



UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA

FACULDADE DE TECNOLOGIA

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**ESTUDO DO MECANISMO DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA NA CAMADA DE
DISTRIBUIÇÃO EM FUNDAÇÕES REFORÇADAS COM INCLUSÕES RÍGIDAS**

JULIÁN ASDRÚBAL BURITICÁ GARCÍA

ORIENTADOR: JUAN FÉLIX RODRÍGUEZ REBOLLEDO, Dr.

CO-ORIENTADOR: BERNARDO CAICEDO HORMAZA, PhD.

TESE DE DOUTORADO EM GEOTECNIA

PUBLICAÇÃO: G.TD-164/21

BRASÍLIA / DF: FEVEREIRO / 2021

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**ESTUDO DO MECANISMO DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA NA CAMADA DE
DISTRIBUIÇÃO EM FUNDAÇÕES REFORÇADAS COM INCLUSÕES RÍGIDAS**

JULIÁN ASDRÚBAL BURITICÁ GARCÍA

TESE DE DOUTORADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR.

APROVADA POR:

PROF. JUAN FÉLIX RODRÍGUEZ REBOLLEDO, Dr. (UnB)
(ORIENTADOR)

PROF, ENNIO MARQUES PALMEIRA, PhD. (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)

PROF, MIGUEL ÁNGEL MÁNICA MALCOM, PhD. (UNAM)
(EXAMINADOR EXTERNO)

PROF, FERNANDO SABOYA ALBUQUERQUE JUNIOR, DSc. (UENF)
(EXAMINADOR EXTERNO)

DATA: BRASÍLIA/DF, 03 DE FEVEREIRO DE 2021.

FICHA CATALOGRÁFICA

BURITICÁ GARCÍA, JULIÁN ASDRÚBAL

Estudo do mecanismo de transferência de carga na camada de distribuição em fundações reforçada com inclusões rígidas [Distrito Federal] 2021

xxv, 190 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Doutor, Geotecnia, 2021)

Tese de doutorado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental

- | | |
|---------------------|--------------------------|
| 1. Modelagem física | 2. Centrífuga geotécnica |
| 3. Fundações | 4. Inclusões rígidas |
| 5. Solos moles | 6. Solos colapsíveis |
| I. ENC/FT/UnB | II. Título (série) |

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

GARCÍA, J. A. B (2021). Estudo do mecanismo de transferência de carga na camada de distribuição em fundações reforçadas com inclusões rígidas. Tese de doutorado, Publicação G.TD-164/21, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 190 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Julián Asdrúbal Buriticá García

TÍTULO DA TESE DE DOUTORADO: Estudo do mecanismo de transferência de carga na camada de distribuição em fundações reforçadas com inclusões rígidas

GRAU / ANO: Doutor / 2021

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Julián Asdrúbal Buriticá García

Carrera 79 Número 44A-55 Apto 201, Ed Torre Barcelona- La América

Medellín-Antioquia-Colômbia

e-mail: julianburitica@gmail.com

DEDICATÓRIA

A mi mamá, Maria Elvia García Salazar

Gracias por tanto!

AGRADECIMENTOS

À minha família: Maria Elvia, José Obed, Wilmar, Erica e Arley pelo amor e apoio incondicional.

À Dani Lana, pelo amor, compreensão, parceria e ajuda na fase final da tese.

Ao professor Juan Félix Rodríguez Rebolledo, pela orientação, apoio, disponibilidade e acompanhamento durante o desenvolvimento deste trabalho.

Ao professor Bernardo Caicedo, pela ajuda e orientação na realização dos modelos em centrífuga geotécnica.

Ao pessoal técnico do laboratório de modelos geotécnicos da *universidad de los Andes*: Jairo, José Naranjo e especialmente Julieth Monroy pela disposição, ajuda e amizade.

Ao Danilo Vítor dos Santos Mützenberg, pela ajuda com a execução dos modelos físicos 1g.

Ao professor Ennio Marques Palmeira, por disponibilizar o equipamento de grande porte para a realização dos modelos físicos 1g.

Ao programa de pós-graduação em Geotecnia da Universidade Brasília e todos seus professores e colegas de mestrado e doutorado, pela contribuição para minha formação profissional.

Ao professor Renato Pinto da Cunha, pela ajuda e contribuições na primeira fase da tese de doutorado.

À *Universidad de los Andes*, por ter aberto as portas para realização dos modelos centrífugos.

Ao Centro Universitário de Brasília UniCEUB, por ter permitido a realização de alguns ensaios de laboratório.

Aos amigos que fiz em Bogotá durante o estágio doutoral: Julieth, Juan, Álvaro, Eduardo, Laura, Lina, Jaime, Julieth, Ana, Vivi, Margarita, Elsa.

Aos meus amigos em Brasília, especialmente Juliana, Dani, Maria, Yina, Helard, Carlos, Jaime, Nairo, Wilson, Andrea, Jair, Luis Carlos, Diego, Robin, Marcelo, Virginie, Juan, pelo apoio em diversos momentos e por tornarem tudo muito mais fácil e divertido.

À fundação de apoio à pesquisa do Distrito Federal FAPDF e a Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior CAPES pelo apoio financeiro por meio das seguintes bolsas e projetos:

Projeto de pesquisa demanda espontânea 9885.56.40280.07042016 FAPDF

Bolsa 18156.37.27792.08062017 FAP-DF

Bolsa 88881.188579/2018-01 CAPES-PDSE

Bolsa 88887.372021/2019-00 CAPES-PROEX

ESTUDO DO MECANISMO DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA NA CAMADA DE DISTRIBUIÇÃO EM FUNDAÇÕES REFORÇADAS COM INCLUSÕES RÍGIDAS

RESUMO

A técnica de inclusões rígidas tem sido amplamente estudada com a finalidade de reforçar aterros ferroviários e rodoviários sobre solos moles. A técnica tem sido usada em menor medida para diminuir os custos em sistemas de fundação de prédios, neste caso os fenômenos de transferência de carga são complexos e são diferentes dos observados em aterros. Nesta pesquisa, para contribuir com o entendimento do mecanismo de ruptura e do mecanismo de transferência de carga quando uma laje rígida é usada, foram realizados ensaios em modelo físico em escala real, modelos físicos em centrífuga geotécnica e simulações numéricas 2D usando como camada de distribuição de carga o solo natural típico do Distrito Federal, Brasil e o mesmo solo melhorado com cimento. Foi simulada uma condição crítica onde a contribuição do solo reforçado não foi considerada. A maioria dos modelos mostraram que a camada de distribuição é estável após a retirada do confinamento. Quando a rigidez da camada de distribuição aumenta, a magnitude dos recalques diminui consideravelmente, sem depender da rigidez do solo reforçado. Quando se avaliam grupos de inclusões, as inclusões centrais recebem a maior parte da carga transmitida. O mecanismo de ruptura pode ser representado por um volume na parte superior da inclusão com formato de cone truncado, o ângulo externo do cone depende do ângulo de atrito do material, os recalques resultam principalmente da deformação do volume acima da cabeça da inclusão e dependem diretamente do confinamento, do diâmetro da inclusão, separação de inclusões, altura, resistência e rigidez da camada de distribuição. Quanto maior a rigidez, menor o recalque e maior a pressão transmitida à cabeça da inclusão. Evidenciou-se um importante ganho de resistência do material compactado melhorado com cimento e um melhor desempenho das inclusões rígidas com este tipo de material. Os resultados experimentais mostraram que é necessário construir um anel perimetral de inclusões rígidas para evitar rupturas parciais laterais.

Palavras chaves: modelagem física, centrífuga geotécnica, fundações, inclusões rígidas, solos moles, solos colapsíveis.

STUDY OF THE LOAD-TRANSFER MECHANISM IN THE DISTRIBUTION LAYER OF FOUNDATIONS REINFORCED BY RIGID INCLUSIONS

ABSTRACT

The rigid inclusions technique has been widely studied to reinforce railroad and road embankments built over soft soils. The technique has been used to a lesser extent to decrease costs in building foundation systems; in this case, the load transfer phenomena are complex and are different from those observed in embankments. In this research, to contribute to the understanding of the failure mechanism and the load transfer mechanism when a rigid slab is used, tests were performed on a full-scale physical model, physical models in a geotechnical centrifuge, and 2D numerical simulations using as a distribution layer the natural soil typical of the Federal District, Brazil and the same soil improved with cement. A critical condition was simulated, where the contribution of the reinforced soil was not considered. The majority of the models showed that the distribution layer is stable after removing the confinement. When the distribution layer's stiffness increases, the magnitude of the settlements decreases considerably, without depending on the reinforced soil's stiffness. When assessing inclusion groups, the central inclusions receive most of the transmitted load. The failure mechanism can be represented by a volume at the top of the inclusion with a truncated cone shape; the cone's external angle depends on the material's friction angle. The settlements result mainly from the deformation of the volume above the inclusion head and directly depends on the confinement, diameter, separation, height, strength, and rigidity of the distribution layer. While the greater the stiffness, the lower the settlement and the greater the pressure transmitted to the head of the inclusion. The results show a substantial gain in strength of the compacted material improved with cement and better performance of the rigid inclusions with this type of material. It is necessary to build a perimeter ring with rigid inclusions to avoid partial lateral ruptures.

Keywords: physical modeling, geotechnical centrifuge, foundations, rigid inclusions, soft soils, collapsible soils.

SUMARIO

LISTA DE TABELAS	xii
LISTA DE FIGURAS	xiv
LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURAS E ABREVIACÕES.....	xxiv
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 Justificativa	2
1.2 Objetivos	3
1.3 Estrutura da tese	4
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	6
2.1 Manifestações patológicas causadas por recalques.....	6
2.2 Tipos de fundações.....	9
2.3 Inclusões rígidas.....	10
2.3.1 Tipos de inclusões rígidas	11
2.3.2 Interação inclusão-solo-camada de distribuição	15
2.3.3 Conceitos de eficiência e desempenho	17
2.4 Modelagem do problema	20
2.4.1 Modelos físicos 1g	20
2.4.2 Modelagem física em centrífuga geotécnica.....	24
2.4.3 Modelos em escala real e estudos de caso.....	30
2.4.4 Modelagem numérica.....	33
2.5 Mecanismo de transferência de carga na camada de distribuição	37
2.5.1 Camada de distribuição de carga sob um aterro.....	40
2.5.2 Mecanismos de transferência de carga sob uma fundação.....	54
2.6 Considerações sobre as formas de ruptura da camada de distribuição de carga.....	58
3 MATERIAIS E MÉTODOS	60
3.1 Camada de distribuição de carga	60

3.1.1	Ensaio de caracterização física	62
3.1.2	Ensaio de caracterização mecânica	63
3.2	Resultados da caracterização física e classificação do solo	65
3.2.1	Análise granulométrica	65
3.2.2	Limites de consistência.....	65
3.2.3	Ensaio de compactação	66
3.2.4	Resumo caracterização física e classificação do solo.....	66
3.3	Resultados da caracterização mecânica	67
3.3.1	Ensaio de compressão simples.....	67
3.3.2	Ensaio de cisalhamento direto	69
3.3.3	Ensaio de adensamento	70
3.3.4	Ensaio triaxiais tipo CID.....	70
3.3.5	Parâmetros de resistência e deformabilidade.....	73
3.4	Obtenção e ajuste dos parâmetros iniciais para o modelo constitutivo.....	74
3.5	Considerações sobre a caracterização física e mecânica da camada de distribuição de carga	78
3.6	Modelagem numérica.....	80
3.6.1	Modelo constitutivo usado nas análises e calibração	80
3.6.2	Simulação numérica 2D (axissimétrica).....	82
4	MODELAGEM FÍSICA 1g.....	85
4.1	Modelo físico em escala real 1g.....	85
4.1.1	Idealização do modelo físico e fenômeno representado	85
4.1.2	Equipamento utilizado	85
4.1.3	Definição da metodologia de compactação	88
4.1.4	Instrumentação geotécnica e calibração.....	89
4.1.5	Campanha experimental e procedimento metodológico do ensaio.....	92

4.2	Resultados experimentais.....	94
4.3	Mecanismo de transferência de carga (cone de transferência de carga)	97
4.4	Determinação da Capacidade de carga da inclusão	102
4.5	Determinação da espessura da camada de distribuição (H) e a separação entre inclusões (S).	105
4.6	Simulações numéricas e comparação de resultados.....	108
4.7	Conclusões parciais.....	115
5	MODELAGEM FÍSICA EM CENTRÍFUGA GEOTÉCNICA.....	118
5.1	Modelo físico em centrífuga geotécnica	118
5.1.1	Centrífuga geotécnica utilizada.....	118
5.1.2	Idealização do modelo físico e fenômeno representado	119
5.1.3	Parâmetros a serem avaliados, dimensões dos elementos e fator de escala .	120
5.1.4	Montagem e equipamentos instalados.....	122
5.1.5	Instrumentação do modelo físico e calibração	126
5.1.6	Campanha experimental e programa de ensaios.....	129
5.1.7	Procedimento metodológico do ensaio e etapas de voo	131
5.2	Resultados experimentais.....	134
5.2.1	Grupo A (D1H1SN, D1H2SN, D1H3SN).....	136
5.2.2	Grupo B (D2H1SN, D2H2SN, D2H3SN).....	140
5.2.3	Grupo C (D1H1SC, D1H2SC).....	146
5.2.4	Grupo D (D2H1SC, D2H2SC).....	151
5.2.5	Grupo E (B-D2H1SN)	157
5.3	Considerações sobre os mecanismos de transferência de carga e ruptura	163
5.4	Conclusões parciais.....	168
6	CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	171
6.1	Sugestões para trabalhos futuros.....	174

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	175
APÊNDICES.....	186
A-CURVAS DE CALIBRAÇÃO DE INSTRUMENTOS UTILIZADOS NO MODELO FÍSICO 1G	186
B-CURVAS DE CALIBRAÇÃO DE INSTRUMENTOS UTILIZADOS NO MODELO FÍSICO EM CENTRÍFUGA GEOTÉCNICA	188

LISTA DE TABELAS

Tabela 1. Classificação das inclusões rígidas (Modificado - Briançon, 2002)	11
Tabela 2. Modelos físicos 1g.....	22
Tabela 3. Modelos físicos em centrífuga geotécnica	28
Tabela 4. Modelos físicos em escala real e instrumentação de obras	31
Tabela 5. Modelos numéricos recentes	34
Tabela 6. Caracterização física e classificação do solo.....	67
Tabela 7. Parâmetros de resistência e deformabilidade obtidos a partir dos ensaios triaxiais .	73
Tabela 8. Parâmetros de resistência obtidos por meio do ensaio de cisalhamento direto.....	74
Tabela 9. Parâmetros HSM da camada de distribuição SN.....	76
Tabela 10. Parâmetros HSM da camada de distribuição SC.....	78
Tabela 11. Parâmetros do modelo Hardening Soil.....	81
Tabela 12. Propriedades dos elementos estruturais.....	83
Tabela 13. Campanha experimental	92
Tabela 14. Valor β obtido por meio de equações propostas por vários autores para SN e SC	99
Tabela 15. Valores de g_c para SN e SC	104
Tabela 16. Parâmetros HSM ajustados para o SN e SC.....	109
Tabela 17. Partes da centrífuga geotécnica	118
Tabela 18. Características da centrífuga da Universidad de los Andes (Rincón, 2016)	119
Tabela 19. Características e propriedades dos elementos (fator de escala 30g)	130
Tabela 20. Campanha experimental modelo físico em centrífuga geotécnica.....	130
Tabela 21. Campanha experimental modelo	135
Tabela 22. Pressões na cabeça das inclusões do grupo A na ruptura (kPa)	138
Tabela 23. Pressões na cabeça das inclusões do grupo B na ruptura (kPa)	144
Tabela 24. Pressões na cabeça das inclusões do grupo C na ruptura (kPa)	149
Tabela 25. Pressões na cabeça das inclusões do grupo D na ruptura (kPa)	155

Tabela 26. Pressões na cabeça das inclusões do ensaio B-D2H1SN na ruptura (kPa)	161
Tabela 27. Pressões medidas na placa e na cabeça da inclusão durante a ruptura (kPa)	167

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1. Esquema geral de uma fundação reforçada com inclusões rígidas (Modificado Rebolledo et al., 2019)	2
Figura 2.1. Ocorrência de solos colapsíveis no Brasil (Ferreira & Lacerda, 19933).	6
Figura 2.2. Estrutura típica dos solos colapsíveis (Alonso et al., 1987)	7
Figura 2.3. Tipos de fundações: a) fundação superficial, b) grupo de estacas, c) radier estaqueado e d) inclusões rígidas.	10
Figura 2.4. Etapas construtivas das inclusões tipo hélice contínua (Rodríguez & Auvinet, 2006)	12
Figura 2.5. Execução projeto tanques de gás natural (a) Processo de escavação hélice contínua (b) inclusões rígidas finalizadas (Bernuy et al., 2018)	12
Figura 2.6. Estacas de atrito negativo (Rodríguez-Rebolledo, 2001)	13
Figura 2.7. Estacas de atrito negativo (Girault, 1964)	13
Figura 2.8. Inclusões de aço da ponte sobre o rio Antirion (Pecker, 2004)	14
Figura 2.9. Colunas de brita e areia: a) esquema simplificado colunas de brita (Domingues, 2006) e b) Exumação de coluna de areia encamisada (Araújo, 2009)	14
Figura 2.10. Mecanismo de transferência de carga desenvolvida em a) fundação em radier estaqueado e b) fundações por inclusões rígidas (Rebolledo et al., 2019b)	15
Figura 2.11. Cargas desenvolvidas ao longo da inclusão (Resendiz & Auvinet, 1973)	16
Figura 2.12. Força de compressão dragload para diferentes casos (Resendiz & Auvinet, 1973)	17
Figura 2.13. Atrito negativo e positivo para diferentes casos (Resendiz & Auvinet, 1973)....	17
Figura 2.14. Áreas tributárias para distribuição quadrada e triangular (Collin et al., 2005)....	17
Figura 2.15. a) Vista em planta da distribuição hexagonal, b) carregamentos atuantes numa área tributária	18
Figura 2.16. Princípio fundamental da modelagem em centrífuga (Madabhushi, 2014).....	26
Figura 2.17. Arqueamento do solo a) Arqueamento total b) Arqueamento parcial (Van Eekelen et al. 2003 Apud Fonseca, 2017)	38

Figura 2.18. Transferência de carga (a) condição inicial, (b) carga distribuída de forma rígida, radier apoiado na camada de distribuição, (c) carga distribuída transmitida diretamente à camada de distribuição (flexível)	39
Figura 2.19. Representação fenômeno de arqueamento do solo	41
Figura 2.20. Modelo físico Terzaghi (1943)	41
Figura 2.21. Mecanismo de transferência de carga – efeito de arco (Hewlett & Randolph, 1988)	42
Figura 2.22. Mecanismo de transferência de carga – efeito de arco (Low et al., 1994)	43
Figura 2.23. Métodos colunas fictícias.....	45
Figura 2.24. Mecanismo de transferência de carga de colunas fictícias de Combarieu (Gomes, 2012).....	47
Figura 2.25. Métodos prismáticos	49
Figura 2.26. Método Svano 2D e 3D (Satibi et al., 2007).....	50
Figura 2.27. Geometria dos modelos numéricos e ensaios em escala (Modificado - Chevalier et al., 2011).....	50
Figura 2.28. Descrição do modelo de transferência de carga do Carlsson (Chevalier et al., 2011)	51
Figura 2.29. Mecanismos de transferência de carga a) aterro b) Laje rígida (Modificado – Laurent et al., 2003)	54
Figura 2.30. Evolução da eficiência para o caso de aterro e laje rígida (Chevalier et al., 2011)	55
Figura 2.31. Influência da rigidez do solo na eficiência: (a) aterro e (b) Laje rígida (Chevalier et al., 2012).....	55
Figura 2.32. Deslocamentos verticais da laje dependendo da sobrecarga para diferentes valores de rigidez (Chevalier et al., 2012)	56
Figura 2.33. Deslocamentos de partículas a) sem radier b) com radier (Chevalier et al., 2011)	56

