve dos ensaios de cisalhamento direto, em misturas de argila e areia, contendo 5%, 15%, 35%, 50%, 75% e 100% de finos, pode-se definir que os ângulos de atrito interno variaram entre 30 a 38 graus até 50% de argila e houve uma ligeira diminuição do ângulo atrito existente com o aumento do teor de finos. Com frações argilosas maiores que 50%, a redução do ângulo de atrito foi significativa e diminuiu para cerca de 10 graus. Nos seus estudos não há uma definição do teor de finos que passa a comandar o comportamento da mistura.

A Tabela 2.6 apresenta um resumo das pesquisas reunidas da literatura e citados neste item que estudam misturas de argila-areia e definem percentuais da fração de finos em que o comportamento da mistura é controlado pelas propriedades da matriz argilosa. Verifica-se que o valor de F_c (%) variou de 20% a 60%, onde F_c é definido como a porcentagem mínima em massa da fração de finos (que pode ser só fração argila ou fração composta por silte e/ou argila) que o comportamento da mistura de finos e areia é controlado pela matriz argilosa. Porém, apenas alguns pesquisadores como (Skempton, 1985; Pitman et al., 1994; Monkul e Ozden, 2007; Thevanayagam e Mohan, 2000; Pakbaz e Moqaddam, 2012) estimam o intervalo em que se define transição entre misturas com pouca areia e mistura com areia.

Jafari e Shafiee (2004) afirmam que a falta de estudos abrangentes sobre o comportamento mecânico de misturas argila-areia decorre, principalmente, do fato de que os ensaios não podem ser realizados em amostras de tamanho suficiente para ser verdadeiramente representativas da massa do solo. Outro fator é que tais solos são heterogêneos e, portanto, de difícil caracterização e, geralmente, o resultado é uma estimativa conservadora das suas propriedades mecânicas.

Tabela 2.6 - Características das diferentes misturas de finos e areia publicadas na literatura.

Fc	Material	Referência	Comentários
20%	Bentonita e areia	Bicalho et al. (2002)	Ensaio de compressão edométrica e de limites de Atterberg em misturas.
20%	Finos e areia	Salgado et al. (2000)	Dilatância e resistência ao cisalhamento.
20%	Argila e areia	Olmez (2008)	Ensaio de resistência ao cisalhamento e triaxiais não drenados e drenados.
25%	Argila e areia	Wasti e Alyanak (1968)	Uso de argila caulim e referências aos Limites de Atterberg.
30%	Argila e areia	Georgiannou et al. (1990)	Ensaio não drenado triaxial e de cisalhamento e uso de argila caulim.
30%	Finos e areia	Pitman et al. (1994)	Intervalo de teor de finos entre 20% e 30% há uma transição de comportamento.
30%	Finos e areia	Thevanayagam (1998)	Ensaio de resistência ao cisalhamento não drenado e uso de finos não plásticos
30%	Finos e areia	Zhang e Li (2010)	Porosidade da matriz granular dos solos.
30%	Finos e areia	Pakbaz e Moqaddam (2012)	Intervalo de teor de finos entre 27% e 30% há uma transição de comportamento.
34%	Finos e areia	Monkul e Ozden (2007)	Índice de vazios intergranular. Teor de finos entre 19% e 34% há uma transição entre dois comportamentos
40%	Finos e areia	Castello e Polido (1994)	Normalização dos parâmetros e uso de argila natural.
40%	Finos e areia	Thevanayagam e Mohan (2000)	Teor de finos entre 20% e 30% há uma transição entre dois comportamentos e uso de finos não plásticos
50%	Argila e areia	Skempton (1985)	Existe um tipo de "transição" do comportamento quando a fração argila situa-se entre 25% e 50%.
60%	Argila e areia	Vallejo e Mawby (2000)	Resistência ao cisalhamento e referência na porosidade da mistura.

2.4.2. Comportamento mecânico das misturas de argila e areia

O comportamento mecânico das misturas de argila e areia pode ser controlado pelas propriedades das matrizes argilosas ou das arenosas, dependendo da sua composição. Quando a matriz granular predomina, o comportamento mecânico de uma mistura e suas propriedades geotécnicas como a resistência ao cisalhamento, o coeficiente de permeabilidade e a porosidade são influenciadas pelas propriedades da areia; porém, quando ocorre o contrário, as características da mistura passam a ser comandadas pelas propriedades dos materiais argilosos, que são determinadas, principalmente, pela sua mineralogia. A existência ou não do contato intergranular entre os grãos de areia é o que irá determinar qual matriz está comandando o comportamento da mistura.

2.4.2.1. Conceito do Índice de vazios das misturas de argila e areia

Alguns pesquisadores definem o que vem a ser o índice de vazios intergranular e, nesse caso, existe o contato intergranular entre os grãos de areia e o comportamento da mistura é controlado pelas propriedades da matriz arenosa. Todavia, uma vez que esse trabalho objetiva investigar um valor para a porcentagem mínima em massa da fração de finos em que o comportamento da mistura de argila e areia é controlado pela matriz argilosa, o contato intergranular não deve existir. O termo *índice de vazios normalizado* (Castello e Polido, 1994) também é citado nesse subitem e indica que, em uma mistura de argila com pouca areia, não existe contato intergranular entre os grãos de areia e o comportamento é controlado pelas propriedades da matriz argilosa. As matrizes finas e grossas podem se reorganizar de vários modos (Figura 2.7), mas é o índice de vazios que vai governar o estado da mistura.

Mitchell (1976) introduz o conceito de índice de *vazios intergranular*, e_s , para determinar a “inatividade” da fração argilosa na mistura de areia e argila. Como afirmado anteriormente, existe contato intergranular entre os grãos de areia, tal que:

$$e_s = \frac{V_v + V_f}{V_{ss}} \quad (2.2)$$

Onde: V_v = Volume de vazios da mistura ; V_f =Volume de finos (argila); V_{ss} =Volume de sólidos (areia); $V_v + V_f$ = volume intergranular do espaço vazio.

Kuerbis (1989) foi um dos primeiros pesquisadores que utilizaram o índice de vazios intergranular como base para a comparação do comportamento de resistência ao cisalhamento não drenada. Sugerem, assim, que quando os finos estão simplesmente ocupando as lacunas no esqueleto de areia, o comportamento é controlado apenas pelo esqueleto da mesma, negligenciando, dessa forma, o volume de finos. Georgiannou et al. (1990) por seu lado, encontraram resultados semelhantes para mistura de areia retirados do rio Ham, localizado na Nova Zelândia, e argila, e observaram os efeitos da variação no teor de argila e no índice de vazios, definindo o índice de vazios intergranular como o de Mitchell (1976) (Eq. 2.2).

Thevanayagam (1998) realizou ensaios experimentais para obter a resistência ao cisalhamento não drenado em compressão triaxial de misturas de areia com diferentes quantidades de finos não plásticos. Os resultados indicam que o índice de vazios intergranulares (e_s), ou seja da matriz granular, é dado por:

$$e_s = \frac{e + C/100}{1 - C/100} \quad (2.3)$$

Onde, C= fração de finos em porcentagem; e= índice de vazios da mistura de finos e areia.

Para isso Thevanayagam (2000) assume que todos os finos estão localizados dentro dos vazios da matriz granular e que o peso específico dos finos e grãos grossos são os mesmos; assim, para uma unidade de volume de sólidos contendo finos (C), o volume de finos é (C/100) e o da matriz granular é (1- C/100). Tal índice é definido como o de vazios da estrutura original da matriz granular se os finos forem removidos da mesma (Figura 2.8). O volume aparente de vazios na matriz granular e o volume de sólidos (areia) são ($e+C/100$) e ($1-C/100$), respectivamente. Quando os finos estão totalmente confinados nos espaços vazios sem fornecer qualquer apoio para o esqueleto granular, o comportamento tensão-deformação do solo pode ser explicado pelo índice de vazios intergranular (e_s).

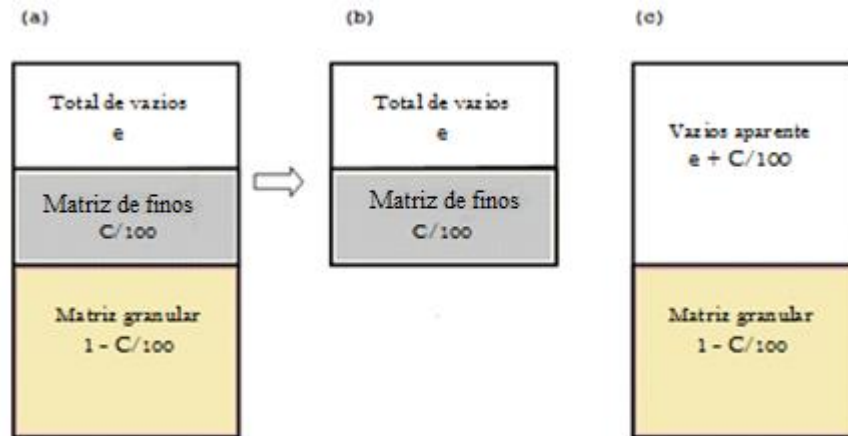


Figura 2.8 - Diagrama de fases: (a) mistura argila-areia; (b) matriz finos; (c) matriz granular (Adaptado de Thevanayagam, 2000).

Salgado (2000), como citado anteriormente, realizou ensaios de laboratório em amostras de areia de Ottawa com teor de finos na faixa de 05% a 20% em peso e fez uma investigação experimental sobre os efeitos dos finos não plásticos na resistência ao cisalhamento de areias; em seus estudos, utilizou o conceito do índice de vazios do esqueleto sólido (e_s) de Mitchell (1976), que é o vazio de uma areia siltosa calculado, como se os finos fossem vazios.

$$e_s = \frac{1+e}{1-C/100} - 1 \quad (2.4)$$

Onde: e = índice de vazios da mistura de finos e areia; C = fração de finos em porcentagem.

Monkul e Ozden (2007) subdividem o volume de vazios de solos arenosos com argila em volume de vazios do esqueleto sólido (grãos de areia na mistura de finos e areia) e volume de vazios dos finos presentes na mistura, ou que separa a matriz granular da matriz argilosa nas misturas de areia e finos. O comportamento de cada matriz pode influenciar o comportamento macroscópico da mistura e, dessa forma, o índice de vazios intergranular pode ser definido em função do volume de vazios intergranular pelo volume de sólidos, conforme Eq.(2.2), tal que:

$$e_s = \frac{e + \frac{G_{sm} \times C}{G_{sc} \times 100}}{\frac{G_{sm}}{G_{ss}} \times \left(1 - \frac{C}{100}\right)} \quad (2.5)$$

Onde: e = índice de vazios da mistura de finos e areia; G_{ss} = densidade dos sólidos da fração areia; G_{sc} = densidade dos sólidos da fração argila; G_{sm} = densidade dos sólidos da mistura; C = fração finos em porcentagem.

Pesquisadores diferentes propõem formulações semelhantes com diferentes denominações, ou seja, índice de vazios do esqueleto usado por Kuerbis (1989), ou índice de vazios intergranular segundo Mitchell (1976), Georgiannou et al.(1990), Thevanayagam (1998) e Monkul e Ozden (2007), os quais são, na verdade, o mesmo conceito, como foi explicado anteriormente. Esse parâmetro é usado quando existe contato intergranular entre os grãos de areia. Encontrar valores do índice de vazios intergranular para diferentes frações de finos permite que se estime um valor ou intervalo de fração de finos em que o comportamento da mistura de argila e areia passa a ser controlado pela fração arenosa (MONKUL E OZDEN, 2007).

Castello e Polido (1994) sugerem uma normalização dos parâmetros de compressão edométrica e de índices físicos que permite correlacionar esses valores de solos argilosos quando “puro” (sem areia) com este mesmo solo quando misturado com diferentes proporções de areia. As normalizações foram propostas para umidade, índice de vazios, altura (ou volume) e índice de compressão, e se restringem à condição de argila pouco arenosa. Eles definem o termo índice de vazios normalizado, que é o teor de vazios da argila, o que indica que, em uma mistura de argila com pouca areia, não existe contato intergranular entre os grãos de areia e o comportamento é controlado pelas propriedades da matriz argilosa. Essas propriedades e normalizações serão discutidas e definidas no próximo capítulo.

2.4.2.2. Influência da fração de finos nos valores dos limites de Atterberg das misturas de argila e areia

Skempton (1953) definiu o índice de atividade (A_t) como sendo a relação entre o índice de plasticidade e a porcentagem da fração de argila presente. O índice de atividade de uma argila, que é usada como um parâmetro para identificar o potencial de expansão dos solos argilosos, varia de aproximadamente 7,2 (montmorilonita sódica) a 0,5 (caulinita), sendo consideradas argilas ativas para valores de A_t maiores que 1,25 argilas de atividade normal: $0,75 < A_t < 1,25$ e argilas inativas: $A_t < 0,75$ (SKEMPTON, 1953; MITCHELL, 1976; HOLTZ E KOVACS, 1981). Skempton (1953) observou também que solos de mesma origem geológica - portanto, com os mesmos minerais argílicos - possuem índice de plasticidade, IP, linearmente crescente com o teor de fração argila. Conforme ilustração da figura 2.9, da pesquisa de Skempton (1953), a inclinação da linha para cada argila apresenta a atividade e os valores aproximados para as atividades dos minerais argílicos são diferentes: quanto maior for a atividade, mais importante é a influência da fração de argila nas propriedades do solo (MITCHELL E SOGA, 2005).

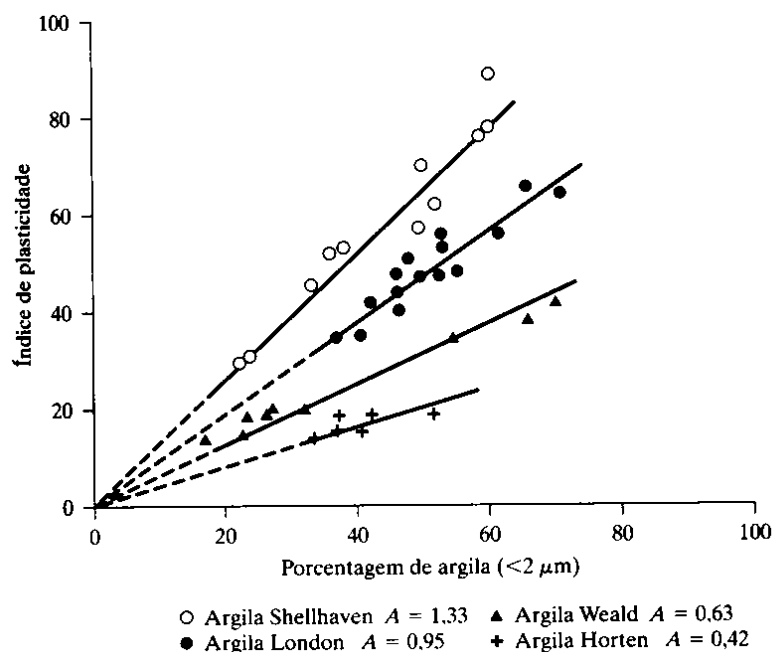


Figura 2.9- Relação do índice de plasticidade e fração argila de Skempton, 1953 (Das, 2007).

Seed et al. (1964) verificaram que a linearidade entre os limites de Atterberg (limites de liquidez, LL, e plasticidade, LP) e o teor de fração argila é válida somente para misturas de argila com areia, tal que os grãos de areia não estejam em contato, isto é, o volume da mistura de argila e água é maior que os vazios da areia. A porcentagem mínima de argila para preencher o volume de vazios da areia nas misturas argila-areia, C_m , foi definida como:

$$C_m = \frac{x}{100 + x} \times 100 \quad (2.6)$$

onde: x = peso seco em gramas de partículas de argila = $\left(\frac{100 \cdot e_{\max}}{G_{ss} \left(\frac{1}{G_{sc}} + \frac{LL_c}{100} \right)} \right)$; LL_c = limite de liquidez da fração argila (em porcentagem); G_{sc} = densidade dos sólidos da fração argila; G_{ss} = densidade dos sólidos da fração areia e $e_{\max}$ = índice de vazios máximo da areia.

Segundo Castello e Polido (1994), com a mesma definição do item anterior para a normalização dos parâmetros de compressão edométrica e de índices físicos, verificaram que é possível aplicar essa normalização para os valores de limites de Atterberg. Assim, ficam também definidos o limite de liquidez normalizado, o limite de plasticidade normalizado e o índice de plasticidade normalizado. Os valores normalizados dos limites de Atterberg são correspondentes à fração argila pura e serão também definidos no próximo capítulo.

Montanez (2002) realizou pesquisas sobre misturas com solos reconstituídos e pontuou que a influência do teor de bentonita é mais significativa sobre o limite de liquidez do que no de plasticidade e conclui que existe uma forte influência da quantidade de bentonita adicionada à areia sobre o índice de plasticidade do material. A taxa de incremento do índice de plasticidade é muito elevada para os teores de bentonita até 20%, e, assim, pode-se compreender de que não é necessário adicionar quantidades elevadas de bentonita para melhorar algumas propriedades da mistura, neste caso, a da plasticidade. E, como resultado, Montanez (2002) concluiu que obteve uma maior influência do teor de bentonita em relação ao limite de liquidez do que no limite de plasticidade com o aumento do teor da bentonita.

2.4.3. Estudo da Compressibilidade de misturas de argila e areia

Investigações sobre a microestrutura dos solos incluem duas matrizes, a granular e a de grãos finos, e é necessária a compreensão das mesmas para se obter uma maior percepção em relação à sua influência sobre o comportamento tensão-deformação e de compressibilidade (MONKUL E OZDEN, 2007). Como mencionado, a compressibilidade de argilas e areias são resultados de diferentes mecanismos físicos. Enquanto que, nas areias limpas, a tensão é transmitida por contato direto de grãos, em argilas, as forças físico-químicas desempenham um papel mais importante. Areias e argilas representam os extremos de um conjunto de solos, e o comportamento do solo na compressão deve existir entre esses dois extremos (MARTINS ET AL., 2001).

Já citado anteriormente, Gilboy (1928) estudou a influência do teor de mica sobre a compressibilidade de areia e concluiu que um aumento desse teor resultou em um aumento do índice de vazios do material não comprimido, bem como um aumento da compressibilidade na mistura. Olson e Mesri (1970) concluíram que, para a maioria das argilas reconstituídas, as propriedades mecânicas são os fatores que governaram a determinação da compressibilidade na mistura.

Yin (1999) estudou as propriedades e o comportamento de um depósito marinho em Hong Kong com diferentes teores de argila, sendo a proporção em massa para mistura de argila e areia de 25%, 50%, 75% e 100%. Medindo a densidade específica, os limites de Atterberg e umidade das misturas com teor de finos diferente, os resultados dos ensaios edométricos mostraram que o índice compressão e o índice de recompressão aumentam, com um aumento da plasticidade. Da mesma forma, Been e Jefferies (1985) citados por Martins et al.(2001) mostraram que o aumento no teor de finos de uma mistura com areia quartzosa resultou em um aumento da inclinação da reta do gráfico índice de vazios x tensão efetiva. Conforme representado na figura 2.10, pode-se observar a variação da porcentagem de finos em 0%, 2%, 5% e 10%. Quando o conteúdo de finos é maior, na figura igual a 10%, mostra uma inclinação maior da reta. Já Cabalar (2010) cita que o teor de finos de transição aumenta com o aumento das tensões efetivas, como também que o comportamento de compressão edométrica nas misturas de areia é principalmente comandado pela areia até o teor de finos de transição. No entanto, o comportamento de compressão é regido pela matriz de finos após o conteúdo de finos de transição.

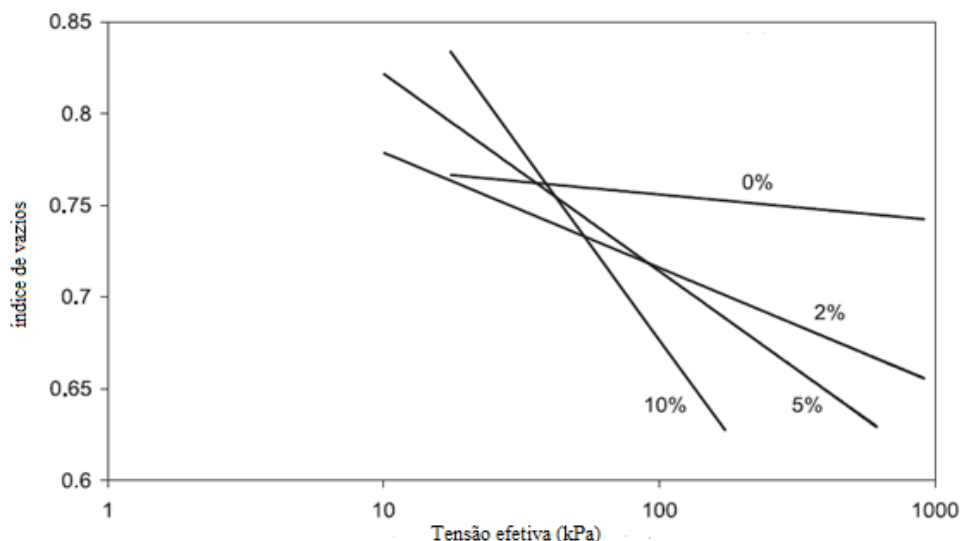


Figura 2.10 – Influência dos finos na compressibilidade (Adaptado de Martins et al., 2001).

Sridharan et al.(2000) afirmam que solos com o mesmo limite de liquidez podem ter diferentes limites de plasticidade e limites de contração, encontrando, pois, diferentes comportamentos na mudança de volume. Como consequência, os solos são obrigados a apresentar um comportamento diferente de compressibilidade, mesmo que o limite de liquidez seja o mesmo. Os autores reconstituíram amostras de dez diferentes solos de características de plasticidade diferentes e a umidade inicial foi definida igual ao limite de liquidez. Tais amostras de solo foram remodeladas sem anéis de consolidação a uma espessura de 20 mm, tendo o cuidado de evitar qualquer aprisionamento de ar, o que gerou a constatação de que embora os limites de liquidez dos conjuntos de solo foram quase o mesmo, a magnitude de compressão é muito diferente. Solos com maior índice de plasticidade correspondem a maiores valores de índice de compressão que aqueles com menor índice de plasticidade. Outro aspecto identificado foi que a magnitude da compressão dos solos não é a mesma para todos os solos com o mesmo limite de liquidez e tal variação no comportamento de compressibilidade é contabilizada na variação das propriedades de plasticidade ou retração dos solos.

Mishra et al (2010) realizaram um estudo com quinze diferentes misturas de basalto e bentonita, e afirmam que as mesmas propriedades que influenciaram na compressibilidade da bentonita de igual forma tiveram influência na sua mistura; assim, os resultados experimentais mostraram que o índice de compressão das mesmas aumentou com o aumento do teor de bentonita e com o aumento do limite de liquidez. Afirmam, ainda, que a interação das

partículas de curto alcance controlada pelas propriedades físicas, tais como atrito de superfície, resistência e flexibilidade dos minerais de argila controla os efeitos mecânicos da compressibilidade de bentonita; por outro lado, a interação de longo alcance entre as partículas através da dupla camada controla os efeitos físicos da compressibilidade da bentonita.

2.5. COMENTÁRIOS FINAIS

Nesse capítulo foram apresentadas as Referências Bibliográficas de misturas de argila e areia e uma breve revisão sobre as características dos referidos materiais em separado. Foram encontrados, na literatura, estudos sobre o comportamento mecânico da mistura de argila e areia, relações da fração de finos com os limites de Atterberg e relações da fração de finos com o índice de compressibilidade unidimensional de mistura de argila e areia. Tais estudos e análises consideram as misturas em diferentes proporções de fração de finos ou somente de fração argila e mostram como o teor de finos altera o comportamento da mistura - que pode ser controlado pela matriz argilosa ou pela matriz arenosa.

Conclui-se, portanto, que o índice de vazios e limites de Atterberg são parâmetros que podem ser usados para estimar o comportamento mecânico das misturas de argila e areia; porém, uma análise mais completa deve contemplar também o comportamento na compressão unidimensional, que é fundamental para definir as características dos solos naturais e reconstituídos. Para esse trabalho, é importante destacar as pesquisas que englobam características das misturas com a matriz argilosa comandando o comportamento do solo. No próximo capítulo será definido o modelo de estudo a ser escolhido para verificar esses desempenhos nos resultados experimentais de misturas de argila e areia avaliados na pesquisa.

3. MODELO PROPOSTO

3.1. INTRODUÇÃO

No capítulo dois foram apresentadas as características esperadas no comportamento do solo quando se trata de misturas de argila e areia, na sua compressibilidade unidimensional e plasticidade. A partir da revisão bibliográfica realizada nesse trabalho foram selecionados os estudos realizados por Skempton (1953), Seed et al. (1964) e Castello e Polido (1994), para verificação, por meio de resultados experimentais publicados na literatura bem como as normalizações propostas por Castello e Polido (1994) que se aplicam para misturas com pouca areia. A presente pesquisa busca, assim, encontrar um valor ou intervalo que valide essas equações, e objetiva estimar a porcentagem mínima de fração de finos que separa a mistura de argila com pouca areia da mistura com areia.

Neste capítulo são apresentadas as correlações propostas do índice de vazios normalizado, as correlações da fração de finos da mistura com índices físicos e do índice de compressão com a fração de finos da mistura, a derivação das normalizações propostas por Castello e Polido (1994) e a metodologia a ser adotada.

3.2. NORMALIZAÇÕES PROPOSTAS

Castello e Polido (1994) classificaram as misturas de argila e areia como misturas “com pouca areia”, “com areia” e “com muita areia”, conforme ilustra a Figura 2.7. e propõem normalizações para a condição de argila pouco arenosa, onde não existe contato entre os grãos de areia. Essas equações, ditas de *normalização* relacionam as características de compressão unidimensional e índices físicos de misturas de argila e areia em diferentes proporções. As normalizações permitem, a partir de dados de compressão, granulometria, umidade, limites de consistência e densidade de sólidos de uma dada mistura de argila e areia

estimar as características de compressão e os índices físicos da matriz argilosa pura, ou vice-versa, como será observado nas equações a seguir.

Castello e Polido (1994) utilizam poucos resultados experimentais para verificar as normalizações propostas, apresentando apenas resultados de ensaios de compressão edométrica e de limites de Atterberg realizados em misturas de uma mesma argila natural e areia em diferentes proporções. Os resultados experimentais indicam que, para porcentagens superiores a aproximadamente 40% de fração de finos para os limites de Atterberg, as normalizações se mostram válidas. Para a normalização do índice de compressão, a porcentagem a ser considerada para a fração de finos é igual ou superior a 50%; nesse caso, a normalização tende a reduzir as diferentes curvas de compressibilidade a uma única curva. Então, a identificação da mistura pouco arenosa mostrou-se válida, segundo Castello e Polido (1994) para valores de fração de finos maiores que 40% a 50%. Bicalho et al. (2002) da mesma forma, utilizaram resultados experimentais de ensaios de compressão edométrica e de limites de Atterberg em misturas de uma argila bentonítica e areia para verificar a validade das normalizações propostas, que se confirmou para porcentagens superiores a aproximadamente 20% da fração de argila.

As normalizações definem as características da fração argilosa pura, ou seja, a fração arenosa nula, a partir das características já conhecidas de uma mistura de argila e areia; no caso, onde a relação que existe entre a propriedade índice da mistura e a fração de finos é assumida linear, tal hipótese é válida, e é apresentada no quinto capítulo. Os valores das propriedades índices da fração argila, denominadas normalizadas, foram inicialmente definidas para umidade, w_{nor} , índice de vazios, e_{nor} , altura (ou volume) total, H_{nor} , e índice de compressão, $C_{c,nor}$, e ficam expressas da seguinte forma:

$$w_{nor} = \frac{w \times 100}{C} \quad (3.1)$$

$$e_{nor} = \frac{e}{1 - \frac{G_{sm}}{G_{ss}} \times \left(1 - \frac{C}{100}\right)} \quad (3.2)$$

$$H_{nor} = H \times \left[1 - \frac{1}{1 + e_o} \times \frac{G_{sm}}{G_{ss}} \times \left(1 - \frac{C}{100} \right) \right] \quad (3.3)$$

$$C_{cnor} = \frac{C_c \times 100}{C} \quad (3.4)$$

Onde: w = umidade da mistura de finos e areia; C = porcentagem em massa que passa na peneira de nº 200, cuja abertura é de 0,075 mm; G_{sm} = densidade dos sólidos da mistura de finos e areia; G_{ss} = densidade dos sólidos da fração areia; H = altura total da mistura de finos e areia; e = índice de vazios da mistura de finos e areia; e_o = índice de vazios inicial da mistura de finos e areia; C_c = índice de compressão da mistura de finos e areia.