Figura 2.34. Influência da rigidez do solo mole no estado de tensões numa coluna de solo localizada acima das inclusões para diferentes etapas de carregamento a) $k_c=0.25$ MPa/m b) $k_c=1.0$ Mpa/m (Chevalier et al., 2011)	57
Figura 2.35. Diagrama de ruptura da camada de distribuição a) Cone de cisalhamento b) problema invertido capacidade de carga fundações superficiais, diagrama Prandtl (Irex, 2012)	59
Figura 3.1. Local de coleta e mapa geológico simplificado do DF (Modificado Freitas-Silva & Campos, 1999 – Google Earth 13-07-20)	61
Figura 3.2. Aspecto visual do solo da UnB coletado.	62
Figura 3.3. Equipamento triaxial a) ELE TRITEST 50 laboratório geotécnia UnB, e b)Humbolt HM 3000 Infralab UnB	64
Figura 3.4. Curva granulométrica	65
Figura 3.5. Limite de liquidez e plasticidade	66
Figura 3.6. Curva de compactação	66
Figura 3.7. Modos de ruptura do ensaio de compressão simples. a) SC e b) SN.....	68
Figura 3.8. Variação da resistência não confinada com a porcentagem de cimento.....	68
Figura 3.9. Resultado ensaio cisalhamento direto: a) tensão cisalhante versus deslocamento horizontal SN; b) deslocamento horizontal versus deslocamento vertical SN; c) tensão cisalhante versus deslocamento horizontal SC; e D) deslocamento horizontal versus deslocamento vertical SC.....	69
Figura 3.10. Curva de adensamento	70
Figura 3.11. Resultados do ensaio triaxial CID para o solo natural SN: a) tensão desvio versus deformação axial; b) círculos de Mohr; c) deformação volumétrica versus deformação axial; e d) plano de ruptura do corpo de prova.	71
Figura 3.12. Resultados do ensaio triaxial CID para solo cimento SC: a) tensão desvio versus deformação axial; b) círculos de Mohr; c) deformação volumétrica versus deformação axial; e d) plano de ruptura do corpo de prova.	72
Figura 3.13. Curva de compressibilidade ajustada para o modelo HSM	75

Figura 3.14. Curva tensão desvio versus deformação axial para calibração do modelo HSM para o SN: a) pico e b) residual.....	75
Figura 3.15. Curva deformação volumétrica versus deformação axial para calibração do modelo HSM para o SN: a) pico e b) residual 6%	76
Figura 3.16. Curva tensão desvio versus deformação para calibração do modelo HSM para o SC: a) pico e b) residual.	77
Figura 3.17. Curva deformação volumétrica versus deformação para calibração do modelo HSM para o SC: a) pico e b) residual.....	77
Figura 3.18. Relação tensão-deformação para uma carga primaria no triaxial drenado (Schanz et al., 1999).....	81
Figura 3.19. Superfícies de escoamento (cap) por compressão e por cisalhamento e superfície de ruptura para o HSM (Schanz et al., 1999)	82
Figura 3.20. Condição axissimétrica para representar modelo físico em escala real (Plaxis 2D)	83
Figura 3.21. Malha de elementos finitos D20SN	84
Figura 3.22. Etapas de análise do modelo D20SN: a) estado inicial de tensões, b) retirada da placa inferior, c) colocação de placa superior e d) aplicação de carregamento.	84
Figura 4.1. Comparativo: (a) protótipo, (b) área de influência, (c) modelo físico simplificado.	85
Figura 4.2. Modelo físico 1g (a) Seção transversal (b) Vista geral do equipamento	86
Figura 4.3. Detalhes do equipamento: (a) vista superior do cilindro vazado e cabeça das inclusões, (b) vista inferior da inclusão, célula de carga e placa móvel, (c) vista superior do pistão, célula de carga e placa de aplicação de cargas reforçada.	87
Figura 4.4. Determinação metodologia de compactação: (a) Prensa de adensamento usada, (b) Amostra compactada	88
Figura 4.5. Resultados de ensaios de compactação na prensa de adensamento.....	88
Figura 4.6. Transdutores de deslocamento linear LVDT: (a) Transdutor de deslocamento TD-50. (b) Processo de calibração	89

Figura 4.7. (a) Células de carga de 50 kN de capacidade, (b) Células de carga de 100 kN de capacidade	90
Figura 4.8. Procedimento calibração células de carga	90
Figura 4.9. (a) Interface água–ar comprimido e tampa de aplicação de cargas, (b) Instalação células de tensão total para calibração	91
Figura 4.10. Aquisitor de dados MX 840 A	92
Figura 4.11. Procedimento de ensaio. a) adição do teor ótimo de água para compactação do SN; b) adição do teor ótimo de água para compactação do SC; c) colocação da placa inferior e cabeça da inclusão d) colocação e compactação da camada de distribuição e) remoção da placa inferior, f) colocação da placa superior, vigas e aplicação da carga.	93
Figura 4.12. Leituras obtidas nas células de carga (F1 = Força externa aplicada e F2 = Força transferida à cabeça da inclusão) e do medidor de deslocamento vertical LVDT ($\Delta\rho$ = recalque) durante o ensaio D20SN.....	94
Figura 4.13. Leituras obtidas nas células de carga (F1 = Força externa aplicada e F2 = Força transferida à cabeça da inclusão) e do medidor de deslocamento vertical LVDT ($\Delta\rho$ = recalque) durante o ensaio D20SC.....	95
Figura 4.14. Leituras obtidas nas células de tensão total durante o ensaio D20SN.....	95
Figura 4.15. Leituras obtidas nas células de tensão total durante o ensaio D20SC.....	96
Figura 4.16. Recalques obtidos versus carga aplicada para o SN e SC	96
Figura 4.17. Ruptura do ensaio após retira da placa inferior D10SN.	97
Figura 4.18. Forma do CTC desenvolvido na cabeça da inclusão	98
Figura 4.19. Forma da coluna de transferência de carga obtida para os casos analisados.	99
Figura 4.20. $\Delta\rho/H$ versus $F2/A_i$ para SN e SC.....	100
Figura 4.21. Influência da rigidez do solo no estado de tensões no CTC para SN e SC	101
Figura 4.22. Medição de células de tensão total durante o ensaio D10SN	102
Figura 4.23. Localização das células de tensão total e do cone de concentração de tensões. 102	
Figura 4.24. Mecanismo de ruptura de uma fundação superficial com um talude adjacente (Castelli & Lentini, 2011)	103

Figura 4.25. Valores de g_c versus ângulo de atrito.	105
Figura 4.26. Representação gráfica da equação 64, $S_{min} - aa$ versus q_{ulta}	106
Figura 4.27. Valores carga aplicada (q_1) versus taxa de cobertura ($\alpha = a2S2$)	107
Figura 4.28. Valores carga aplicada (q_1) versus $((s - a)/a)$	108
Figura 4.29. F1 versus recalque (Δp) com parâmetros iniciais: a) SN confinado e b) SC confinado.	109
Figura 4.30. Resultados simulações numéricas D15SN: a) malha deformada b) deslocamentos horizontais máximos e c) deslocamentos verticais máximos.	110
Figura 4.31. Ângulo do cone de concentração de tensões para D15SN: (a) deformação vertical (%) e (b) deformação horizontal (%)	110
Figura 4.32. Tensões na cabeça da inclusão para o ensaio D15SN: (a) tensões efetivas verticais e (b) tensões principais.	111
Figura 4.33. F1 versus recalque (Δp) para o SN (confinado).	112
Figura 4.34. Condição estudada sem confinamento para o ensaio D15SN. a) Malha deformada e b) deslocamentos verticais.	112
Figura 4.35. F1 versus recalque (Δp) para o SN (sem confinamento)	113
Figura 4.36. Pressão na cabeça da inclusão F2/Ai versus recalque normalizado ($\Delta p/H$) para o SN (sem confinamento).	113
Figura 4.37. F1 versus recalque (Δp) para o SC (com confinamento)	114
Figura 4.38. Pressão na cabeça da inclusão F2/Ai versus recalque normalizado ($\Delta p/H$) para o SC (sem confinamento)	115
Figura 5.1. Centrífuga de braço da Universidad de los Andes.	118
Figura 5.2. Comparativo do fenômeno representado: (a) Seção transversal protótipo, (b) vista em planta de distribuição de estacas no protótipo e (c) modelo físico em centrífuga.	120
Figura 5.3. Modelo físico em centrífuga geotécnica. (a) Vista esquemática do modelo e (b) equipamento fabricado	122
Figura 5.4. Componentes modelo físico em centrífuga geotécnica	123
Figura 5.5. Placa móvel perfurada: (a) posição 1-inicial e (b) posição 2-final	124

Figura 5.6. Inclusões rígidas	125
Figura 5.7. Capiteis e placa de acrílico	125
Figura 5.8. Dispositivos auxiliares: (a) e (b) atuador elétrico EXLAR e (c) atuador pneumático CP10.....	126
Figura 5.9. Célula de carga Futek LCF 450: (a) célula de carga acoplada na placa superior e (b) processo de calibração.....	126
Figura 5.10. Célula de carga Futek LCM 325 instalada na placa móvel	127
Figura 5.11. Célula de carga Futek LCM 200 nas inclusões: (a) células de carga utilizadas, (b) processo de calibração, (c) Esquema de distribuição das inclusões instrumentadas e (d) Inclusões engastadas na base rígida	128
Figura 5.12. Transdutor de deslocamento linear LVDT: (a) LVDT instalado no topo da placa de aplicação de carga e (b) processo de calibração	128
Figura 5.13. Distribuição de inclusões (dimensões em m): (a) $\alpha = 4.5\%$ (b) $\alpha = 17.9\%$	129
Figura 5.14. Programação do ensaio e testes em EPS.....	131
Figura 5.15. Molde de compactação: (a) molde bipartido, e (b) processo de escarificação ..	131
Figura 5.16. Procedimento de ensaio: a) adição do teor ótimo de água para compactação do SN; b) adição do teor ótimo de água para compactação do SC; c) compactação da camada de distribuição d) pesagem e colocação contrapeso e) Colocação amostra, f) colocação anel e espuma, (g) conexão instrumentos, (h) voo centrífugo, (i) identificação geometria da ruptura.	134
Figura 5.17. Determinação carga total no grupo de inclusões F_i	135
Figura 5.18. F_1 , F_i e F_p versus tempo durante o ensaio D1H1SN.....	136
Figura 5.19. Ruptura por puncionamento nos ensaios do grupo A: a) D1H1SN, b) D1H2SN, e c) D1H3SN.....	137
Figura 5.20. Pressões máximas no ensaio D1H1SN	137
Figura 5.21. Representação do estado de tensões no CTC para o grupo A	138
Figura 5.22. Forma hipotética das colunas de transferência de carga dos ensaios do grupo A: a) D1H1SN, b) D1H2SN, e c) D1H3SN	139
Figura 5.23. F_1 , F_i e F_p versus tempo durante o ensaio D2H1SN.....	140

Figura 5.24. Evolução das forças nas cabeças das inclusões na fase 2 do ensaio D2H1SN: (a) em função do tempo e (b) em função da carga aplicada.	141
Figura 5.25. Geometria na ruptura em planta, ensaio D2H1SN	141
Figura 5.26. (a) Pressão na cabeça da inclusão versus deslocamento normalizado (b) Porcentagem de participação no recebimento da carga total F1 para D2H1SN.	142
Figura 5.27. a) Recalque total normalizado versus carga aplicada e (b) porcentagem de participação no recebimento da carga total Grupo B.	143
Figura 5.28. Geometria após ensaio: a) D2H1SN, b) D2H2SN, e c) D2H3SN.....	143
Figura 5.29. Representação do estado de tensões no CTC para o grupo B.....	145
Figura 5.30. Forma hipotética das colunas de transferência de carga dos ensaios do grupo B: a) D2H1SN, b) D2H2SN, e c) D2H3SN	145
Figura 5.31. Forma das colunas de transferência observada no ensaio D2H3SN.....	146
Figura 5.32. F1, Fi e Fs versus tempo durante o ensaio D1H1SC	146
Figura 5.33. Força na cabeça da inclusão para D1H1SC: (a) em função do tempo, (b) em função da carga aplicada na placa.	147
Figura 5.34. (a) Pressão na cabeça da inclusão versus recalque normalizado (b) Parcela da carga recebida por cada inclusão instrumentada D1H1SC.	147
Figura 5.35. a) Recalque total normalizado versus carga aplicada; (b) Porcentagem de participação no recebimento da carga total para o grupo C.	148
Figura 5.36. Geometria após ensaio: a) D1H1SC, b) D1H2SC	149
Figura 5.37. Ruptura locais no anel externo: a) D1H1SC, b) D1H2SC.....	149
Figura 5.38. Representação do estado de tensões no CTC para o grupo C.....	150
Figura 5.39. Forma hipotética das colunas de transferência de carga dos ensaios do grupo C: a) D1H1SC, e b) D1H2SC	151
Figura 5.40. Procedimento do ensaio, F1, Fi e Fp versus tempo (ensaio D2H1SC).....	152
Figura 5.41. Força na cabeça da inclusão para D2H1SC: (a) em função do tempo, e (b) em função da carga aplicada na placa.	152
Figura 5.42. Geometria após ensaio em planta D2H1SC.....	153

Figura 5.43. (a) Pressão na cabeça da inclusão versus recalque normalizado (b) Parcela da carga recebida por cada inclusão instrumentada D2H1SC.	153
Figura 5.44. Recalque total normalizado versus carga aplicada; (b) Porcentagem de participação da carga para cada inclusão no grupo C.	154
Figura 5.45. Geometria após ensaio: a) D2H1SC, b) D2H2SC	154
Figura 5.46. Representação do estado de tensões no CTC para o grupo D	155
Figura 5.47. Forma hipotética das colunas de transferência de carga dos ensaios do grupo D: a) D2H1SC, e b) D2H2SC	156
Figura 5.48. CTC do ensaio D2H1SC.	156
Figura 5.49. F_1 , F_p , e F_i versus tempo para o ensaio B-D2H1SN.	157
Figura 5.50. Recalques do solo reforçado (Δu) e recalques do radier (Δp) no ensaio B-D2H1SN.	158
Figura 5.51. Eficiência do ensaio durante o deslocamento da placa móvel (Fase 2).	158
Figura 5.52. Distribuição de cargas para cada inclusão durante o ensaio B-D2H1SN	159
Figura 5.53. Porcentagem de carga recebida por cada inclusão durante as duas fases do ensaio B-D2H1SN	159
Figura 5.54. Geometria do final do ensaio em planta B-D2H1SN	160
Figura 5.55. Pressão na cabeça da inclusão versus recalque do radier normalizado com H B-D2H1SN	160
Figura 5.56. Representação do estado de tensões no CTC para as inclusões do ensaio B-D2H1SN	161
Figura 5.57. Geometria de ruptura após ensaio B-D2H1SN.	162
Figura 5.58. Forma das colunas de transferência de carga do ensaio B-D2H1SN	162
Figura 5.59. Superposição de volumes de CTC do ensaio B-D2H1SN.	163
Figura 5.60. Camada de distribuição diâmetro inclusão 38.1 cm após ensaio: (a) D1H3SN, (b) D1H1SC	163
Figura 5.61. Camada de distribuição diâmetro inclusão 38 cm após ensaio: (a) D2H2SN, (b) D2H2SC.	164

Figura 5.62. Colapso das bordas da camada de distribuição: (a) D2H1SN, (b) D2H1SC.....	164
Figura 5.63. Colapso parcial perimetral: a) vista superior após ensaio B-D2H1SN e b) contato com a cabeça das inclusões após ensaio D2H3SN.....	165
Figura 5.64. Ângulo β nos ensaios	166
Figura 5.65. Porcentagem de carga recebida por cada inclusão instrumentada.....	167
Figura 5.66. Pressão na ruptura $F1/A$ versus altura relativa.	168
Figura 5.67. Pressões máximas na cabeça da inclusão versus altura normalizada	168

LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURAS E ABREVIÇÕES

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
a	Largura da estaca ou diâmetro da inclusão
A_t	Área tributária da inclusão
A	Área total da placa
β	Ângulo externo do cone de transferência de carga
α	Taxa de recobrimento
c	Coesão total do material
c'	Coesão efetiva do material
cen	centrais
CD	Consolidado drenado
cm	Centímetro
cp	Corpo de prova
CTC	Cone de transferência de carga
CU	Consolidado não drenado
C_v	Coefficiente de adensamento
E	Eficiência do mecanismo de transferência de carga
E_{50}	Módulo de rigidez 50%
E_{oed}	Módulo oedométrico
E_t	Módulo tangente
E_{ur}	Módulo de carregamento descarregamento
ε_f	Deformação na ruptura
e	Índice de vazios
e_0	Índice de vazios inicial
e_f	Índice de vazios final
<i>et al</i>	E outros
F_1	Força total aplicada na placa
F_2	Força medida na cabeça da inclusão
F_i	Força total transmitida ao grupo de inclusões
F_p	Força atuante na placa (solo reforçado)
g	Grama
G_s	Densidade dos grãos
h	Hora
H	Altura da camada de distribuição de carga
H_{crit}	Altura crítica
HBM	Hottinger Baldwin Messtechnik
IP	Índice de plasticidade
IL	Índice de liquidez
k_0	Coefficiente de empuxo em repouso
kN	Quilo Newton
kPa	Quilo Pascal
MCT	Miniatura, compactado, tropical
N	Fator de escala da modelagem centrífuga
m	Potência da dependência do nível de tensão / rigidez
n	Porosidade
NBR	Norma Brasileira Registrada
POP	Pressão de pré-sobrecarga
p'	Invariante de tensão de Cambridge
Pa	Pascal

per	periféricas
PN	Proctor normal
P_a	Tensão de pré-adensamento
q	Tensão desvio
R_f	Razão entre a assíntota da curva hiperbólica e a máxima resistência cisalhante
R^2	Coefficiente de correlação
s	Separação entre inclusões
sat	Saturada
s'	Invariante de tensão
SC	Solo Cimento
SN	Solo Natural
S_r	Grau de saturação
SUCS	Sistema unificado de classificação de solos
u_w	Pressão na água
V	Volume
w	teor de umidade
w_{nat}	Teor de umidade natural
w_{opt}	Teor de umidade ótima
w_L	Limite de liquidez
w_p	Limite de plasticidade
w_s	Limite de contração
ε	Deformação
ε_a	Deformação axial
Υ_d	Peso específico seco
Υ	Peso específico
ϕ	Ângulo de atrito
ν	Coefficiente de Poisson
ψ	Ângulo de dilatação
σ_1	Tensão principal maior
σ_3	Tensão principal menor
σ_1'	Tensão principal maior efetiva
σ_3'	Tensão principal menor efetiva
%	Porcentagem

1 INTRODUÇÃO

Em face da evolução econômica e do crescimento da população, se torna cada vez mais necessária a ocupação em superfície de zonas com baixa capacidade de suporte, com presença de solos moles e colapsíveis. Uma das soluções de fundação utilizadas neste tipo de situações é o reforço do solo por meio de inclusões.

O emprego de inclusões para a melhoria do terreno está documentado desde 1980 em países escandinavos e de uma forma geral no norte de Europa (Briançon, 2002). A partir de 1990 aumentou seu uso em outros países da Europa como Suíça, Alemanha, Holanda, Reino Unido, França e Portugal e na América do Norte em Estados Unidos e México (Combarieu, 1990; Pecker, 2004; Simon & Scholsser, 2006; IREX, 2012; Briançon et al., 2015; López et al., 1999; Santoyo & Ovando, 2006; Rodríguez-Rebolledo, 2001, 2010). O uso tem aumentado porque a técnica apresenta uma boa relação custo-benefício como fundação em solos moles (Rodríguez-Rebolledo & Auvinet, 2006).

As inclusões são elementos de reforço cilíndricos, mecanicamente contínuos e tipicamente verticais que no caso de fundações de prédios não são conectados com o elemento de fundação (sapata ou radier), e que podem ser fabricados usando diferentes técnicas como: perfuratrizes a trado, hélice contínua, injeção a baixa pressão, *jet grouting*, colunas de brita, colunas de areia ou colunas formadas por mistura de solo com cal e/ou cimento. As inclusões podem ser classificadas em rígidas ou flexíveis, dentro destas técnicas, as inclusões rígidas têm sido consideradas mais vantajosas.

A técnica de inclusões rígidas (Figura 1.1) consiste na transferência de uma parte da carga aplicada em superfície para os elementos rígidos verticais por meio de uma camada de material compactado conhecida como camada de distribuição de carga que pode ser reforçada com geossintéticos, reduzindo a carga aplicada no solo de fundação. O cálculo de recalques e os mecanismos de transferência de carga são muito complexos e ainda hoje não são totalmente compreendidos na literatura técnica (Jenck et al., 2007).

As inclusões rígidas e flexíveis têm sido utilizadas principalmente em projetos de aterros rodoviários e ferroviários, técnica conhecida como aterro estaqueado, mas também podem ser úteis para diferentes tipos de estruturas como pontes, edifícios industriais, edifícios residenciais, estações de tratamento de esgoto e torres eólicas construídas em solos moles (Okay et al., 2014).

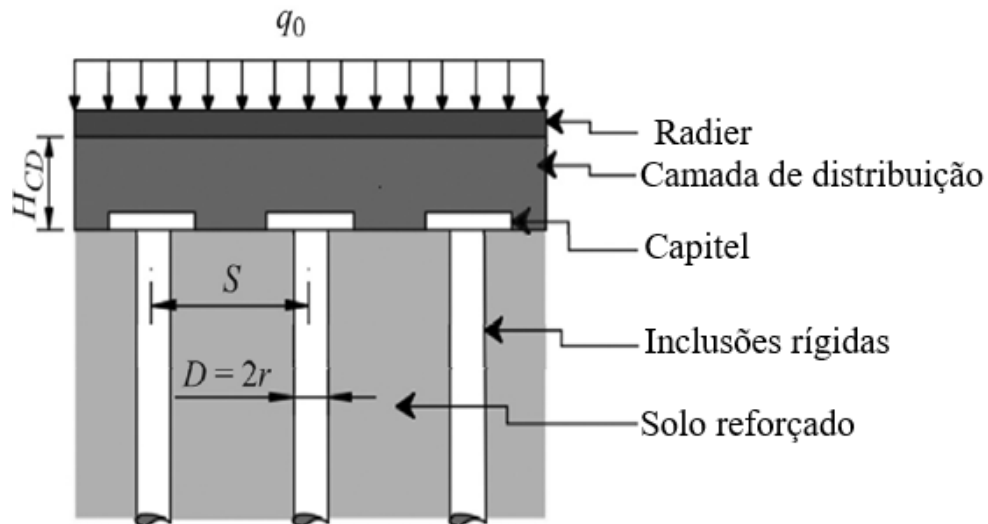


Figura 1.1. Esquema geral de uma fundação reforçada com inclusões rígidas (Modificado Rebolledo et al., 2019)

Na literatura técnica são encontradas referências sobre o uso da técnica para fundações de tanques de armazenamento de resíduos nucleares (Matsson et al., 2013; Briançon et al., 2015) assim como para o uso em fundações de aterros de linhas de trens de alta velocidade com uso de placa rígida de concreto (Zheng et al. 2011; Briançon & Simon, 2017) e construção de fundações de tanques de armazenamento de gás natural (Bernuy et al., 2018).

Segundo Rodríguez-Rebolledo (2001), as vantagens que têm as inclusões rígidas quando comparadas com fundações profundas tradicionais são:

- As inclusões não precisam de reforço estrutural já que são submetidas unicamente a cargas axiais relativamente baixas, o que gera uma otimização do material do elemento e uma redução importante no custo;
- A inclusão não gera cargas pontuais nas sapatas ou radier, então o reforço estrutural desses elementos também diminui;
- Os procedimentos executivos empregados permitem grandes rendimentos na sua construção.

1.1 Justificativa

Grandes áreas do Norte, Sudeste, Centro-Oeste e Sul do Brasil são cobertas por solos colapsíveis (Ferreira, 2007) e grande parte do litoral Brasileiro coberto por solos moles. Consequentemente, casos de manifestações patológicas ocasionadas por recalques são frequentes. Nestas condições, as fundações de pequenos prédios são em sua grande maioria fundações de tipo profunda que buscam atravessar a camada de solo mole ou colapsível e que

podem atingir elevadas profundidades dependendo das condições geotécnicas de cada local, o que gera um problema técnico e econômico (Pereira, 2019).

Nestas condições, a técnica de inclusões rígidas é atualmente uma das técnicas de fundações mais empregadas, devido ao bom desempenho observado (controle de recalques) e ao seu baixo custo quando comparado com outras soluções existentes (Rodríguez-Rebolledo, 2001), apesar de que o mecanismo de transferência de carga e mecanismos de ruptura é muito complexo e ainda hoje não é compreendido totalmente.

Historicamente, a técnica tem sido muito estudada para seu uso em aterros estruturados, mas como solução de fundação os estudos são limitados, por esse motivo a finalidade desta pesquisa de doutorado é pesquisar sobre o seu possível uso em fundações de estruturas habitacionais e industriais.

Chevalier et al. (2011) demonstraram que quando uma laje rígida é usada para transferir carga, o mecanismo de transferência de carga é diferente ao caso convencional de aterros estaqueados. Devido à alta rigidez da laje, os recalques resultam principalmente da deformação vertical das colunas de solo localizadas acima da cabeça das inclusões. Esta deformação depende da rigidez do solo reforçado e da resistência e rigidez da camada de distribuição. Por conseguinte, os métodos clássicos de análise de sistemas de inclusões rígidas não conseguem reproduzir o comportamento.

Devido à complexidade dos fenômenos envolvidos, a modelagem física representa um caminho efetivo para estudar os sistemas de inclusões rígidas. O objetivo deste trabalho é contribuir ao entendimento do mecanismo de transferência de carga entre a cabeça da inclusão e a camada de distribuição por meio de modelagem física e numérica.

1.2 Objetivos

Esta pesquisa tem como objetivo geral, estudar o mecanismo de transferência de carga desenvolvido na camada de distribuição numa fundação reforçada com inclusões rígidas.

Como objetivos específicos serão tratados cinco assuntos essenciais:

- Realizar a caracterização física e mecânica da camada de distribuição de carga constituída por solo natural (SN) e solo cimento (SC) compactado;
- Estudar os mecanismos de transferência de carga e de ruptura desenvolvidos numa camada de distribuição que interage com uma inclusão rígida central (grupo de elementos suposto infinito), a partir de ensaios físicos simplificados (axissimétricos) em

escala real, utilizando inclusões de vários diâmetros e vários tipos de materiais para a camada de distribuição;

- Estudar a interação entre inclusões de centro e borda (grupos de inclusões) e a camada de distribuição, por meio de modelos físicos em centrífuga geotécnica, para diferentes diâmetros de inclusão, diferentes alturas e tipos de camadas de distribuição;
- Validar os modelos numéricos com os resultados experimentais dos modelos físicos;
- Avaliar a influência das propriedades de resistência e deformabilidade dos materiais usados na camada de distribuição e das propriedades geométricas da solução, tais como: o diâmetro da inclusão, separação entre inclusões, altura da camada de distribuição, entre outras.

1.3 Estrutura da tese

Este trabalho está dividido em sete capítulos, e os assuntos de cada capítulo são brevemente descritos a seguir.

- O Capítulo 1 apresenta uma introdução ao tema das inclusões rígidas e contextualização ao problema estudado, também são apresentados os objetivos gerais e específicos do trabalho.
- O Capítulo 2 apresenta a revisão bibliográfica detalhada sobre assuntos importantes que nortearam o desenvolvimento do trabalho, sendo estes, manifestações patológicas em prédios residenciais causados por recalques em solos moles e colapsíveis, tipos de fundações e técnicas de reforço de solos, tipos de inclusões rígidas e métodos construtivos, mecanismos de transferência de carga e mecanismos de ruptura da camada de distribuição de carga, modelagem física 1g, modelagem em centrífuga geotécnica e modelos numéricos de problemas de inclusões rígidas.
- O Capítulo 3 de materiais e métodos aborda uma descrição detalhada dos ensaios realizados para a caracterização física e mecânica do material típico do Distrito Federal coletado para servir como camada de distribuição de carga. São apresentados e analisados os resultados obtidos na campanha experimental que forneceram os parâmetros geotécnicos necessários para a calibração do modelo constitutivo usado nas simulações numéricas realizadas.
- O capítulo 4, descreve os equipamentos e materiais usados para a modelagem em escala real 1g realizada no laboratório de geotecnia da Universidade de Brasília e apresenta os resultados experimentais e análises dos seis ensaios. As simulações numéricas para validação do modelo também são apresentadas neste capítulo

- O capítulo 5, apresenta as características, montagem e operação da centrífuga geotécnica da *Universidad de los Andes*. Apresenta as análises dos resultados dos 11 ensaios realizados para avaliar o comportamento do grupo de inclusões rígidas.
- No Capítulo 6, são apresentadas as principais conclusões do trabalho e sugestões para pesquisas futuras na área.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

O presente capítulo aborda os assuntos mais importantes para contextualizar o desenvolvimento da pesquisa proposta. Serão descritas as principais manifestações patológicas causadas por recalques, tipos de fundações, mecanismos de transferência de carga, mecanismos de ruptura de sistemas de inclusões rígidas, e antecedentes de modelos físicos 1g, centrífuga geotécnica e modelos numéricos encontrados na literatura técnica para contribuir ao entendimento do tema.

2.1 Manifestações patológicas causadas por recalques

A presença de solos colapsíveis ou solos compressíveis podem gerar grandes recalques totais e diferenciais, e assim, causar diversas manifestações patológicas às estruturas variando desde pequenas fissuras e trincas até problemas de estabilidade global como ruptura de prédios, ruptura de aterros, entre outras, que geram grandes perdas econômicas, ambientais e perdas de vidas humanas.

No Brasil, os solos colapsíveis são encontrados em depósitos aluvionares, coluvionares e residuais que sofreram lixiviação dos horizontes mais superficiais em regiões onde há alternância de estações secas e de intensa precipitação, e em regiões semiáridas com baixo teor de umidade (Ferreira & Lacerda, 1993). A Figura 2.1 apresenta um mapa com registros de ocorrências de solos colapsíveis no Brasil.

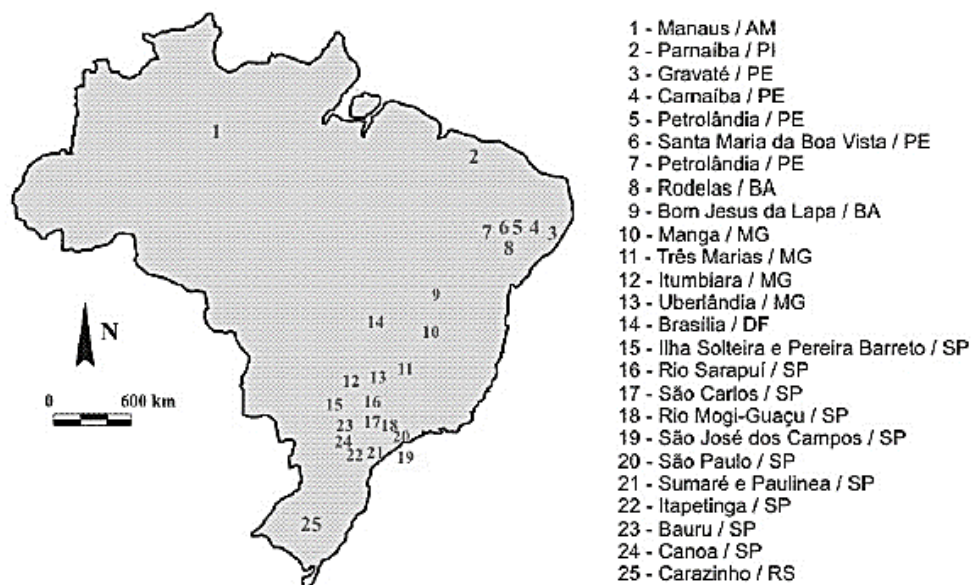


Figura 2.1. Ocorrência de solos colapsíveis no Brasil (Ferreira & Lacerda, 1993).

Conforme visto na Figura 2.1 grandes áreas do Brasil são cobertas por solos colapsíveis, principalmente na região Centro-Oeste, Sudeste, Norte e Sul (Ferreira, 2007). Problemas com fundações em solos colapsíveis são muito comuns nas regiões tropicais, casos de grandes recalques são frequentes, mesmo para estruturas de pequeno e médio porte como tanques, linhas de transmissão, casas e prédios de pouca altura (Pereira et al., 2019).

O fenômeno de colapso ocorre em solos em que existe uma certa cimentação entre os grãos que gera uma resistência temporária (Figura 2.2). Acontece principalmente em solos porosos não saturados por aumento das cargas e/ou variação da saturação, mas o colapso também pode acontecer em solos saturados exclusivamente pelo aumento das cargas que gera mudanças nas tensões efetivas.

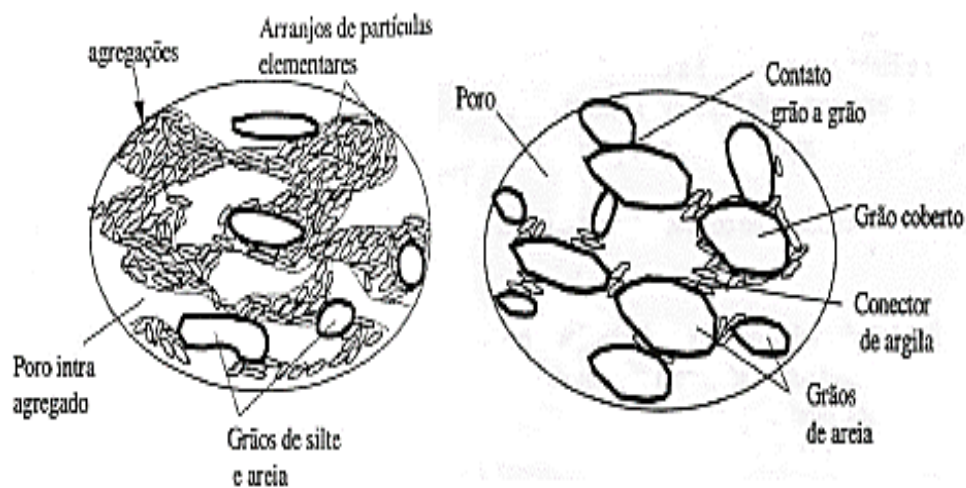


Figura 2.2. Estrutura típica dos solos colapsíveis (Alonso et al., 1987)

O colapso acontece quando essas cimentações entre grãos são perdidas por ação de agentes externos e os vazios são ocupados pelas outras partículas de uma forma brusca e súbita que gera uma mudança significativa de volume do solo.

Diversos casos de danos em edificações devidos ao colapso são relatados em Perez (2017). O autor relata casos nas cidades de São Paulo (SP), São Carlos (SP), Araraquara (SP), Terra Roxa (PR), Petrolina (PE), Petrolândia (PE), Pereira Barreto (SP).

Vilar & Rodrigues (2011) e Silveira & Rodrigues (2020) relatam problemas arquitetônicos e estruturais causados por colapso na cidade de Pereira Barreto, Brasil.

Camapum de Carvalho et al. (2010) mencionam que no Distrito Federal e Centro-Oeste Brasileiro problemas relacionados ao colapso são comuns nos períodos de chuva. Casos frequentes de colapso são constatados em estruturas antigas, além de casos divulgados pelos

jornais locais como um caso significativo de colapso num estacionamento do Setor Comercial Sul após um período de chuvas intensas, que gerou um desnível de algumas dezenas de centímetros.

O perfil geotécnico do Distrito Federal possui características típicas de solos tropicais. Um perfil com alto grau de intemperismo, onde o nível freático quando presente encontra-se geralmente profundo, determinando assim que boa parte do perfil dificilmente se encontrará saturado naturalmente (Silva et al., 2010).

O Solo superficial do DF é conhecido pelos engenheiros geotécnicos da região como “argila porosa colapsível” vermelha com baixa resistência à penetração padrão (SPT menor a 4) e alta permeabilidade, similar aos solos granulares finos (10^{-3} a 10^{-4} cm/s), cobrindo grandes extensões do Distrito Federal. Apesar do alto teor de argila, estes solos apresentam elevada porosidade e comportamento similar aos solos arenosos pelo menos no que se refere à permeabilidade (Silva et al., 2010).

Por outro lado, diversos problemas são encontrados em regiões com presença de solos moles que devido ao elevado índice de vazios e alta compressibilidade, experimentam grandes variações volumétricas. Em algumas cidades os recalques podem ser acelerados por atividades humanas como bombeamento de água de poços subterrâneos que mudam as condições piezométricas, aumentam as tensões efetivas e se gera o fenômeno de subsidência.

Em cidades como Bogotá na Colômbia já foram registradas subsidências de até 90 centímetros (Bareño & Rodríguez, 1999). No caso da cidade do México existem dados históricos onde se registram subsidências de até 10 metros (Rodríguez-Rebolledo, 2010).

No Brasil se destaca o caso da orla de Santos onde é possível observar inúmeros problemas de recalques totais e recalques diferenciais que ocasionam a inclinação de algumas estruturas. Os edifícios foram construídos com fundações superficiais assentes na camada superficial de areia compacta acima de camadas de argilas compressíveis.