Admitindo-se $G_{sm} = G_{ss}$ as equações 3.2 e 3.3 ficam assim simplificadas:

$$e_{nor} = \frac{e \times 100}{C} \quad (3.5)$$

$$H_{nor} = \frac{H}{(1 + e_o)} \times \left(e_o + \frac{C}{100} \right) \quad (3.6)$$

Com as definições de Castello e Polido (1994) para a normalização dos parâmetros de compressão edométrica e de índices físicos, é possível também aplicar a mesma normalização para os valores de limites de Atterberg, ficando assim definidas as seguintes normalizações:

$$LL_{nor} = \frac{LL \times 100}{C} \quad (3.7)$$

$$LP_{nor} = \frac{IP \times 100}{C} \quad (3.8)$$

$$IP_{nor} = \frac{IP \times 100}{C} \quad (3.9)$$

Onde: LL_{nor} = limite de liquidez normalizado; LP_{nor} = limite de plasticidade normalizado; IP_{nor} = índice de plasticidade normalizado.

As normalizações propostas por Castello e Polido (1994) não preveem variabilidade - valor estimado diferente do medido-, e para tanto, foram utilizados métodos estatísticos nesse trabalho, para avaliar a sua variabilidade, como se propõe também a verificação experimental dessas normalizações e investiga se há variabilidades das equações lineares das misturas de argila e areia que são analisadas. Das normalizações apresentadas e sugeridas por Castello e Polido (1994), as que serão analisadas serão o índice de vazios normalizado, o índice de compressão normalizado, o limite de liquidez normalizado, o limite de plasticidade normalizado e o índice de plasticidade normalizado.

Além das equações propostas por Castello e Polido (1994), serão utilizadas as equações e proposições feitas por Skempton (1953) e Seed et al. (1964). A definição do índice de atividade (A_t) feita por Skempton (1953), como sendo a relação entre o índice de plasticidade e a porcentagem da fração de argila presente, que é definida na seguinte equação:

$$A_t = \frac{IP}{\% \text{ Fração argila (0,002 mm)}} \quad (3.10)$$

Pode-se observar que a normalização sugerida por Castello e Polido (1994), Equação (3.9), tem semelhança com a Equação (3.10), que correlaciona o índice de plasticidade com a fração argila. Skempton (1953) usa fração argila na definição de Atividade (expresso em decimal) e Castello e Polido (1994) definem sua normalização utilizando fração de finos, que passa na peneira 200, ou seja, silte e argila, e que quando a fração de finos (C) for igual a fração argila a Equação (3.9) é igual a Equação (3.10), ou seja, IP_{nor} , expresso em porcentagem, de Castello e Polido (1994) é igual a $A_t(x100)$ de Skempton (1953).

Existe um valor de porcentagem mínima em massa da fração de finos (F_c) que o comportamento da mistura de argila e areia é controlado pela matriz argilosa e é esse valor que define a validade do modelo proposto a ser discutido no Capítulo 5. Para tal estimativa serão considerados os estudos experimentais que mostraram que F_c varia de 20% a 60% (ver tabela 2.5 do capítulo 2) e a Eq. (2.6) apresentada também no capítulo 2 proposta por Seed et al. (1964), que sugere um valor mínimo de fração argila para preencher o volume de vazios da

areia nas misturas argila-areia; entretanto, nesse caso pode ainda existir contato entre grãos de areia.

3.2.1. Derivação das Fórmulas

A seguir, demonstra-se a derivação de duas normalizações propostas por Castello e Polido (1994) para as misturas de finos e areia, e as demais não apresentadas são normalizadas da mesma forma:

- Umidade normalizada

A umidade caracteriza a interação da água eletrostaticamente com os minerais argílicos; dessa forma, tanto para umidade quanto para os limites de consistência, a influência da fração areia é direta, visto que os grãos de areia não possuem interação eletrostática com a água (Castello e Polido, 1994).

Por definição a umidade da mistura de finos e areia, w , é:

$$w = \frac{W_w}{W_s} \times 100 \quad (3.11)$$

Onde: W_w = peso de água na amostra da mistura de finos e areia e W_s = peso de sólidos (areia+finos) da amostra.

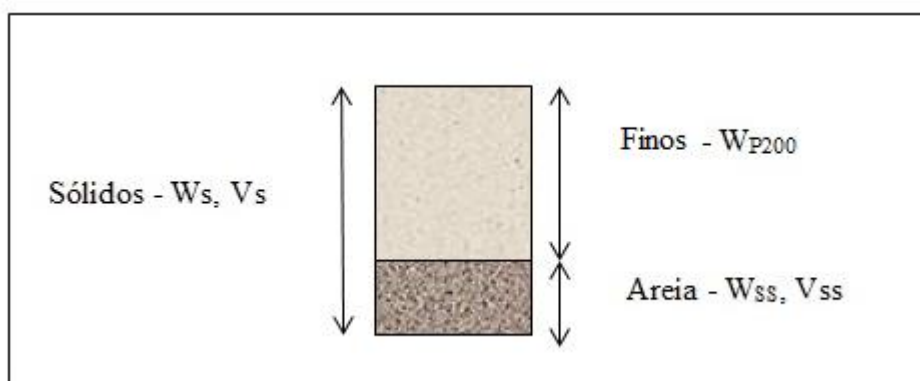


Figura 3.1 – Representação dos parâmetros dos sólidos, argila e areia.

No caso, ao querer definir a umidade normalizada, w_{nor} , de uma mistura de finos e areia, considera-se a água como contida apenas na fração de solo que passa na peneira de número 200 (0,075 mm).

$$w_{nor} = \frac{W_w}{W_{p200}} \times 100 \quad (3.12)$$

Onde: W_{p200} = peso de sólidos da fração menor que 0,075 mm

Sendo que:

$$W_{p200} = \frac{C}{100} \times W_s \quad (3.13)$$

Assim substituído a equação (3.13) na equação (3.12) encontra-se a equação (3.1) da w_{nor} .

- *Índice de vazios normalizado*

Na mistura de finos e argila, o índice de vazios normalizado é o índice de vazios da fração de finos que preenche os vazios da areia.

$$W_{ss} = W_s \left(1 - \frac{C}{100}\right) \quad (3.14)$$

Onde: W_{ss} = peso de sólidos de areia.

Tem-se que:

$$e_{nor} = \frac{V_v}{V_s - V_{ss}} = \frac{V_v}{V_s - \frac{W_{ss}}{G_{ss} \cdot \gamma_w}} = \frac{V_v}{V_s - \frac{W_s(1 - C/100)}{G_{ss} \cdot \gamma_w}} \quad (3.15)$$

Onde: V_v = Volume de vazios total, V_s = volume de sólidos total (areia+finos), V_{ss} = volume de sólidos da areia, W_{ss} = peso de sólidos da areia, γ_w = peso específico da água.

Dividindo-se o numerador e denominador por V_s e lembrando o conceito de índice de vazios, que é o índice de vazios total por volume de sólidos total, e a definição de densidade sólido da mistura G_{sm} , encontra-se enfim a equação (3.2), que é o índice de vazios

normalizado referente a fração argilosa, já que a compressão na mistura ocorre apenas na fração de finos .

3.3. METODOLOGIA ADOTADA

Para uma análise dos resultados foi criada uma metodologia denominada de passo-a-passo, que será seguida nos próximos capítulos, conforme descrição a seguir:

- 1) Identificação do Banco de dados – apresentado no capítulo 4;
- 2) Para cada mistura do banco de dados realiza-se o ajuste da regressão linear;
- 3) Verificação se os valores encontrados dos índices físicos estão correspondentes aos esperados (típicos ou medidos);
- 4) Estimativa inicial da normalização dos índices físicos pelos gráficos;
- 5) Uso da Análise estatística (Erro e Teste ANOVA) nos resultados;
- 6) Estimativa do valor de F_c utilizando o conceito de Seed et. al (1994);e
- 7) Reanálise dos dados a partir do valor adotado de F_c .

Essas foram as etapas sugeridas e aplicadas ao banco de dados do presente trabalho, e que podem ser utilizados para qualquer banco de dados que envolva misturas de argila e areia. O objetivo dessa metodologia é estimar o F_c , que foi denominado de porcentagem mínima em massa da fração de finos que o comportamento da mistura de argila e areia é controlado pela matriz argilosa.

4. BANCO DE DADOS

4.1. INTRODUÇÃO

Os ensaios geotécnicos de laboratório são indispensáveis no desenvolvimento de uma formulação teórica consistente para prever os comportamentos mecânicos e hidráulicos dos solos, assim como para caracterizar e classificar os materiais naturais.

Neste capítulo são apresentadas as misturas de argila e areia publicadas na literatura e os dados provenientes de ensaios em laboratórios sobre misturas, em diferentes proporções, de uma mesma argila com uma mesma areia avaliada nesse estudo. Adicionalmente são apresentados resultados de alguns ensaios de caracterização, a saber, granulometria, densidade dos sólidos, limites de liquidez e plasticidade, e metodologia de ensaio de compressão unidimensional, que compõem o banco de dados deste trabalho.

4.2. APRESENTAÇÃO DO BANCO DE DADOS

A Figura 4.1 mostra os locais de todas as misturas de argila e areia aqui avaliadas: Índia, Turquia, Londres e Brasil; constata-se que os estudos de tais misturas são encontrados em vários locais do mundo, com objetivos específicos de cada pesquisa e de acordo com a necessidade de cada região.

Para cada referência citada a seguir é apresentada a descrição das misturas por cada pesquisador, os materiais utilizados nas misturas, a finalidade da pesquisa e os dados encontrados nos ensaios geotécnicos de laboratório.



Figura 4.1 - Mapa com pontos dos locais onde foram realizados estudos de misturas de argila e areia avaliados nessa pesquisa.

Marinho e Chandler (1993) realizaram estudos para avaliar o comportamento de misturas compactadas de argila denominada *London Clay* e areia fina, e mudanças nas amostras com relação ao volume, teor de água e sucção. Ambos os autores não citam a presença de silte na porcentagem de finos, e, assim, considera-se o material apenas a fração argila. Foram preparados, para cada mistura, entre cinco e nove amostras compactadas, e cada uma com diferente teor de umidade de compactação, resultando em um total de trinta e nove amostras. A areia com $G_{ss}=2,65$; e a argila com limite de liquidez igual a 77% e limite de plasticidade de 29%, umidade inicial de 23,5% e $G_{sc}=2,75$.

Montanez (2002) também investigou o comportamento da mudança de volume e sucção em misturas de argila e areia, objetivando a busca de um material adequado para o uso de revestimento de aterro sanitário, para controlar ou evitar migração do chorume ou a penetração de águas subterrâneas. Foi realizada, então, a adição de pequenas quantidades de argila no solo granular, a fim de garantir ao material baixa permeabilidade e estabilidade. Para isso, o autor utilizou uma argila bentonita sódica com valores de $LL= 337\%$, $LP = 51\%$, $G_{sc}=2,6877$ e $At = 3,81$ e o ensaio de limite de liquidez foi realizado usando o método

do cone da norma British Standards (BS-1377, 1990), e com presença de silte em torno de 22% do total de finos. A areia era bem graduada, com grãos angulares e com um valor de G_{ss} igual a 2,6553.

Castello e Polido (1994) utilizaram misturas de areia natural, fina e branca, com $G_{ss}=2,624$ e argila natural muito plástica, que possui $G_{sc}=2,684$, limite de liquidez de 99% e limite de plasticidade de 37%, com o objetivo de avaliar a influência da fração arenosa na compressão unidimensional de argilas e também em seus limites de Atterberg e umidade natural. Na caracterização da mistura verificou-se, por meio da curva granulométrica, a presença de uma porcentagem de silte presente no material passante na peneira de nº 200, não definida.

Com a mesma finalidade do estudo de Castello e Polido (1994), Dantas et al. (1995) e Bicalho et al. (2002) realizaram ensaios de laboratórios com material grosso similar, a areia natural, quartzosa, grãos angulares, uniforme, branca, composta por partículas que passaram na peneira de malha 0,42mm e a densidade dos sólidos da fração areia igual a 2,645. A argila bentonita (comercial) utilizada por Dantas et al. (1995) possuía densidade dos sólidos, G_{sc} , igual a 2,624, limite de liquidez, LL, igual a 315%, limite de plasticidade, LP, igual a 83%, e índice de plasticidade, IP, igual a 232%. E Bicalho et al. (2002) utilizaram uma argila bentonita (comercial) com densidade dos sólidos, G_{sc} , igual a 2,624, limite de liquidez, LL, igual a 290%, limite de plasticidade, LP, igual a 28%, e índice de plasticidade, IP, igual a 262%.

Monkul e Ozden (2007), da mesma forma, investigaram o comportamento das misturas na compressão unidimensional e pesquisaram qual seria a fração de finos para a mistura passar a ser controlada pela matriz granular; assim, foi usada uma areia uniforme com 4,5 % de finos e uma argila caulinita comercial, e o ensaio de limite de liquidez foi baseado no método do cone da norma British Standards (BS-1377, 1990). Para argila obteve-se valores de $LL=38,2\%$, $LP=19,2\%$ e $G_{sc}=2,61$ e para a areia valores de $G_{ss}=2,64$ e $e_{max}=1,12$.

Sridharan et al. (1999) utilizaram bentonitas comerciais com diferentes valores de limites de liquidez misturados com areia, e não foi citada a presença de silte na porcentagem de finos; tal estudo teve como objetivo a determinação do índice de plasticidade por meio do índice de fluidez com diferentes tipos de solos naturais e misturados, com uma grande variação no índice de plasticidade daqueles utilizados. Das misturas selecionadas, cada par de valores possuía mesmos valores de limites de liquidez, mas diferentes valores de limite

de plasticidade. Vale pontuar que os estudiosos citados realizaram tais ensaios de limite de liquidez usando o método do cone da norma British Standards (BS-1377, 1990).

Prakasha e Chandrasekaran (2005) realizaram um programa de estudos experimentais com o objetivo de caracterizar solos marinhos reconstituídos indianos utilizando uma argila marinha da Índia e uma areia angular para as misturas e a mineralogia principal dos constituintes é a montmorilonita e caulinita com traços de illita e clorita. A densidade dos sólidos da areia é de 2,6 e a curva de distribuição para a areia marinha tem um coeficiente de uniformidade de 1,88 e coeficiente de curvatura de 1,0. Da porcentagem total de finos, em torno de 33%, foi considerado silte, e o restante composto de argila marinha, que possui limite de liquidez de 88% e de plasticidade de 31 %, teor de carbonato de 5%, $G_{sc} = 2,7$ e matéria orgânica de 12%.

Viana e Palmeira (2006) estudaram materiais misturados para garantir sua utilização em estabilidade de sistemas de revestimento de taludes, de áreas de disposição de resíduos, canais e reservatórios; no caso, foi usada uma areia fina a média, não uniforme, com diâmetro entre partículas variando entre 0,07 mm a 1 mm e partículas subangulares e ângulo de atrito de 34°, obtido por meio de ensaios de cisalhamento direto, e do total de finos, chegou-se ao tem-se o material silte, de porcentagem não definida, e uma bentonita sódica com valor de G_{sc} igual a 2,74.

As características geotécnicas das misturas de argila e areia avaliadas nessa dissertação estão resumidas na Tabela 4.1, onde: LL_c é o valor medido do limite de liquidez da fração argila pura; LP_c é o valor medido do limite de plasticidade da fração argila pura. Ao utilizar as normalizações propostas por Castello e Polido (1994) para $C=100\%$, LL_{nor} e LP_{nor} serão os valores estimados quando a fração de areia da mistura for zero.

Pelo SUC, Sistema Unificado de Classificação dos Solos, solos argilosos são definidos os que no ábaco de Casagrande ficam acima da linha A, e passam 50% ou mais na peneira de nº 200; assim, o uso do termo misturas de argila e areia será usado nesse trabalho, mesmo que haja misturas em que a fração de finos não seja apenas a fração argila e também fração silte e argila. A figura 4.2 apresenta as misturas aqui avaliadas que possuem dados dos limites de consistência, que são todos os pesquisadores, exceto Viana e Palmeira (2006) e Mankul e Ozden (2007). Existe uma tendência em que os pontos fiquem limitados na parte superior pela Linha U e na parte inferior pela Linha A e a concentração de pontos próximos a baixos

valores de índice de plasticidade é devido a alguns pontos de frações de finos das misturas serem em torno de 5% a 10%, o que é esperado de encontrar conforme figura abaixo.

Tabela 4.1 - Tabela com parâmetros geotécnicos dos materiais estudados.

Referência	LL _c (%)	LP _c (%)	G _{sc}	G _{ss}	e _{max}	Finos
Marinho e Chandler (1993)	77,0	29,0	2,75	2,65	-	Argila
Castello e Polido (1994)	99,0	37,0	2,684	2,624	-	Argila e silte
Dantas et al. (1995)	315,0	83,0	2,624	2,645	-	Argila
Sridharan et al. (1999) – 1	-	-	-	-	-	Argila
Sridharan et al. (1999) – 2	-	-	-	-	-	Argila
Sridharan et al. (1999) – 3	-	-	-	-	-	Argila
Bicalho et al. (2002)	290,0	28,0	2,624	2,645	-	Argila
Montanez (2002)	337,0	51,0	2,687	2,655	0,90	Argila e silte
Prakasha e Chandrasekaran(2005)	88,0	31,0	2,70	2,60	0,94	Argila e silte
Monkul e Ozden (2007)	38,2	19,2	2,61	2,64	1,12	Argila e silte
Viana e Palmeira (2006)	-	-	2,74	-	-	Argila e silte

Onde: LL_c = limite de liquidez da fração argila (em porcentagem); LP_c = limite de liquidez da fração argila (em porcentagem); G_{sc} = densidade dos sólidos da fração argila; G_{ss} = densidade dos sólidos da fração areia e e_{max} = índice de vazios máximo da areia.

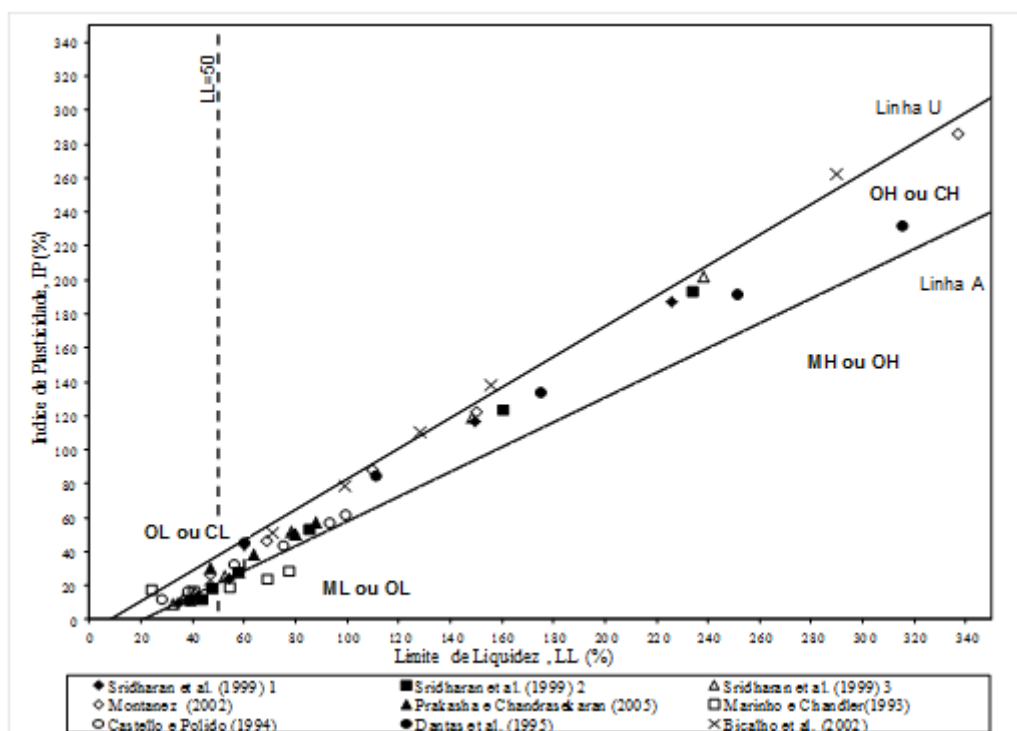


Figura 4.2 – Distribuição das misturas de argila e areias avaliadas no Gráfico de plasticidade.

4.2.1. Publicações com dados dos Limites de Atterberg

Para facilitar a apresentação dos resultados experimentais avaliados na presente dissertação, foram divididos os solos estudados em dois grupos: nas misturas de argila e areia do primeiro grupo, que será chamado de grupo A, as argilas puras apresentam o índice de plasticidade (IP) maior que 100%, e as do segundo grupo, grupo B, apresentam índice de plasticidade menor que 100%.

As Figuras 4.3 e 4.4 apresentam os solos estudados nos grupos A e B, respectivamente, com a mistura de cada pesquisador e a porcentagem de fração finos utilizada. Essas misturas serão referenciadas nas fórmulas apresentadas nos gráficos pelo número correspondente. Nas figuras a “areia *” significa que para cada mistura é foi utilizado um tipo diferente de areia.

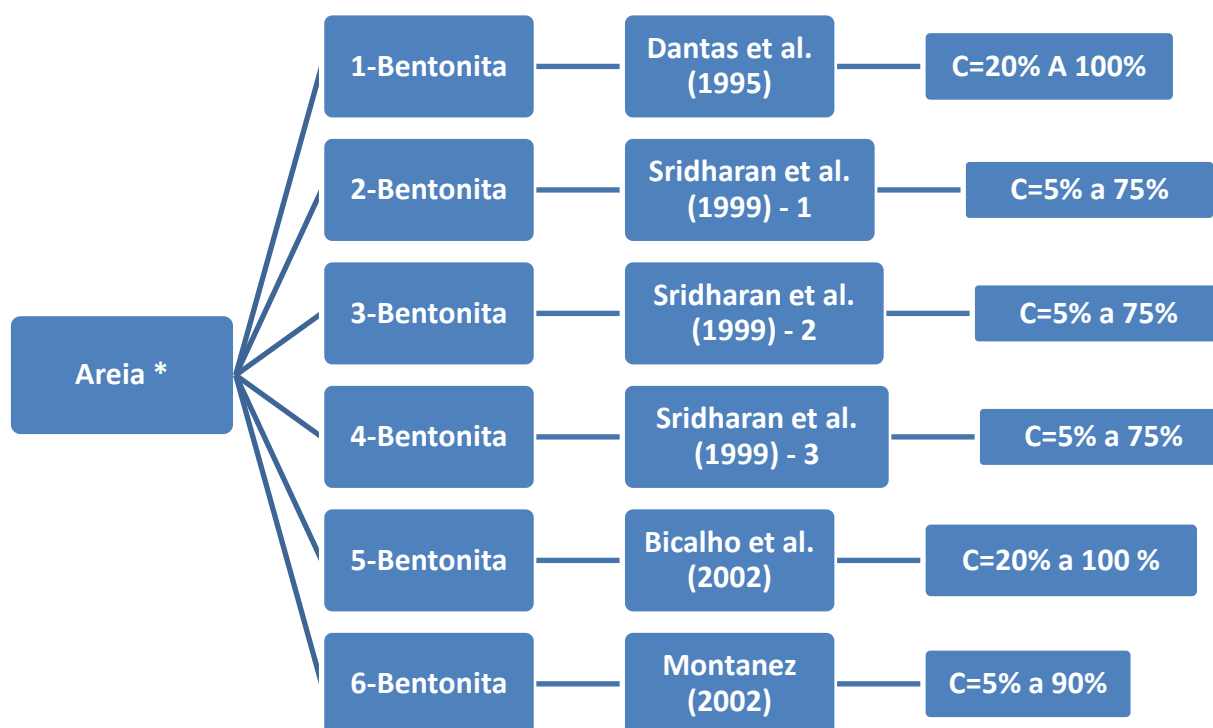


Figura 4.3- Identificação dos solos do grupo A (IP >100%).

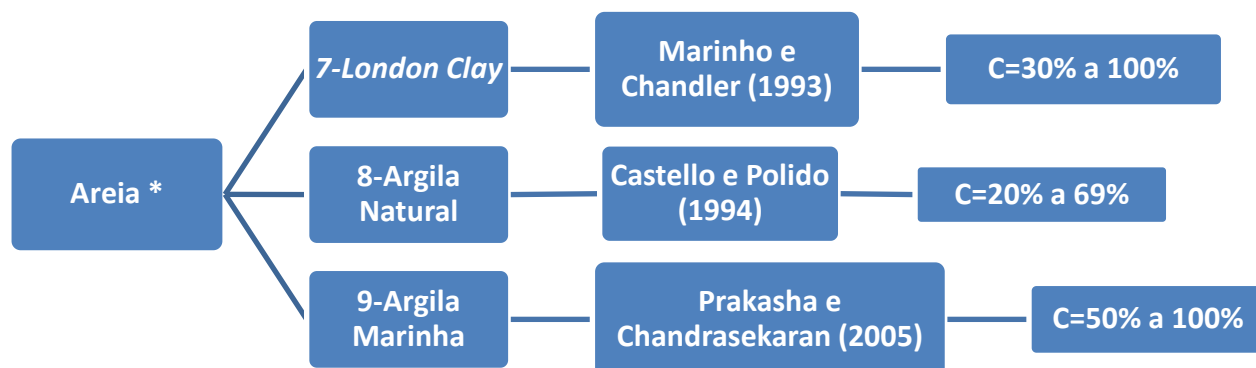


Figura 4.4 - Identificação dos solos do grupo B (IP <100%).

4.2.2. Publicações com dados do índice de compressão

Os resultados experimentais publicados na literatura, que serão avaliados neste tópico, foram publicados por apenas alguns dos pesquisadores mencionados, os quais, além dos ensaios de caracterização, realizaram os de compressão unidimensional para misturas de argila e areia com diferentes porcentagens em massa da fração de finos.

Foram encontrados diferentes tipos de argila nas misturas avaliadas: Bicalho et al. (2002), Viana e Palmeira (2006) utilizaram bentonita; Castello e Polido (1994) utilizaram uma argila natural, Prakasha e Chandrasekaran (2005) uma argila marinha e Monkul e Ozden (2007), uma caulinita. A variação da fração de finos, C, depende das misturas de argila e areia realizadas por cada publicação avaliada e a menor porcentagem adotada foi de 14,1 % por Monkul e Ozden (2007), enquanto Bicalho et al. (2002), Prakasha e Chandrasekaran (2005) e Viana e Palmeira (2006) apresentaram também os resultados experimentais para a argila pura, quando temos 100% da fração de finos, como ilustra esquematicamente na figura 4.5.

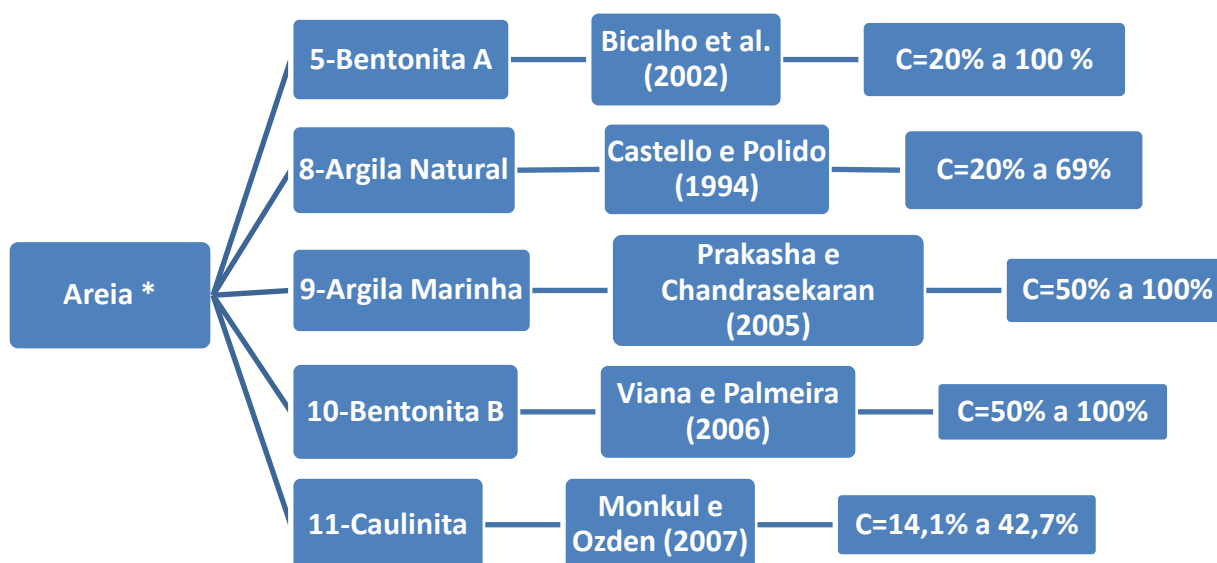


Figura 4.5 – Identificação das misturas que possuem dados do índice de compressão.

4.2.2.1. Metodologia utilizada nos ensaios de compressão unidimensional

Nos ensaios realizados no laboratório de Mecânica dos solos do Centro Tecnológico da UFES (Bicalho et al. 2002, Castello e Polido 1994) as misturas de argila e areia foram postas no limite de liquidez respectivo de cada uma, permanecendo em “descanso” por um período de uma semana ou mais para que houvesse a adsorção completa de água pelas partículas de argila. Bicalho et al. (2002) reforçam que para o ensaio de compressão unidimensional, as amostras tinham diâmetro de 50 mm e altura de 20 mm e a pressão inicial foi de 1 kPa e não de 10 kPa, como recomenda a norma brasileira NBR 12007 da ABNT, e, segundo os autores, esta redução foi necessária devido à alta compressibilidade da bentonita ensaiada.

Para Monkul e Ozden (2007), as misturas de argila caulinita e areia uniforme foram preparadas com as amostras secas em estufa e misturadas até o momento em que se observou homogeneidade, para depois serem homogeneizadas com água destilada; a seguir, as misturas foram inundadas por um período de imersão de 24 h em um ambiente controlado. Após esse período, a mistura úmida foi realizada de tal forma que grãos de areia ficassem dispersos na

mistura uniforme e a segregação fosse impedida e, finalmente, as amostras foram reconstituídas na umidade inicial de aproximadamente 1,3 do limite de liquidez.

Para Prakasha e Chandrasekaran (2005), as misturas com teor de areia menor que 70%, a metodologia adotada foi similar a de Bicallho et al. (2002) e Castello e Polido (1994). A amostra de argila foi seca em estufa, e, depois de pulverizada, foi completamente misturada com a areia na proporção exigida pelo peso; a seguir houve a adição de água e a mistura, de modo a formar uma pasta. Dessa forma, o teor umidade foi mantido superior a duas vezes o limite de liquidez.

Viana e Palmeira (2006) adotaram a norma NBR 12007-ABNT e citam que a principal preocupação dos mesmos foi a segregação dos materiais de mistura. Todos os ensaios foram iniciados com uma tensão normal aplicada de 5 kPa e, após as leituras dos deslocamentos verticais realizadas durante 24hs para referida tensão, iniciava-se a inundação da amostra com água destilada e, em seguida, eram feitas as leituras dos deslocamentos verticais durante o período de 24hs após a inundação. Viana e Palmeira (2006) afirmam que o aumento do percentual de areia na mistura promoveu reduções significativas na expansibilidade das amostras ensaiadas.

5. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

5.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo verifica-se a validade das normalizações propostas para quantificar a influência da fração arenosa nos valores de limites de Atterberg e índice de compressão das misturas de argila e areia apresentadas no Banco de Dados do Capítulo 4 bem como a apresentação da avaliação estatística dos resultados e a estimativa do intervalo de valores da porcentagem mínima teórica em massa da fração de finos necessária para preencher os vazios da areia (C_m) e do intervalo da fração de finos, que passa a considerar as misturas argilosas com pouca areia.

A avaliação estatística foi realizada por meio da análise da Regressão linear, da análise de Variância (ANOVA) e do coeficiente de determinação (R^2), e são apresentados e discutidos nesse capítulo. Para complementar o estudo estatístico apresenta-se também os dados da raiz quadrada do erro médio quadrático (RMSE) e desvio padrão (s) para as análises realizadas.

5.2. ANÁLISE ESTATÍSTICA

5.2.1. Regressão Linear

A análise de regressão linear é uma técnica estatística utilizada pra investigar a relação entre duas ou mais variáveis (MONTGOMERY ET AL.,2009). O resultado da regressão fornece a equação de uma reta:

$$y = a + bx + e_i \quad (5.1)$$

onde: y = variável dependente, x = variável independente, a e b são coeficientes desconhecidos a serem determinadas e e_i representa toda fonte de variabilidade em y não é

explicada por x (resíduos). Na pesquisa assume que “a” é igual a zero, ou seja, a reta intercepta a origem para as normalizações avaliadas.

Essa análise é feita utilizando o critério dos mínimos quadrados, na equação da reta que resulte no menor erro quadrático:

$$S(a, b) = \sum_i (y_i - \hat{y}_i)^2 = \sum_i (y_i - bx_i)^2 \quad (5.2)$$

onde: y_i = valor medido e $\hat{y}_i$ = valor estimado.

Para explicar a linearidade, além do gráfico de dispersão, utiliza-se uma medida para avaliar o grau de ajuste do modelo de regressão, que é o coeficiente de determinação (R^2) e é obtido por:

$$R^2 = 1 - \frac{SQ_E}{SQ_T} = 1 - \frac{\sum_i (y_i - \hat{y}_i)^2}{\sum_i \left(y_i - \frac{1}{N} \sum_i y_i \right)^2} \quad (5.3)$$

onde: SQ_E = soma dos quadrados dos erros; SQ_T = soma dos quadrados totais; y_i = valor medido e $\hat{y}_i$ = valor estimado e N = número de pontos avaliados.

O coeficiente de determinação mede a porcentagem da explicação da variação da variável dependente pela variação das variáveis independentes, e é a quantidade de variabilidade nos dados explicados ou considerada pelo modelo (MONTGOMERY ET AL., 2009); assim, quanto mais linear for essa relação, maior é a qualidade dos dados medidos.

Tal coeficiente pode assumir valores no intervalo de $0 < R^2 < 1$. Com valor igual a um ou próximo de um sinalizam que as medidas realizadas são de boa qualidade, e pode-se considerar:

- Quando $SQ_E/SQ_T \rightarrow 1$, logo $R^2 \rightarrow 0$ indica um modelo estimado não satisfatório;
- Quando $SQ_E \rightarrow 0$, então, $SQ_R/SQ_T \rightarrow 0$, logo $R^2 \rightarrow 1$ indica um modelo satisfatório;
- Quando $R^2 = 1$ tem-se um ajustamento perfeito com resíduos todos iguais a zero.

5.2.2. Análise de variância (ANOVA)

Análise de Variância (ANOVA) é utilizada para testar a significância da regressão, constituindo-se num procedimento que divide a variância total na variável de resposta em componentes significantes, como base para o teste (MONTGOMERY ET AL.,2009).

$$F = \frac{\frac{SQ_R}{1}}{\frac{SQ_E}{(n-2)}} = \frac{MQ_R}{MQ_E} \quad (5.4)$$

onde: F é o teste para significância da regressão (ANOVA), MQ_R e MQ_E são chamadas de média quadrática, onde SQ_R é a soma dos quadrados da regressão e SQ_E é a soma dos quadrados dos erros.

Nesse trabalho, o teste hipotético vai testar as hipóteses nula e alternativa, que serão sempre representadas desta maneira:

H_0 : $b = a = 0$ (a e b são coeficientes desconhecidas a serem determinadas da Eq. 5.1)

H_1 : não há igualdade a zero (os coeficientes não são nulos)

Se a hipótese nula não for rejeitada, é aceito que todos os coeficientes são nulos, sem evidências de que algum coeficiente é não nulo ou significa que a equação de regressão proposta não consegue explicar o modelo. Se H_0 for rejeitada, a equação é significativa, e algum coeficiente é estatisticamente importante.

O nível de significância α normalmente escolhido é de 5%, o mesmo valor foi considerado nesse trabalho. De qualquer maneira, o valor de F é associado a um p-valor, que é a área da cauda da distribuição para a avaliação da significância da regressão (Fig. 5.1) (MONTGOMERY ET AL.,2009). Quando o MQ_R é muito próximo a MQ_E , o valor de F é muito baixo aproximando-se de um, que significa que as estimativas da equação não são significativas; no caso, H_0 não pode ser rejeitada e deve-se encontrar outra correlação de pesquisa. Se H_0 não for verdadeira, diz-se que a hipótese é rejeitada, então o valor de MQ_R será significativamente superior ao de MQ_E .

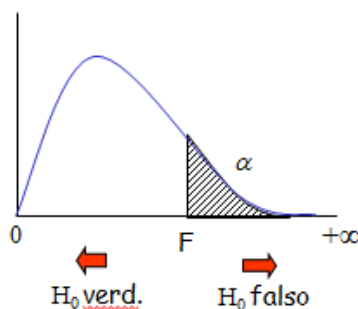


Figura 5.1 – Exemplo da Distribuição F.

O P-valor é definido como o menor nível de significância que conduz a rejeição da hipótese nula com os dados fornecidos; além disso, é considerada a probabilidade de que a estatística de teste assumirá um valor que é, no mínimo, tão extremo quanto o valor observado da estatística quando a hipótese nula for verdadeira, sendo que um p-valor pequeno indica uma forte justificativa (evidência) para a rejeição de H_0 . Se o p-valor for menor que nível de significância adotado (α), rejeita-se a hipótese nula H_0 e a estatística do teste é considerado significativo. (MONTGOMERY ET AL., 2009)

5.3. INFLUÊNCIA DA FRAÇÃO ARENOSA NOS VALORES DOS LIMITES DE ATTERBERG DE MISTURAS DE ARGILA-AREIA

A linearidade entre os limites de Atterberg e fração de finos propostos nas Equações (3.7), (3.8) e (3.9) do Capítulo 3 só são válidas para misturas com pouca areia; entretanto, para cada análise realizada foram inicialmente utilizados todos os dados apresentados por cada publicação, e a validade das normalizações propostas é investigada a seguir. E, finalmente, estimam-se os valores de intervalos de fração de finos em que as normalizações propostas se mantêm válidas. Necessário se faz observar que em todas as figuras foram colocadas interrogações, pois o mínimo da fração de finos pra que a mistura passa a ser com pouca areia não foi definido nesta avaliação inicial.

As Figuras 5.2 e 5.3 relacionam os valores de IP medidos com C das diferentes misturas de argila e areia apresentadas nas Tabelas 4.3 e 4.4 e os resultados confirmam a linearidade da relação entre IP e fração finos com coeficientes de determinação (R^2) maiores que 0,95 para as misturas de bentonita e areia (Figura 5.2) e igual 0,93 para a argila arenosa

natural (Figura 5.3). A inclinação das retas é igual a atividade (A_t) definida por Skempton (1953) quando C for igual a fração argila, e varia com a composição mineralógica das argilas, o que é verdade para as misturas apresentadas na figura 5.2 com exceção de Montanez (2002), que possui silte na fração de finos na mistura. Na figura 5.3 a inclinação da reta não corresponde à atividade, devido ao Grupo B não apresentar fração de argila pura. Como já citado anteriormente no Capítulo 2, as argilas bentoníticas são classificadas como argilas muito ativas quando A_t for maior que 1,25, e isso se confirma para as argilas aqui analisadas no Grupo A, que se verificou que A_t estimado variou de 2,31 (Dantas et al., 2002) a 2,52 (Sridrahan et al., 1999-3). O Grupo B, apresentou uma tendência de características de argilas inativas a argilas de atividade normal, mas o valor de atividade dessas misturas não foi possível de ser determinado por não se conhecer o valor da fração argila presente no teor de finos ensaiado. Nas equações da linha de tendência do gráfico do Grupo A, pode-se observar que, pela fórmula $IP=b \cdot C$, tem-se $b > 1$, e para o Grupo B, encontram-se valores de $b < 1$. O coeficiente b para as misturas de argila e areia com fração de finos corresponde a fração argila é igual a Atividade da fração argilosa e corresponde também ao valor de IP estimado para $C=100\%$; já para o grupo B, o valor b é apenas o valor de IP estimado quando nas misturas a fração areia é zero.

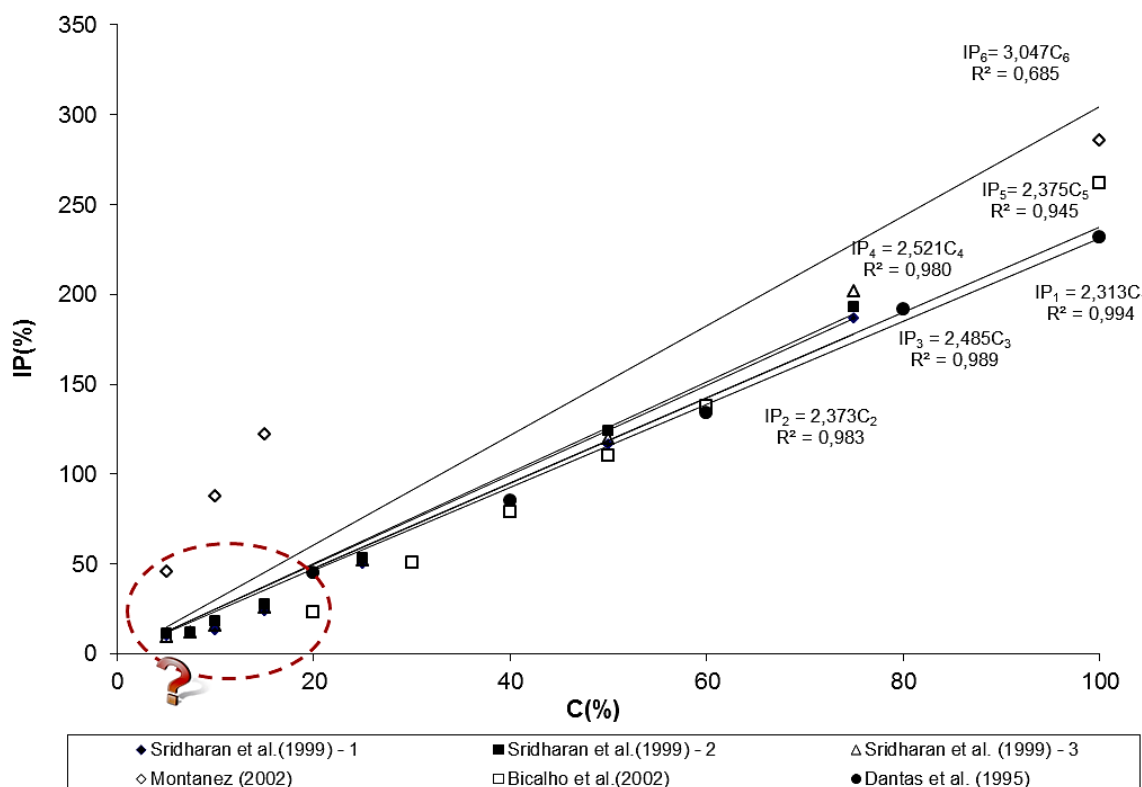


Figura 5.2 – Variação dos valores de IP com C para as misturas de argila e areia do Grupo A.

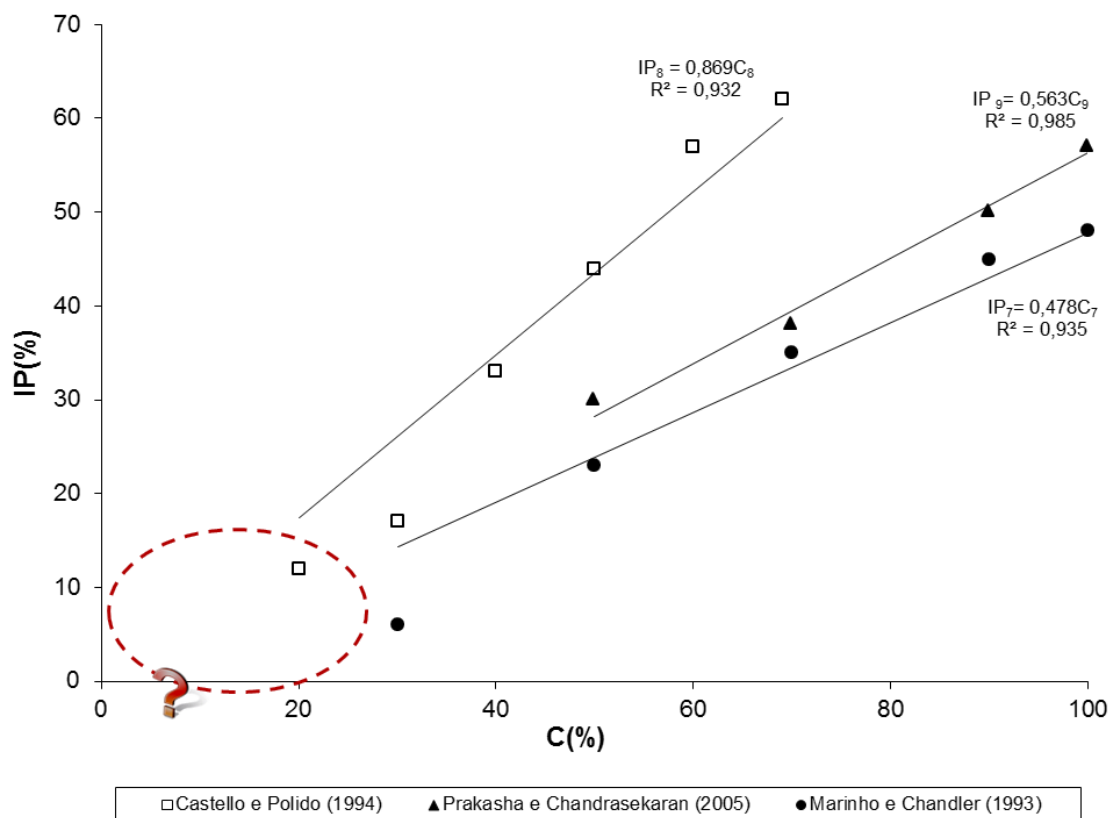


Figura 5.3 - Variação dos valores de IP com C para as misturas de argila e areia do Grupo B.

As Figuras 5.4 e 5.5 apresentam a variação dos valores de LL medidos com C para as misturas de argila e areia avaliadas neste trabalho valendo pontuar que todas as misturas apresentaram uma boa correlação, com R^2 maior que 0,96, indicando uma linearidade na relação entre LL e C para as misturas de argila e areia. O melhor ajuste de misturas de areia com bentonitas foi o de Dantas et al. (2002) com a reta $LL_1 = 3,078 C_1$ e o melhor ajuste para as outras misturas foi o de Marinho e Chandler (1993) com a reta $LL_7 = 0,773 C_7$, essas são misturas em que o material passante na peneira de nº 200 corresponde apenas a fração argila.

Nos resultados encontrados por Montanez (2002), o limite de liquidez sobe num intervalo de 69% a 150% com um aumento na bentonita de 5% a 15% na mistura; vale observar que para as outras publicações o aumento do limite de liquidez ocorre em proporções menores do que encontrados por Montanez (2002). Devido ao fato de esse pesquisador possuir frações de finos em menores proporções, é demonstrada a forte influência da bentonita, e essa variação confirma a influência do tipo de mineral argílico utilizado na mistura, conforme valores de limites de Atterberg para diferentes minerais argílicos

apresentados na tabela 2.3, e também devido às características das montmorilonitas de apresentarem alta plasticidade e expansibilidade.

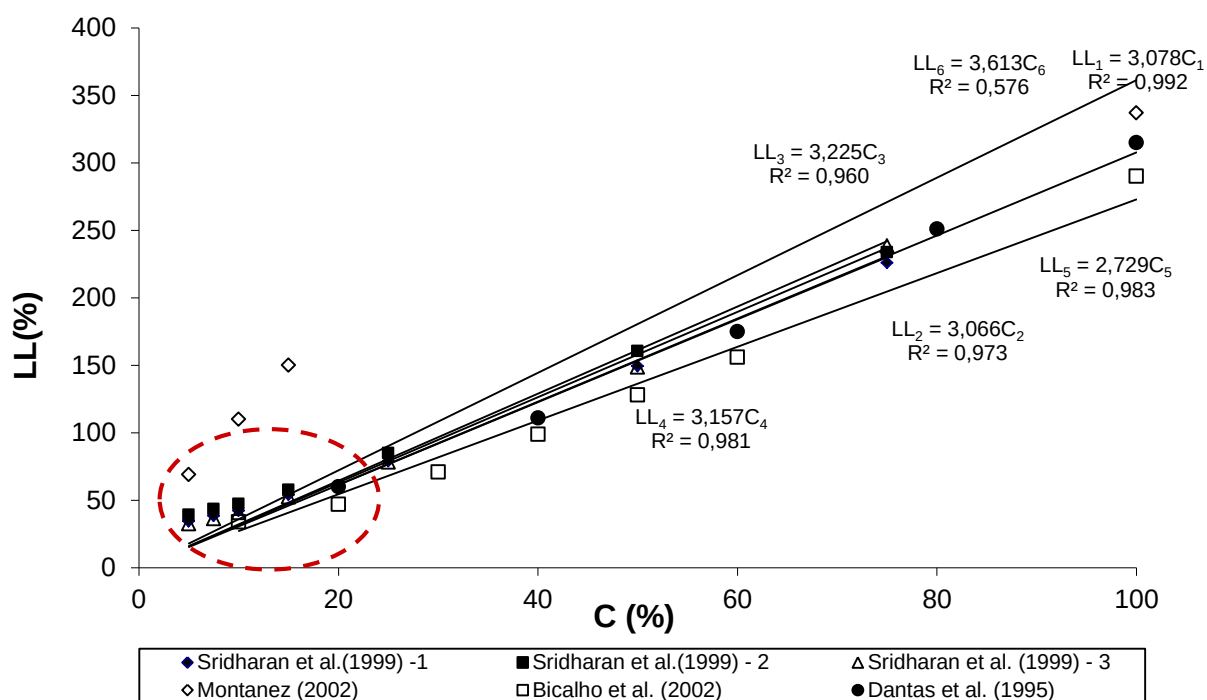


Figura 5.4 – Variação dos valores de LL com C para as misturas de argila e areia do Grupo A.

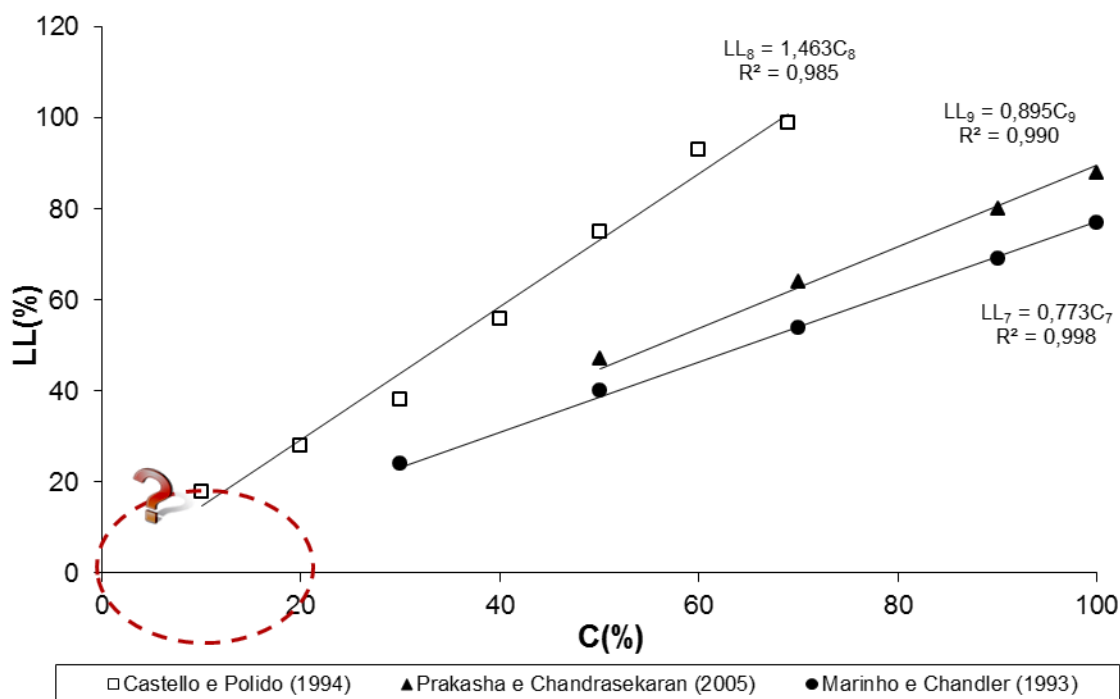


Figura 5.5 - Variação dos valores de LL com C para as misturas de argila e areia do Grupo B.

As figuras 5.6 e 5.7 mostram que não foi possível obter resultados conclusivos para os valores dos limites de plasticidade das misturas de argila e areia, determinados segundo o procedimento padrão, no qual se rola um filete de solo, com diâmetro de 3 mm, até esfarelar e, então, mede-se sua umidade (NBR 7180). Isso pode ser justificado devido ao maior grau de subjetividade associado ao ensaio de determinação do LP (BICALHO ET AL., 2002). O ensaio convencional para determinação do LP apresenta resultados pouco consistentes, uma vez que a tensão aplicada durante o rolamento do filete de solo é difícil de ser controlada (WHYTE, 1982; FENG, 2000). Outro fator considerável é que a variação de LP em um mesmo grupo de minerais argílicos é pequena quando comparado com LL, como mostra a Tabela 2.3 (LAMBE E WHITMAN, 1979). Por exemplo, a variação do LP entre a Montmorilonita Na e a Caulinita Na é de 22 %, enquanto a variação do LL é de 657%. Essa variação da faixa de valores do limite de liquidez ser maior do que o intervalo de valores do limite de plasticidade para qualquer mineral argílico também foi comentada por Mitchell e Soga (2005).

Apenas Castello e Polido (1994), Dantas et al. (1995) e Prakasha e Chandrasekaran (2005) que apresentaram valores do coeficiente de determinação estatisticamente aceitável entre a correlação de LP e C, pode-se observar que esse resultado é possível pelo fato desses pesquisadores possuírem uma maior variação nos valores do limite de plasticidade medidos. Para o Grupo A, os pontos de limites de plasticidade medidos para a fração de finos até cerca de 20% a 30% são aproximadamente iguais e, até essa região, o material aparenta ser de misturas de argila com areia, conforme a classificação de misturas de Castello e Polido (1994), e através da normalização poderemos confirmar essa suposição.

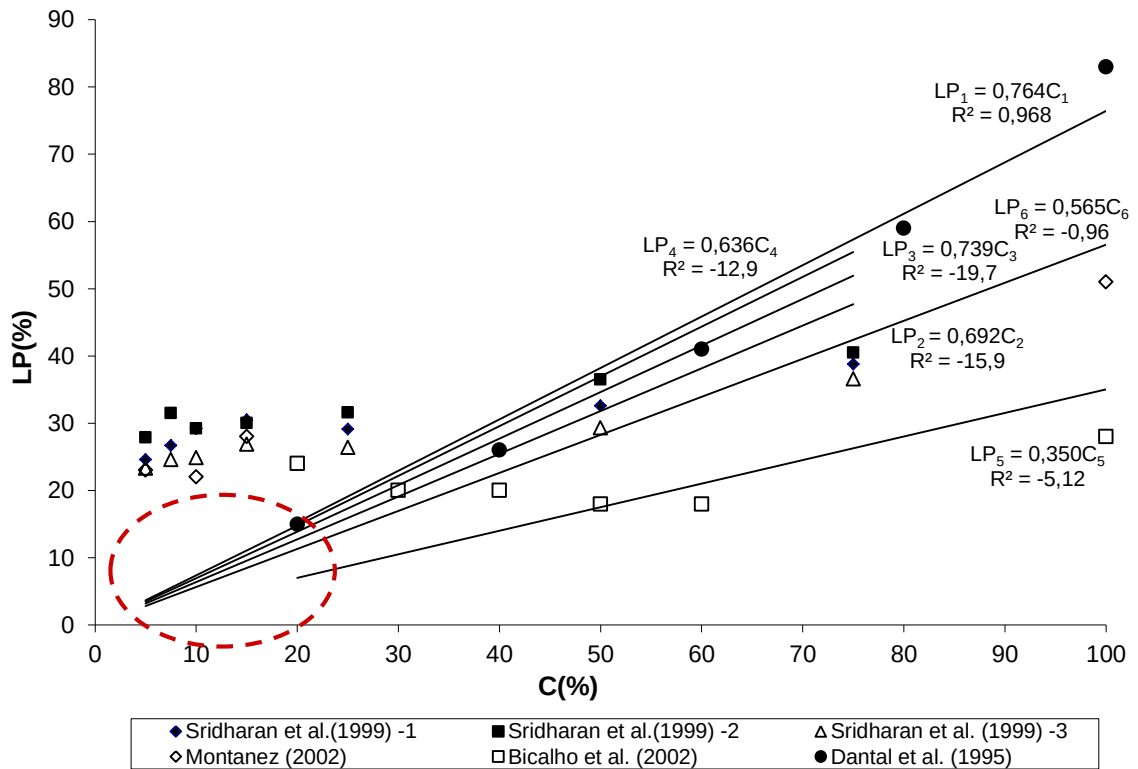


Figura 5.6 – Variação dos valores de LP com C para as misturas de argila e areia do Grupo A.