Na literatura técnica é possível encontrar diversos estudos sobre os solos moles da Baixada Fluminense, Baixada Santista e vários trechos de solos moles nas cidades de Recife, Porto Alegre e Florianópolis, a maior parte deles envolvendo grandes obras de infraestrutura (Almeida & Marques, 2013). Destacam-se os estudos sobre solos sedimentares de origem marinha em grande parte do Litoral Brasileiro, como a compressibilidade de argilas marinhas da Grande Vitória-ES, apresentados por (Bicalho et al., 2014; Costa, 2018).

Neste tipo de condições comumente recorre-se as fundações do tipo profundas, para atravessar as camadas de solo compressível ou colapsível, em alguns casos as camadas mais resistentes se encontram a grandes profundidades o que onera o custo final dos projetos.

2.2 Tipos de fundações

Para a construção civil e para a engenharia estrutural, a fundação é o conjunto de elementos estruturais tais como: radier, sapata, tubulão e estaca, capaz de transferir para o solo todos os esforços provenientes da superestrutura. Por outro lado, para a engenharia geotécnica, fundação pode ser tanto os elementos estruturais como também o próprio solo que recebera todas as cargas provenientes da edificação (Bezerra, 2003).

Uma fundação deve ser capaz de suportar o peso da estrutura, transmiti-lo aos estratos mais profundos sem recalques excessivos. Segundo a norma Brasileira de execução de fundações (NBR 6122/2019), um projeto de fundações deve apresentar segurança quanto aos Estados-Limite Último (ELU) e aos Estados-Limites de Serviço (ELS). O ELU está associado à segurança ante o colapso ou ruptura da obra. Por outro lado, o ELS está associado ao serviço quando ocorrem recalques, trincas e outros defeitos. Existem quatro tipos básicos de fundações que se descrevem a seguir.

Fundações superficiais (rasas ou diretas) que transmitem as cargas diretamente ao terreno pelas tensões distribuídas na base de elementos estruturais conhecidos como sapata, bloco ou radier. A profundidade de assentamento é menor a duas vezes a menor dimensão do elemento (Figura 2.3a).

Fundações profundas convencionais (Figura 2.3b), que são projetadas para transmitir a totalidade da carga mediante um elemento rígido conhecido como bloco de fundação e distribuir aos estratos mais profundos e resistentes por meio das estacas sem levar em consideração as cargas transmitidas pelo bloco ao solo subjacente.

Fundações profundas tipo radier estaqueado (Figura 2.3c), quando o bloco de fundação é incorporado como elemento resistente e parte das cargas são distribuídas aos estratos mais profundos por meio das estacas e uma parcela distribuída na camada superficial de assentamento do bloco ou radier.

Fundação sobre inclusões rígidas (Figura 2.3.d) mostra como são associados elementos rígidos verticais com uma laje rígida sem nenhuma união estrutural entre os dois elementos. A

transição entre o bloco e as inclusões é geralmente uma camada de material compactado conhecida como camada de distribuição que pode ser reforçada com geossintéticos ou não.

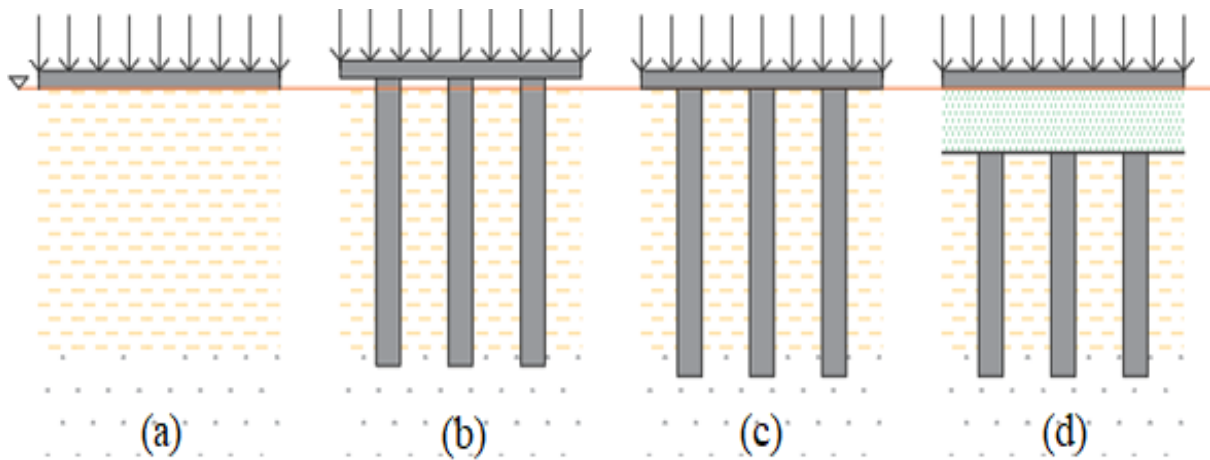


Figura 2.3. Tipos de fundações: a) fundação superficial, b) grupo de estacas, c) radier estaqueado e d) inclusões rígidas.

2.3 Inclusões rígidas

As inclusões são elementos de reforço cilíndricos ou prismáticos, mecanicamente contínuos que não são conectados com a fundação (sapata ou radier). O topo da inclusão pode possuir ou não capitéis.

As inclusões podem ser classificadas de acordo ao processo construtivo em rígidas como é o caso de pré-moldadas de aço, concreto ou madeira e escavados e construídas in situ; as semirrígidas como *deep soil mixing*, *jet grouting*, colunas de vibro cimento, colunas de módulo controlado e inclusões flexíveis como colunas de brita, de areia, ou substituição dinâmica com o mesmo solo.

O termo “rígidas” se refere a que o material com que a inclusão é construída tem uma rigidez significativamente maior que o solo circunvizinho. Essa rigidez pode mudar dependendo do tipo de inclusão, variando, por exemplo, de uma coluna de silte compactado a uma inclusão metálica. O conceito de inclusão rígida tem como hipótese que a estabilidade estrutural do elemento é garantida sem o confinamento lateral (Irex, 2012).

Segundo Irex (2012) e Bohn (2016) as dimensões comuns das inclusões rígidas variam de acordo ao tipo de projeto, tipo de solo e tipo de inclusão. Na França o mais comum é trabalhar com inclusões entre 25 cm e 80 cm de diâmetro para elementos escavados com equipamentos tipo hélice contínua. Como um caso excepcional, tubos metálicos de 2 m de diâmetro foram instalados com martelos vibratórios para as fundações da Ponte Rion-Antirion na Grécia. (Garnier & Pecker, 1999).

Para projetos de aterros estaqueados no Brasil tem sido comum o uso de geossintéticos e geogrelhas de reforço, assim como a utilização de capitéis elevando a taxa de cobertura (relação entre a área de inclusão e o diâmetro da área tributária) entre 10 e 20% (Fagundes, 2016). No caso da França, por razões de prazos e custos principalmente para supermercados e galpões, não se usam capitéis e as inclusões têm taxa de cobertura baixa da ordem de 2-10% geralmente sem o uso dos geossintéticos (Briançon et al., 2002).

Na maior parte dos casos esta solução de fundação é usada para diminuir os recalques em aterros rodoviários ou fundações, no caso de fundações de prédios, o radier ou o elemento de fundação deve ser estável em termos de capacidade de carga.

2.3.1 Tipos de inclusões rígidas

As inclusões rígidas podem ser classificadas em dois grandes grupos segundo o método construtivo (Tabela 1): inclusões pré-moldadas e inclusões construídas *in situ*. As inclusões pré-moldadas podem ser instaladas mediante cravação ou simples colocação nos solos muito moles. Os materiais são diversos, desde concreto, madeira e aço. As inclusões construídas *in situ* podem ser classificadas em inclusões tipo estaca e inclusões a partir da melhoria do solo com ligantes como é o caso do *jet grouting* e *deep soil mixing*.

Tabela 1. Classificação das inclusões rígidas (Modificado - Briançon, 2002)

Tipo de estacas ou inclusões		E (MPa)	
Inclusões pré-fabricadas	Madeira	14000	
	Metálicos	200000	
	Concreto	10000-20000	
Construídas in loco	Inclusões de deslocamento	Deslocamento	2000-10000
		Simple perfuração	
		Perfuração com camisa	
	Mistura giratória	Colmix	50-300
		Jet grouting	
		Deep soil mixing	20-200

A seguir se faz uma descrição das principais técnicas baseadas em inclusões rígidas que são utilizadas atualmente no mundo inteiro.

2.3.1.1 Inclusões rígidas tipo hélice contínua

A inclusão tipo hélice contínua é uma inclusão moldada “in loco”, cuja perfuração consiste na introdução de um trado helicoidal vazado até a profundidade determinada em projeto, após a perfuração se inicia o processo de concretagem junto com a retirada do trado de perfuração. A Figura 2.4 apresenta a sequência construtiva do processo de construção.

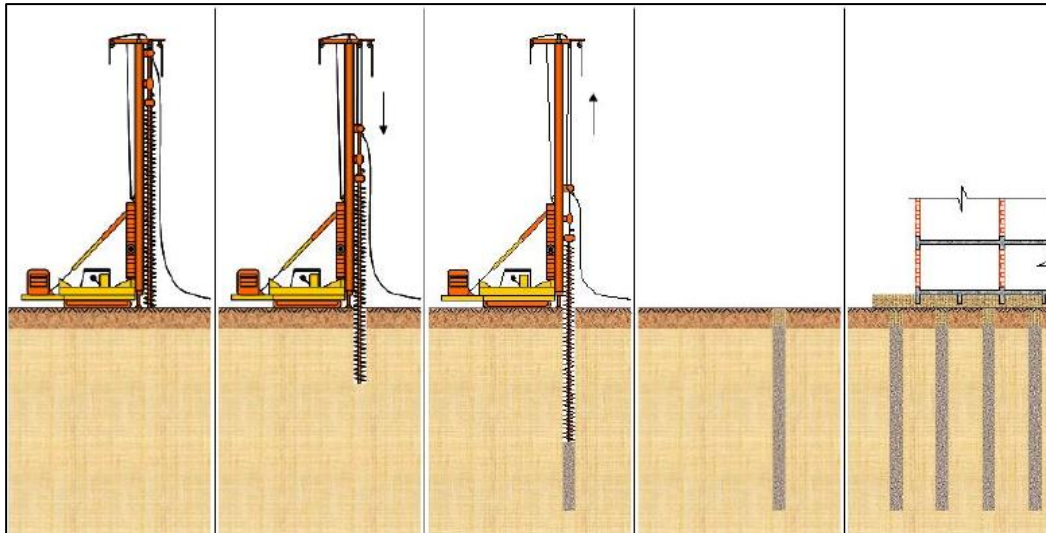


Figura 2.4. Etapas construtivas das inclusões tipo hélice contínua (Rodríguez & Auvinet, 2006)

Bernuy et al. (2018) apresentaram o projeto da *The Kuwait Integrated Petroleum Industries Company (KIPIC)* que consiste na construção de 8 tanques de armazenamento de gás natural, Figura 2.5, com capacidade individual de 225.000 m³ de 96 m de diâmetro, 28,65 m de profundidade e altura de 45 m. A fundação proposta foi um sistema de 1128 inclusões rígidas construídas com hélice contínua para cada tanque, de 80 cm de diâmetro numa malha quadrada de 2.8 m de separação e uma camada de distribuição de 2 m de espessura.



(a)



(b)

Figura 2.5. Execução projeto tanques de gás natural (a) Processo de escavação hélice contínua (b) inclusões rígidas finalizadas (Bernuy et al., 2018)

2.3.1.2 Estacas de atrito negativo

Segundo Rodríguez-Rebolledo (2001), A estaca de atrito negativo é uma inclusão onde a ponta se apoia num estrato duro, enquanto o seu topo fica livre e penetra no radier. (Figura

2.6). As estacas de atrito negativo tem sido uma das contribuições mais importantes na engenharia de fundações na zona lacustre da cidade de México.

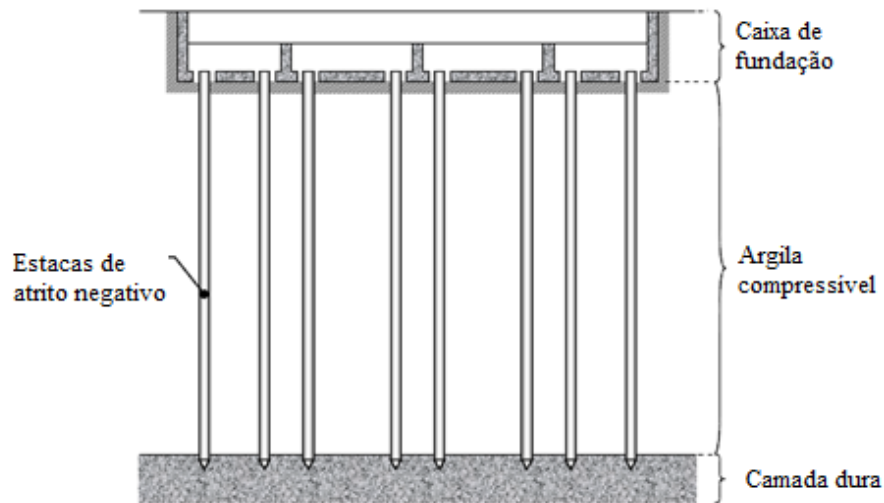


Figura 2.6. Estacas de atrito negativo (Rodríguez-Rebolledo, 2001)

As estacas recebem a carga produzida pelo peso da estrutura ou a carga produzida pelos recalques por meio do fenômeno de atrito negativo que se desenvolve no fuste e é transmitida por meio da ponta ao estrato mais resistente.

Existem outras variações de fundações que utilizam o mesmo conceito como o caso proposto por Girault (1964) apresentado na Figura 2.7. Consiste num grupo de estacas convencionais de atrito ligadas à estrutura e outro grupo de estacas de atrito negativo apoiadas na camada dura, sem existir contato entre a estrutura e o topo destas estacas.

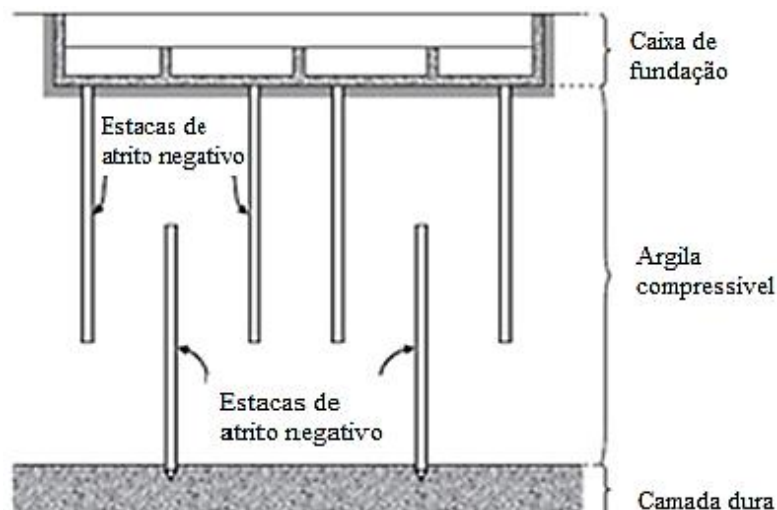


Figura 2.7. Estacas de atrito negativo (Girault, 1964)

2.3.1.3 Inclusões de aço

Auvinet (1998) & Pecker (2004) apresentaram um caso real na ponte sobre o rio Antirion na Grécia com o uso de 270 inclusões de tubos de aço de 2,0 m de diâmetro, espessura da parede de 20 mm e comprimento variando entre 25 e 30 m, em uma malha quadrada com separação de 7 m.

A camada de transferência de carga foi constituída de brita e areia, para reforçar o solo em baixo das sapatas de 90 m (Figura 2.8).



Figura 2.8. Inclusões de aço da ponte sobre o rio Antirion (Pecker, 2004)

2.3.1.4 Inclusões de areia e brita (colunas ou estacas de areia e brita)

O uso de colunas de areia e brita (Figura 2.9) para reforçar solos moles argilosos tem sido muito utilizado nas últimas décadas. O método consiste em substituir entre o 10 e 35% do solo fraco por brita ou areia em forma de inclusões verticais (Munfakh et al., 1987).

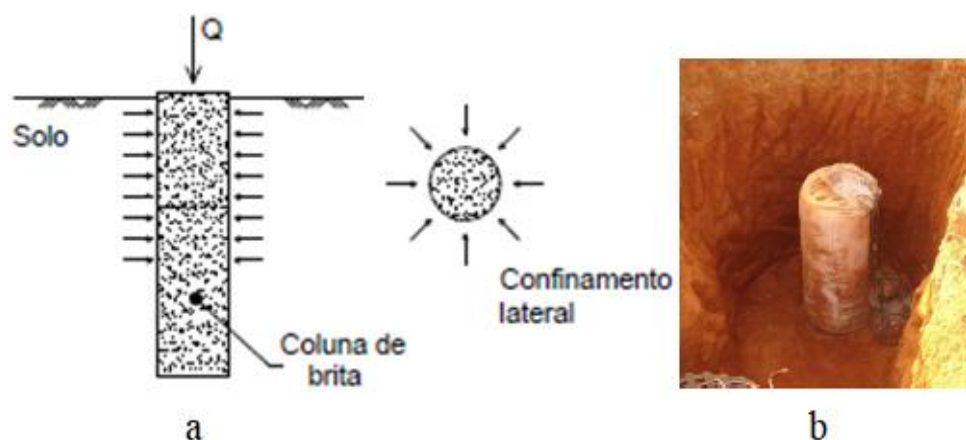


Figura 2.9. Colunas de brita e areia: a) esquema simplificado colunas de brita (Domingues, 2006) e b) Exumação de coluna de areia encamisada (Araújo, 2009)

Com a substituição de um material de características compressíveis por um material mais rígido, é gerado um aumento da capacidade de carga do solo e redução dos recalques.

2.3.1.5 Inclusões de cal-cimento

As inclusões de cal-cimento são muito utilizadas para estabilização de solos moles no Japão e na Suécia desde o ano 1970 (Holm, 1997). O método consiste em realizar uma mistura in situ do solo mole com um material estabilizador formado de cal ou cimento, criando uma coluna de diâmetro variável entre 0,5 e 1,2 m, com profundidades de até 25 m.

A técnica tem sido muito utilizada em diferentes projetos de infraestrutura como estradas e rodovias assentes em solos moles. Existem informações sobre o uso como elemento de fundação em edifícios de pequena altura e pontes (Rodríguez-Rebolledo, 2001).

2.3.2 Interação inclusão-solo-camada de distribuição

De acordo com Rebolledo et al. (2019b), a diminuição dos recalques obtida com o uso de inclusões rígidas se deve à transferência de uma parte importante das cargas suportadas pelo solo às inclusões. Uma complexa interação se desenvolve entre o solo reforçado, inclusões e a camada de distribuição. Para entender a interação entre a inclusão e o solo é possível usar alguns conceitos aceitos para estacas flutuantes como mostrado na Figura 2.10 (Resendiz & Auvinet, 1973; Vesic, 1970; Rodríguez-Rebolledo, 2010; Combarieu, 1990; Rodríguez-Rebolledo et al., 2015; Briançon et al., 2015).

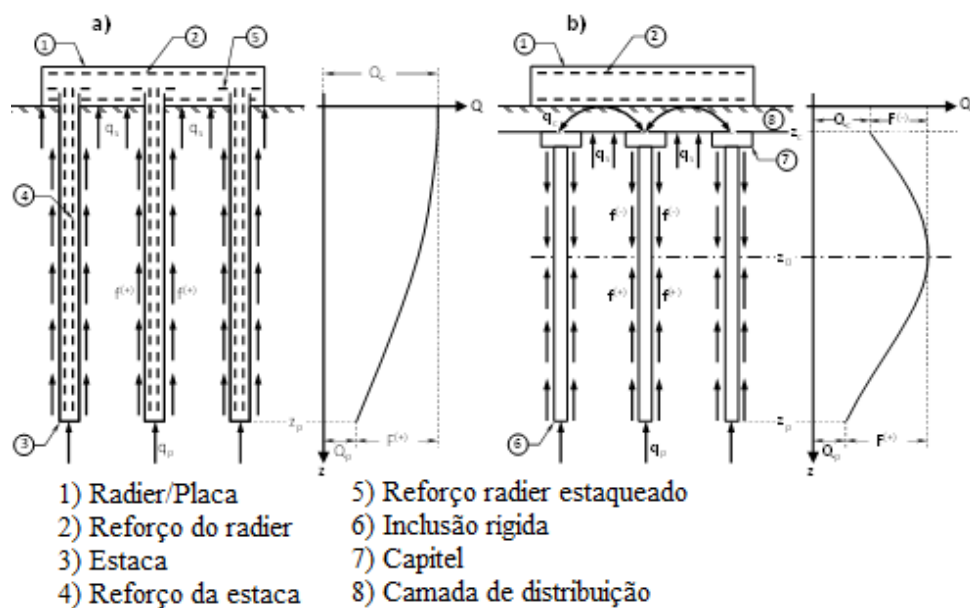


Figura 2.10. Mecanismo de transferência de carga desenvolvida em a) fundação em radier estaqueado e b) fundações por inclusões rígidas (Rebolledo et al., 2019b)

Inicialmente (Figura 2.10b) a camada de distribuição transfere a carga da estrutura à inclusão (q_c) e ao solo reforçado (q_s); o solo reforçado transfere carga à parte superior do fuste por meio do atrito negativo $f^{(-)}$ e à parte inferior do fuste como atrito positivo $f^{(+)}$, finalmente uma parte da carga é transferida à ponta da inclusão (q_p). O atrito negativo e positivo é separado por meio de um nível neutro (z_0) onde não existem deslocamentos relativos entre o solo e a inclusão.

As características geométricas e propriedades geotécnicas da camada de distribuição influenciam a eficiência da transferência, podem aumentar ou diminuir as tensões na cabeça dos elementos (q_c) e diminuir tensões no solo reforçado. A camada de distribuição de carga deve ser dimensionada para evitar a punção na laje de fundação, homogeneizar os recalques e garantir o correto desempenho do sistema.

As cargas desenvolvidas na cabeça e ponta das inclusões, magnitude do atrito positivo e negativo e posição do nível neutro vão mudar dependendo das características de rigidez do material da camada de distribuição e material de apoio das inclusões.

As Figura 2.11, Figura 2.12 e Figura 2.13 mostram os resultados da pesquisa de Auvinet & Rodríguez (2006) onde são apresentados cinco casos de inclusões. Mostra-se como as mudanças de estratigrafia geram mudanças na posição do nível neutro (Figura 2.11), na força aplicada *dragload* (Figura 2.12) e na magnitude do atrito negativo e positivo (Figura 2.13).

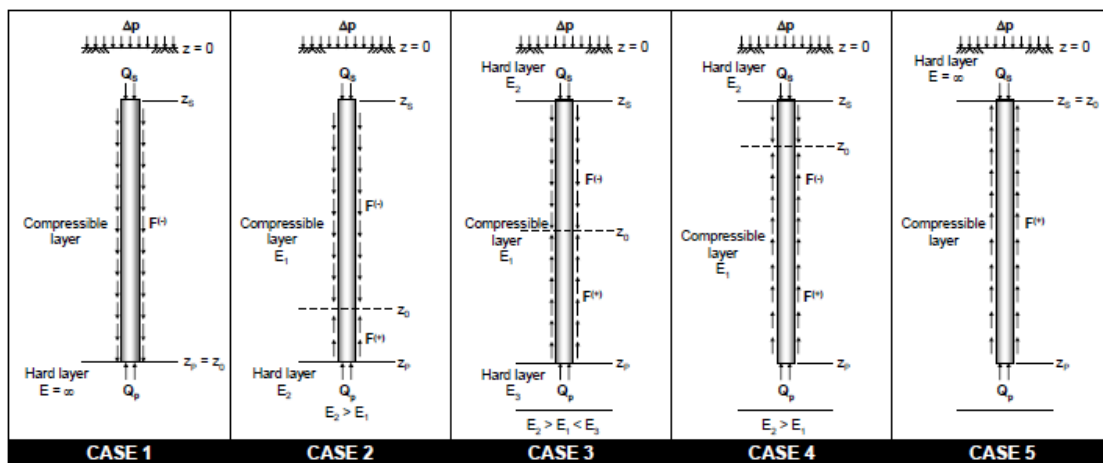


Figura 2.11. Cargas desenvolvidas ao longo da inclusão (Resendiz & Auvinet, 1973)

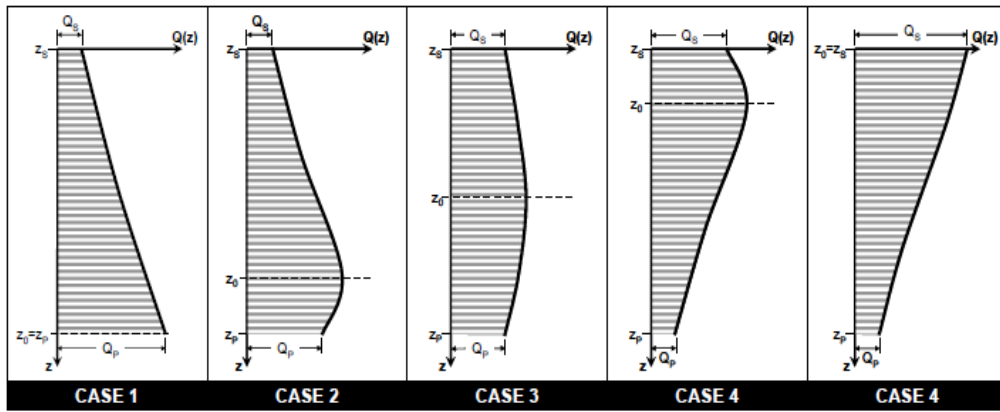


Figura 2.12. Força de compressão *dragload* para diferentes casos (Resendiz & Auvinet, 1973)

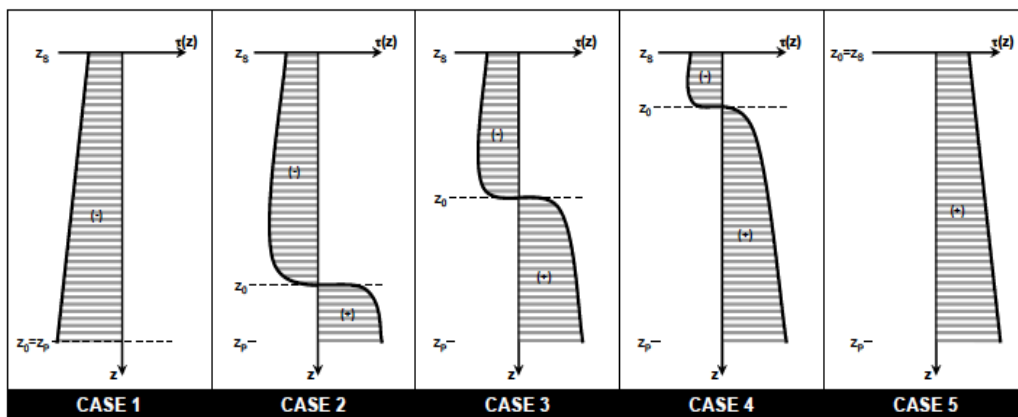


Figura 2.13. Atrito negativo e positivo para diferentes casos (Resendiz & Auvinet, 1973)

2.3.3 Conceitos de eficiência e desempenho

A distribuição das inclusões rígidas comumente se realiza em malhas quadradas ou triangulares (Figura 2.14). No caso da distribuição triangular, a área tributária da inclusão é hexagonal e pode ser aproximada a uma área de influência circular onde o diâmetro da área de influência é a separação entre inclusões.

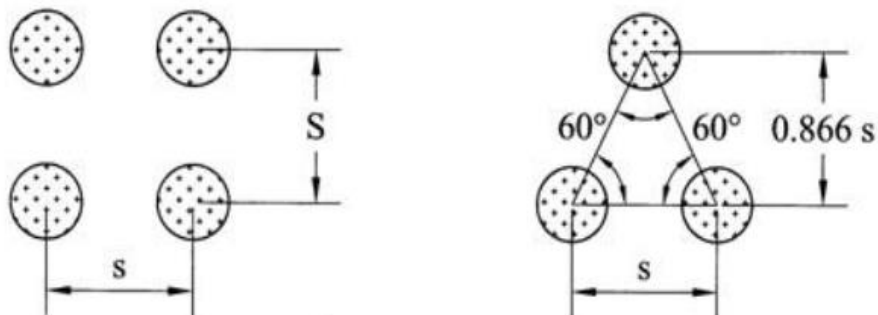


Figura 2.14. Áreas tributárias para distribuição quadrada e triangular (Collin et al., 2005).

Na Figura 2.15 é possível identificar os elementos geométricos do sistema de inclusões rígidas, o diâmetro da inclusão (a), a área da inclusão (A_i), a separação entre inclusões (s) e a área de influência. As parcelas de cargas atuantes numa inclusão dentro da sua área tributária são a carga na inclusão (q_i), carga no solo mole (q_s) e peso próprio da camada de distribuição de altura H (W).

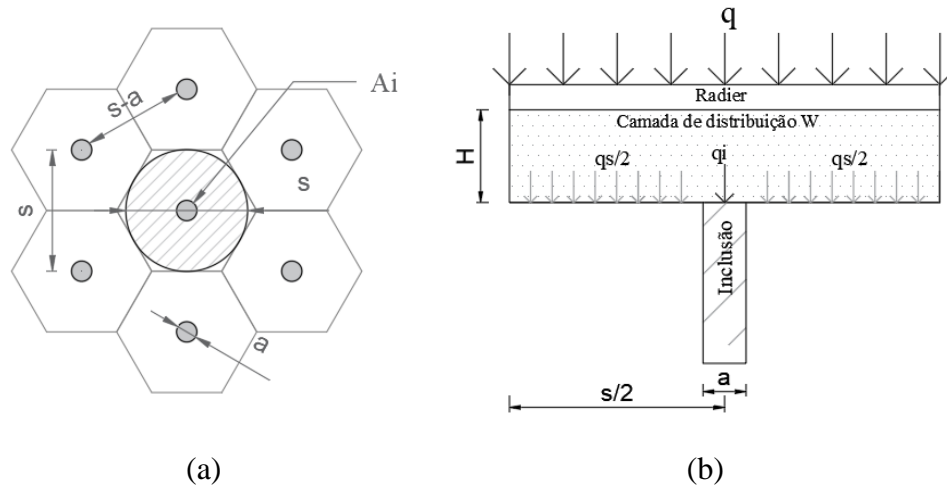


Figura 2.15. a) Vista em planta da distribuição hexagonal, b) carregamentos atuantes numa área tributária

A malha de inclusões rígidas está caracterizada por parâmetros geométricos como o parâmetro α que é conhecido como taxa de cobertura ou área de substituição, α é a relação entre a área da inclusão e a área da célula tributária (área de influência). A equação (1) mostra como se calcula a taxa de cobertura.

$$\alpha = \frac{\text{Área inclusão}}{\text{Área célula tributária}} (\%) \quad (1)$$

As medições de células de carga em modelos físicos e ensaios de campo têm sido analisadas usualmente usando a equação da eficiência da transferência de carga proposta por Hewlett & Randolph (1988) e Low et al. (1994). A eficiência relaciona a carga transmitida na cabeça de cada inclusão com a carga aplicada e o peso próprio da camada de distribuição na área de contribuição, a eficiência se expressa em porcentagem, uma eficiência de 100% indica que toda a carga transmitida está sendo recebida pelas inclusões e não estão sendo transmitidas tensões ao solo reforçado.

A Eficiência do sistema pode ser obtida conforme apresentado na equação (2) e (3).

$$E = \frac{qi}{Q} \quad (2)$$

$$E = \frac{qi}{(h \cdot \gamma_n + q)A_t} \quad (3)$$

Onde

A_t = Área tributária da inclusão

Quando não existe mecanismo de transferência de carga para as inclusões o valor da eficiência tem a mesma tendência da taxa de cobertura α .

Um dos parâmetros de controle da camada de distribuição de carga mais importante é o fator de redução de tensões (equação 4). O fator relaciona a tensão no solo mole ou compressível com e sem o uso de inclusões com a tensão total aplicada. Quanto menor é a tensão no solo reforçado, o sistema é mais eficiente. As variáveis influenciam o parâmetro FRT, são o ângulo de atrito do material compactado, separação entre inclusões rígidas, diâmetro da cabeça das inclusões e espessura da camada de transferência de carga (Gomez, 2012).

$$FRT = 1 - \frac{q_s^+}{q^+} \quad (4)$$

Onde:

q_s^+ = Tensão na superfície do solo reforçado com inclusões rígidas

q^+ = Tensão na superfície do solo reforçado sem inclusões rígidas

A fundação com inclusões rígidas visa diminuir as tensões transmitidas ao solo reforçado e diminuir os recalques, por esse motivo o desempenho do sistema pode ser quantificado por meio do fator de redução de recalques (FRR, Rebolledo et al., 2019b). Quando o fator é próximo de 1 o desempenho do sistema é ótimo.

O fator de redução de recalques é calculado conforme a seguinte equação.

$$FRR = 1 - \frac{\delta_s^+}{\delta^+} \quad (5)$$

Onde:

δ_s^+ = Recalque do solo reforçado com inclusões rígidas na superfície do radier

δ^+ = Recalque do solo sem reforço

2.4 Modelagem do problema

Historicamente, a modelagem dos problemas geotécnicos reais tem sido realizada por meio de modelos físicos e modelos numéricos. Segundo Caicedo et al. (2003) os modelos reduzidos têm como objetivo simular um protótipo real e estudar a resposta dele em condições de contorno definidas, para evidenciar diferentes formas de funcionamento e garantir dados para que sejam comparados com outras soluções de tipo numéricas.

Os modelos físicos em escala reduzida ou real têm sido muito úteis quando se lida com geometrias complexas. Os modelos físicos podem ser classificados em modelos em escala 1g e modelos em centrífuga geotécnica.

No campo da modelagem de problemas de fundações reforçadas com inclusões rígidas, se destaca o projeto de pesquisa Francês ASIRI (*Amélioration des Sols par Inclusions Rigides*) Melhoria de solos por inclusões rígidas (Irex, 2012). O projeto começou no ano de 2005, uniu a área acadêmica e área empresarial com o objetivo de obter critérios e recomendações técnicas para o projeto e construção de prédios e aterros sobre solos moles reforçados com inclusões rígidas.

No marco do projeto foram realizados modelos físicos em 2D, 3D, modelos físicos em centrífuga geotécnica, modelos físicos em escala real, instrumentação de obras e modelagem numérica 2D e 3D focados em projetos tipicamente usados na França.

2.4.1 Modelos físicos 1g

Um modelo físico é a representação de um caso estudado conhecido como protótipo por meio de uma configuração geométrica controlada do problema. Quando a modelagem 1g se realiza com uma configuração reduzida do problema, existem limitações na representação dos fenômenos reais pelo baixo nível de tensões impostas ao modelo na gravidade natural da terra em função das dimensões reduzidas do ensaio.

Mesmo com as limitações existentes, a modelagem física 1g é uma boa ferramenta para entender qualitativamente fenômenos geotécnicos complexos.

Muitos pesquisadores desenvolveram modelos físicos reduzidos em 2D e 3D para analisar o complexo fenômeno da transferência de carga e a interação entre a inclusão, solo de fundação, camada de distribuição, radier ou placa de concreto (opcional) e geossintético de reforço (opcional).

Existe a dificuldade de reproduzir o comportamento do solo reforçado a partir de modelos físicos, desta forma a maioria dos estudos ignoram o efeito da interação solo de fundação-inclusão (Briançon & Simon, 2012). Outro aspecto difícil de controlar são os erros associados às relações de semelhança e fator de escala.

Os modelos foram realizados considerando várias simplificações dos protótipos como é o caso da placa móvel para representar o recalque do solo reforçado, outros autores representaram o recalque a partir de bexigas preenchidas de água que são esvaziadas durante o ensaio, espumas, poliestireno expandido EPS ou diferentes misturas de solo com esses elementos, como é detalhado na Tabela 2, onde são apresentados os principais detalhes dos modelos físicos e principais contribuições de alguns pesquisadores que investigaram o tema nos últimos anos.