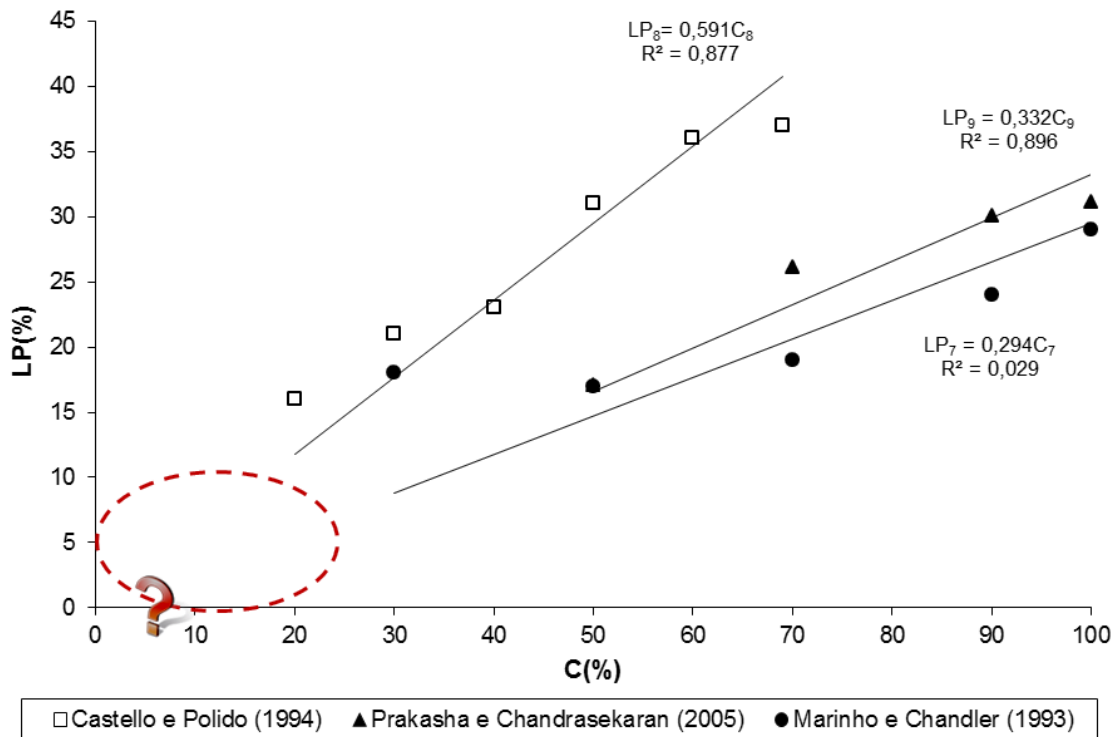


Figura 5.7 – Variação dos valores de LP com C para as misturas de argila e areia do Grupo B.

Com os dados dos valores de limites de Atterberg e fração de finos publicados e apresentados nos gráficos de LL x C (Figuras 5.4 e 5.5), LP x C (Figuras 5.6 e 5.7) e IP x C (Figuras 5.2 e 5.3), pode-se definir uma equação por meio da regressão linear para cada mistura. Essas equações estão plotadas nos gráficos citados e a sua fórmula foi apresentada na Equação (5.1) do Capítulo 5; porém, conforme afirmado anteriormente o coeficiente “a” é igual a zero e a equação fica assim simplificada:

$$y = bx + e_i \quad (5.5)$$

Fazendo um comparativo com as normalizações de Castello e Polido (1994), “y” que é a variável dependente é o valor dos índices físicos, e “x”, que é a variável independente que corresponde à fração de finos e b, que é o coeficiente, é a propriedade normalizada. Essa equação difere das normalizações de Castello e Polido (1994), uma vez que para os valores medidos correlacionados assume-se que há uma variabilidade, que é, de fato, confirmada nas figuras 5.2 a 5.7 apresentadas, pois as mesmas não possuem um coeficiente de correlação igual a 1, conforme as normalizações propostas por Castello e Polido (1994).

A fim de fazer tal verificação estimam-se as normalizações para todos os pontos medidos para determinada mistura; assume-se, então, que as normalizações são válidas, e quando C for igual a 100%, o valor de b será denominado de LL_{100} ou LP_{100} ou IP_{100} , que são, na verdade, os valores estimados em porcentagem para uma determinada mistura quando a fração de areia for zero.

A tabela 5.1 mostra os valores dos limites de consistência das misturas de argila e areia medidos por cada pesquisador em função de cada fração de finos; e são, da mesma forma, apresentados os valores estimados a partir das normalizações de Castello e Polido (1994) para cada ponto experimental, mesmo se a normalização não se aplicar. Os dados desta tabela são utilizados nos gráficos normalizados a seguir.

Tabela 5.1 – Dados das misturas de argila e areia avaliados para o Grupo A.

1-DANTAS ET AL. (1995)						
C	LL	LP	IP	LL _{nor}	LP _{nor}	IP _{nor}
100	315	83	232	315	83	232
80	251	59	192	314	74	240
60	175	41	134	292	68	223
40	111	26	85	278	65	213
20	60	15	45	300	75	225
2-SRIDHARAN ET AL. (1999) -1						
C	LL	LP	IP	LL _{nor}	LP _{nor}	IP _{nor}
75	225,8	38,8	187	301,1	51,7	249,3
50	149,4	32,6	116,8	298,8	65,2	223,6
25	79	29,1	49,9	316	116,4	199,6
15	54,2	30,5	23,7	361,3	203,3	158
10	42,2	29,2	13	422	292	130
8	38,4	26,7	11,7	512	356	156
5	34,4	24,6	9,8	688	492	196
3-SRIDHARA ET AL. (1999)-2						
C	LL	LP	IP	LL _{nor}	LP _{nor}	IP _{nor}
75	233,6	40,5	193,1	311,5	54	257,5
50	160,5	36,5	124	321	73	248
25	85	31,6	53,4	340	126,4	213,6
15	57,6	30	27,6	384	200	184
10	47,3	29,2	18,1	473	292	181
8	43,5	31,5	12	580	420	160
5	39,1	27,9	11,2	782	558	224
4-SRIDHARA ET AL. (1999)-3						
C	LL	LP	IP	LL _{nor}	LP _{nor}	IP _{nor}
75	238,5	36,6	201,9	318	48,8	269,2
50	148,7	29,3	119,4	297,4	58,6	238,8
25	78,2	26,4	51,8	312,8	105,6	207,2
15	52,5	26,9	25,6	350	179,3	170,7
10	40,8	24,9	115,9	408	249	159
8	36,4	24,6	111,8	485,3	328	157,3
5	32,6	23,3	9,3	652	466	186
5- BICALHO ET AL. (2002)						
C	LL	LP	IP	LL _{nor}	LP _{nor}	IP _{nor}
100	290	28	262	290	28	262
60	156	18	138	260	30	230
50	128	18	110	256	36	220
40	99	20	79	247,5	50	197,5
30	71	20	51	236,7	67	170
20	47	24	23	235	120	115
10	34	-	-	340	-	-
6-MONTANEZ (2002)						
C	LL	LP	IP	LL _{nor}	LP _{nor}	IP _{nor}
100	337	51	286	337	51	286
15	150	28	122	1000	186,7	813,3
10	110	22	88	1100	220	880
5	69	23	46	1380	460	920

Tabela 5.2 – Dados das misturas de argila e areia avaliados para o Grupo B.

7-MARINHO E CHANDLER (1993)						
C	LL	LP	IP	LL _{nor}	LP _{nor}	IP _{nor}
100	77	29	48	77	29	48
90	69	24	45	77	27	50
70	54	19	35	77	27	50
50	40	17	23	80	34	46
30	24	18	6	80	60	20
8-CASTELLO E POLIDO (1994)						
C	LL	LP	IP	LL _{nor}	LP _{nor}	IP _{nor}
69	99	37	62	144	54	90
60	93	36	57	155	60	95
50	75	31	44	150	62	88
40	56	23	33	140	58	83
30	38	21	17	127	70	57
20	28	16	12	140	80	60
10	18	-	-	180	-	-
9-PRAKASHA E CHANDRASEKARAN (2005)						
C	LL	LP	IP	LL _{nor}	LP _{nor}	IP _{nor}
100	88	31	57	88	31	57
90	90	30	50	89	33	56
70	64	26	38	91	37	54
50	47	17	30	94	34	60

Em todas as figuras normalizadas (Figuras 5.8 a 5.13) também foram colocadas as interrogações, pois o mínimo da fração de finos (F_c) pra que a mistura passa a ser, com pouca areia, ainda está em avaliação, sendo que para $C < 20\%$ as equações propostas por Castello e Polido (1994) não se aplicam, conforme as conclusões de Bicalho et al (2002); bem como os valores de LL_{nor} , LP_{nor} e IP_{nor} apresentados nas figuras normalizadas (Figuras 5.8 a 5.13) foram calculados a partir das Equações (3.7), (3.8) e (3.9) e aplicadas, para cada valor medido, correspondente a determinada fração de finos da mistura (ver tabelas 5.1 e 5.2). Nos gráficos normalizados a serem apresentados a linha reta horizontal significa que os valores de LL_{100} , LP_{100} e IP_{100} estimados da regressão linear de cada mistura corresponde a $C=100\%$.

A tabela 5.3 apresenta-se os valores medidos dos limites de liquidez, limite de plasticidade e índice de plasticidade da fração argila pura, retirado dos dados da tabela 5.1, em comparação com os valores de LL_{100} , LP_{100} e IP_{100} estimados a partir das equações de

regressão linear apresentadas nas figuras 5.2 a 5.7, dos gráficos de LL x C, LP x C e IP x C para C=100%. Pode-se perceber que apenas alguns pesquisadores possuem valores dos limites de consistência da fração argila pura, que são denominados de: LL_c, LP_c e IP_c, e, para eles, tais valores serão os mesmos valores quando utiliza-se as normalizações para a fração finos igual a 100% (por exemplo, quando C=100%, LL₁₀₀=LL_c). Os valores de limite de plasticidade são apresentados – e, apesar de não conseguirmos uma correlação linear satisfatória - conforme já discutido anteriormente, verifica-se, mesmo assim, como é seu comportamento na normalização. Os valores estimados são próximos dos medidos para a fração de argila pura e estão dentro da faixa daqueles apresentados na tabela 2.3 e, pode-se afirmar que, para alguns pesquisadores, essa pequena diferença pode advir do erro de determinação de umidade, que costuma variar em 0,5%.

Tabela 5.3 – Tabela com valores medidos e os estimados dos Limites de de Atterberg para argilas puras.

Referência	Medidos			Estimados		
	LL _c (%)	LP _c (%)	IP _c (%)	LL ₁₀₀ (%)	LP ₁₀₀ (%)	IP ₁₀₀ (%)
Marinho e Chandler (1993)	77,0	29,0	48,0	77,3	29,4	47,8
Castello e Polido (1994)	99,0	37,0	62,0	146,3	59,1	86,9
Dantas et al. (1995)	315,0	83,0	232,0	307,8	76,4	231,3
Sridharan et al. (1999) – 1	-	-	-	306,6	-	237,3
Sridharan et al. (1999) – 2	-	-	-	322,5	-	248,5
Sridharan et al. (1999) – 3	-	-	-	315,7	-	252,1
Bicalho et al. (2002)	290,0	28,0	262,0	272,9	35,0	237,5
Montanez (2002)	337,0	51,0	286,0	361,3	56,5	304,7
Prakasha e Chandrasekaran(2005)	88,0	31,0	57,0	89,5	33,2	56,3

As Figuras 5.8 e 5.9 apresentam os valores do limite de liquidez normalizado com a variação de C, em que se tenta estimar qual seria a porcentagem de fração de finos em que as misturas de argila e areia apresentam valores de LL normalizados (LL da fração argila), aproximadamente iguais para misturas de mesma argila e areia. Todos os estudiosos obtiveram a aproximação de uma reta para C > 20% -30% de fração de finos. Cabe observar que para C menor que 20% a normalização não se aplica e, ao verificar tal validade para as misturas de areia e argila do Grupo A e para determinados valores pontuais de C até 20 %, os valores de LL normalizado, marcados com um círculo na figura 5.8, estão muito acima dos

esperados de limites de liquidez conforme tabela 2.3, onde os valores estimados são impossíveis de ser obtidos para os minerais argílicos.

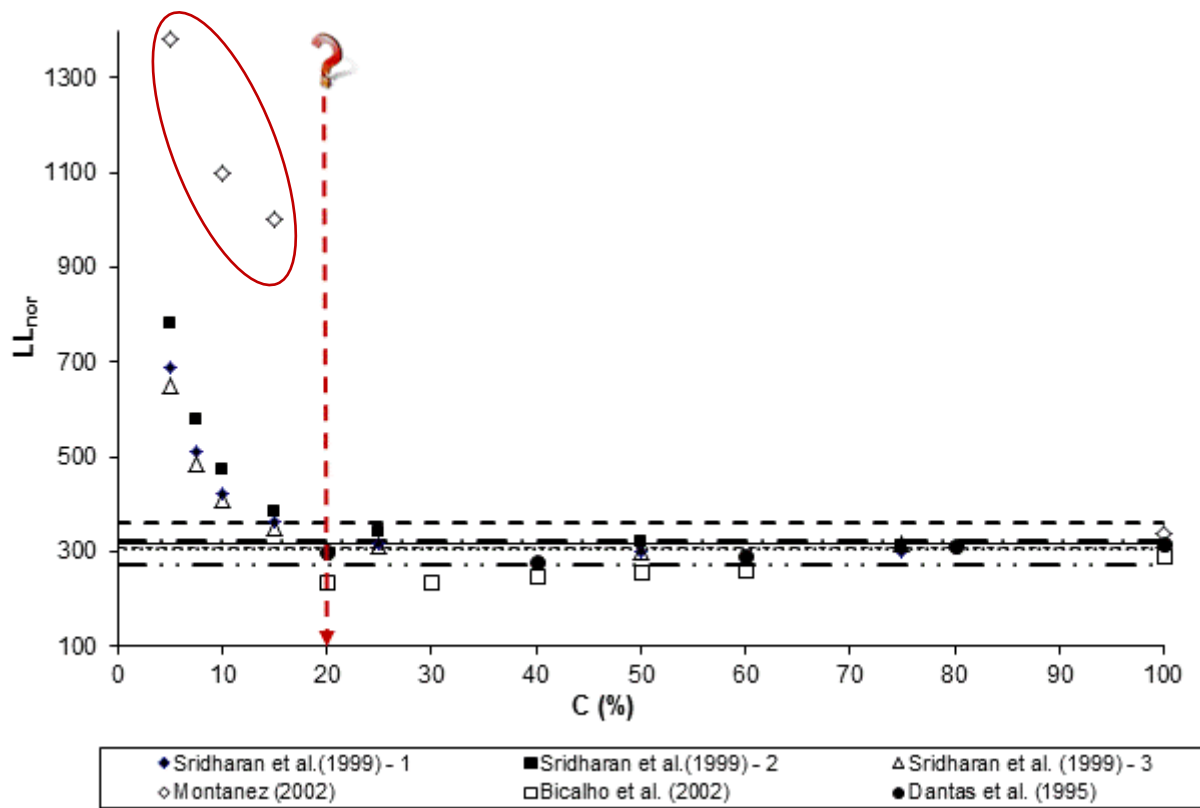


Figura 5.8 – Variação dos valores de LL_{nor} em função de C para o Grupo A.

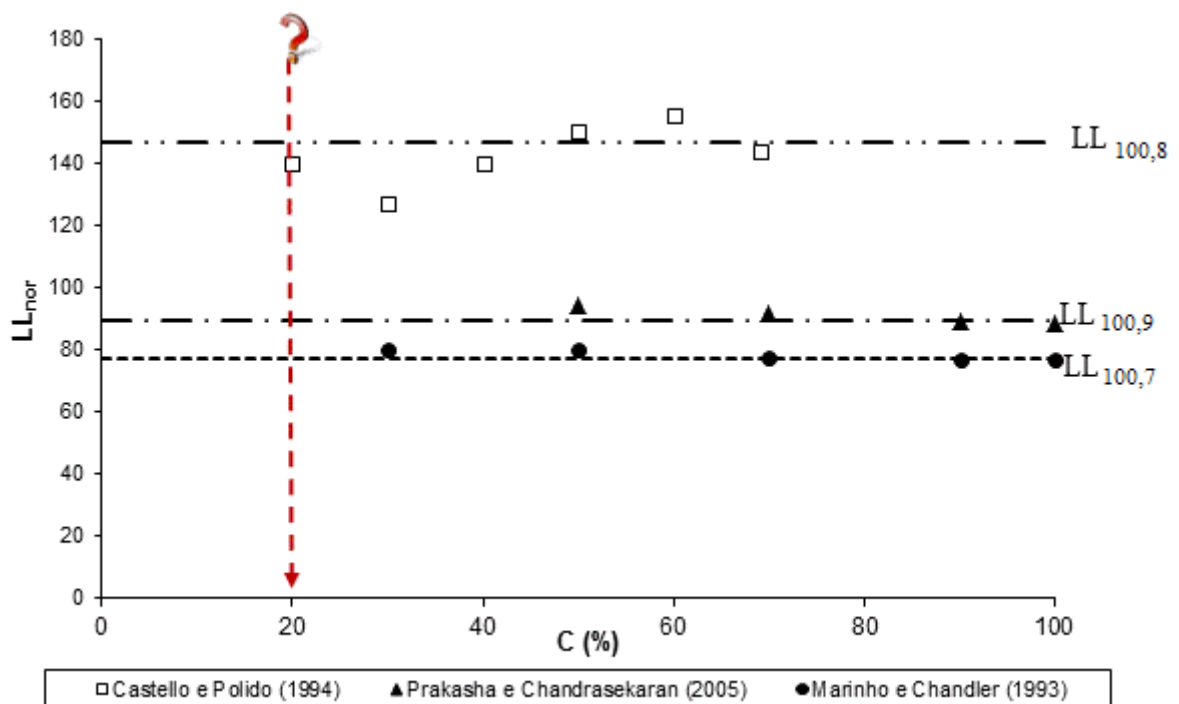


Figura 5.9– Variação dos valores de LL_{nor} em função de C para o Grupo B.

As figuras 5.10 e 5.11 apresentam os valores normalizados pontuais de IP estimado com a variação de C; já as misturas com fração de finos maior que 20% - 30% para o grupo A apresentam índices de IP normalizados (IP da fração argila) aproximadamente iguais para misturas de bentonita e areia, exceto para Montanez (2002). Nesse grupo, tal pesquisador, por possuir valores de fração de finos muito baixos, apresenta valores de índice de plasticidade normalizados fora da faixa de valores esperada (ver tabela 2.3). Para o Grupo B verifica-se que o mesmo apresentou valores com desvios padrões maiores e que a normalização aparenta se aplicar para valores de $C > 30\%$ da fração de finos sendo que os valores de IP_{100} representam o valor estimado da equação linear de cada mistura para quando a fração de areia for zero.

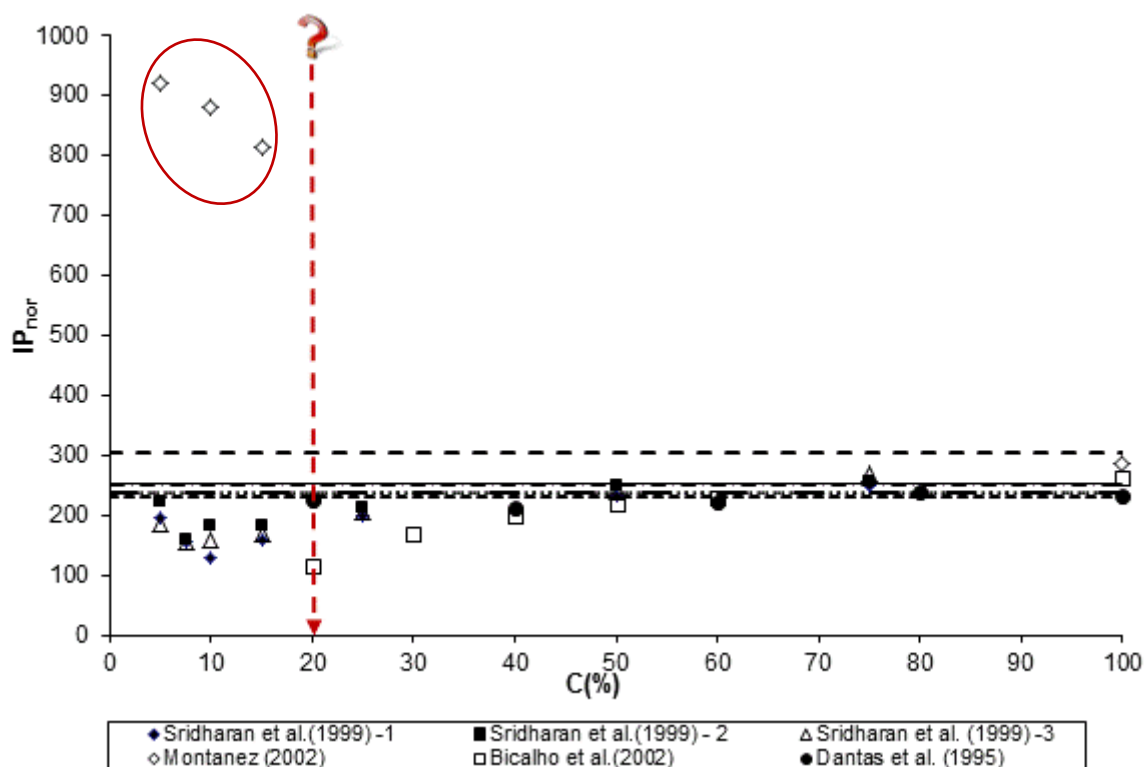


Figura 5.10 – Variação dos valores IP_{nor} em função de C para o Grupo A.

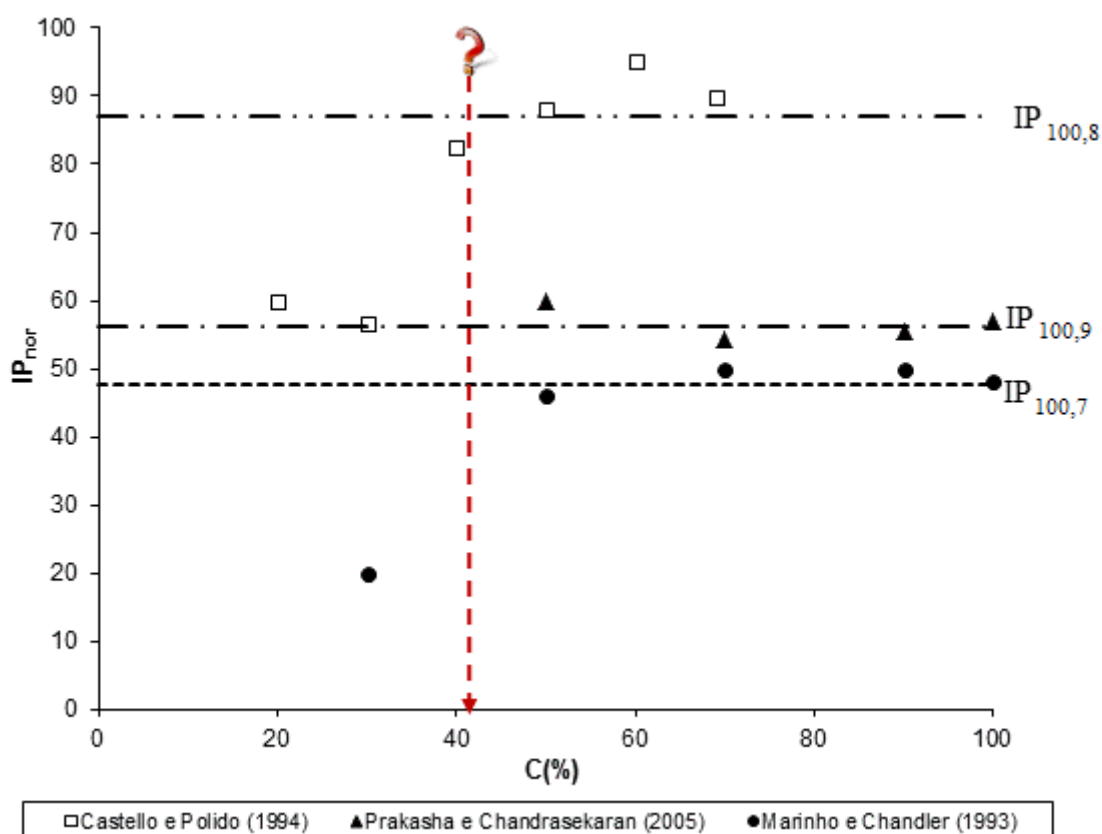


Figura 5.11 – Variação dos valores IP_{nor} em função de C para o Grupo B.

As figuras 5.12 e 5.13 apresentam a normalização de LP com a variação de C. As misturas de argila e areia para os grupos A e B, apesar de obter resultados não conclusivos para os valores dos limites de plasticidade, em função da fração argila das misturas de argilosos arenosos, será verificado o seu comportamento na normalização. Os gráficos apresentam valores de LP normalizados (LP da fração argila) aproximadamente iguais para valores maiores que 20% a 30% da fração de finos para o Grupo A, e, para o Grupo B, a normalização não se aplica. Como observado, para os limites de liquidez normalizados, os limites de plasticidade normalizados com valores até a faixa acima citada da fração de finos apresentam-se muito acima do esperado, e, de acordo com a tabela 2.3, a normalização nesta região não se aplica sendo, assim, possível afirmar tratar-se de uma região de mistura de argila com areia.

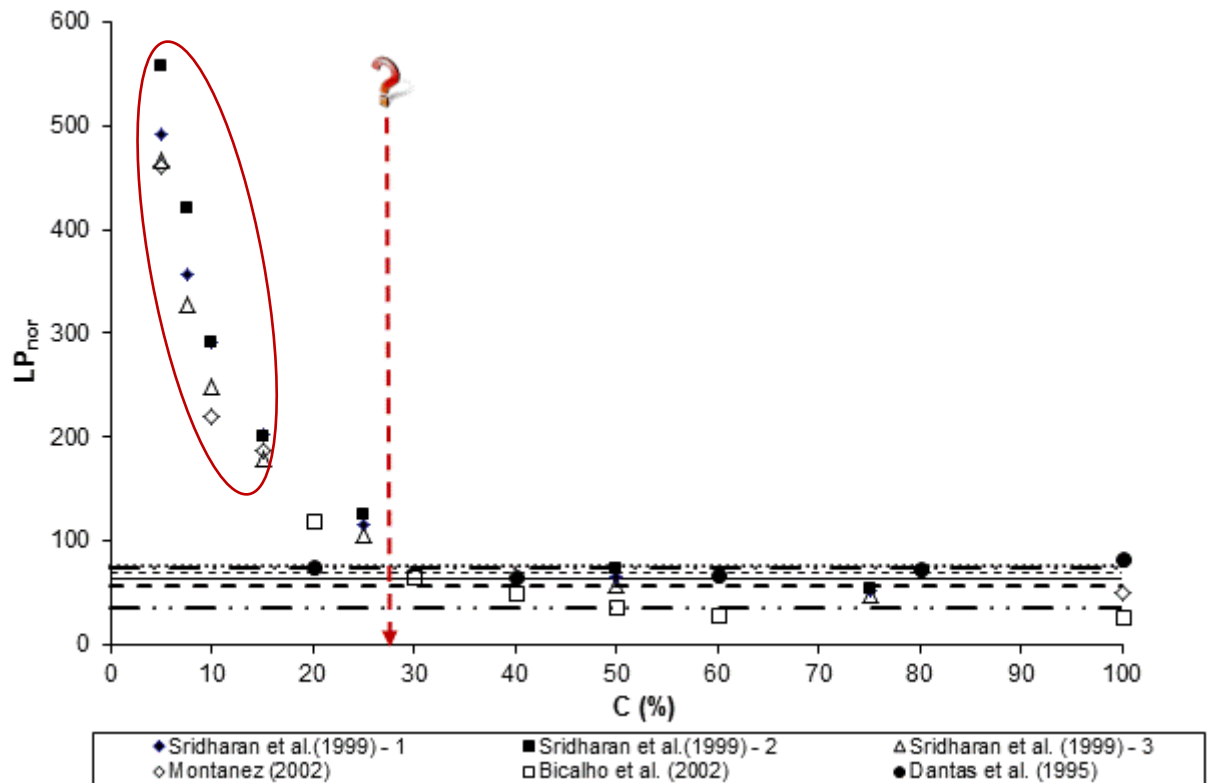


Figura 5.12 – Variação dos valores LP_{nor} em função de C para o Grupo A.