Tabela 2. Modelos físicos 1g

Referência	Tipo de ensaio	H (m)	H/s-a	Camada de distribuição - Aterro	Uso de geossintético	Representação recalque	α (%)	E (%)	Contribuição
Hewlett and Randolph (1988)	2D	-	1.4-2.3	Areia	Não	Espuma - borracha	33.3	45-66	A concentração de tensões acontece na cabeça das inclusões, abaixo da área onde o arqueamento é observado o material é pouco solicitado. Mostrou a influência da altura relativa no efeito de arqueamento do solo
Low et al. (1994)	2D	-	-	Areia praia Changi (Singapura)	Sim (Geotêxtil)	Espuma	10-20	55-80	O uso do geotêxtil gera um aumento entre 15 e 30% a eficiência. O efeito de arqueamento se observou para alturas relativas maiores a 3, onde foram observados os menores recalques diferenciais.
Horgan et Sarsby (2002)	2D	-	-	Areia e brita grossa	Sim (Geotêxtil)	Espuma	-	-	Comparou o efeito de arqueamento observado com métodos analíticos e observou elevada dispersão
Van Eekelen et al. (2012)	3D	0.42	-	Areia Itterbeck e resíduos de construção	Sim (Geotêxtil e geogrelhas)	Espuma	-	-	Investigou o mecanismo de arqueamento, recalques do solo reforçado geram acréscimos na carga atuando no reforço geossintético e nas inclusões, aumentando o efeito do arqueamento
Demerdash (1996)	3D	0.2-1	0.5 - 3.3	Areia	Sim (Geotêxtil)	Platô móvel	11-25	-	A diminuição de recalques diferenciais superficiais acontece para altura relativa entre 1.7 e 2.0. Aumento do diâmetro das inclusões com capiteis favorece a concentração de tensões na cabeça da inclusão. Os métodos de Combarieu (1988), Hewlett & Randolph, (1988) são muito conservadores.
Kempfert et al. (1997)	3D	0.35-0.70	-	Areia	Sim (Geogrelha)	Turfa	-	-	O efeito de arqueamento não depende diretamente do uso de geogrelhas ou geossintéticos. O efeito de membrana deve ser analisado como um fenômeno independente. A eficiência depende da altura da camada de distribuição e rigidez do reforço geossintético.
Jenck (2007), Jenck et al. (2005, 2007)	2D	Máx. 0.7	2	Cilindros metálicos	Sim	Camadas de espuma	15 - 30	15-60	A resistência ao cisalhamento do material da camada de distribuição influencia significativamente o mecanismo de transferência de carga e os recalques da superfície, a eficiência depende do ângulo de atrito e a dilatação não é um parâmetro importante. O modelo numérico proposto conseguiu reproduzir os resultados do modelo físico reduzido

Dinh (2010)	Axi	0.1-0.3	0.21 - 0.64	Cascalho de sílica	-	70% de areia e 30% de poliestireno expandido EPS	2.2 - 8.88	9-32	Se observou aumento da eficiência com aumento da taxa de cobertura, O aumento da altura da camada de distribuição contribuiu para diminuição de recalques diferenciais. Bons resultados para altura crítica superior a 0.5.
Chen et al. (2008)	2D	-	h/s =0.7-2.0	Areia de Qiantang	Sim	Membrana com água	-	-	Recalques e distribuição de tensões são influenciados significativamente pela altura do aterro. Boa aproximação dos resultados experimentais com o método de Low et al. (1994), BS8006 subestima a concentração de tensões e Terzaghi (1943) a superestima. Quando a altura relativa é menor a 1.4 são gerados elevados recalques diferenciais, quando é maior a 1.6 os recalques diferenciais não são significativos
Pinto (2013)	3D	-	0.97-2.42	Áreia média, Aterro: Brita	Sim	Areia de Fontainebleau e esferas de poliestireno expandido EPS	17.5	60-140	Aumento do efeito de arqueamento durante a construção do aterro e diminuição com elevados deslocamentos, o uso de geossintéticos diminui a magnitude de deslocamentos, a repetitividade de resultados não foi boa, O método EBGeo apresentou resultados concordantes com resultados experimentais, BS8006 subestimou o valor de eficiência e Hewlett & Randolph superestimou
Fonseca (2017), Fonseca & Palmeira (2018)	3D	2.25	1.5	Pedregulho	Sim (Geogrelha e geotêxtil, tecido)	Sem solo reforçado	-	-	A rigidez a tração dos elementos de reforço empregados não influenciou significativamente no recalque medido na superfície dos aterros instrumentados. Os métodos CA model, EBGeo e SM foram os que apresentaram melhor desempenho para a previsão da força vertical transferida às estacas.
Rui et al. (2016), (2018)	2D	0.11-0.6	0.5-3	Areia e Esferas aço	Sim	Platô Móvel	-	-	Para altura relativa menor a 1.5 a ruptura apresenta forma triangular, para altura relativa maior a 1.5 os ensaios mostraram homogeneização de recalques. No caso do reforço com geossintético o fenômeno de arqueamento é menos evidente.

2.4.2 Modelagem física em centrífuga geotécnica

A ideia de realizar testes em modelos com centrífuga foi apresentada inicialmente por Phillips em 1869 na Academia de Ciências da França. Phillips estabeleceu relações de semelhança ou leis de escala utilizando as equações diferenciais que controlam o equilíbrio dos corpos elásticos. Para que apresente quase o mesmo comportamento entre o modelo e o protótipo, Phillips propôs utilizar a força centrífuga para alcançar a semelhança (Caicedo et al., 2003).

Segundo Hartmann (2012), a história dos ensaios em centrífuga relata que depois do Phillips apresentar a ideia dos testes em centrífuga, a ideia não saiu do papel até aproximadamente 1931 quando foi publicado um dos primeiros artigos relatando ensaios centrífugos com resultados muito limitados devido à carência de adequada instrumentação. Os mais importantes estudos foram realizados alguns anos depois na USSR por Davidenkov & Pokrovskii em 1932 e por Pokrovskii e Fiodorov em 1936. Com o início da segunda guerra mundial não foi publicado nada significativo sobre a técnica nos anos seguintes.

Somente em 1969, na sétima conferência da ISSMFE (*International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering*) realizada no México, foram publicados pela primeira vez desde 1936, trabalhos na área de modelagem em centrífuga, os trabalhos foram publicados por autores Ingleses, Japoneses e da União Soviética, todos os trabalhos voltados à estabilidade de taludes.

A modelagem em centrífuga é uma poderosa ferramenta dentro da modelagem física. Os modelos visam reproduzir as tensões de campo num modelo que geralmente corresponde a uma versão reduzida do protótipo, o que não é possível quando simplesmente se reduz o protótipo com certo fator de escala (Taylor, 1995). Na engenharia geotécnica podem ser modelados problemas de resistência, rigidez, capacidade de carga de fundações, estabilidade de taludes, estruturas de contenção, túneis, barragens, entre outras.

A centrífuga geotécnica consiste num equipamento que gira em torno de um eixo e eleva a aceleração radial a N vezes a gravidade da terra, assim, todas as tensões referentes ao peso próprio se elevam no modelo resultando numa distribuição de tensões e poropressões tal como a que se verifica no protótipo em campo (Basset & Horner, 1979). A magnitude N é o fator que rege as relações de dimensão entre o modelo e o protótipo.

Dentre as principais vantagens da modelagem centrífuga pode ser citada a redução de tamanho no modelo para elevados valores de aceleração radial e a diminuição em tempos de

alguns fenômenos como adensamento. Mas é importante mencionar que não todos os fenômenos podem ser modelados em centrífuga como, por exemplo, a fluência (Fagundes, 2016).

A modelagem em centrífuga geotécnica fornece informação que melhora o entendimento de problemas geotécnicos reais complexos relativos à deformação e ruptura, além de fornecer dados úteis para verificação de modelos numéricos.

2.4.2.1 Leis de escala

Apropriadas leis de escala entre as variáveis que descrevam o modelo e o protótipo vão garantir a similitude entre as duas situações. Segundo Taylor (1995) quando um campo de aceleração de N vezes a aceleração da gravidade (g) é aplicado a um material de densidade conhecida (ρ), a tensão vertical para uma profundidade h_m no modelo pode ser escrita como:

$$\sigma_{vm} = \rho N g h_m \quad (6)$$

e no caso do protótipo:

$$\sigma_{vp} = \rho g h_p \quad (7)$$

As tensões no modelo e protótipo têm que ser iguais para a mesma profundidade

$$\sigma_{vp} = \sigma_{vm} \quad (8)$$

De esta forma, é possível obter o fator de escala entre modelo e protótipo.

$$h_m = h_p / N \quad (9)$$

A Figura 2.16 mostra de uma forma simplificada o princípio fundamental da modelagem em centrífuga para dimensões lineares, tensão, força e área e apresenta um resumo com as principais leis de escala (Taylor, 1995), que têm que ser consideradas para a modelagem centrífuga.

Qualquer modelo físico está sujeito a erros, as leis de escala geram algumas limitações e questionamentos como por exemplo a diferença entre o campo gravitacional terrestre considerado constante e o campo de aceleração inercial que varia com o raio de rotação.

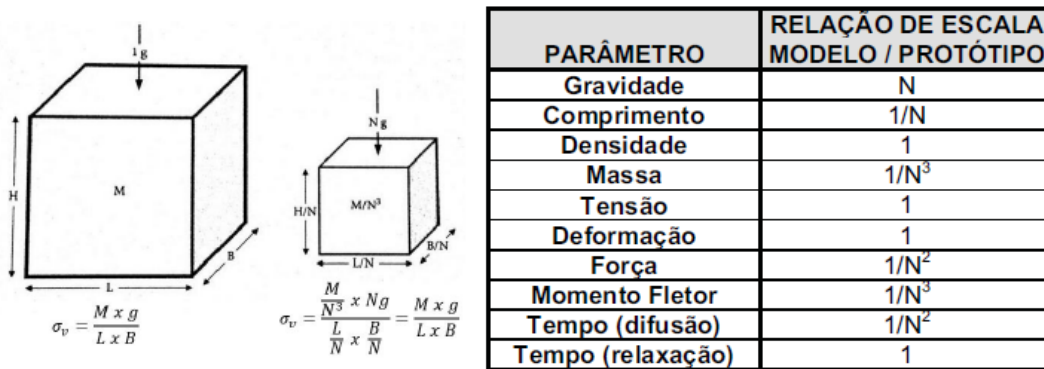


Figura 2.16. Princípio fundamental da modelagem em centrífuga (Madabhushi, 2014)

Para diminuir o efeito do erro deve ser escolhido um raio efetivo na centrífuga, considerando que a gravidade terrestre é uniforme para as profundidades das obras e casos estudados na engenharia civil. Estas diferenças são conhecidas como efeitos de escala e a principal preocupação da aplicação em problemas geotécnicos tem sido relativo ao tamanho das partículas e efeitos da construção

Segundo Taylor (1995) o tamanho de partículas não pode ser escalado porque cada material possui um comportamento associado e diferentes características tensão-deformação (exemplo argilas, siltes, areias e pedregulhos). Segundo Madabhushi (2014) pode ser desprezado o efeito de tamanho das partículas quando o solo é considerado como um material contínuo e não um meio constituído por partículas.

Ovnsen (1979,1985) apud Taylor (1995) investigou uma série de modelos de diferentes tamanhos e acelerações e demonstrou que desvios significativos do comportamento esperado só acontecem para razões entre o tamanho médio das partículas do modelo e protótipo menores que 15. Desta forma, na maioria dos solos finos o efeito do tamanho de partículas não é considerável.

Com respeito aos efeitos da construção, somente devem ser modelados detalhes essenciais. A instrumentação dos ensaios se realiza por meio de equipamentos pequenos, leves e resistentes fabricados para suportar o peso próprio aumentado durante o voo e manter o funcionamento durante o mesmo. Os instrumentos devem ser corretamente instalados em locais onde não tenham nenhuma influência na resistência, deformabilidade e fluxo do modelo estudado.

Além dos instrumentos de medição também podem ser instaladas câmeras e sistemas de visualização. A visualização de deformações pode ser realizada com o método PIV (*Particle Image Velocimetry*). O método de velocimetria por imagem de partículas é um método óptico

que permite a análise do movimento de partículas, a partir do movimento das partículas traçadoras pode ser calculado o campo de deformações.

Segundo Taylor (1995), outros aspectos relevantes para considerar é que a seleção do tamanho do modelo depende das limitantes do contêiner ou caixa da centrífuga, além de questões operacionais de tamanho de alguns elementos comerciais. Taylor também menciona a necessidade de proteger o modelo com alguma membrana porque a energia requerida para rotacionar é dissipada como calor, que por sua vez, se dissipa com a ventilação, o movimento do ar pode causar efeitos não desejados como evaporação, mudanças de umidade superficial do solo.

2.4.2.2 Tipos de centrífuga geotécnica e pesquisas de referência

Segundo Rincón (2016), existem dois tipos de centrífugas geotécnicas, as de braço e de tambor. Na atualidade o Japão tem o maior número de centrífugas com aproximadamente 25% do total mundial. Na América Latina são conhecidas as centrífugas Brasileiras de braço do Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT), centrífuga de tambor e de braço da COPPE - Universidade Federal de Rio de Janeiro (UFRJ) e centrífuga de braço da Universidade Estadual do Norte Fluminense (UENF), além da centrífuga da *Universidad de Los Andes* e da *Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito*, na Colômbia, entre outras.

Lopes (2016) faz uma revisão bibliográfica sobre tipos de centrífuga geotécnica, aspectos relevantes da modelagem centrífuga, efeitos de escala e uma descrição detalhada das centrífugas Brasileiras e algumas centrífugas do mundo, além de uma proposta de aquisição de uma centrífuga geotécnica para o laboratório de Geotecnia da Universidade de Brasília UnB.

É possível destacar trabalhos importantes realizados na área de fundações como as pesquisas de Horikoshi & Randolph (1996), Tran et al. (2012), Thaher & Jessberger (1991) e Aslam (2008), onde foi analisado o efeito do número, diâmetro, distribuição das estacas em um radier estaqueado. No Brasil pode se destacar as pesquisas de Oliveira (2005), Hartmann (2012), Saboya et al. (2012), Rincón (2016), Fagundes (2016), Pereira et al. (2019), entre outros. A Tabela 3 apresenta um resumo com algumas pesquisas destacadas na área de modelagem física com centrífuga geotécnica relacionadas com inclusões rígidas. Em todos os casos foi utilizada uma centrífuga de braço com aceleração da gravidade variando entre 10 e 40 g.

Tabela 3. Modelos físicos em centrífuga geotécnica

Referência	H (m)	H/s-a	Camada de distribuição - Aterro	Uso de geossintético	Representação recalque	α (%)	E (%)	Contribuição
Baudouin et al. (2008, 2010)	var	-	Areia	Não	Mistura de areia e caulim 1:4	3.14 - 4.91	-	A eficiência aumenta com o aumento da taxa de cobertura, altura da camada de distribuição e diâmetro da inclusão
Aslam (2008); Ellis & Aslam (2009)	1-6.3	0.5-3.5	Areia Leighton Buzzard	Não	Poliestireno expandido EPS	-	30-100	Maior H, os recalques diferenciais diminuem na superfície do aterro. Quando a relação h/s-a é menor a 0,5 o efeito de arqueamento não se desenvolve e os recalques diferenciais são grandes, quando está entre 0,5 e 2 o efeito de arqueamento contribui muito e os recalques diferenciais são muito pequenos e quando é maior a 2 os recalques diferenciais são quase nulos e eficiência quase de 100%.
Hartmann, (2012)	0.7 - 1.8	H/s = 2.37 - 4.4	Areia de Hostun	Sim	Platô móvel	2.47 - 4.91	10-100	A inclusão de reforço geossintético melhora a eficiência do sistema, principalmente para aterros de espessura reduzida. Para valores de H/s superiores a 0.78 o recalque diferencial é muito próximo de 0.
Blanc et al. (2013)	0.7 - 1.8	-	Areia de Hostun	Sim	Placa móvel	2.47 - 4.91	20-70	Efeito de arqueamento é melhor para maiores alturas de camadas de distribuição e maiores densidades de malhas. Nos casos sem reforço o mecanismo de transferência de carga é devido somente ao arqueamento. A protensão adicional do reforço geossintético não gera uma melhoria clara no sistema. O efeito membrana é governada pela deformação o geossintético.
Blanc et al. (2014)	0.7 - 1.8	-	Areia de Hostun	Sim	Platô móvel	1.23- 4.91	5-60	A presença de geossintético gerou diminuição de recalques e aumentou a eficiência.
Okay et al. (2014)	var	H/s=0.18 - 0.9	Areia Hostun	Sim	Platô móvel	1.23 - 4.91	21-74	O autor concluiu que os recalques diferenciais podem ser minimizados aumentando a taxa de cobertura e a altura da camada de distribuição e que o carregamento cíclico não afeta o comportamento do sistema. Valores similares de eficiência foram obtidos para carga monotônica e carga cíclica.
Fagundes et al. (2015)	1.8 - 7.2	0.33-7.2	Areia Hostun	Não	Platô móvel	4.91- 19.63	10- 93.8	Os resultados indicaram que o efeito de arqueamento está de acordo com o método de Hewlett and Randolph (1988). Hc correspondem a valores de H/s-d ao redor de 2,5, valores mais baixos também podem apresentar zero recalques diferenciais dependendo de α

Girout et al. (2016)	0.7 - 7.2	-	Areia de Hostun-Areia Fontainebleau	Não	Platô móvel	1.23 - 19.63	10-90	As principais conclusões foram: a carga transferida às estacas e a eficiência do sistema aumentam com o aumento de H, d, ϕ e ângulo de atrito, e diminui com o aumento de s. A rugosidade da interface entre a placa móvel e a camada de distribuição aumenta ligeiramente o efeito de arqueamento. A carga no solo mole aumenta com a altura do aterro. Diminuir o espaçamento das estacas é mais eficiente que aumentar o diâmetro das estacas. O efeito de arco aumenta com o aumento do ângulo de atrito do material. O efeito de arqueamento aumenta para cargas superficiais elevadas.
Fagundes et al. (2017)	1-7.2	0.33-7.2	Areia Hostun	Sim	Platô móvel	> 20	50-100	Nos ensaios com o uso de geossintético foram alcançadas eficiências de quase 100% em todos os casos estudados. Os recalques diferenciais dependem mais da relação entre a altura da camada de distribuição e espaço livre entre estacas do que da rigidez do geossintético. A relação H/s-d deve ser da ordem de 2.1 para ter recalques diferenciais próximos de zero.
Girout et al. (2018)	1.8 - 7.2	-	Areia de Hostun	Sim	Platô móvel	4.91	10-100	Os resultados mostraram que a carga transmitida às estacas aumenta com o aumento da altura da camada de transferência de carga até uma certa altura onde o efeito de arco não aumenta mais, no caso com geossintético a transferência de carga às estacas aumenta pelo efeito de membrana, o efeito membrana é maior quanto mais rígido seja o geossintético e quanto mais próximo esteja da cabeça das estacas, uma segunda camada de geossintético pode ser útil se existe risco de punção, mas não diminui os recalques do aterro, foi realizada comparação com modelagem numérica.
Almeida et al. (2019)	1-7.2	-	Areia de Hostun	Sim	Platô móvel	0.049	30-100	40 ensaios, comparado com métodos analíticos o método BS 8006 foi o que mais se aproximou aos resultados experimentais. A eficiência aumenta com o aumento da altura da camada de distribuição e com o aumento da rigidez do geossintético.

2.4.3 Modelos em escala real e estudos de caso

Muitos modelos físicos em escala real e monitoramento de obras têm sido realizados durante os últimos 15 anos para validar sistemas de inclusões rígidas para usar em projetos reais ou para estudar o comportamento. Spotti (2006) e Briançon & Simon (2017) fazem uma descrição detalhada de muitas pesquisas onde foram desenvolvidos modelos físicos para uso em aterros estaqueados em escala real e casos de obras no mundo inteiro.

Apesar de que a maioria de pesquisas são desenvolvidas para rodovias e ferrovias com transferência de carga flexível, algumas pesquisas de referência foram realizadas considerando transferência de carga rígida por meio de placas de concreto como a construção de um aterro para uma linha de trem de alta velocidade na China (Zheng et al., 2011), fundações de uma edificação para armazenamento de rejeito de usinas nucleares por Mattsson (2013) e Briançon et al., (2015); fundações para tanques de gás natural em Kuwait (Bernuy et al., 2018), entre outros. A Tabela 4 apresenta um resumo de alguns estudos recentes com as suas principais características onde Q = distribuição quadrada e T = distribuição triangular.

Tabela 4. Modelos físicos em escala real e instrumentação de obras

Referência	Tipo de ensaio	H (m)	Camada de distribuição - Aterro	Uso de geossintético	Solo a reforçar	α (%)	E (%)	Malha	Contribuição
Almeida et al. (2007)	Obra real	1.3	Areia argilosa	Sim (Geogrelha)	Argila orgânica	10.2	-	Q	Deformações medidas foram menores a 2%, recalques medidos entre estacas foram menores aos medidos perto das estacas (inesperado). Os recalques aumentaram com o aumento da separação.
Chen et al. (2010)	Obra real	4 - 9.7 m	Brita + solo argiloso	Sim (Geogrelha)	Silte argiloso	-	61.6-89.6	Q,T	O empuxo de solos atuando sobre as estacas é muito maior que o empuxo no solo entre estacas, recalque diferencial medido entre estacas e solo muito pequenos, as poropressões não foram significativas comparadas com os carregamentos das estacas. As alturas críticas obtidas foram entre 1.1 e 1.5 a separação entre elementos. O método BS8006 apresenta grande divergência com os valores medidos, EBGEO superestima a eficiência, a eficiência obtida no método Nórdico NGG 2003 está de acordo com as medições.
Zheng et al. (2011)	Obra real	0.15+ Laje de concreto 0.5 m aterros entre 7 a 10 m	Brita bem graduada	Não	Argila marinha	5.6	87	Q	A técnica foi combinada com aterro de pré carga. As inclusões rígidas suportaram a maior parte das cargas. O uso da placa rígida contribui para reduzir significativamente as cargas aplicadas à argila mole. O excesso de poropressão foi pequeno e dissipado rapidamente. os recalques diferenciais e deslocamentos laterais insignificantes.
Briançon & Simon (2012)	Escala real	5	Brita	Sim (geotêxtil e geogrelha)	Areia argilosa	2.8	16.4 - 81.4	Q	4 seções experimentais. Grande influência do geossintético no mecanismo de transferência de carga. Recalques diferenciais se estabilizaram após a construção. A deformação máxima dos geossintéticos ocorre no eixo das inclusões, o uso de duas camadas de geogrelha se mostrou mais eficiente.
Spotti (2006) e Almeida et al. (2012)	Obra real	1.4	Argila siltosa	Sim (geogrelha)	Solo mole	-	80	Q	A camada de reforço contribui para a distribuição do carregamento proveniente do aterro para os capiteis e apresenta redução de recalques construtivos. A eficiência aumenta com o aumento da altura do aterro.

Nunez et al. (2013)	Escala real	5	Brita	Sim (geotêxtil e geogrelha)	Areia argilosa	-	-	Q	No caso do aterro sem LTP, os métodos superestimam a eficiência da transferência de carga. Se verificou que quando se coloca uma camada de distribuição de carga na base do aterro a eficiência aumenta significativamente e os métodos analíticos subestimam o desempenho, as simulações numéricas mostraram que o desempenho depende da compressibilidade e resistência. concluíram que para o caso de aterros sem reforços o comportamento conseguiu ser previsto pelo modelo numérico, mas nos aterros reforçados não.
Mattsson et al. (2013)	Escala real	4m + Laje de concreto de 1.2 m	Brita	Não	Argila	-	-	T	5 meses de monitoramento, os recalques se estabilizaram nos primeiros 3 meses, recalques reais foram de menos do 30% dos esperados na modelagem numérica, excesso de poropressão menor a prevista na simulação numérica. Foi realizado um modelo numérico
Xing et al. (2014)	Escala real	1	Brita + areia	Sim	Silte argiloso	42	65-80.2	T	As tensões máximas foram medidas na cabeça das inclusões e a menor no meio do solo reforçado. A eficiência com o uso de Geogrelha foi 2.5 % maior no caso do reforço geossintético. O Método EBGeo conseguiu reproduzir de forma razoável a eficiência medida. Um pequeno momento pode ser gerado ao longo da inclusão. Para carregamentos baixos a influência do geossintético não é significativo.
Briançon et al. 2015	Obra real	2m + Laje concreto de 1.5 m	Material aluvial	Não	Argila	2.18	-	Q	Observações de campo em estrutura temporária de armazenamento de resíduos nucleares. O excesso de poropressão foi rapidamente dissipado, o carregamento no solo de fundação foi aproximadamente o 34% do carregamento total aplicado. A tensão medida na cabeça da inclusão foi mais de 3 vezes a tensão aplicada e 6.7 vezes maior que a medida no solo localizado entre inclusões.
Briançon & Simon (2017)	Escala real	0.7 m + 1 m de aterro de conquista	Brita	Sim (Geogrelha)	Silte argiloso e turfa	-	-	Q	A eficiência do sistema com reforço geossintético e sem reforço na etapa final foi a mesma e os recalques se estabilizaram após 6 meses do final da construção. A totalidade da carga foi transferida às inclusões. A eficiência aumenta com o aumento da camada de distribuição.
Bernuy et al.(2018)	Obra real	2 m + Laje de concreto de 0.85	Brita	Não	Aterro hidráulico	-	-		8 tanques de armazenamento de gás natural, descrição detalhada do método construtivo e ensaios realizados para monitoramento.

2.4.4 Modelagem numérica

São encontradas na literatura muitas pesquisas realizadas nos últimos anos abordando a modelagem numérica de aterros estaqueados, comparando com modelos físicos a escala real, escala reduzida 1g, centrífuga geotécnica e monitoramento de obras.

A modelagem numérica tem sido realizada por meio de modelos axissimétricos e modelos de deformação plana em duas dimensões e modelos em três dimensões, considerando a área tributária da inclusão ou uma fatia do problema.

A maior parte das pesquisas encontradas usaram o método dos elementos finitos, mas também foram encontradas pesquisas onde foi utilizado o método dos elementos discretos e diferenças finitas por meio dos programas computacionais comerciais como FLAC, Plaxis, Abaqus, entre outros.

O método dos elementos finitos consiste na divisão do domínio do problema em subdomínios ou elementos, cujo comportamento pode ser formulado em função de sua geometria e propriedades, conectadas apenas em alguns pontos (nós) que interagem entre si. A distribuição da variável que se deseja conhecer no interior de cada elemento é aproximada por uma função de interpolação, obtendo-se um sistema de equações de cada elemento, esse sistema de equações é escrito em forma matricial e é conhecida como matriz de comportamento do elemento. Associando-se o sistema de equações do elemento ao sistema dos elementos adjacentes, tem-se o sistema global de equações para o problema que é resolvido com a introdução das condições de contorno do problema, assim, obtêm-se os valores da variável desejada em cada nó da malha.

Os modelos numéricos de elementos finitos para entender o fenômeno da transferência de carga têm sido desenvolvidos para reproduzir modelos físicos de laboratório como o caso de Jenck (2005); Jenck et al. (2007a), (2007b); Jenck et al. (2009); Nunez et al. (2013); Girout et al. (2014) e Almeida et al. (2019) e comportamento de projetos reais como Zhuang et al. (2014); Girout et al. (2014); Zhuang & Wang (2015); Briançon & Simon (2015); Rowe & Liu (2015); Zhou et al. (2016) e Zhuang & Wang (2016)

A Tabela 5 apresenta um resumo de alguns estudos recentes sobre modelagem numérica.

Tabela 5. Modelos numéricos recentes

Referência	Tipo de modelo	Finalidade do estudo	Método numérico / Programa utilizado	Contribuição
Rodríguez-Rebolledo (2001)	2D axissimétrico	Fundações com laje rígida	Elementos finitos / AXISPLA2000	Apresenta um algoritmo desenvolvido para análise do comportamento e projeto de fundações com inclusões rígidas que permite calcular as tensões e deformações ao redor das inclusões durante o processo de adensamento de uma argila compressível, devido a uma carga externa, ou pelo abatimento das poropressões dentro de um meio homogêneo saturado. O autor realizou uma análise paramétrica que permitiu conhecer o estado de tensões e deslocamentos no interior de uma inclusão quando se varia a separação entre inclusões, magnitude das cargas aplicadas, abatimento piezométrico e o efeito combinado. O modelo numérico colocou em evidência o desenvolvimento do atrito negativo na parte superior do elemento e atrito positivo na parte inferior.
Lauren et al. (2003)	3D	Aterros e fundações com Laje rígida	Diferenças finitas / Flac	No caso de uma laje rígida o mecanismo de transferência de carga é governado pela rigidez da placa, o plano de recalques é forçado a coincidir com o plano inferior da laje. Para espessuras pequenas a rotação das tensões principais é limitada, por esse motivo não apresenta o arqueamento padrão de aterros reforçados com inclusões, o modelo de arqueamento torna-se ineficaz para este tipo de aplicações. Existe uma concentração de tensões na cabeça dos elementos formando um cilindro. No caso de aterros para determinadas alturas se evidencia rotação das tensões principais, indicando que ocorre o fenômeno de arqueamento do solo.
Jenck (2007a)	2D deformação plana	Aterros	Diferenças finitas / Flac	Os autores realizaram uma investigação numérica para avaliar a influência do modelo constitutivo escolhido para representar o material da camada de distribuição de carga de um ensaio bidimensional realizado pelos mesmos autores. Concluíram que a taxa de cobertura, altura da camada de distribuição e os parâmetros de resistência do material da camada de distribuição governam os mecanismos de transferência de carga e arqueamento do solo e concluíram que o ângulo de dilatância não é um parâmetro que apresenta relevância nos resultados obtidos dos modelos.
Jenck (2007b)	3D Célula unitária e uma seção do problema	Aterros	Diferenças finitas / Flac	Todas as análises foram realizadas considerando condições drenadas ao longo prazo, os autores destacam a importância de considerar as propriedades do solo reforçado nas análises porque o comportamento muda consideravelmente, para a configuração estudada a partir de 2 m de altura da camada de distribuição, os recalques são homogêneos. Citam que o comportamento do sistema é governado pelos parâmetros da camada de distribuição de carga, especialmente coesão e atrito.
Jenck et al. (2009)	2D	Aterros	Elementos discretos / PFC código fluxo de partículas	Foi simulado o comportamento de uma camada de distribuição granular e foi comparado com estudos paramétricos realizados utilizando diferenças finitas por meio do programa FLAC. O método dos elementos discretos conseguiu reproduzir em nível de macro escala o comportamento do material durante o ensaio. O estudo paramétrico mostrou que o coeficiente de atrito e aderência entre partículas tem uma preponderante influência no mecanismo de transferência de carga às inclusões.

Rodríguez (2010)	2D (Axissimétrico e deformação plana) e 3D	Fundações com laje rígida	Elementos finitos / Plaxis	Apresentou uma metodologia para modelagem numérica de estacas e inclusões num meio submetido a subsidência regional.
Chevalier et al. (2011)	3D	Aterros e fundações com Laje rígida	Método acoplado elementos finitos e elementos discretos	Concluíram que os principais parâmetros que influenciam o comportamento são a geometria do modelo e o ângulo de atrito de pico e residual. Concluíram que a ação do reforço geossintético é significativa para grandes deslocamentos (elevados recalques). Concluíram que quando uma laje rígida é usada acima da camada de distribuição aumenta a eficiência na transferência de carga e o fenômeno observado é muito diferente do observado no caso de aterros. Quando a rigidez do solo mole da fundação diminui, a eficiência do mecanismo de transferência de carga aumenta, diferente do esperado e contrário ao caso de inclusões rígidas com aterro e aplicação de carga flexível. Mas também os deslocamentos (recalques aumentam).
Nunez et al. (2013)	3D	Aterros	Diferenças finitas / Flac	Concluíram que as simulações numéricas mostraram que o desempenho depende da compressibilidade e resistência da camada de distribuição. Para o caso de aterros sem reforços o comportamento conseguiu ser previsto pelo modelo numérico, mas nos aterros reforçados não, a contribuição do geossintético não pôde ser corretamente reproduzido pela simulação numérica.
Girout et al. (2014)	2D (Axissimétrico e deformação plana) e 3D	Aterros	Elementos finitos / Plaxis	Comparativo entre resultados de centrífuga geotécnica de inclusões rígidas com modelagem em elementos finitos 2D em estado plano, 2D axissimétrico e 3D, e concluíram que os modelos 2D axissimétricos são as melhores ferramentas para análise do fenômeno de transferência de carga.
Zhuang et al. (2014)	3D	Aterros	Elementos finitos / Abaqus	Usando o método dos elementos finitos comparou os resultados de tensões e deformações para um aterro estaqueado e comparou com os resultados da norma BS 8006. Concluíram que as predições dos métodos são próximas das obtidas por meio dos modelos numéricos, sendo que para maiores alturas de camada de distribuição o método de Marston & Anderson é recomendado. O método de Hewlett & Randolph se mostrou bastante acertado com uma pequena modificação ao método proposta no artigo técnico.
Zhuang & Wang (2015)	3D	Aterros	Elementos finitos / Abaqus	Analisaram o comportamento de geogrelhas biaxiais em aterros estaqueados. O estudo paramétrico mostrou que o espaçamento das estacas tem uma influência significativa no comportamento. Quando se compara o modelo numérico com os métodos analíticos BS 8006 (2010), EBGeo (2011) superestimam a tensão na geogrelha, enquanto o método proposto por Zhuang et al. (2014) apresentou melhores resultados
Zhuang & Wang (2016)	3D	Aterros	Elementos finitos / Abaqus	Comprovaram que dependendo da rigidez do solo reforçado, uma porção importante dos carregamentos podem ser transferida ao solo mole, na configuração estudada na pesquisa o solo mole recebe até 75% dos carregamentos o que é intolerável porque causa grandes deformações no reforço geossintético. Também mostraram que o espaçamento das estacas apresenta maior influência no recalque do que a rigidez do reforço geossintético.

Zhuang & Ellis (2016)	3D	Aterros	Elementos finitos / Abaqus	Realizaram modelos numéricos considerando o efeito do subsolo e o efeito do uso de geossintético de reforço. A tensão máxima no reforço aumenta com o aumento da altura da camada de distribuição. Comparando com métodos analíticos convencionais as simulações numéricas mostraram menores tensões no solo reforçado.
Perez (2017) e Rebolledo et al. (2019)	2D (Axissimétrico e deformação plana) e 3D	Fundações com laje rígida	Elementos finitos / Plaxis	Os autores destacam que a concentração de tensões na cabeça da inclusão e capiteis é devida ao desenvolvimento de atrito negativo e positivo na inclusão e aumenta significativamente com o aumento do espaçamento entre inclusões. O sistema de inclusões rígidas é mais eficiente quando o solo a ser reforçado é mais compressível e menos resistente porque a camada de distribuição de carga transfere maior porcentagem da carga à cabeça das inclusões. O uso de inclusões conseguiu reduzir 80 % dos recalques e homogeneizou até valores toleráveis de recalques diferenciais.
Zhou et al. (2016)	3D	Aterros e fundações com Laje rígida	Elementos finitos / Abaqus	Simulou um modelo em escala real realizado para construção de uma linha de trem de alta velocidade, e mostraram que as tensões efetivas são muito maiores em regiões próximas ao eixo da estaca. As estacas centrais recebem maior porcentagem da carga do sistema.
Le Hello & Villard (2009)	3D	Aterros	Elementos finitos e discretos / SDEC	Todos os estudos mostraram que o DEM conseguiu representar características qualitativas do comportamento das areias usadas como camada de distribuição. Em relação à forma da ruptura foi observado um triângulo de concentração de tensões entre as estacas, semelhante aos resultados obtidos por Svano et al. (2000) e NGG (2003) e que o ângulo da zona triangular pode estar relacionado com o ângulo de atrito no pico para condições normais e o ângulo de atrito residual para grandes deformações.
Rui et al. (2016)	2D deformação plana	Aterros	Elementos discretos / PFC2D	Estudaram o fenômeno de evolução do arqueamento a partir do método dos elementos discretos usando os resultados de um ensaio bidimensional de múltiplo alçapão e analisaram diferentes mecanismos de ruptura do material granular da camada de distribuição de carga. As simulações no DEM mostraram que as forças de contato entre partículas formam uma forte região de solo rígido com formato de torre na cabeça do elemento.
Almeida et al. (2019)	3D	Aterros	Elementos finitos / Plaxis	Validaram ensaios de aterros estaqueados em centrífuga geotécnica com e sem o uso de geossintético. As maiores tensões no reforço foram observadas próximas do eixo das estacas. O método analítico EBGeo (2011) foi o que mais se aproximou aos resultados do modelo numérico.

2.5 Mecanismo de transferência de carga na camada de distribuição

No sistema de fundação por inclusões rígidas, além dos elementos verticais o sistema está composto por uma camada de material compactado de altura H conhecida como camada de distribuição de carga que pode ser conformada por brita, pedregulho, areia ou qualquer tipo de material cimentado (Okyay et al., 2014). Camadas de reforço geossintético também são comuns principalmente na construção de aterros estaqueados. Neste estudo não se analisa o solo reforçado com geossintéticos.

A camada de distribuição de carga se encarrega de distribuir as cargas aplicadas na superfície para as cabeças das inclusões rígidas, minimizando as tensões aplicadas ao solo reforçado reduzindo os recalques excessivos (Briançon & Simon, 2012).

No caso de camadas de distribuição reforçadas com geossintético, o elemento de reforço desenvolve forças de tração e direciona as cargas aplicadas às cabeças das inclusões diminuindo as tensões no solo mole, o fenômeno é conhecido como efeito membrana. Girout et al. (2018) realizaram uma avaliação da influência do tipo de reforço e da localização dentro da camada de distribuição de carga a partir de modelos físicos em centrífuga geotécnica. A pesquisa concluiu que à medida que a camada de reforço geossintético é afastado da cabeça da inclusão a eficiência do sistema diminui, uma possível explicação é que não se forma o efeito membrana e o geossintético rompe o efeito de arqueamento do solo que ocorre dentro do aterro.

A maioria das pesquisas encontradas na literatura técnica foram realizadas considerando camadas de distribuição conformadas por materiais granulares como areias e britas com elevado ângulo de atrito, reforçadas por geossintéticos. A vantagem que tem o material granular é que as propriedades do material não se alteram significativamente ante uma eventual saturação.

Por outro lado, em países tropicais como Brasil, Tailândia, entre outros, onde materiais granulares são menos abundantes é comum o uso de solos residuais coesivos friccionais para conformar a camada de distribuição (Almeida et al., 2012). Neste caso, tem que ser analisada a condição crítica de saturação do material com redução das propriedades de resistência e deformabilidade quando for possível esse cenário.

Para que a técnica realmente seja econômica, o ideal é utilizar o material local superficial, como no caso da Cidade do México, onde se utiliza a crosta argilosa produto do ressecamento superficial como camada de distribuição. (Rodríguez-Rebolledo, 2001,2010).

Sobre a espessura da camada de distribuição existe uma discussão, alguns métodos clássicos de projeto de aterros estacados como BS (2010) e Hewlett & Randolph (1988) recomendam que a espessura da camada seja pelo menos 0,7 a 1,4 vezes o espaçamento das inclusões para que exista o efeito de arqueamento. Por outro lado, o projeto nacional ASIRI realizou testes com camadas de distribuição de entre 0,5 e 1,0 m de espessura com excelentes resultados.

Van Eekelen et al. (2010) e a norma holandesa *Dutch design Guidelines* recomendam alturas $H > 0,66 (s - a)$, onde s é a separação entre inclusões e a é o diâmetro ou largura da cabeça da inclusão e a EBGEO 2011 recomendam $H > 0,8 (s - a)$. Na norma Nórdica NGG (2003) se recomenda que a altura da camada seja de 1,2 vezes a separação entre inclusões.

Jenck (2005) recomendou valores de altura relativa ($H / (s - a)$) acima de 2, Low et al. (1994) verificaram que para alturas de 3 a 6 se apresenta a máxima eficiência, Chen et al. (2008a) recomendaram a alturas relativas superior a 1,4, e Fagundes et al. (2017) concluíram que deve ser superior a 2,5 para evitar recalques consideráveis.