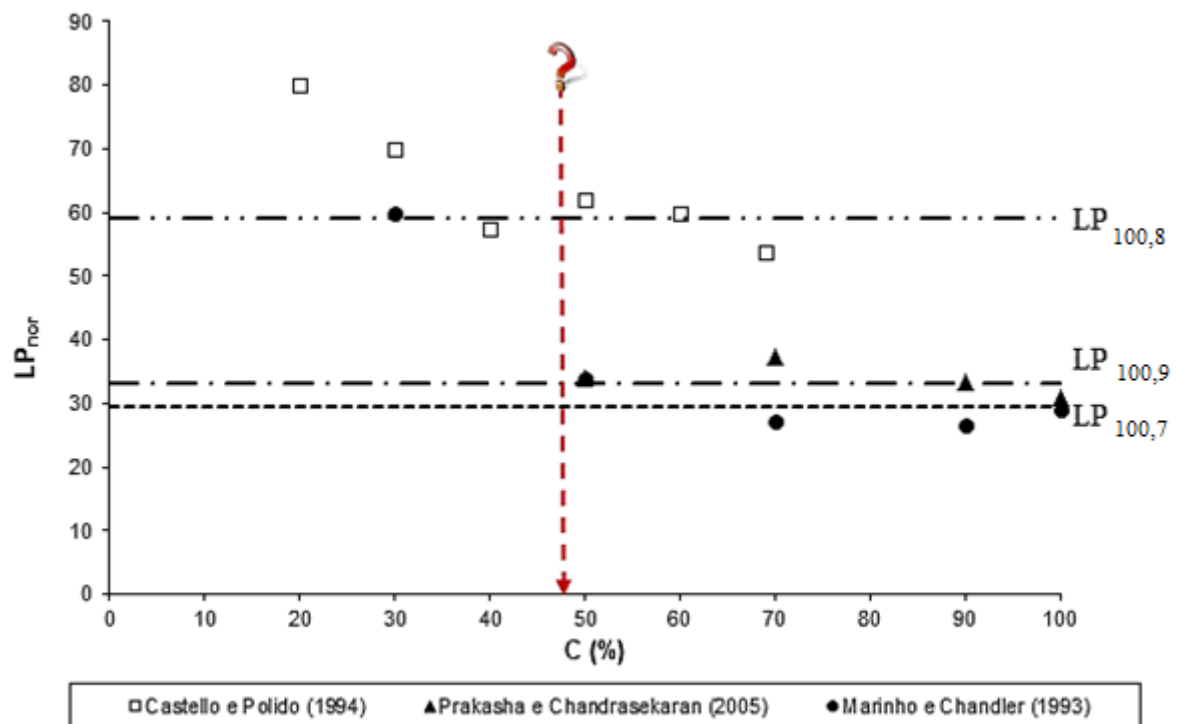


Figura 5.13 – Variação dos valores de LP_{nor} em função de C para o Grupo B.

Além da análise de regressão linear para as correlações dos limites de consistência e fração de finos, foi utilizada também uma medida de erro, e os resultados estatísticos para as misturas de argila e areia para o Grupo A e Grupo B são apresentados na Tabela 5.4 e Tabela 5.5, respectivamente, que mostra valores da raiz quadrada do erro médio quadrático e essa raiz quadrada do erro médio entre os resultados medidos e estimados, RMSE, é definida como:

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (y - \hat{y})^2} \quad (5.6)$$

Onde: y = valor medido; $\hat{y}$ = valor estimado; N = número de pontos avaliados.

Para o Grupo A, os maiores valores de RMSE encontrados foram para Montanez (2002) com 0,227 para o limite de liquidez, 0,928 para o limite de plasticidade e 0,264 para o índice de plasticidade. O melhor resultado foi apresentado por Bicalho et al (2002) para os valores de limite de liquidez e plasticidade, o que significa uma menor variação dos valores de LL medidos em relação ao LL estimado, sendo esse o melhor ajuste para tal grupo.

Para o Grupo B, observa-se que foram obtidos baixos valores de RMSE (entre 10^{-4} e 10^{-5}) para os dados publicados por Marinho et al. (1993) para o limite de liquidez, limite de plasticidade e índice de plasticidade, o que mostra coerência com os valores encontrados para o coeficiente de determinação, sendo Marinho et al. (1993), o pesquisador em que os valores estimados mais se aproximam de uma reta no gráfico normalizado. O maior valor de RMSE encontrado foi para o índice de plasticidade para Castello e Polido (1994).

Tabela 5.4 –Tabela de erros entre os valores medidos e os estimados para o Grupo A.

	RMSE_{A LL}	RMSE_{A LP}	RMSE_{A IP}
Dantas et al. (1995)	0,0318	0,06133	0,0013
Sridharan et al. (1999) – 1	0,006	0,01518	0,00337
Sridharan et al. (1999) – 2	0,00929	0,0177	0,00219
Sridharan et al. (1999) – 3	0,00460	0,01202	0,00451
Bicalho et al. (2002)	0,00461	0,00154	0,01136
Montanez (2002)	0,2274	0,92755	0,26421

Tabela 5.5 –Tabela de erros entre os valores medidos e os estimados para o Grupo B.

	RMSE_{B LL}	RMSE_{B LP}	RMSE_{B IP}
Marinho et al.(1993)	0,0000291	0,000983	0,000767
Castello e Polido (1994)	0,000632	0,000377	0,001187
Prakasha e Chandrasekaran (2005)	0,000118	0,000158	0,0000794

A Figura 5.14 ilustra todos os valores medidos e os valores estimados dos limites de Atterberg a partir das equações de regressão linear já apresentadas nas figuras 5.2 a 5.7. Os valores de RMSE do limite de plasticidade foram os que se apresentaram maiores e, pela figura abaixo, observa-se essa confirmação.

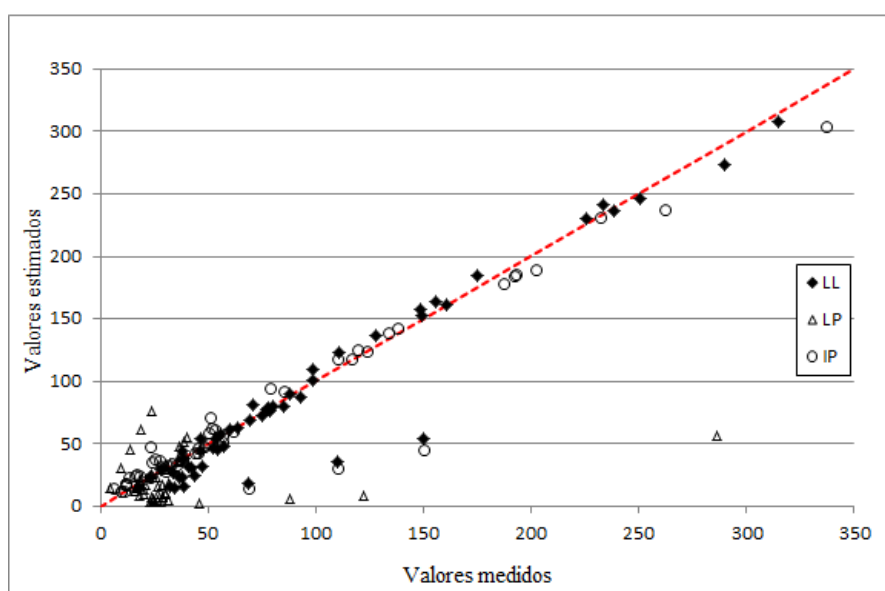


Figura 5.14 – Comparação entre os valores medidos e estimados dos limites de consistência.

Para completar a análise dos resultados, baseando-se nas estatísticas, além da regressão, foi utilizado o teste ANOVA para validar a significância da equação de regressão dos limites de Atterberg com os valores de fração de finos. Apresenta-se nas Tabelas 5.6, 5.7, respectivamente, os valores encontrados do Teste F, o p-valor e o coeficiente de determinação para as relações do limite de liquidez com a fração de finos, do índice de plasticidade com a fração de finos; quanto aos resultados para o limite de plasticidade com a fração de finos os mesmos são apresentados no anexo A. Para essas análises foram consideradas: $\alpha = 5\%$, a Hipótese nula = $H_0: b = 0$ e a hipótese alternativa = H_1 : não há igualdade a zero.

Observando a Tabela 5.6 verifica-se que todos os valores de p-valor ficaram abaixo do valor de α e os valores de F foram muito altos o que, no caso, foi rejeitada a hipótese nula, e as regressões são aceitas estatisticamente. A melhor correlação se aplica para Marinho e Chandler (1993), que obteve também baixos valores de RMSE.

Tabela 5.6 – Valores do teste ANOVA para a correlação do limite de liquidez e fração de finos.

REFERÊNCIA	F	p-valor	R ²
Marinho e Chandler (1993)	21724,54	1,27E-08	0,998
Castello e Polido (1994)	2013,01	8,21E-09	0,985
Dantas et al. (1995)	2625,97	8,68E-07	0,992
Sridhara net al. (1999) – 1	615,24	2,83E-07	0,973
Sridharan et al. (1999) – 2	439,32	7,68E-07	0,960
Sridharan et al. (1999) – 3	851,05	1,08E-07	0,981
Bicalho et al. (2002)	1141,92	4,47E-08	0,983
Montanez (2002)	22,75	1,75E-02	0,576
Prakasha e Chandrasekaran (2005)	6498,86	4,21E-06	0,990

A Tabela 5.7 mostra que os valores do p-valor também ficaram abaixo do valor de α e com altos índices de F; nessa correlação, a equação com melhor ajuste é a de Prakasha e Chandrasekaran (2005) para o Grupo A e de Dantas et al. (1995) e, quanto ao Grupo B Montanez (2002) foi o que apresentou o menor valor de F, e o valor mais próximo de α , o que significa que é a correlação menos significativa para o índice de plasticidade e a fração de finos.

Tabela 5.7 – Valores do teste ANOVA para a correlação do índice de plasticidade e fração de finos.

REFERÊNCIA	F	P(F<=f)	R ²
Marinho e Chandler (1993)	315,14	5,92E-05	0,935
Castello e Polido (1994)	365,52	7,22E-06	0,932
Dantas et al. (1995)	3626,05	4,55E-07	0,994
Sridharan et al. (1999) – 1	656,17	2,33E-07	0,983
Sridharan et al. (1999) – 2	1108,68	4,88E-08	0,989
Sridharan et al. (1999) – 3	552,56	3,89E-07	0,980
Bicalho et al. (2002)	272,99	1,48E-05	0,945
Montanez (2002)	27,65	1,34E-02	0,685
Prakasha e Chandrasekaran (2005)	3821,05	9,33E-06	0,985

Já as correlações do limite de plasticidade e fração de finos, como esperado, foram as menos significantes estatisticamente e, no caso, verifica-se que os valores de F foram baixos para a maioria dos pesquisadores; contudo, para Montanez (2002), que apresentou o menor valor de p-valor, aceita-se a hipótese nula e considera-se que a equação não é significativa com os coeficientes apresentados. Os resultados estão apresentados no Anexo A, e os valores negativos encontrados no coeficiente de determinação significam que não existe uma correlação com os dados de LP e C da mistura, que foi definido pelo Programa Excel utilizado para fazer as análises estatísticas. Vale lembrar e pontuar que o estudo proposto por Montanez (2002) era para misturas com poucos finos - o oposto do estudado na presente pesquisa - e, portanto, com esses resultados é possível verificar a validade das formulações propostas.

5.4. INFLUÊNCIA DA FRAÇÃO ARENOSA NOS VALORES DO ÍNDICE DE COMPRESSÃO DE MISTURAS DE ARGILA-AREIA

As curvas típicas de índice de vazios x logaritmo das tensões efetivas obtidas pelo ensaio de compressão unidimensional e de índice de vazios normalizado conforme a Eq. (3.5) para os resultados publicados na Tabela 4.5 são apresentadas nas figuras 5.15 a 5.19, e os valores estão discriminados na Tabela 5.8.; na mesma tabela estão apresentados os parâmetros de compressão convencionais e os parâmetros normalizados utilizando-se as equações propostas por Castello e Polido (1994). Vale ressaltar que, conforme mencionado anteriormente, a metodologia utilizada pelos autores com dados aqui publicados foram para amostras reconstituídas.

Para os gráficos de índice de vazios x logaritmo das tensões efetivas, confirma-se que há uma relação linear, já observada por outros estudiosos, para argilas reconstituídas, com umidade inicial igual ao LL a 2,0 do LL; nesses casos, a linha ICL é praticamente retilínea no plano “ $e x \log \sigma_v$ ”, que representa a compressibilidade do solo completamente desestruturado, quando se pode observar que o trecho de recompressão não existe, e que a variação do índice de vazios começa na reta de compressão virgem. Pode-se observar, igualmente, que a inclinação das retas “ $e x \log \sigma_v$ ” é proporcional a fração de finos presentes na mistura, e que quanto maior a presença dos mesmos, essa inclinação é mais acentuada, conforme citação de Been e Jefferies (1985).

Conforme o modelo proposto por Castello e Polido (1994), a normalização tende a reduzir as diferentes curvas a uma única para uma mistura de argila “pouco arenosa”. Bicalho et al. (2002) mencionam que a mistura com 100% de bentonita não se ajustou bem à normalização (ver Figura 5.15), apresentando o valor do C_{cnor} maior que as demais misturas; dessa forma, atribuem essa dispersão à dificuldade de realização do ensaio de compressão na bentonita pura e isso ocorre devido à elevada compressibilidade da bentonita, que ocorreu conforme relatado pelos pesquisadores, quando há expulsão de solo durante a realização do ensaio de compressão unidimensional.

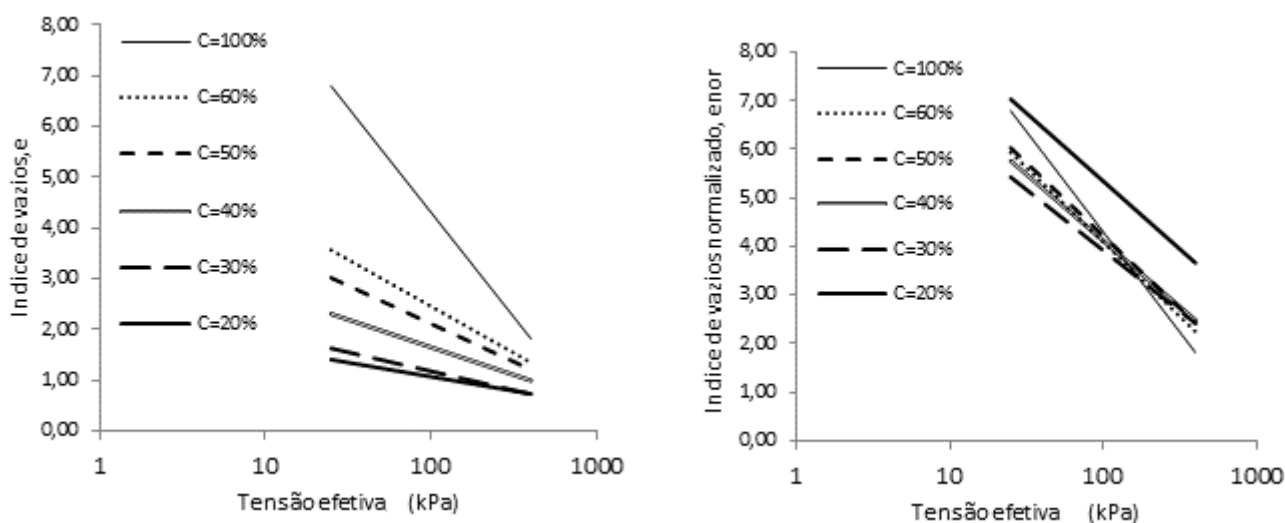


Figura 5.15 - Resultados experimentais convencionais e normalizados de Compressão Edométrica para misturas de bentonita e areia - Bicalho et. al (2002).

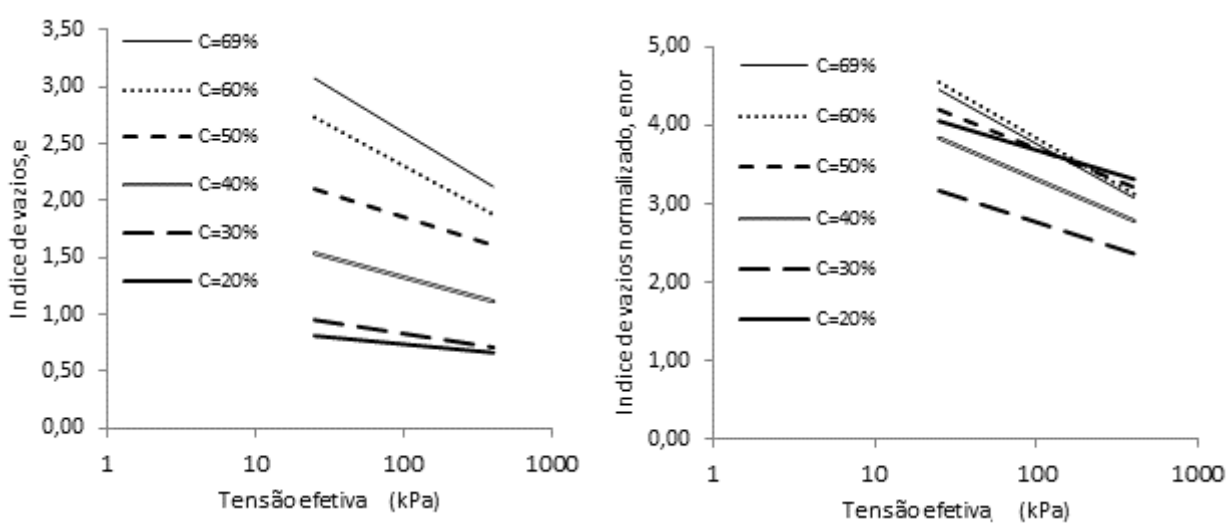


Figura 5.16 - Resultados experimentais convencionais e normalizados de Compressão Edométrica para misturas de argila natural e areia - Castello e Polido (1994).

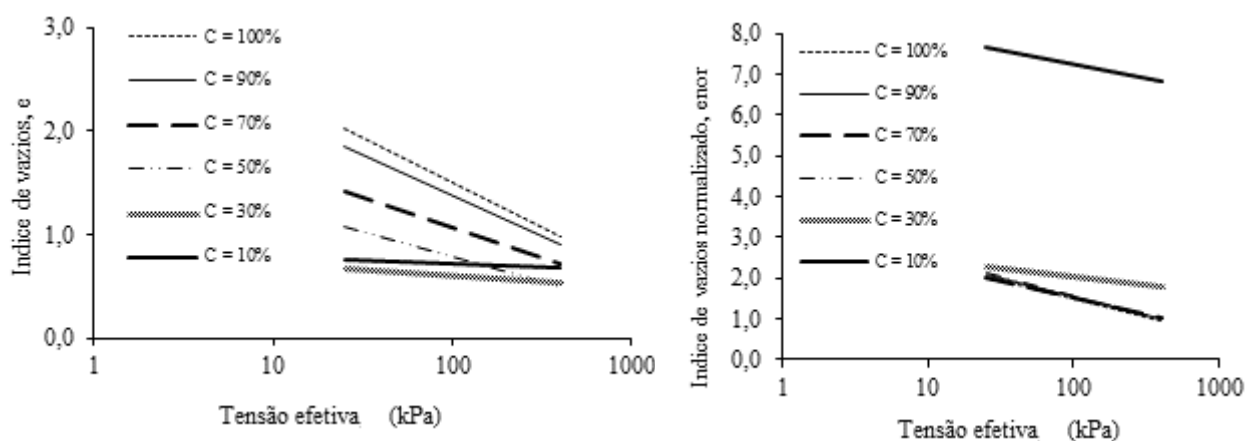


Figura 5.17 - Resultados experimentais convencionais e normalizados de Compressão Edométrica para misturas de argila marinha e areia - Prakasha e Chandrasekaran (2005).

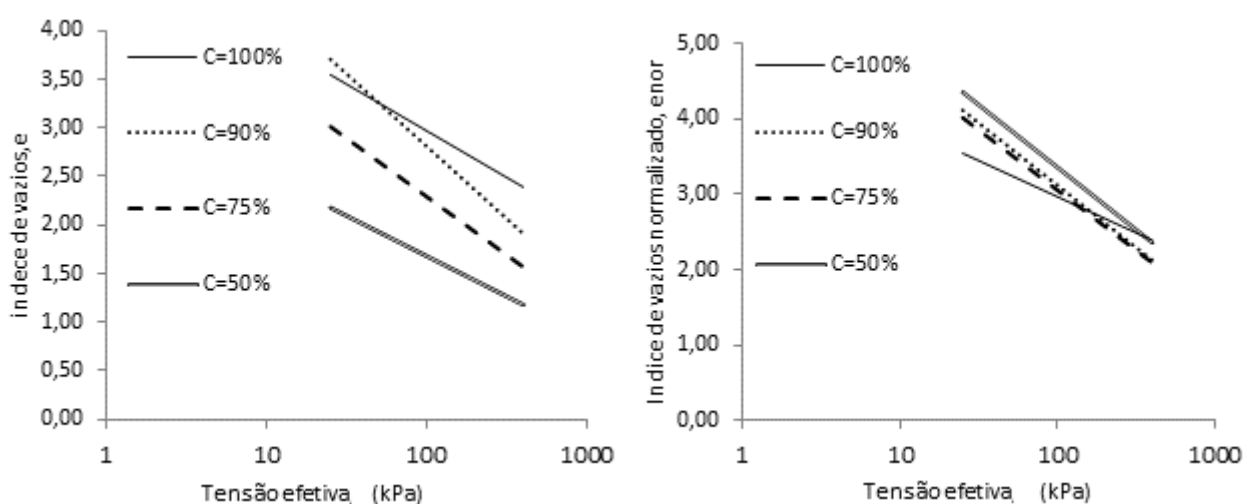


Figura 5.18 - Resultados experimentais convencionais e normalizados de Compressão Edométrica para misturas de bentonita e areia - Viana e Palmeira (2006).

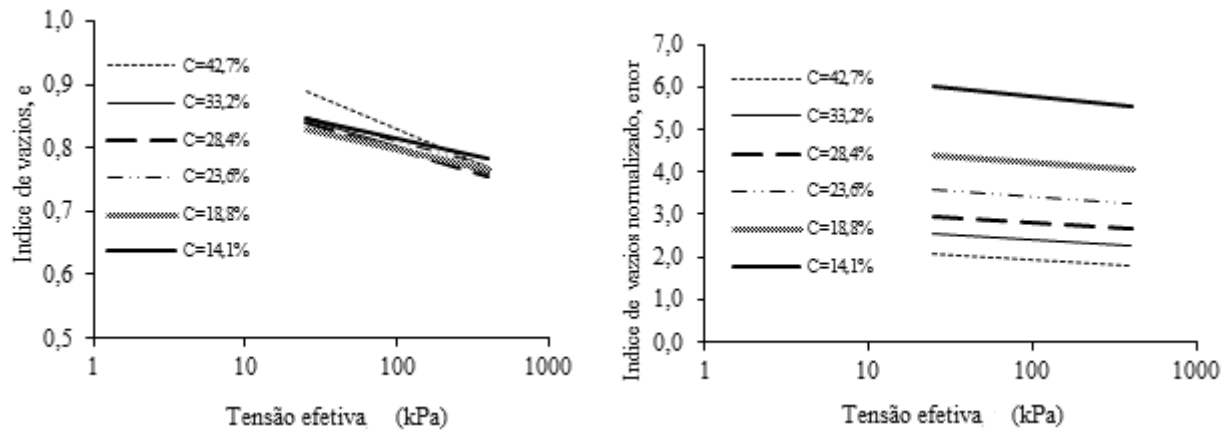


Figura 5.19 - Resultados experimentais convencionais e normalizados de Compressão Edométrica para misturas de caulinita e areia - Monkul e Ozden (2007).

Tabela 5.8 - Parâmetros convencionais e normalizados de compressibilidade das misturas de argila e areia.

BICALHO ET. AL (2002)				
C (%)	e	C_c	e_{nor}	C_{cnor}
100	3,06	4,13	3,06	4,13
60	1,90	1,84	3,17	3,07
50	1,66	1,50	3,32	3,01
40	1,32	1,09	3,30	2,72
30	0,95	0,75	3,15	2,52
20	0,90	0,56	4,51	2,78
CASTELLO E POLIDO (1994)				
C (%)	e	C_c	e_{nor}	C_{cnor}
69	3,07	0,79	4,45	1,14
60	2,73	0,71	4,55	1,18
50	2,10	0,41	4,20	0,82
40	1,54	0,35	3,84	0,88
30	0,95	0,20	3,17	0,67
20	0,81	0,12	4,06	0,62
PRAKASHA E CHANDRASEKARAN (2005)				
C (%)	e	C_c	e_{nor}	C_{cnor}
100	2,019	0,866	2,019	0,866
90	1,855	0,795	2,061	0,883
70	1,419	0,584	2,028	0,834
50	1,079	0,477	2,158	0,954
30	0,684	0,119	2,282	0,397
10	0,766	0,068	7,664	0,680
VIANA E PALMEIRA (2006)				
C (%)	e	C_c	e_{nor}	C_{cnor}
100	3,55	0,96	3,55	0,96
90	3,71	1,49	4,12	1,66
75	3,01	1,20	4,02	1,60
50	2,18	0,83	4,36	1,66
MONKUL E OZDEN (2007)				
C (%)	e	C_c	e_{nor}	C_{cnor}
42,7	0,89	0,1	2,085	0,234
33,2	0,843	0,07	2,540	0,211
28,4	0,84	0,072	2,958	0,254
23,6	0,849	0,063	3,597	0,267
18,8	0,832	0,053	4,425	0,282
14,1	0,846	0,051	6,0	0,362

Onde:

1. e – índice de vazios inicial da mistura de argila e areia.
2. e_{nor} – índice de vazios normalizado.

Ao se compararem os valores do C_{cnor} , da Tabela 5.8 e os gráficos apresentados, pode-se observar que as misturas de argila e areia com 10% a 20% de fração de finos não se ajustaram bem à normalização, o que ocorre para Bicalho et al. (2002), Prakasha e Chandrasekaran (2005) e Monkul e Ozden (2007), quando tais curvas normalizadas apresentam uma certa dispersão no valor de índice de vazios normalizado em relação às demais misturas e tal dispersão pode ser atribuída à distribuição heterogênea dos grãos de areia na mistura, ocasionado pela maior dificuldade de homogeneização durante a preparação da mesma.

Os resultados mostram que a normalização tende a reduzir as diferentes curvas a uma única para porcentagens iguais ou superiores a 20%-30% de fração de finos nas misturas de argila e areia. Nesse caso, é válida a identificação da mistura de argila “pouco arenosa”, em que a fração arenosa pode ser considerada inerte na mistura, e a formulação teórica proposta por Castello e Polido (1994) pode ser usada para quantificar a influência da fração arenosa no comportamento de compressão unidimensional de misturas argilas arenosas.

As misturas de argila e areia com intervalos 20% a 90% de fração finos apresentaram pequena variação nos valores de índice de compressão normalizado, e observa-se que Monkul e Ozden (2007) apresentaram a menor variação de 0,024 e Prakasha e Chandrasekaran (2005) com valor de 0,252 como a maior variação do índice de compressão normalizado. Segue na Tabela 5.9 a variação do C_{cnor} , utilizada para calcular essa variação, a medida estatística de desvio padrão (s), que expressa a variabilidade do parâmetro, e os baixos valores indicam que os dados tendem a estar próximos da média.

Tabela 5.9 - Desvio padrão de C_{cnor} para as misturas avaliadas.

Autor	Desvio Padrão - C_{cnor}
Castello e Polido (1994)	0,237
Prakasha e Chandrasekaran (2005)	0,252
Bicalho et al. (2002)	0,226
Monkul e Ozden (2007)	0,024
Viana e Palmeira (2006)	0,033

Em termos práticos de projeto, os valores de C_{cnor} podem ser considerados praticamente iguais para cada tipo de solo estudado; já os valores característicos do índice de compressão normalizado podem servir de referências para futuros estudos e projetos de

Geotecnia. Assim, a partir das equações teóricas propostas por Castello e Polido (1994) é possível prever a influência da fração arenosa no comportamento de compressão unidimensional das misturas de argila e areia.

Com o índice de compressibilidade e a fração de finos publicados pelos pesquisadores da Tabela 5.8, verifica-se a correlação representada na Figura 5.20 do gráfico índice de compressão x fração de finos, e pode-se observar uma tendência de linearidade entre C_c e C para os resultados experimentais publicados.

De forma similar, essa tendência foi apresentada nas correlações dos Limites de Atterberg e fração de finos, e torna-se possível definir uma equação através da regressão linear para cada mistura para o índice de compressão e fração de finos. Para tal verificação, igualmente, estimam-se as normalizações para todos os pontos medidos para determinada mistura, assumindo, inicialmente, que as normalizações são válidas, e quando C for igual a 100%, o valor do coeficiente (b) será denominado de C_{c100} , que é o valor estimado em porcentagem para uma determinada mistura quando a fração de areia for zero.

A partir Figura 5.20 podem-se encontrar essas equações e seus respectivos coeficientes de determinação. Para Viana e Palmeira (2006) o valor de C_c para a fração argila igual a 100% foi retirado desta análise, já que aparenta ser um erro de ensaio, o qual, por indução, não poderia ser um valor menor que os outros índices medidos do índice de compressão para menores valores de fração de finos. O coeficiente de determinação obtido, R^2 , foi maior que 0,866 para Bicalho et al. (2002), Castello e Polido (1994), Prakasha e Chandrasekaran (2005) e Viana e Palmeira (2006), Monkul e Ozden (2007) obtendo o valor mais baixo com 0,683. Observa-se, da mesma forma, que o aumento de C_c com a fração de finos acentua-se com valores mais elevados de C .

As misturas de argila e areia ensaiadas por Monkul e Ozden (2007) possuem valores de fração de finos, variando entre 14,1% a 42,7%, e, conseqüentemente, possuem variação dos valores de C_c correspondentes muito próximos, variando de 0,051 a 0,1. O baixo valor de correlação linear obtido pode ser atribuído ao estado de transição entre uma mistura denominada com “pouca areia” e uma mistura do tipo “com areia”, e, no último caso, a teoria proposta não é válida.

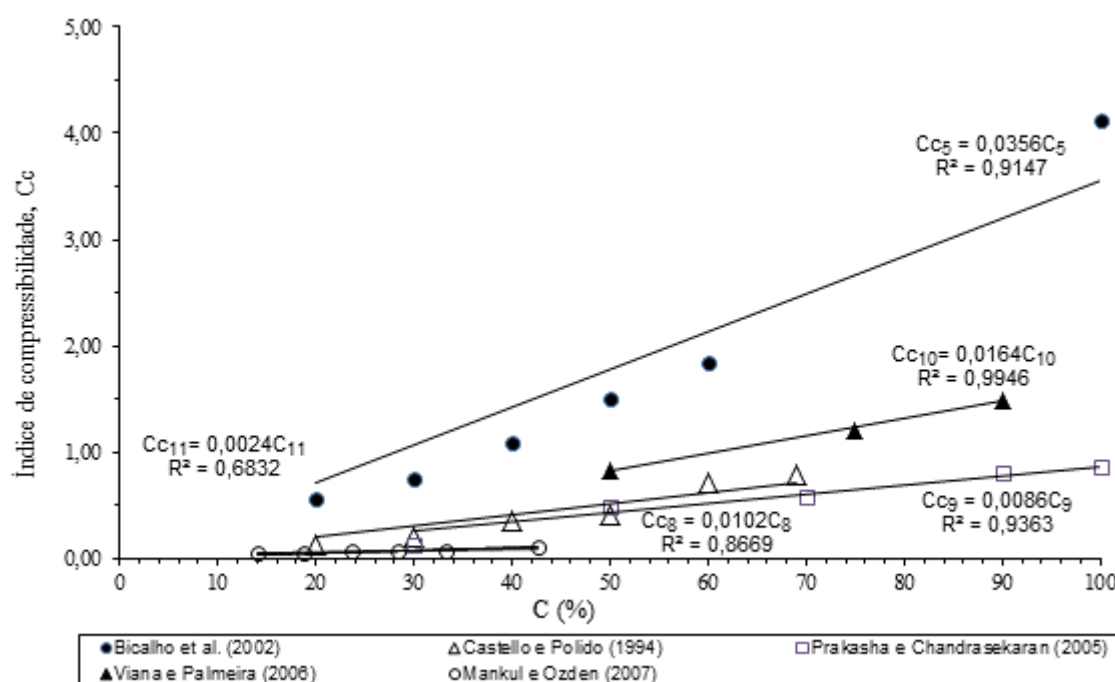


Figura 5.20- Variação do índice de compressão primária com a fração argila para misturas de argila e areia avaliadas.

A tabela 5.10 apresenta os valores medidos do índice de compressão para a fração de finos igual a 100% apenas para Prakasha e Chandrasekaran (2005) e Bicalho et al. (2002), e os valores do C_{c100} , que foram estimados a partir das equações de regressão linear apresentadas na figura 5.20. Com a mesma analogia para os limites de Atterberg, para esses pesquisadores que possuem o valor do índice de compressão da argila pura, o valor de C_c medido será o mesmo valor quando se utiliza a equação normalizada (Eq. 3.4) para fração argila igual a 100%. Os valores estimados são próximos dos medidos para os autores citados, confirmando uma boa correlação entre fração argila e índice de compressão.

Tabela 5.10- Valores de C_c medidos e estimados da argila pura.

Autor	Estimado	Medido
	C_{c100}	C_c
Castello e Polido (1994)	1,02	-
Prakasha e Chandrasekaran(2005)	0,86	0,866
Bicalho et al. (2002)	3,56	4,13
Monkul e Ozden (2007)	0,24	-
Viana e Palmeira (2006)	1,64	-

A Figura 5.21 ilustra a variação de $C_{c\text{nor}}$ estimado através da Eq. (3.4) com a fração de finos das misturas avaliadas; por ainda estar sendo feita a avaliação por meio dessa pesquisa, permanece a indagação de qual seria o valor da fração de finos em que valida o comportamento de mistura com pouca areia. A linha reta na horizontal representa o valor de C_{c100} para a argila pura, e seus valores estão apresentados na tabela 5.10. Dessa forma, os resultados mostram que a normalização tende a uma única reta para porcentagens iguais ou superiores a 20%-30% de fração de finos nas misturas de argila e areia, Bicalho et al. (2002) apresenta a maior dispersão, conforme figura abaixo.

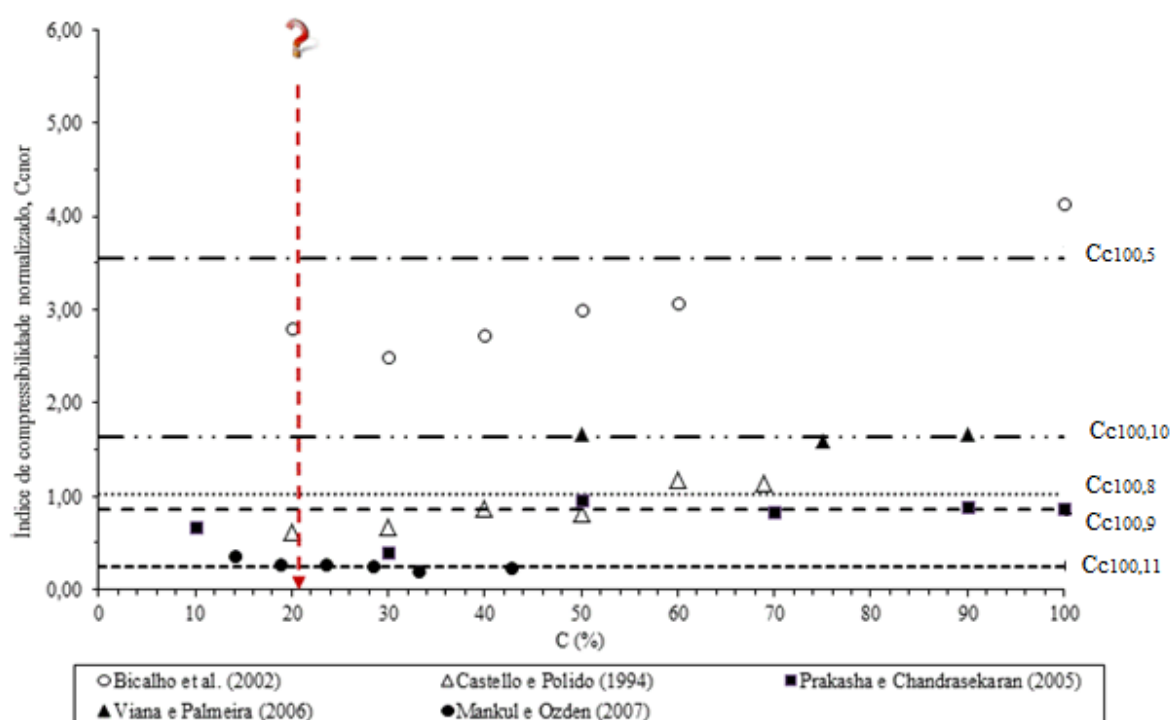


Figura 5.21- Variação dos valores de $C_{c\text{nor}}$ em função de C .

Para avaliar o ajuste dos resultados estimados pela equação proposta e os experimentais foi feita uma comparação entre os valores utilizando a medida de erro, explicada anteriormente. Analisando as misturas de argila e areia têm-se os resultados estatísticos apresentados na Tabela 5.11. Cabe ressaltar que foram obtidos baixos valores de RMSE (entre 10^{-7} e 10^{-6}) para os dados publicados por Castello e Polido (1994), Prakasha e Chandrasekaran (2005), Monkul e Ozden (2007) e Viana e Palmeira (2006), o que, da mesma forma, mostra coerência com os valores encontrados para o coeficiente de determinação. Pode-se destacar que esta variação é igual ou inferior às incertezas em função da variação

observada em resultados de diferentes amostras de uma mesma camada de material argiloso arenoso.

Tabela 5.11 – Tabela de erros entre os valores medidos e os estimados do índice de compressão.

	RMSE_{Cc}
Castello e Polido (1994)	1,1E-06
Prakasha e Chandrasekaran (2005)	2,52E-06
Bicalho et al. (2002)	4,77E-05
Monkul e Ozden (2007)	2,25E-07
Viana e Palmeira (2006)	3,1E-06

Com a mesma metodologia adotada, e para completar a análise de regressão, foi utilizado o teste ANOVA. Apresenta-se na Tabela 5.12, os valores encontrados do Teste F, o p-valor e o coeficiente de determinação para o índice de compressão e a fração de finos, sendo que, para tais análises, foram consideradas $\alpha = 5\%$ e a Hipótese nula = $H_0: b = 0$ e a hipótese alternativa = H_1 : não há igualdade a zero.

Como se pode observar, os valores de F são relativamente altos e o p-valor possuem valores menores do que α , e que, no caso, é rejeitada a hipótese de nulidade e é aceito que o coeficiente da equação linear é significativo em termos estatísticos. Mesmo que Bicalho et al. (2002) tenham apresentado valor do índice de compressão com uma maior dispersão entre o medido e estimado, não são os pesquisadores que apresentam a pior correlação estatisticamente dos valores de C_c e C , e, sim, Castello e Polido (1994).

Tabela 5.12 - Valores do teste ANOVA para a correlação do índice de compressão e fração argila.

REFERÊNCIA	F	p-valor	R²
Castello e Polido (1994)	147,93	6,64E-05	0,866
Bicalho et al. (2002)	165,34	5,07E-05	0,914
Prakasha e Chandrasekaran (2005)	430,07	4,83E-06	0,959
Monkul e Ozden (2007)	288,79	1,29E-05	0,683
Viana e Palmeira (2006)	3415,75	1,09E-02	0,995

5.5. REANÁLISE DOS DADOS PARA VALIDAÇÃO DO MODELO PARA MISTURAS COM POUCA AREIA

A reanálise dos dados é necessária na tentativa de encontrar um valor ou intervalo de fração finos que seja a transição da mistura com pouca areia para mistura com areia e a mesma será efetuada por meio dos resultados encontrados para a equação proposta por Seed et al. (1964), do banco de dados do Capítulo 4, e da Tabela 2.5 do Capítulo 2, na qual, este último apresenta um resumo dos pesquisadores encontrados na literatura e que define percentuais da fração de finos (só fração argila ou fração composta por silte e/ou argila) em que o comportamento da mistura é controlado pelas propriedades da matriz argilosa.

A partir da definição de Seed et al. (1964) para a porcentagem mínima de argila para preencher o volume de vazios da areia nas misturas de argila e areia, tenta-se, por meio dos valores típicos de materiais de areia e argila encontrar intervalos de valores de C_m (Eq. 2.6). Tal teoria pode ser considerada conservadora, visto que propõe qual seria a quantidade de argila suficiente para preencher os vazios entre os grãos de areia e não o valor em que não existe mais contato entre os grãos de areia, sendo possível ainda existir uma transição de contato entre grãos e não contato; assim, essas misturas, quando não muito bem homogeneizadas, acabam não possuindo uma distribuição uniforme e podem influenciar no comportamento do material.

Nas Tabelas 2.1, 2.2 e 2.3 apresentadas no Capítulo 2, encontram-se respectivamente: os valores típicos máximos de índice de vazios de areias e a densidade dos sólidos da areia; os valores de limite de liquidez de minerais argílicos e os valores correspondentes à densidade do sólido da argila. Com os quatro parâmetros geotécnicos, a saber, o limite de liquidez da fração argila, a densidade dos sólidos da fração argila, a densidade dos sólidos da fração areia e índice de vazios máximo da areia, tenta-se correlacionar cada tipo de areia da Tabela 2.1, com cada família de mineral argílico da Tabela 2.3, a fim de estimar intervalos de C_m , utilizando a Eq.(2.6) como um intervalo padrão para esses materiais.

O resultado obtido foi uma variação de 3,18% (Montmorilonita para $e_{\max}=0,65$) a 37,76% (Caulinita para $e_{\max}=1,25$) como porcentagem mínima de argila para preencher o volume de vazios da areia nas misturas de argila e areia conforme resultados dos cálculos apresentados no anexo B; já para a Montmorilonita estimou-se um $G_{sc}=2,74$, para a Illita o valor de $G_{sc}=2,84$ e para a Caulinita, $G_{sc}=2,61$. Vale ressaltar que o índice de vazios máximo

da areia é um parâmetro simples de determinar no laboratório, porém não é normatizado - sendo obtido ao verter-se o solo através de um funil a pequena altura de um recipiente com volume conhecido, quando se verifica que o solo permanece em seu estado mais fofo - e que o valor de C_m , além de variar com e_{max} da areia, modifica-se de acordo com a mineralogia de cada material. O intervalo de C_m é estimado e teórico, o que torna possível, então, encontrar valores de C_m dentro deste intervalo, ou fora, dependendo do material das misturas a ser estudado.

Um exemplo é a estimativa de valores de C_m para diferentes grupos de minerais argílicos (ver Figura 5.22), onde encontramos para a Montmorilonita Na um intervalo de 3,18% a 5,84%, para a Ilita Na 13,65% a 22,97% e para a Caulinita Na 21,17% a 33,64%. Verifica-se que, para maiores valores de limite de liquidez (Montmorilonita), o intervalo de valores C_m é menor, o que pode ser atribuído ao fato de que a unidade estrutural básica das montmorilonitas permite que água penetre, com grande facilidade, entre as camadas estruturais, sendo de grande expansão.

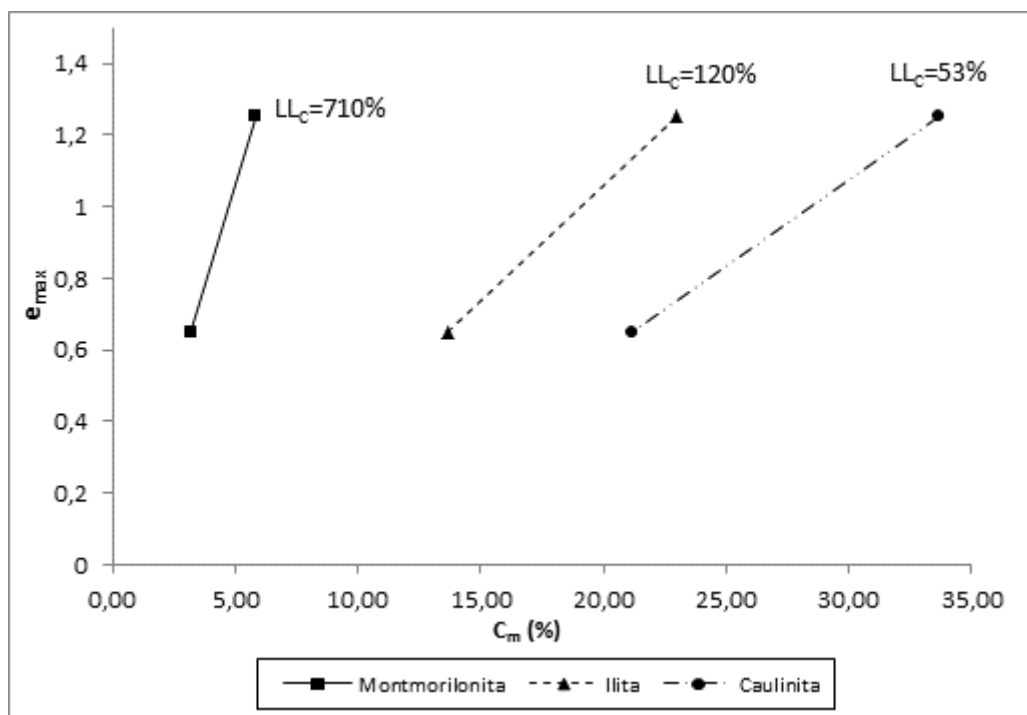


Figura 5.22 – Exemplo dos intervalos de C_m em função do limite de liquidez para diferentes grupos de minerais argílicos.

O Banco de dados apresentado neste trabalho apresenta porcentagens de fração de finos variando de 5% a 100%; todavia, tal variação é dependente do número de pontos avaliados e os autores que obtiveram mais dados de ensaios foram os que possuíam na sua maioria valores de fração de finos baixos, menores que 20%.

Com valores dos parâmetros dos solos do banco de dados, LL_c , G_{sc} e G_{ss} e e_{max} , tenta-se estimar os intervalos de valores de C_m para as misturas avaliadas na pesquisa e, para efetuar tal cálculo, foram utilizados os dados publicados dos ensaios das misturas de argila e areia avaliadas, as publicações que não tinham as informações necessárias, estima-se os valores dos parâmetros a partir das características de cada mistura, cujo o resultado é apresentado na Tabela 5.13.

Os valores de C_m obtidos variaram para cada pesquisador, que ficou de 3,16% (Viana e Palmeira, 2006) a 35,67% (Monkul e Ozden, 2007). Foi encontrado o intervalo de 15,38% a 25,90% para os dados experimentais publicados por Castello e Polido (1994), de 6,97% a 12,59% para os dados experimentais publicados por Bicalho et al. (2002), de 13,70% a 22,41% para Prakasha e Chandrasekaran (2005), entre outros, na Tabela abaixo, onde se pode perceber que os resultados advindos da pesquisa estão de acordo com os dados experimentais avaliados, e que esses valores estão dentro da faixa estimada para o intervalo de C_m .

Tabela 5.13 - Valores intervalos de C_m para as misturas de argila e areia avaliadas.

Referência	Variação da fração argilosa	Nº de pontos avaliados	Intervalo de C_m (%)
Marinho e Chandler (1993)	30% a 100%	4	17,93 a 22,22
Castello e Polido (1994)	20% a 69%	7	15,38 a 25,90
Dantas et al. (1995)	20% a 100%	5	6,58 a 8,44
Sridharan et al. (1999) - 1	5% a 75%	7	7,05 a 9,03
Sridharan et al. (1999) - 2	5% a 75%	7	7,05 a 9,03
Sridharan et al. (1999) - 3	5% a 75%	7	7,05 a 9,03
Bicalho et al. (2002)	20% a 100 %	7	6,97 a 12,59
Montanez (2002)	5% a 100%	5	6,21 a 7,97
Prakasha e Chandrasekaran(2005)	50% a 100%	6	13,70 a 22,41
Monkul e Ozden (2007)	14,1% a 42,7%	6	24,34 a 35,67
Viana e Palmeira (2006)	50% a 100%	4	3,16 a 5,90

Ao analisar, da mesma forma, a Tabela 2.5 do Capítulo 2, verifica-se que a porcentagem mínima em massa da fração de finos, que o comportamento da mistura de argila e areia é controlado pela matriz argilosa publicados na literatura onde existe uma variação de 20% a 60%. Apesar de essas publicações especificarem misturas de finos e areia com diferentes objetivos, os mesmos citam e propõem valores de fração de finos quando aparece uma mudança de comportamento das misturas, ou seja, da matriz arenosa ou matriz argilosa comandando a sua variação comportamental.

Por meio dos resultados estimados e publicados, têm-se dois intervalos encontrados, de 3,16% a 35,96% e 20% a 60%, respectivamente. O intervalo calculado para C_m é a fração argila que preenche o volume de vazios da areia na mistura, podendo, ainda, não ser a fração argila que separa os grãos de areia; já nos intervalos publicados, os valores de fração de finos demonstra claramente a mudança de comportamento de mistura com pouco areia para mistura com areia. Os valores de C_m apresentaram inferiores aos valores de F_c teórico experimentais, o que comprova consistência nos dados.

Diante de tais resultados, não foi possível definir um único valor e sim um intervalo de F_c (Porcentagem mínima em massa da fração de finos que o comportamento da mistura de argila e areia é controlado pela matriz argilosa); dessa forma, foi escolhido um intervalo médio de fração de finos de 20% a 30 %, que mostra, igualmente, por meio dos gráficos normalizados, o intervalo que melhor representa a validade das equações propostas por Castello e Polido (1994), que a partir deste intervalo podem-se considerar misturas denominadas com pouca areia.

5.6. RESULTADOS FINAIS CONSIDERANDO VALOR DE F_c ADOTADO

5.6.1. Verificação para os Limites de Atterberg e fração de finos

As correlações dos Limites de Atterberg e a fração de finos foram recalculadas considerando somente frações para $C > 20\%$, os coeficientes de determinação, R^2 ; no entanto, para a maioria dos pesquisadores do Grupo A e Grupo B permanecem os mesmos, já que a variação da fração de finos inicia-se a partir de 20%. O único autor que foi retirado dessa análise foi Montanez (2002), pois o mesmo não possuía dados com valores maiores do que 20% de fração argila e apresentou correlações muito baixas a insatisfatórias estatisticamente.

Para manter um padrão de formatação, todos os valores estimados dos limites de Atterberg para a regressão linear para $C > 20\%$ serão representados por LL_{20} , LP_{20} e IP_{20} para fração de finos pura. A Tabela 5.14 apresenta a comparação dos valores dos limites de consistência normalizados para todos os dados e para $C > 20\%$ para a argila pura, valores esses que, pela regressão linear conforme citado anteriormente, C corresponde a 100%. Por não apresentarem resultados conclusivos, não foram apresentados os valores do limite de plasticidade. Os valores que permanecem os mesmos para o limite de liquidez são para Marinho e Chandler (1993), Dantas et al. (1995) e Prakasha e Chandrasekaran(2005). E, para o índice de plasticidade, os valores mudam apenas para Sridharan et al. (1999).

Tabela 5.14 – Comparação dos valores estimados dos limites de Atterberg.

Referência	LL₁₀₀ (%)	LL₂₀ (%)	IP₁₀₀ (%)	IP₂₀ (%)
Marinho e Chandler (1993)	77,3	77,3	47,8	47,8
Castello e Polido (1994)	146,3	146,1	86,9	86,9
Dantas et al. (1995)	307,8	307,8	231,3	231,3
Sridharan et al. (1999) – 1	306,6	301,5	237,3	241,3
Sridharan et al. (1999) – 2	322,5	316,2	248,5	251,3
Sridharan et al. (1999) – 3	315,7	311,7	252,1	256,1
Bicalho et al. (2002)	272,9	272,6	237,5	237,5
Prakasha e Chandrasekaran(2005)	89,5	89,5	56,3	56,3

As figuras 5.23 e 5.24 apresentam a normalização de LL com a variação de C apenas para as frações de finos maiores que 20%; as misturas de argila e areia para o grupo A apresentam valores normalizados próximos de uma reta comum, que é valor estimado de LL_{20} para frações de finos maiores que 20%, apesar de Bicalho et al.(2002) apresentar uma dispersão dos valores, que pode ser atribuído a pequenos erros experimentais e, para o Grupo B verifica-se que o mesmo acontece e a normalização se aplica, sendo que Castello e Polido (1994) foram os que menos se ajustaram às regras.

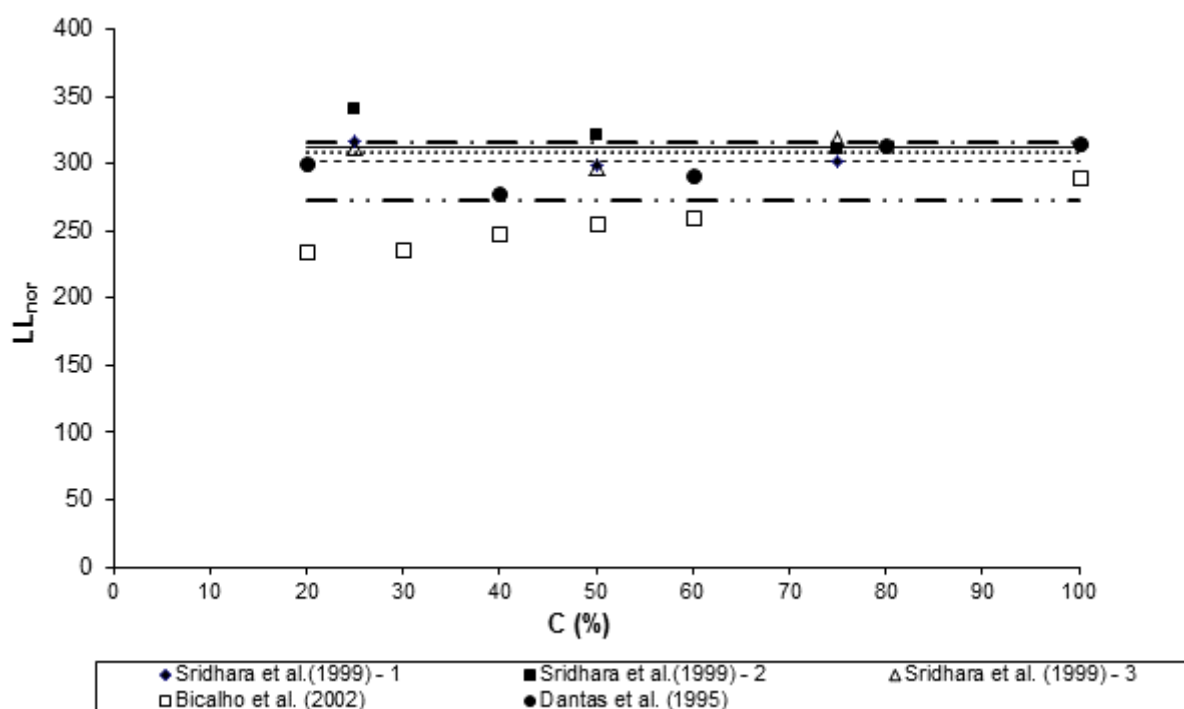


Figura 5.23 – Variação dos valores de LL_{nor} para $C > 20\%$ para o Grupo A.

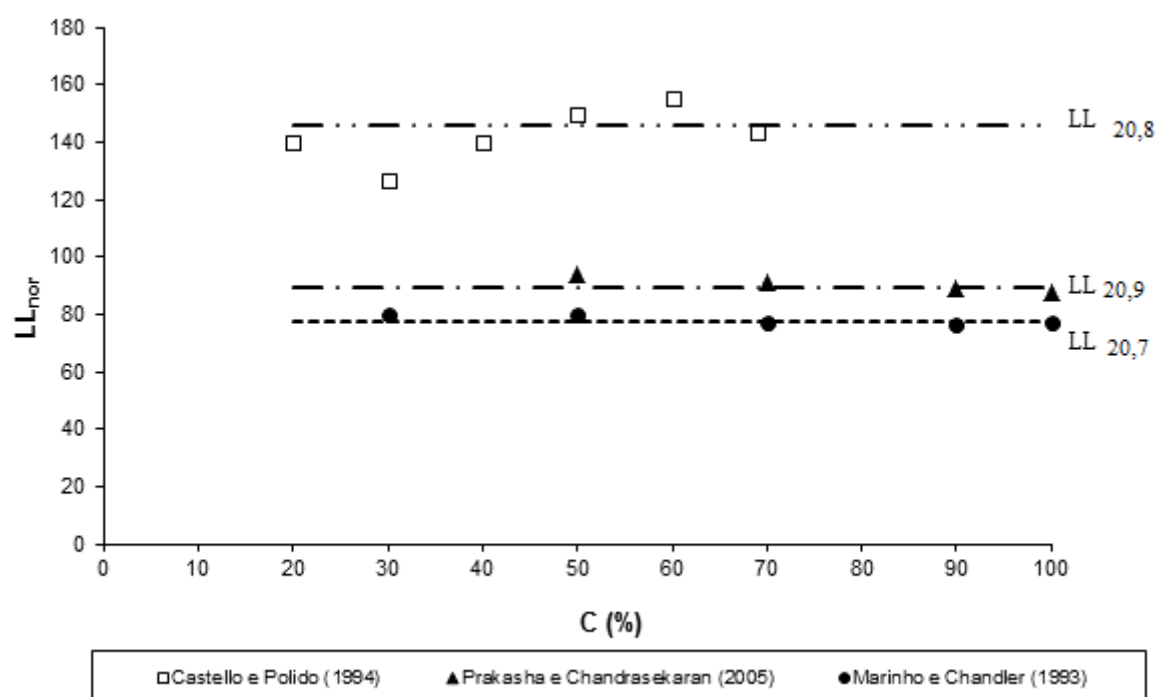


Figura 5.24 – Variação dos valores de LL_{nor} para $C > 20\%$ para o Grupo B.

A normalização do índice de plasticidade para a fração de finos maior que 20% são mostradas nas figuras 5.25 e 5.26. As misturas de argila e areia para o grupo A apresentam valores de IP normalizados um pouco distantes da aproximação de uma reta comum no intervalo de 20% a 30% da fração de finos, quando parece haver uma transição das misturas com areia para misturas com pouca areia; nesse caso, apesar do limite de liquidez se ajustar bem, a dispersão para esse parâmetro pode ser devido à influência dos valores do limite de plasticidade. Para o Grupo B verifica-se que o mesmo acontece, porém a aproximação da reta normalizada melhora para valores de $C > 30\%$.

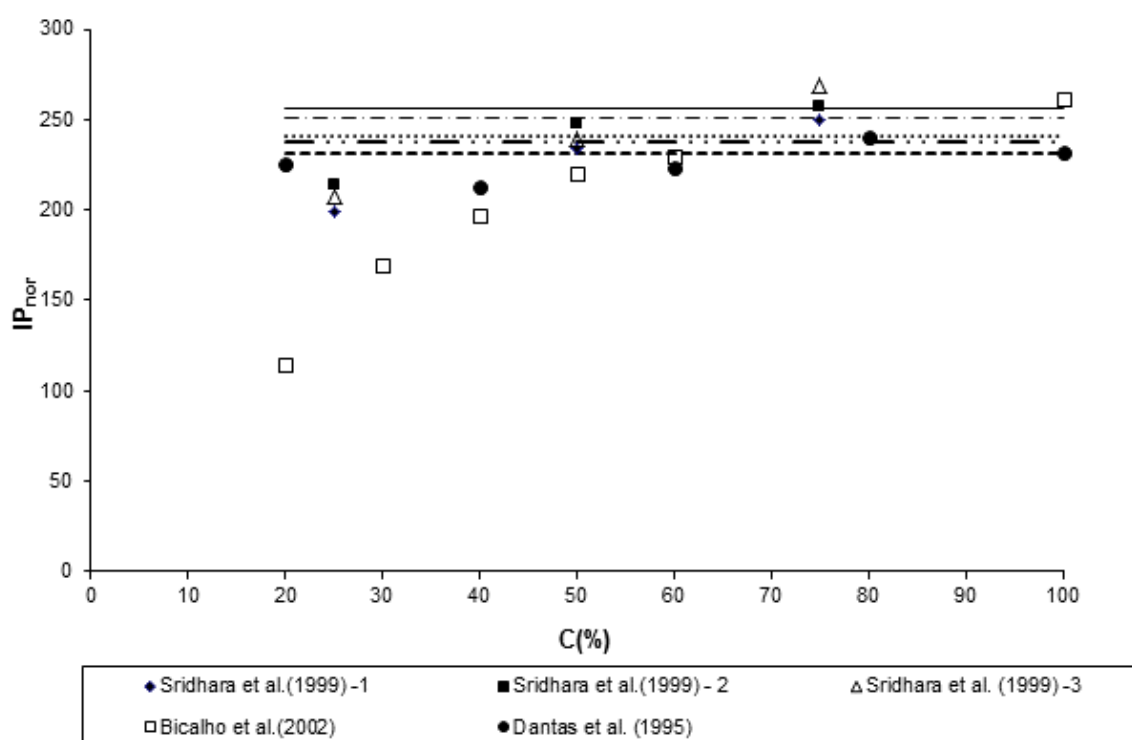


Figura 5.25– Variação dos valores de IP_{nor} para $C > 20\%$ para o Grupo A.

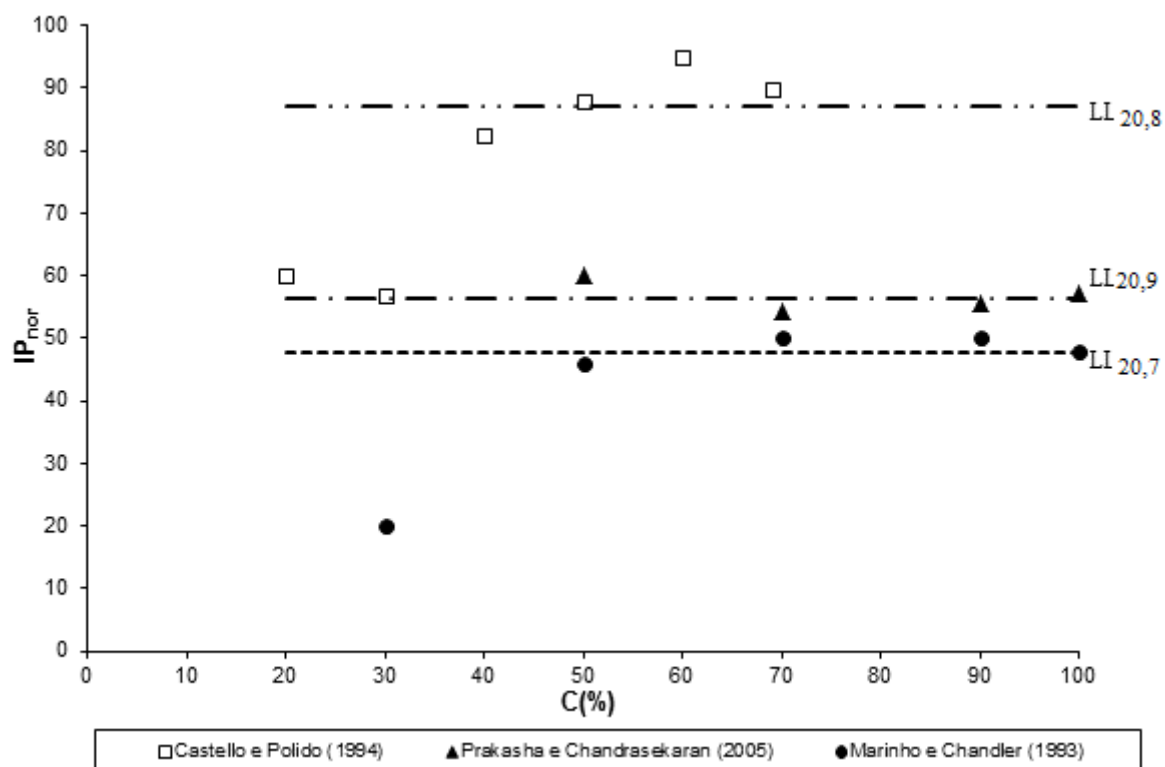


Figura 5.26 – Variação dos valores IP_{nor} para $C > 20\%$ para o Grupo B.

As figuras 5.27 e 5.28 apresentam a normalização de LP com a variação de C, onde as misturas de argila e areia para os grupos A e B não estão apresentando valores normalizados aproximadamente iguais; dessa forma, verifica-se uma grande dispersão e os valores não se aproximam de uma reta, não possibilitando a obtenção de resultados conclusivos para os valores dos limites de plasticidade em função da fração de finos, conforme seria esperado.

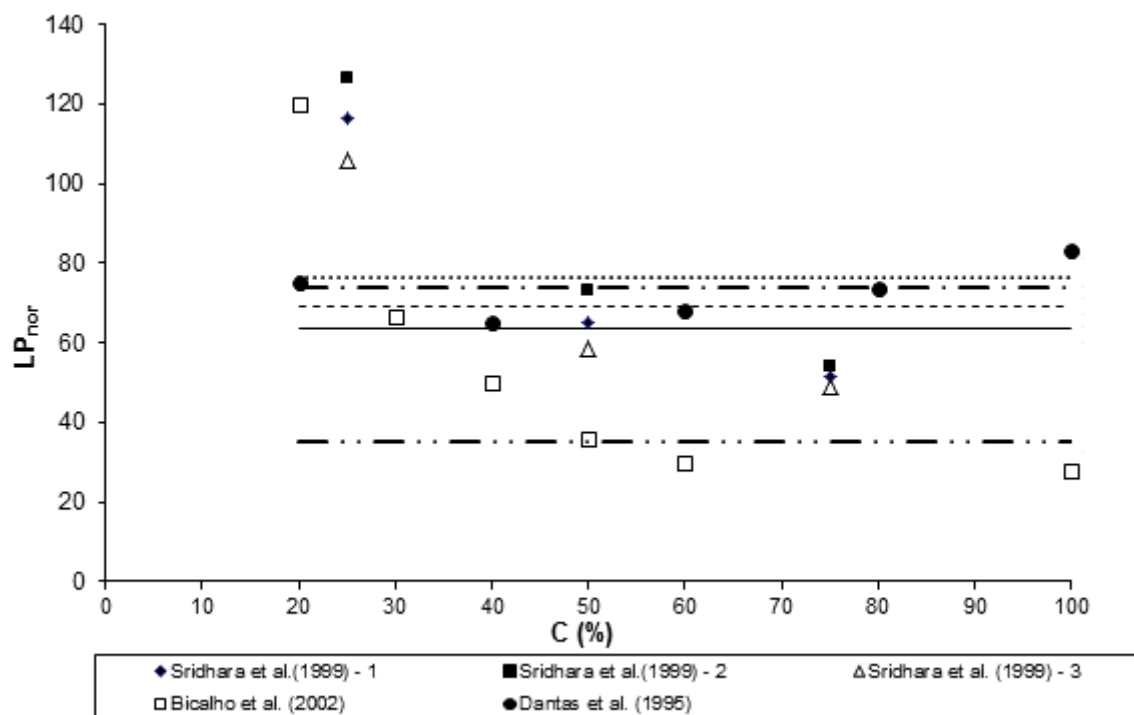


Figura 5.27 – Variação dos valores LP_{nor} para $C > 20\%$ para o Grupo A.

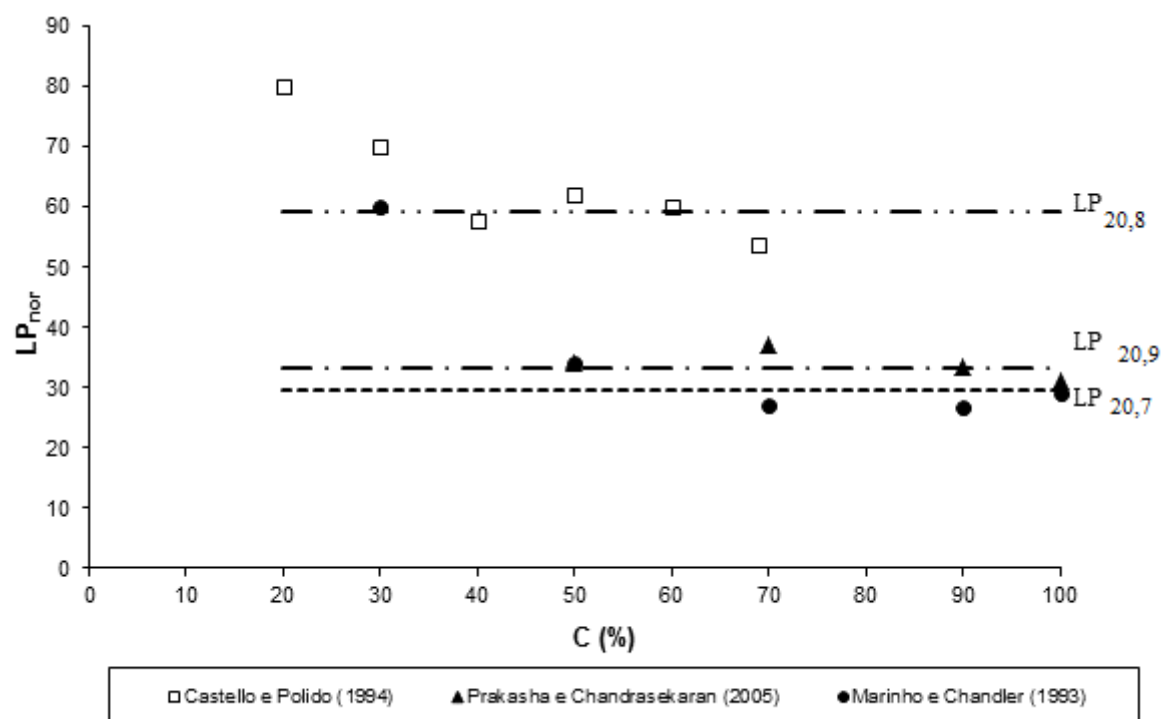


Figura 5.28– Variação dos valores LP_{nor} para $C > 20\%$ para o Grupo B.

5.6.2. Verificação para o Índice de compressibilidade e fração de finos

Para manter válidas as formulações propostas, foram recalculados os valores de C_{c100} considerando somente frações para $C > 20\%$; tal parâmetro será denominado C_{c20} e os resultados são apresentados na Tabela 5.15. Os coeficientes de determinação, R^2 , para Bicalho et al. (2002), Castello e Polido (1994) e Viana e palmeira (2006) permanecem os mesmos, já que a variação da fração argila destes autores é a partir de 20%. Em Prakasha e Chandrasekaran (2005) também foi mantido o mesmo coeficiente, por possuir apenas um valor de fração argila abaixo de 20%, que é o de $C=10\%$. Monkul e Ozden (2007) teve um aumento no coeficiente de determinação, que foi de 0,683 para 0,813 e os resultados publicados por Viana e palmeira (2006) continuam apresentando o melhor ajuste de regressão linear entre C_c e C .

Tabela 5.15 - Valores de C_{c20} e R^2 para os pesquisadores avaliados.

Autor	C_{c20}	R^2
Castello e Polido (1994)	1,02	0,866
Prakasha e Chandrasekaran (2005)	0,86	0,936
Bicalho et al. (2002)	3,56	0,914
Monkul e Ozden (2007)	0,24	0,813
Viana e Palmeira (2006)	1,64	0,995

Pela representação gráfica demonstrada na figura 5.29, observa-se que a normalização do índice de compressibilidade se aplica para $C > 20\%$ a 30% . Apesar de Viana e Palmeira (2006) possuírem poucos valores experimentais, e maiores que fração argila de 20%, os pontos experimentais tendem para a mesma porcentagem de normalização dos demais autores. A pequena dispersão nos índices que são apresentados por Bicalho et al. (2002) e Castello e Polido (1994) aparentemente são devidos a erros experimentais, visto que a mistura pode não estar muito homogênea ou, de acordo com Castello e Polido (1986), uma explicação possível para a dispersão nos valores seria a de simples erro grosseiro com experiência no local ou uma forte heterogeneidade dos solos.

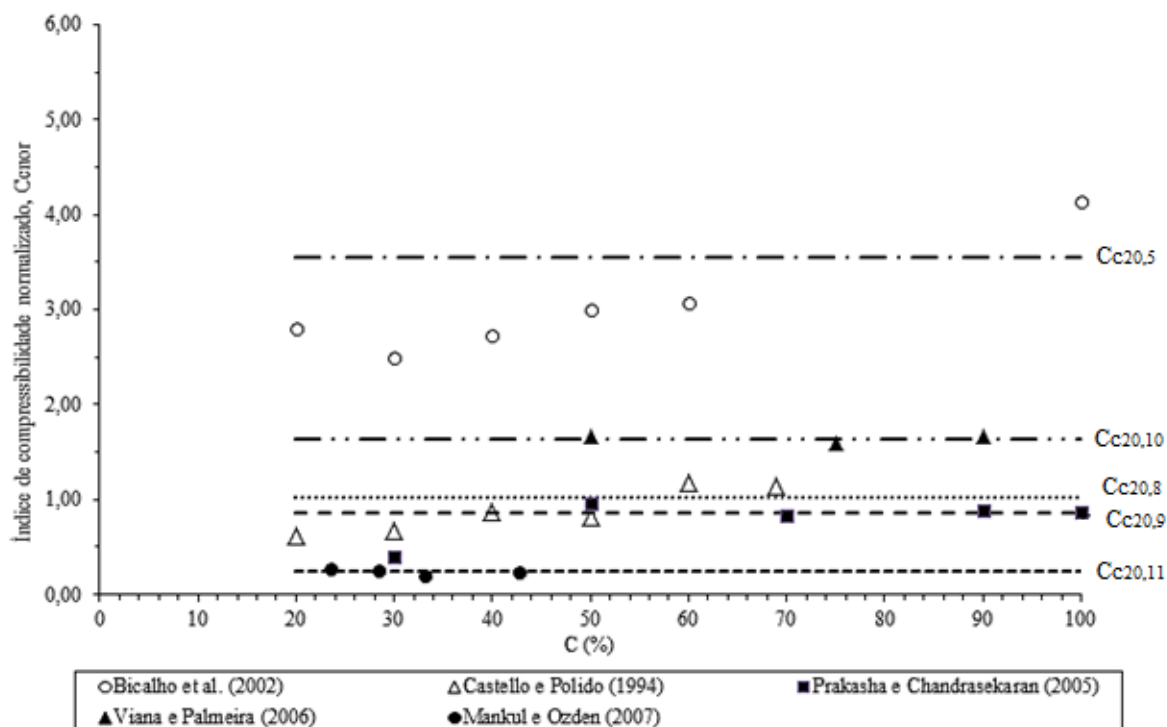


Figura 5.29- Variação dos valores de C_{cnor} para as misturas de argila e areia para $C > 20\%$.

5.7. INFLUÊNCIA DOS LIMITES DE ATTERBERG NOS VALORES DO ÍNDICE DE COMPRESSÃO DAS MISTURAS DE ARGILA-AREIA

A utilização de valores dos limites de Atterberg nas análises das misturas de argila e areia tem por objetivo verificar a influência da natureza da fração argila e sua mineralogia nos valores de índice de compressibilidade.

Como mencionado no Capítulo 2, diversos são os autores que estimaram o C_c em função do LL da fração de argila. Na Tabela 2.4 serão apresentadas as correlações propostas entre o índice de compressão e limite de liquidez, e são nove equações que foram numeradas de A1 a A9 e que são comparadas com os valores experimentais das misturas de argila e areia publicadas; tenta-se, da mesma forma, observar a influência dos limites de consistência nas misturas de argila e areia.

Bicalho et. al (2002), Castello e Polido (1994) e Prakasha e Chandrasekaran (2005) foram os únicos pesquisadores que realizaram ensaios de caracterização do solo e ensaios de compressão unidimensional e apresentaram valores de limite de liquidez variando de 18% a

290% e limite de plasticidade de 16% a 37%. A figura 5.30 representa a correlação do limite de liquidez x índice de compressão para fração de finos maior que 20%, e pode-se observar que, apesar de apresentarem valores de limites de liquidez em alguns trechos próximos, ocorre uma variação do índice de compressão, a relação entre os dois parâmetros é linear, e confirma-se, pois, que a compressibilidade diminui com o aumento da quantidade de areia.

As correlações A1 a A9 são plotadas junto aos mesmos pesquisadores acima citados em um intervalo comum de limites de liquidez; assim, é perceptível que as melhores correlações entre o limite de liquidez e o índice de compressibilidade para Castello e Polido (1994) ficaram no intervalo das equações A1 de Skempton (1944), que é para argilas reconstituídas a A4, de Azzouz et al. (1976). Para Bicalho et al. (2002) as equações A8 de Dias (1993) e A7 de Castello e Polido (1986) apresentam os resultados com maior proximidade; já Prakasha e Chandrasekaran (2005) encontraram os mesmos valores estimados de C_c com maior proximidade das equações A7 e A8, que seriam de Castello e Polido (1986) e Dias (1993). Todos os valores do índice de compressão estimados das equações A1 a A9 estão apresentados no Anexo C.

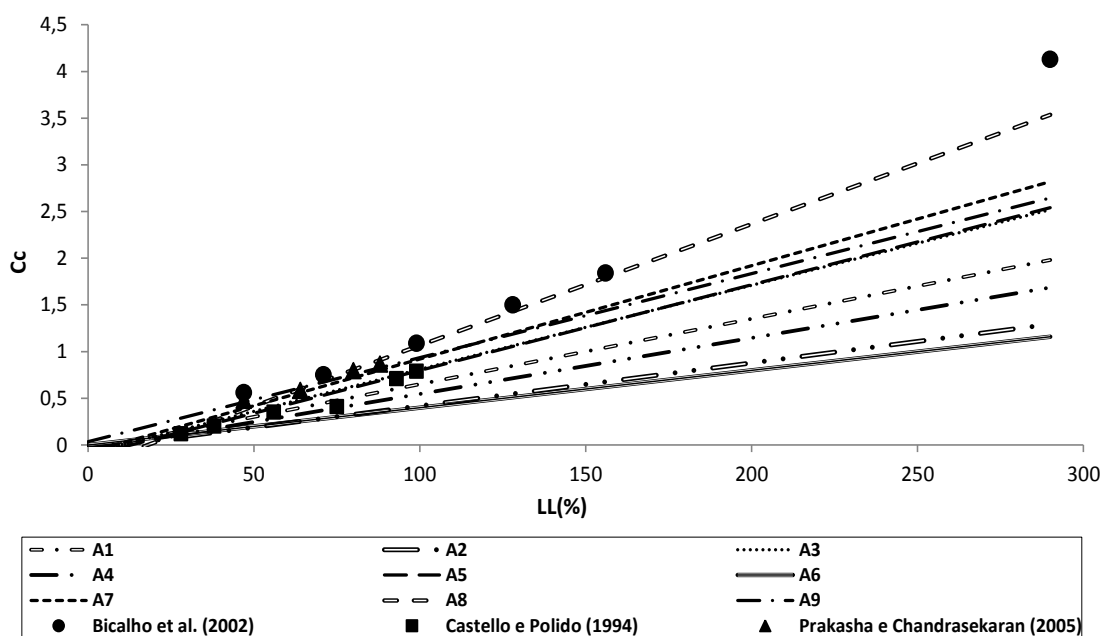


Figura 5.30 -Variação do índice de compressão primária com o limite de liquidez para misturas de argila e areia avaliadas.

O Índice de plasticidade, de igual forma, também apresenta uma relação linear com o C_c , conforme Figura 5.31, e os valores de C_c aumentam com o aumento de IP; são

apresentadas também as equações B1 e B2 da Tabela 2.5 do capítulo 2 que correlaciona o índice de plasticidade com os valores de índice de compressibilidade. Bicalho et al.(2002) demonstraram maiores índices de plasticidade e intervalo de valores com maior teor de compressão (0,56 a 4,13), e tal fenômeno advém ao mineral argílico da mistura ser uma montmorilonita. Todos os pesquisadores estiveram dentro do intervalo entre as Equações B1 e B2, porém a maioria dos valores ficaram mais próximos de Nacci et al. (1975).

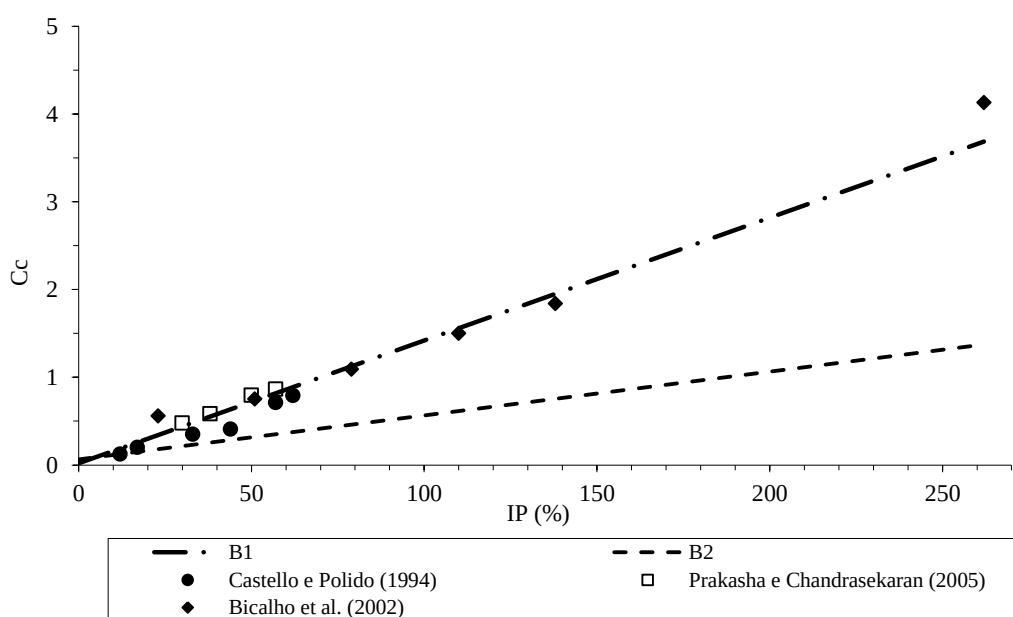


Figura 5.31 - Variação do índice de compressão primária com o índice de plasticidade para misturas de argila e areia avaliadas.

Na figura 5.32, os valores do limite de plasticidade parecem não influenciar, de forma significativa, os valores de C_c , visto que não foi observada uma relação definida entre o limite de plasticidade e índice de compressão. Conforme já discutido anteriormente a dificuldade de se obter resultados experimentais confiáveis dos valores do índice de plasticidade e por o intervalo de valores ser menor que os outros limites de consistência, não é possível apresentar uma conclusão mais definitiva. Como Montanez (2002) menciona, parece que a influência do teor de bentonita é mais significativa sobre o limite de liquidez do que no limite de plasticidade, a correlação $C_c \times LP$ é a que apresenta maior dispersão.

E, verifica-se, conforme a suposição de Sridharan et al.(2000), que solos apresentando o mesmo limite de liquidez e diferentes de plasticidade vão possuir compressibilidades diferentes; sendo assim, o limite de liquidez - um parâmetro que auxilia na estimativa das

características de plasticidade do solo - é também muito útil e importante para prever sua compressibilidade.

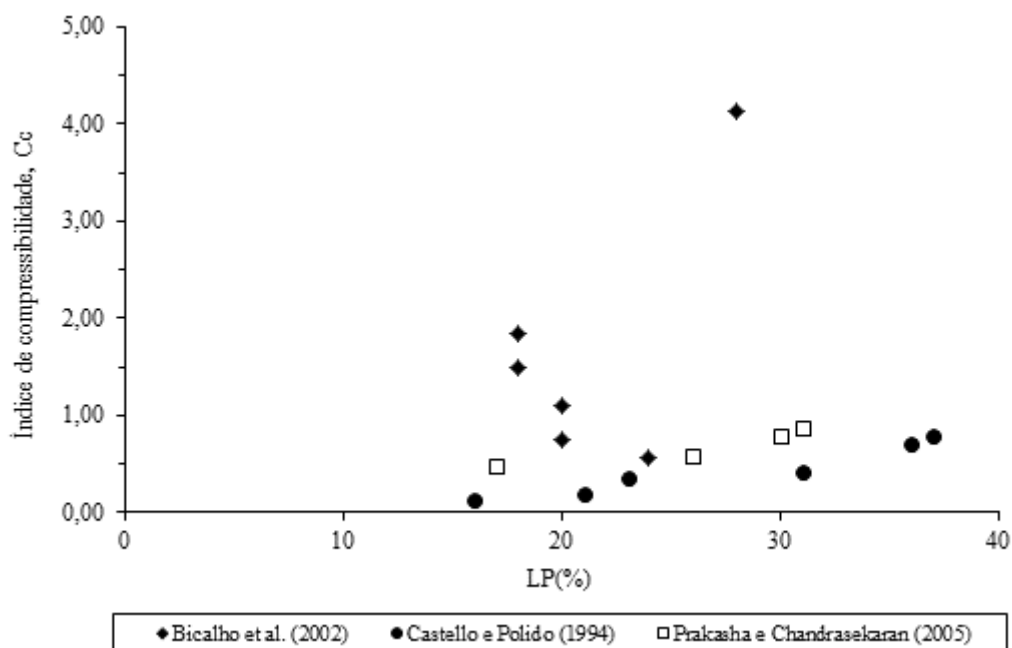


Figura 5.32 -Variação do índice de compressão primária com o limite de plasticidade para misturas de argila e areia avaliadas.

Para a estimativa dos valores de índice de compressão normalizado, com base nos valores do limite de liquidez normalizado, (ver dados na tabela 5.1 e 5.2) para as misturas de argila e areia de Castello e Polido (1994), Bicalho et al. (2002) e Prakasha e Chandrasekaran (2005), adota-se também os valores para a fração de finos maior que 20%. Normalizaram-se os parâmetros das misturas de argila e areia para todas as nove equações e os resultados são mostrados nas tabelas 5.16, 5.17 e 5.18 valendo ressaltar que não foi observada qualquer semelhança entre a compressibilidade dos três tipos de misturas de argila e areia apresentadas, bem como são nítidas as pequenas dispersões das correlações, que talvez sejam até menores do que as realmente existentes em cada local.

Castello e Polido (1994) para $C=69\%$ apresentaram discrepância dos valores do índice de compressão normalizado das demais frações de finos e tal fato se deve ao limite de liquidez, que apresenta um valor abaixo do esperado. Na amostra com $C=20\%$, que difere muito pouco dos demais, essa fração de finos pode não ser suficiente, e, nesse caso, para preencher os poros da areia e separar os grãos, o contato direto entre grãos ou a espessura de

finos entre grãos de areia é muito pequena, provocando concentração de tensões. As equações A1 e A4 estão com os valores mais próximos e mostram as melhores estimativas.

Bicalho et al. (2002) apresentou valores próximos para todas as frações argilas com a equação A7, conforme estimativa para os valores do índice de compressão sem ser normalizado, o que confirma, assim, a validade da mistura de argila com pouca areia, e esses índices que tendem a um único valor é uma estimativa para o índice de compressão da argila pura (bentonita).

Em termos práticos de valores normalizados, Prakasha e Chandrasekaran (2005) com as equações A7 a A9 também possuem valores que podem ser considerados iguais, validando a identificação de misturas com pouco areia; já as outras equações reduziram consideravelmente os valores do índice de compressão normalizado, não sendo uma boa aproximação para esse tipo de mistura, argila marinha reconstituída e areia. Isso se confirma já que as equações A7 e A8 são para argilas marinhas.

Tabela 5.16 - Valores de $C_{c_{nor}}$ estimados a partir de equações publicadas na literatura para Castelo e Polido (1994).

Castello e Polido (1994)	LL_{nor}	$C_{c_{nor}}$	$C_{c_{nor}A1}$	$C_{c_{nor}A2}$	$C_{c_{nor}A3}$	$C_{c_{nor}A4}$	$C_{c_{nor}A5}$	$C_{c_{nor}A6}$	$C_{c_{nor}A7}$	$C_{c_{nor}A8}$	$C_{c_{nor}A9}$
C=20%	140	0,62	0,93	0,60	1,17	0,79	1,17	0,56	1,32	1,59	1,30
C= 30%	127	0,67	0,84	0,54	1,05	0,71	1,04	0,51	1,19	1,41	1,18
C=40%	140	0,88	0,93	0,60	1,17	0,79	1,17	0,56	1,32	1,59	1,30
C=50%	150	0,82	1,00	0,65	1,26	0,85	1,26	0,60	1,42	1,72	1,39
C=60%	155	1,18	1,04	0,67	1,31	0,88	1,30	0,62	1,47	1,78	1,43
C=69%	143	1,14	0,96	0,62	1,20	0,81	1,20	0,57	1,35	1,63	1,33

Tabela 5.17 - Valores de $C_{c_{nor}}$ estimados a partir de equações publicadas na literatura para Bicalho et al. (2002).

Bicalho et al. (2002)	LL_{nor}	$C_{c_{nor}}$	$C_{c_{nor}A1}$	$C_{c_{nor}A2}$	$C_{c_{nor}A3}$	$C_{c_{nor}A4}$	$C_{c_{nor}A5}$	$C_{c_{nor}A6}$	$C_{c_{nor}A7}$	$C_{c_{nor}A8}$	$C_{c_{nor}A9}$
C= 20%	235	2,78	1,98	1,29	2,52	1,69	2,54	1,16	2,82	3,54	2,65
C=30%	237	2,52	1,77	1,15	2,25	1,51	2,27	1,04	2,52	3,15	2,38
C=40%	248	2,72	1,74	1,14	2,21	1,48	2,23	1,02	2,48	3,09	2,34
C=50%	256	3,01	1,68	1,10	2,14	1,43	2,15	0,99	2,40	2,98	2,26
C=60%	260	3,07	1,61	1,05	2,04	1,37	2,05	0,95	2,29	2,84	2,17
C=100%	290	4,13	1,60	1,04	2,03	1,36	2,04	0,94	2,27	2,82	2,15

Tabela 5.18 - Valores de C_{cnor} estimados a partir de equações publicadas na literatura para Prakasha e Chandrasekaran (2005).

Prakasha e Chandrasekaran (2005)	LL_{nor}	Cc_{nor}	$Cc_{nor}A1$	$Cc_{nor}A2$	$Cc_{nor}A3$	$Cc_{nor}A4$	$Cc_{nor}A5$	$Cc_{nor}A6$	$Cc_{nor}A7$	$Cc_{nor}A8$	$Cc_{nor}A9$
C= 50%	94	0,95	0,61	0,39	0,76	0,51	0,74	0,38	0,86	0,99	0,88
C=70%	91	0,83	0,59	0,38	0,73	0,49	0,72	0,36	0,83	0,95	0,85
C=90%	89	0,88	0,57	0,37	0,71	0,48	0,70	0,36	0,81	0,92	0,84
C=100%	88	0,87	0,57	0,36	0,70	0,47	0,69	0,35	0,80	0,91	0,83

6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Neste capítulo são apresentadas as conclusões das análises realizadas neste trabalho e as sugestões de trabalhos futuros para continuidade da pesquisa.

6.1. CONCLUSÕES

O trabalho ora apresentado verificou os resultados experimentais das misturas do banco de dados apresentado no Capítulo 4, que confirmam as normalizações propostas por Castello e Polido (1994). Para isso, tal pesquisa utilizou, além da revisão bibliográfica sobre as características geotécnicas das misturas de argila e areia, estudos estatísticos para avaliar os resultados experimentais. Os resultados de ensaios de laboratório disponíveis na literatura para misturas de argila e areia também foram comparados para posterior avaliação da variação das características de compressibilidade e dos limites de Atterberg (Limite de Liquidez, Plasticidade e Índice de plasticidade) com o teor de finos para as misturas de argila-areia aqui investigadas. Recomenda-se o uso da metodologia apresentada no Capítulo 3 (passo a passo) para avaliar o valor de F_c para outras misturas de argila e areia, para os bancos de dados analisados o valor de F_c variou entre 20% e 30%.

As misturas de argila e areia podem ter suas plasticidades estimadas a partir dos valores de LL e o IP da argila e quantidade de areia presente na mistura, desde que a quantidade de areia não interfira, de modo significativo, no rearranjo geral das partículas da matriz argilosa, ou seja, $C > F_c$; ficou constatado que a porcentagem de areia na mistura não pode ser superior à que a define como “com pouca areia”, conforme normalizações feitas por Castello e Polido (1994). Os resultados experimentais demonstraram que os valores do limite de liquidez e índice de plasticidade de uma mistura de argila e areia variam linearmente com a quantidade de finos presentes na mistura de argila e areia. A teoria foi aceitável para os resultados nas misturas em que a matriz argilosa incluía apenas fração argila e fração argila e silte. Não foi verificada nesse trabalho a variação de tais valores, caso os siltes fossem plásticos ou não. E, por meio das formulações do modelo proposto, foi possível confirmar, para o limite de liquidez, que a normalização do parâmetro se aplica para porcentagens de

finos a partir do intervalo de 20% a 30%, e que o índice de plasticidade apresenta a normalização para valores de finos maiores que esse mesmo valor. As dispersões encontradas por alguns pesquisadores podem ser explicadas por pequenos erros experimentais, como erros de leitura, no manuseio da amostra, na homogeneização da amostra, entre outros. Os resultados estatísticos também confirmam a forte significância dos parâmetros, mesmo apresentando variabilidades.

A relação entre limite de plasticidade e fração de finos de misturas de argila e areia não possuem uma correlação clara e satisfatória, além de não corresponderem a uma reta passando pela origem, confirmada também pelos estudos estatísticos realizados. A normalização para a relação LP e C também não se aplica, pois ocorre uma grande dispersão dos valores e os mesmos não tendem a um único valor do limite de plasticidade da argila pura. A teoria para misturas com pouca areia não se aplica para esse parâmetro, e, dessa forma, não é recomendado utilizá-lo para avaliar o modelo proposto nesse estudo.

Os resultados dos ensaios de compressão unidimensional, em amostras moldadas em laboratório para diferentes misturas de argila e areia, confirmam a relação linear entre os valores de índice de compressão primária e a fração argila nas misturas de argila e areia com porcentagens superiores a 20% de fração de finos; nesse caso, é válida a identificação de argila “pouco arenosa” e a fração arenosa pode ser considerada inerte na mistura. Assim, podem-se estimar curvas de compressão edométrica entre amostras de argila com diferentes porcentagens arenosas, com confiança igual ou superior a variação observada em resultados de diferentes amostras de uma mesma camada. As dispersões observadas, da mesma forma, se devem a erros experimentais, à qualidade dos ensaios, ou, como citado por Castello e Polido, (1994) a mistura pode não estar muito homogênea visto que ocasiona tensões entre os tais grãos. Para os dados apresentados nessa pesquisa podem ser estimados valores de C_c correspondentes para cada tipo de mistura de argila e areia avaliadas; por exemplo, para Castello e Polido (1994), um valor médio de C_c para a argila natural seria de 0,885, pode ser estimado por meio do índice de compressão normalizado (valores apresentados na tabela 5.8 do capítulo 5). Foi possível, outrossim, verificar as características das argilas reconstituídas, já que os pesquisadores confirmaram a utilização dos valores do limite de liquidez da amostra variando até duas vezes o LL, apresentando então as retas do gráfico “ $e \times \log \sigma_v$ ” praticamente retilíneas.

O uso da equação de Seed et al. (1964) para a estimativa do intervalo de C_m foi de grande importância para tentar definir um intervalo como porcentagem mínima de argila em que as misturas tenham seu comportamento controlado pela matriz argilosa e sejam denominadas de misturas com pouca areia. Vale ressaltar que C_m varia com e_{max} da areia, e a mineralogia de cada material, podendo ser estimado para cada tipo de mistura.

A relação entre os limites de Atterberg e o índice de compressão mostra que o índice de liquidez seria o melhor parâmetro para estimar a compressibilidade dos solos do que o índice de plasticidade e o limite de plasticidade. O limite de liquidez e o índice de compressão se correlacionam de forma linear e proporcional; dessa forma, um modo simples de estimar o índice de compressão para estudos geotécnicos de misturas de argila e areia seria utilizando as correlações já publicadas na literatura (tabela 2.4); todavia, deve ser usado com cautela e depende do tipo de solo a ser analisado. Tratou-se, aqui, de misturas com diferentes argilas, bentonita, argila natural e argila marinha. Para estimar o índice de compressão via limite de liquidez da mistura deve-se utilizar a correlação que mais se aproxima do mineral argílico a ser avaliado, que, conforme os resultados apresentados, mostraram-se coerentes.

6.2.SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

- Usar outras técnicas experimentais como raio-X, microscópio eletrônico-MEV, e outros, na verificação da composição e distribuição mineralógica da matriz argilosa na validade das normalizações propostas e na determinação de um valor mínimo que essas formulações são válidas (valor de F_c).
- Avaliar experimentalmente a influência da textura do grão de areia na compressibilidade de misturas de argila e areia.
- Realizar ensaios de compactação, cisalhamento direto em solos arenosos e pouco argilosos, verificar o limite de contração com diferentes misturas de argila e areia com pequenos incrementos de C a fim de avaliar e quantificar as normalizações propostas para misturas de argila e areia (pouca areia).
- Comparar os resultados dos valores dos Limites de Liquidez determinados pelo método de Casagrande e Penetração de cone e verificar se há influência nas correlações de compressibilidade e limite de liquidez.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ANTUNES, F.S E PORTOCARRERO, H (2011). **Argilominerais – Propriedades e Aplicações: Apostila I**. Apostila do Departamento de Engenharia Civil – PUC. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). **Determinação do limite de plasticidade: NBR 7180**. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1990). **Solo - Ensaio de adensamento unidimensional - Método de ensaio: NBR 12007**. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1995). **Rochas e Solos: NBR 6502**. Rio de Janeiro.
- AZZOUZ, A.S.; KRIZEK, R.J.; COROTIS, R.B. **Regression analysis of soil compressibility**. Soils Found.,Vol.16,nº 2, Tokyo, pp.19-29,1976.
- BICALHO, K V., CAVASSANI, M. R. P. E CASTELLO, R. R. (2002). **Características de Compressibilidade de Argilas Arenosas Moles**. 8 Congresso Nacional de Geotecnia, Lisboa, v.1, 303-312.
- BICALHO, K V.(2008). **Notas de aula: Mecânica dos Solos II**. Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória.
- BOUTIN,C; KACPRZAK, G. ; THIEP,D. (2011). **Compressibility and permeability of sand-kaolin mixtures. Experiments versus non-linear homogenization schemes**. International Journal For Numerical And Analytical Methods In Geomechanics, 35:21–52.
- BRITISH STANDARDS INSTITUTION. BS 1377: 1975; **Methods of test for soils for civil engineering purposes**. London, 1975.
- BURLAND, J.B. 1990. **On the compressibility and shear strength of natural clays**. Géotechnique, 40(3): 329—378.
- CABALAR, A.F (2010). **The Effects of Fines on the Behaviour of a Sand Mixture**. Geotech Geol. Eng.
- CASTELLO, R.R. E POLIDO, U.F. (1986). **Algumas características de adensamento das argilas marinhas de Vitória – ES**. In: VIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. Porto Alegre, RS. pág. 149 –159.

CASTELLO, R.R. E POLIDO, U.F. (1994). **Influência da fração arenosa em argilas no adensamento.** In: X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Foz do Iguaçu, 2, 491-498.

CHUHAN, F.A., KJELDSTAD, A., BJØRLYKKE, K., E HØEG, K. (2003). **Experimental compression of loose sands: relevance to porosity reduction during burial in sedimentary basins.** Can. Geotech. J. 40: 995–1011.

COOP, M.R. (1990). **The mechanics of uncemented carbonate sands.** Geotechnique 40(4), 607-626.

COZZOLINO, V.M. (1961). **Statistical forecasting of compression index.** Proc. 5th Int. Conf. On Soil Mech. and Found. Eng., Paris, Vol.1, pp. 51-53.

DANTAS, B., BICALHO, K. V.; CASTELLO, R. R. E POLIDO, U. F. (1995). **Verificação de argilas arenosas para adensamento.** In: SIPUFES, Vitória, XIII Seminário Interno de Pesquisa e Extensão da UFES, vol. XIII.

DAS, B.M. (2007). **Fundamentos de Engenharia Geotécnica.** 6ª Edição. Thompson, 562p.

DIAS, C. R. R (1993). **Caracterização dos Parâmetros Geotécnicos de Solo Sedimentar da Cidade do Rio Grande – Resultados de Pesquisa sobre Argilas Moles.** COPPEGEO'93 - Simpósio Geotécnico em Comemoração dos 30 anos da COPPE, pp. 55-68, Rio de Janeiro.

FENG, T.W. (2000). **Fall-cone penetration and water content relationship of clays.** Geotechnique, vol. 50, nº 2, pp. 181-187.

GIASI, C.I. ; CHERUBINI .C. ; PACCAPELO ,F.(2003). **Evaluation of compression index of remoulded clays by means of Atterberg limits.** Bull Eng Geol Env, 62:333–340.

GEORGIANNOU, V. N., BURLAND, J. B. & HIGHT, D. W. (1990). **The undrained behaviour of clayey sands in triaxial compression and extension.** Géotechnique, 40(n3), 431-449.

GILBOY, G. (1928). **The compressibility of sand-mica mixtures.** Proceedings of the A.S.C.E., Vol. 2, 555- 568.

HALLAL, R.R (2003). **Características de Depósitos de Argilas Moles No Estado Do Rio Grande Do Sul.** Dissertação de Mestrado da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre.

HARDIN, B. (1989). **"1D Strain in Normally Consolidated Cohesive Soils."** J. Geotech. Engrg., 115(5), 689–710.

HOLTZ, R.D E KOVACS,W.D (1981). **An Introduction to Geotechnical Engineering**. Prentice-Hall, Inc.Englewood Cliffs, N.J, 733 pp.

HONG, Z.-S; YIN, J.; CUI,Y-J. (2010). **Compression behaviour of reconstituted soils at high initial water contents**. Geotechnique 60, No. 9, 691–700 .

HONG, Z-S; ZENG L-L; CUI, Y-J; CAI, Y-Q; LIN, C (2012). **Compression Behaviour of Natural and Reconstituted Clays** . Géotechnique 62, 4 (2012) 291-301.

F.GOMES, L.M.; LADEIRA, F. L.(1991). **Compressibilidade das “Argilas de Aveiro”**. 4º Cong. Nac. de Geotecnia, Lisboa, Vol. 1; pp. 197-208.

F.GOMES, L.M.; LADEIRA, F. L.(1995). **Equações para determinar o índice de compressão**. Aveiro, Portugal.

JAFARI, M.K. E SHAFIEE, A. (2004). **Mechanical behavior of compacted composite clays**. Canadian Geotech. J. 41(6): 1152-1167.

JALILI. J, JAFARI, M. K., SHAFIEE.A., KOSEKI. J., SATO ,T. (2012)**An investigation on effect of inclusions on heterogeneity of stress,excess pore pressure and strain distribution in composite soils**. International Journal of Civil Engineering, Vol. 10, No. 2.

KUERBIS, R., (1989). **The Effect of Gradation and Fine Content on the Undrained Response of Sand**. Thesis of master, The University of British Columbia,310p.

LAMBE,T.W. E WHITMAN, R.V. (1969). **Soil Mechanics**. New York, John Wiley and Sons. 553 p.

MARINHO, F.A.M. E CHANDLER, R.J.(1993). **Unsaturated Soils**. Geotechnical Special Publication No. 39. pp 77-90.

MARTINS, I. S. M.; LACERDA, W. A. (1994) **Sobre a relação índice de vazios - tensão vertical efetiva na compressão unidimensional**. Revista Solos e Rochas, São Paulo, v17l, n .3, p. 157-166.

MARTINS, F.B; BRESSANI,L.A;COOP, M.R; BICA, A.V.D. (2001). **Some aspects of the compressibility behaviour of a clayey sand**. Can. Geotech. J. 38: 1177–1186.

MAYNE,P. W.(1980). **Cam-clay predictions of undrained strength**. J. Geot. Eng. Div., ASCE, Vol. 106, pp. 1219-1242.

MISHRA, A.K., OHTSUBO, M., LI, L.Y., HIGASHI, T (2010). **Influence of the bentonite on the consolidation behaviour of soil–bentonite mixtures**. Carbonates Evaporites 25:43 49.

- MITCHELL, J. K. (1976). **Fundamentals of Soil Behavior**. John Wiley & Sons.
- MITCHELL, J. K. e SOGA, K. (2005). **Fundamentals of Soil Behavior**. John Wiley & Sons. 3ed.
- MONTGOMERY, D. C.; RUNGER, G. C. **Estatística aplicada e Probabilidade para engenheiros**. 4. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2009.
- MONTANEZ, J. E. C. (2002). **Suction and volume changes of compacted Sand-Bentonite mixtures**. Ph. D. dissertation, University of London (Imperial College of Science, Technology and Medicine), London, UK.
- MONKUL, M.M E OZDEN, G (2007). **Compressional Behavior of Clayey sand and transition fines content**. Engeneering geology. Publication No. 89. pp 195-205
- NAKATA, Y; HYODO, M; HYDE, A.F.L; KATO, Y; MURATA, H(2001). **Microscopic particle crushing of sand subjected to high pressure one-dimensional compression**. Soils and Foundations, Vol. 41, n1,69-82.
- OLMEZ, M.S. (2008). **Shear Strength Behavior of Sand - Clay Mixtures**. M.Sc. Thesis, Middle East Technical University, Turkey.
- OLSON, R.E. AND G. MESRI (1970). **Mechanisms controlling the compressibility of clay**. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, A.S.C.E., Vol. 96, No. SM6, Proc. Paper 7649, November, 1863-1878.
- PAKBAZ, M. S. E MOQADDAM, A.S (2012). **Effect of Sand Gradation on The Behavior of Sand-Clay Mixtures**. Int. J. of Geomate, Vol. 3, No. 1 (Sl. No. 5), pp. 325-331
- PITMAN, T.D., ROBERTSON, P.K. & SEGO, D.C. (1994). **Influence of Fines on the Collapse of Loose Sands**. Can. Geotech. J.31, 728-739.
- PRAKASHA, K.S E CHANDRASEKARAN, V.S (2005). **Behavior of Marine Sand-Clay Mixtures under Static and Cyclic Triaxial Shear**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. pp 213-222.
- SAMARA, V; BARROS, J.M; MARCO, L.A; BELICANTA, A.; WOLLE, C.M. (1982). **Algumas Propriedades Geotecnicas De Argilas Marinhas Da Baixada Santista**. VII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. Olinda/Recife.
- SALGADO, R., BANDINI, P., KARIM, A. (2000). **Shear strength and stiffness of silty sand**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 126(5), 451-462.

SEED, H.B.; WOODWARD, R.J.; LUNDGREN, R. (1964). **Fundamental aspects of the Atterberg limits**. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE 90, SM6, 75-105.

SHARIATMADARI N., SALAMI,M; FARD,M.K (2011). **Effect of inorganic salt solutions on some geotechnical properties of soil-bentonite mixtures as barriers**. International Journal of Civil Engineering,vol. 9, n2.

SOARES, J.M.D.(1997). **Estudo do Comportamento Geotécnico do Depósito de Argila Mole da Grande Porto Alegre**. Tese de Doutorado , Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

SOWERS, G. F. (1979) **Introductory Soil Mechanics and Foundations**. 4 th edition. Macmillan, 621, New York.

SRIDHARAN, A., NAGARAJ, H. B., AND PRAKASH, K.(1999). Determination of the Plasticity Index from Flow Index. Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol. 22, No. 2, pp. 169–175.

SRIDHARAN, A., NAGARAJ, H.B.,(2000). **Compressibility behaviour of remoulded, fine-grained soils and correlation with index properties**. Canadian Geotechnical Journal 37, 712–722.

SKEMPTON, A. W. (1944). **Notes on the compressibility of clays**. Q. J. Geol. Soc., 100, 119-135.

SKEMPTON, A.W. (1953). **The colloidal activity of clays**. Proc., III International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1, 57-61.

SKEMPTON, A.W.(1985). **Residual strength of clays in landslides, folded strata and the laboratory**. Geotechnique 35 (1), 3–18.

TERZAGHI, K. E PECK,R.B (1967). **Soil Mechanics in Engineering Practice**. 2nd edition, New York:Wiley.

THEVANAYAGAM, S. (1998). **Effect of fines and confining stress on undrained shear strength of silty sands**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 124(6), 479-491.

THEVANAYAGAM, S. (2000). **Liquefaction potential and undrained fragility of silty soils**. Proc. 12th World Conf. Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, Paper #2383.

THEVANAYAGAM, S., MOHAN, S. (2000). **Intergranular state variables and stress-strain behaviour of silty sands**. Geotechnique 50 (1), 1–23.

VIANA, H. N. L. E PALMEIRA, E. M. (2006). **Estudo de Materiais Alternativos Associados a Bentonita como Componentes de Geocompostos Argilosos (GCLs)**. In: XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica –XIII COBRAMSEG, Curitiba. Anais. São Paulo : ABMS v. 3. p. 1915-1920.

WHYTE, I.L. (1982). **Soil plasticity and strength – a new approach using extrusion**. Ground Engineering, 15, 1,16-24.

YIN, J-H. 1999. **Properties and behaviour of Hong Kong marine deposits with different clay contents**. Canadian Geotechnical Journal, 36(6): 1085–1095.

ZHANG, L. M E LI, X. (2010). **Microporosity Structure of Coarse Granular Soils**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 136, No. 10.

ANEXO A – VALORES DO TESTE ANOVA PARA A CORRELAÇÃO DO LIMITE DE PLASTICIDADE E FRAÇÃO DE FINOS.

Na tabela abaixo seguem os valores calculados para o valor do teste anova, o p-valor e o coeficiente de determinação para as mistura de argila e areia avaliadas da correlação do limite de plasticidade versus fração de finos.

REFERÊNCIA	F	P(F<=f)	R²
Marinho e Chandler (1993)	93,34	6,42E-04	0,029
Castello e Polido (1994)	531,13	2,86E-06	0,877
Dantas et al. (1995)	557,02	1,91E-05	0,968
Sridharan et al. (1999) – 1	12,39	1,25E-02	-15,9
Sridharan et al. (1999) – 2	12,07	1,32E-02	-19,7
Sridharan et al. (1999) – 3	13,21	1,09E-02	-12,9
Bicalho et al. (2002)	24,65	4,23E-03	-5,12
Montanez (2002)	9,15	5,65E-02	-0,96
Prakasha e Chandrasekaran (2005)	668,19	1,27E-04	0,896

ANEXO B – RESULTADO DO CÁLCULO DE C_m PARA MISTURAS DE ARGILA E AREIA

$G_{ss} = 2,67$ e $e_{smax} = 0,85$	LLc(%)	x	C_m (%)
Montmorilonita			
Na	710	4,26	4,09
K	660	4,57	4,37
Ca	510	5,83	5,50
Mg	410	7,13	6,66
Fe	290	9,75	8,88
Ilita			
Na	120	20,51	17,02
K	120	20,51	17,02
Ca	100	23,54	19,06
Mg	95	24,45	19,65
Fe	110	21,92	17,98
Caulinita			
Na	53	34,86	25,85
K	49	36,46	26,72
Ca	38	41,72	29,44
Mg	54	34,49	25,64
Fe	59	32,71	24,65
$G_{ss}=2,67$ e $e_{smax}=0,75$	LLc(%)	x	C_m (%)
Montmorilonita			
Na	710	3,76	3,63
K	660	4,03	3,88
Ca	510	5,14	4,89
Mg	410	6,29	5,92
Fe	290	8,60	7,92
Ilita			
Na	120	18,10	15,32
K	120	18,10	15,32
Ca	100	20,77	17,20
Mg	95	21,57	17,74
Fe	110	19,34	16,21
Caulinita			
Na	53	30,76	23,53
K	49	32,17	24,34
Ca	38	36,81	26,90
Mg	54	30,43	23,33
Fe	59	28,87	22,40
$G_{ss}=2,65$ e $e_{smax}=0,65$	LLc(%)	x	C_m (%)
Montmorilonita			
Na	710	3,29	3,18
K	660	3,52	3,40
Ca	510	4,49	4,30
Mg	410	5,49	5,21
Fe	290	7,51	6,99
Ilita			
Na	120	15,80	13,65
K	120	15,80	13,65
Ca	100	18,14	15,36
Mg	95	18,84	15,85
Fe	110	16,89	14,45
Caulinita			
Na	53	26,86	21,17
K	49	28,09	21,93
Ca	38	32,14	24,32
Mg	54	26,57	20,99
Fe	59	25,21	20,13
$G_{ss}=2,7$ e $e_{smax}=1,25$	LLc(%)	x	C_m (%)
Montmorilonita			
Na	710	6,20	5,84
K	660	6,65	6,23
Ca	510	8,47	7,81
Mg	410	10,37	9,39
Fe	290	14,18	12,42
Ilita			
Na	120	29,83	22,97
K	120	29,83	22,97
Ca	100	34,24	25,51
Mg	95	35,55	26,23
Fe	110	31,88	24,17
Caulinita			
Na	53	50,70	33,64
K	49	53,02	34,65
Ca	38	60,67	37,76
Mg	54	50,15	33,40
Fe	59	47,57	32,24

Onde: x = peso seco em gramas de partículas de argila = $\left(\frac{100 \cdot e_{\max}}{G_{ss} \left(\frac{1}{G_{sc}} + \frac{LL_c}{100} \right)} \right)$; LL_c = limite de

liquidez da fração argila (em porcentagem); G_{ss} = densidade dos sólidos da fração areia e $e_{\max}$ = índice de vazios máximo da areia.

ANEXO C – VALORES DE C_c ESTIMADOS A PARTIR DE EQUAÇÕES PUBLICADAS NA LITERATURA

Tabela de valores de C_c estimados a partir de equações publicadas na literatura para Castelo e Polido (1994):

Castello e Polido (1994)	LL	C_c	CcA1	CcA2	CcA3	CcA4	CcA5	CcA6	CcA7	CcA8	CcA9
C=20%	28	0,12	0,147	0,0874	0,162	0,114	0,138	0,111	0,200	0,13	0,287
C=30%	38	0,20	0,217	0,1334	0,252	0,174	0,229	0,151	0,300	0,26	0,377
C=40%	56	0,35	0,343	0,2162	0,414	0,282	0,394	0,223	0,480	0,494	0,539
C=50%	75	0,41	0,476	0,3036	0,585	0,396	0,569	0,299	0,670	0,741	0,71
C=60%	93	0,71	0,602	0,3864	0,747	0,504	0,734	0,371	0,850	0,975	0,872
C=69%	99	0,79	0,644	0,414	0,801	0,54	0,789	0,395	0,910	1,053	0,926

Tabela de valores de C_c estimados a partir de equações publicadas na literatura para Bicalho et al. (2002):

Bicalho et al. (2002)	LL	C_c	CcA1	CcA2	CcA3	CcA4	CcA5	CcA6	CcA7	CcA8	CcA9
C=20%	47	0,56	0,280	0,175	0,333	0,228	0,312	0,187	0,390	0,377	0,458
C=30%	71	0,75	0,448	0,285	0,549	0,372	0,532	0,283	0,630	0,689	0,674
C=40%	99	1,09	0,644	0,414	0,801	0,540	0,789	0,395	0,910	1,053	0,926
C=50%	128	1,50	0,847	0,547	1,062	0,714	1,055	0,511	1,200	1,430	1,187
C=60%	156	1,84	1,043	0,676	1,314	0,882	1,312	0,623	1,480	1,794	1,439
C=100%	290	4,13	1,981	1,293	2,520	1,686	2,541	1,159	2,820	3,536	2,645

Tabela de valores de C_c estimados a partir de equações publicadas na literatura para Prakasha e Chandrasekaran (2005):

Prakasha e Chandrasekaran (2005)	LL	C_c	CcA1	CcA2	CcA3	CcA4	CcA5	CcA6	CcA7	CcA8	CcA9
C=50%	47	0,477	0,280	0,175	0,333	0,228	0,312	0,187	0,390	0,377	0,458
C=70%	64	0,584	0,399	0,253	0,486	0,330	0,468	0,255	0,560	0,598	0,611
C=90%	80	0,795	0,511	0,327	0,630	0,426	0,615	0,319	0,720	0,806	0,755
C=100%	88	0,866	0,567	0,363	0,702	0,474	0,688	0,351	0,800	0,910	0,827