Da definição da espessura da camada surge o termo de altura crítica H_{crit} . No caso de aterros estruturados, diversos autores o definem como a altura a partir da qual os recalques diferenciais são mínimos no topo do aterro. Chen et al. (2008) consideram que H_{crit} é a altura onde qualquer carga externa adicional aplicada no topo do aterro é transmitida diretamente para as estacas. Outros autores definem altura crítica como a altura a partir da qual o efeito de arqueamento se desenvolve completamente, conforme visto na Figura 2.17

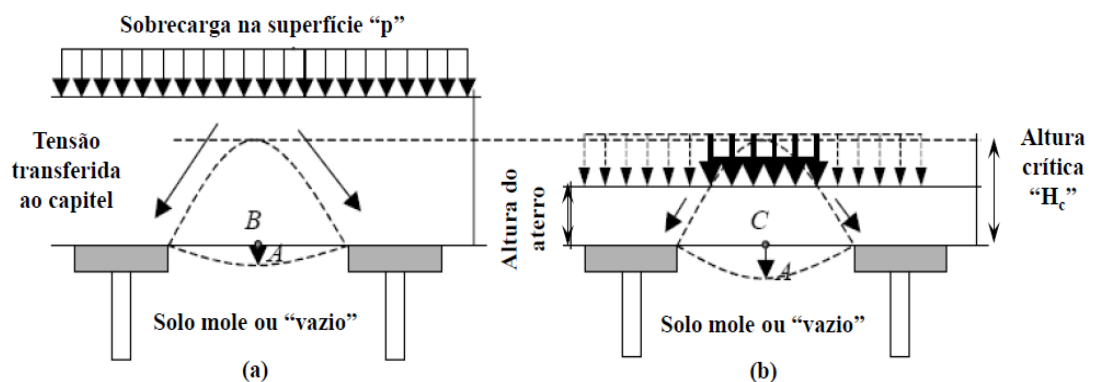


Figura 2.17. Arqueamento do solo a) Arqueamento total b) Arqueamento parcial (Van Eekelen et al. 2003 Apud Fonseca, 2017)

Segundo Jenck et al. (2007) os mecanismos de transferência de carga e a interação solo-estrutura dos sistemas de inclusões rígidas são muito complexos, e ainda hoje não são compreendidas. O comportamento da técnica depende da forma como a carga é aplicada.

Devem ser distinguidos dois mecanismos diferentes de aplicação da carga na camada de distribuição. O primeiro caso é o caso dos aterros estaqueados principalmente utilizados para projetos rodoviários e ferroviários, onde a carga é aplicada de uma forma flexível por meio de um aterro por exemplo (Figura 2.18c).

O segundo caso é o caso do sistema de fundação de prédios com inclusões rígidas, em que a carga é transmitida por um elemento estrutural rígido como uma sapata ou um radier. A solução de fundação por inclusões rígidas pode ser útil para prédios residenciais, comerciais, tanques, silos ou aerogeradores. (Figura 2.18b). A laje de concreto armado na superfície funciona como um elemento estabilizador, ajuda a distribuir as cargas e diminuir os recalques diferenciais tornando a técnica mais eficiente (Chevalier et al., 2012).

Segundo Almeida et al. (2007) mais de 80% das aplicações das inclusões rígidas são realizadas em rodovias e ferrovias. Segundo Briançon & Simon (2012) entre o ano 1997 e 2012 aumentou o uso da técnica das inclusões rígidas para edifícios residenciais, prédios industriais e fundações de tanques em solos moles.

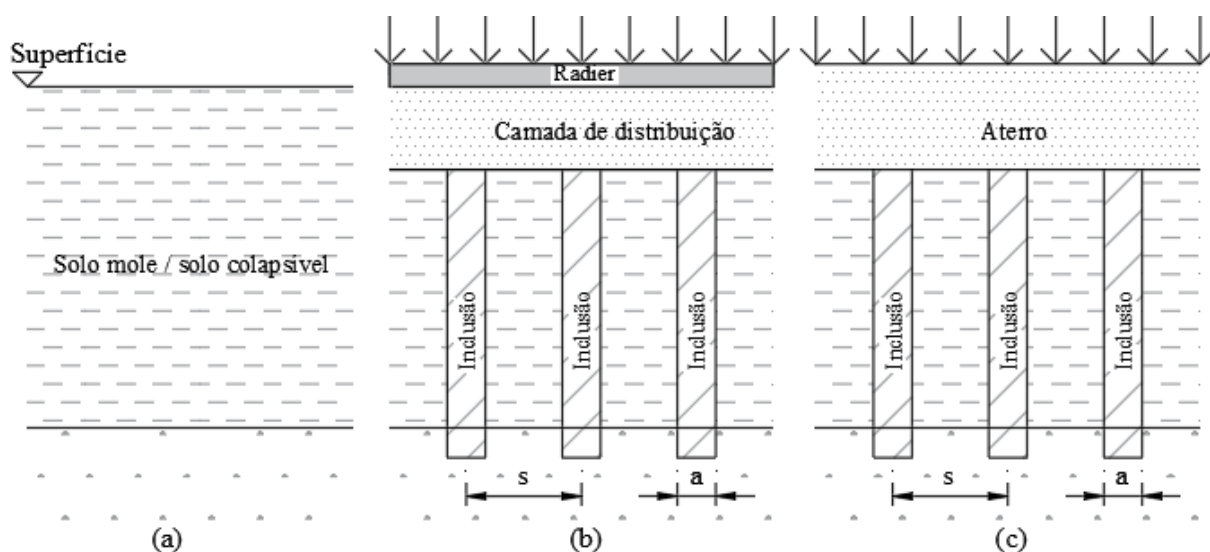


Figura 2.18. Transferência de carga (a) condição inicial, (b) carga distribuída de forma rígida, radier apoiado na camada de distribuição, (c) carga distribuída transmitida diretamente à camada de distribuição (flexível)

Algumas pesquisas de referência foram realizadas considerando transferência de carga rígida por meio de placas de concreto, podem ser citadas, a solução de fundação para um pátio de armazenamento de carvão de 120 m de diâmetro (Xing et al., 2014); fundação de tanques de armazenamento de gás natural em Kuwait (Bernuy et al., 2018); o modelo físico de Mattsson et al. (2013); o estudo de Briançon et al., (2015) sobre a fundação de uma edificação para armazenamento de rejeito de usinas nucleares; os trabalhos de Zheng et al. (2011) e Briançon

& Simon (2017) sobre a fundação de um trecho de uma linha de trem de alta velocidade e o trabalho de Chevalier et al. (2012) para fundações de aterros e prédios realizados no marco do projeto ASIRI.

No Brasil não existe uma norma específica para reforço de solo com inclusões rígidas, de uma forma geral as normativas e recomendações técnicas utilizadas provém da Europa principalmente para o primeiro caso de aterros estaqueados. As normas e métodos analíticos da literatura técnica são referentes aos materiais, execução, controle das inclusões e métodos de dimensionamento.

As principais referências normativas são a norma inglesa BS8006 “*Code of practice for strengthened / reinforced soils and other fills*” do ano 2010, que é um código geral para solos reforçados e construção de aterros (British Standard, 2010); as recomendações alemãs EBGEO “*German recommendations for geosynthetics*” do ano 2011; o manual nórdico de solo reforçado: *Nordic handbook-reinforced soils and fills* (NGG, 2003) e o manual de projeto Holandês “*Dutch Design guideline for piled embankments*” do ano 2009.

2.5.1 Camada de distribuição de carga sob um aterro

Para aterros estruturados convencionais, quando a carga é transmitida de forma flexível, Dinh (2010), Chevalier et al. (2012), Nunez et al. (2013) e Briançon et al. (2015) concordam com que os mecanismos de transferência de carga podem ser classificados em três grupos principais: métodos de arqueamento do solo, métodos prismáticos (Elementos volumétricos de concentração de tensões) e métodos de colunas fictícias (atrito negativo).

2.5.1.1 Métodos de arqueamento do solo

Hewlett & Randolph (Adaptado na norma BS 8006 de 2010), Low et al. (1994), Kempfert et al. (1997) e EBGEO (2011) consideram que com o efeito de arqueamento uma parte da carga se transfere diretamente às inclusões e a parte restante se transfere como tensão vertical ao solo reforçado ou ao reforço geossintético como efeito membrana no caso de existir (Figura 2.19). O método define uma altura crítica, para que o arqueamento do solo aconteça, a altura da camada de distribuição deve ser superior a essa altura crítica.

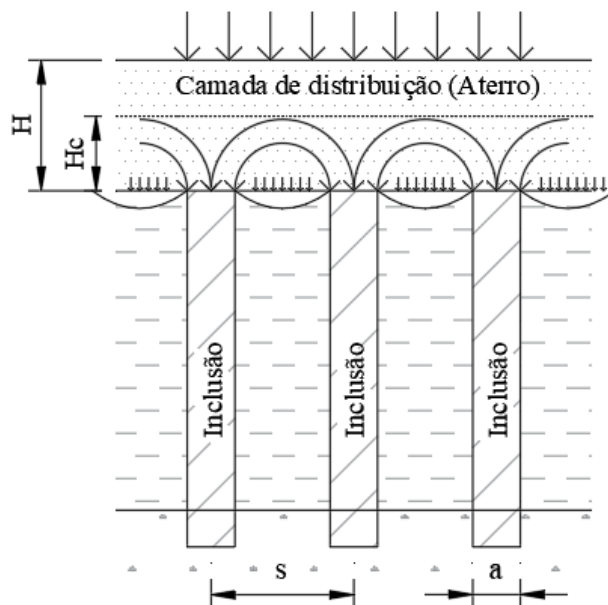


Figura 2.19. Representação fenômeno de arqueamento do solo

Terzaghi (1943) foi um dos primeiros que estudou o arqueamento do solo por meio de um modelo que consistia numa plataforma com um alçapão e uma balança adaptada (Figura 2.20) que se deslocava verticalmente e permitia medir a carga atuante sobre o mesmo. Era gerado um decréscimo da tensão nesse ponto, enquanto aumentava nas laterais. Observando o fenômeno, apresentou a teoria do arqueamento do solo onde realizou o equilíbrio de forças.

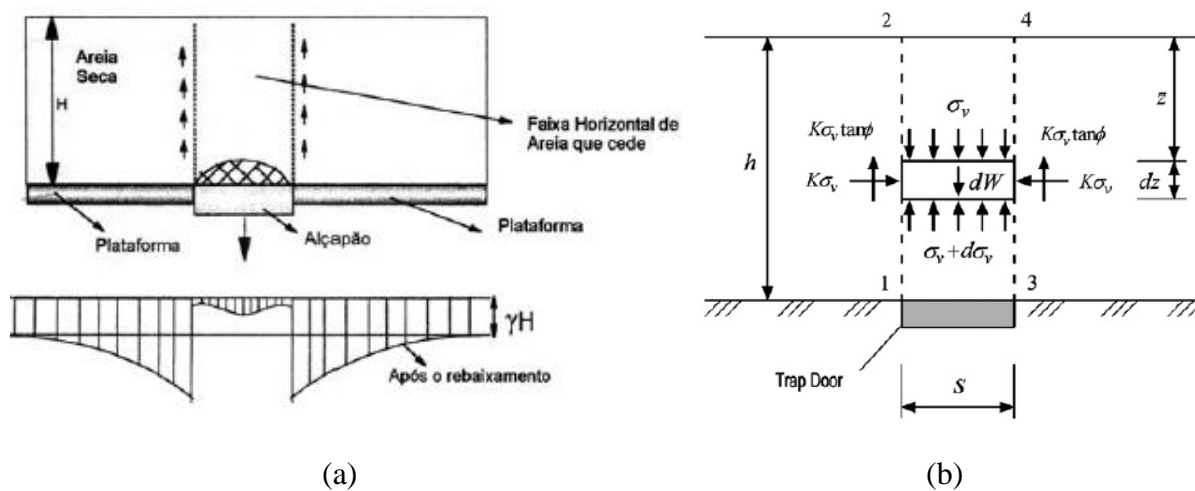


Figura 2.20. Modelo físico Terzaghi (1943)

A partir do equilíbrio de forças era possível calcular a tensão vertical atuante como:

$$\sigma_v = B\left(\gamma \frac{c}{B}\right)\left(1 - e^{-k \tan \phi \frac{z}{B}}\right) + qe^{-k \tan \phi \frac{z}{B}} \quad (10)$$

Segundo Van Eekelen et al. (2012) os métodos mais usados na Europa é o método de arco simples de Hewlett & Randolph (1988) e o método de modelo multi escala de Zaeske (2001) citado em Kempfert et al. (2004). Uma extensão desses dois modelos é o modelo de arcos concêntricos propostos por Van Eekelen et al. (2012).

A norma BS 8006-1 de 2010 também apresenta uma adaptação das formulações de Hewlett e Randolph proposto a partir de ensaios de laboratório realizados em 1988. Os autores idealizaram o mecanismo em cúpulas semiesféricas que descarregam o seu peso diretamente nas inclusões (Figura 2.21).

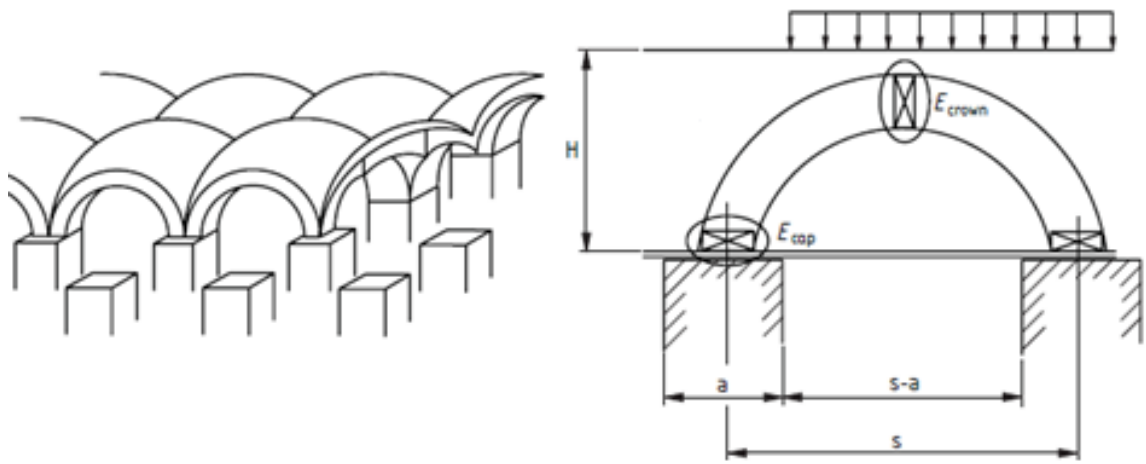


Figura 2.21. Mecanismo de transferência de carga – efeito de arco (Hewlett & Randolph, 1988)

A metodologia de cálculo determina que a eficiência do efeito do arco (E) é a proporção do peso da camada de distribuição suportada diretamente pelas inclusões, nesse sentido a proporção do peso que suporta o terreno natural pode ser obtido como $(1-E)$. No método deve ser calculada de forma separada a eficiência em duas zonas críticas conhecidas pelo método como E_{crown} e E_{cap} que correspondem respectivamente à coroa do arco e a cabeça da inclusão ou capitel no caso de existir. Para camadas de distribuição pequenas com poucas inclusões, a zona crítica se apresenta na cúpula e a sua eficiência se calcula por meio da equação (11).

$$E_{crown} = 1 - \left[1 - \left(\frac{a}{s} \right)^2 \right] (A - AB + C) \quad (11)$$

onde

$$A = \left(1 - \frac{a}{s} \right)^{2(k_p - 1)} \quad (12)$$

$$B = \frac{s}{\sqrt{2H}} \left(\frac{2k_p - 2}{2k_p - 3} \right) \quad (13)$$

$$C = \frac{s - a}{\sqrt{2H}} \left(\frac{2k_p - 2}{2k_p - 3} \right) \quad (14)$$

E_{crown} = Eficiência na parte alta da cúpula

k_p = Coeficiente de empuxo passivo

Para aterros com maior altura, a zona crítica que recebe maiores tensões se apresenta na cabeça das inclusões como:

$$E_{\text{cap}} = \frac{\beta}{\beta + 1} \quad (15)$$

Com

$$\beta = \frac{2k_p}{(k_p + 1) \left(1 + \frac{a}{s}\right)} \left[\left(1 - \frac{a}{s}\right)^{-k_p} - \left(1 + k_p \frac{a}{s}\right) \right] \quad (16)$$

Para determinar a máxima carga distribuída que pode ser suportada pelo solo reforçado com inclusões rígidas pode ser usada a equação (17), onde E_{min} é o mínimo valor entre a eficiência na cúpula e na cabeça da inclusão (tensão no ponto meio entre inclusões, tensão no solo mole).

$$W_T = \frac{s(f_{fs} \gamma H + f_q w_s)}{(s^2 - a^2)} (1 - E_{\text{min}}) s^2 \quad (17)$$

Outro exemplo que pode ser citado é o método de Low et al. (1994), que fizeram uma adaptação do método de Hewlett & Randolph (1988), acrescentando o fator α para minorar a tensão no solo. A Figura 2.22 apresenta o mecanismo de transferência de carga.

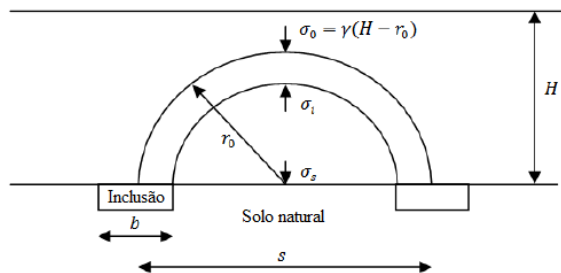


Figura 2.22. Mecanismo de transferência de carga – efeito de arco (Low et al., 1994)

A eficiência na cúpula do arco e na cabeça da inclusão modificadas estão apresentadas na equação 18 e 22.

$$E_{crown} = 1 - \alpha \left[w + \frac{m}{s} \right] \quad (18)$$

$$w = (1 - \delta)^{k_p} \quad (19)$$

$$m = \frac{(k_p - 1)[(1 - k_p)^2 - (1 - \delta)^{k_p}]}{2(k_p - 2)} \quad (20)$$

Onde

δ = Relação entre largura da cabeça da inclusão e a separação b/s

E_{crown} = Eficiência no domo

A expressão para E_{cap} continua igual, e o fator β tem uma alteração. Segundo ensaios realizados pelos autores $\alpha=0,8$ para relações de separação e altura cumprindo que:

$$\frac{H}{s'} \geq 3 \text{ sendo } s' = s - b \quad (21)$$

$$E_{cap} = \frac{\beta}{\beta + 1} \quad (22)$$

$$\beta = k_p [(1 - \delta)^{-k_p} - 1] \quad (23)$$

2.5.1.2 Métodos das colunas fictícias (atrito negativo)

Marston & Anderson (1913), Combarieu (1974, 1988, 2007) e Chen et al. (2008a) propõem métodos baseados no equilíbrio de forças de um volume de solo (Figura 2.23). Os métodos de Combarieu (1974, 1990, 2007) e Chen et al. (2008a) realizaram modificações dos trabalhos de Terzaghi (1943) e Marston & Anderson (1913).

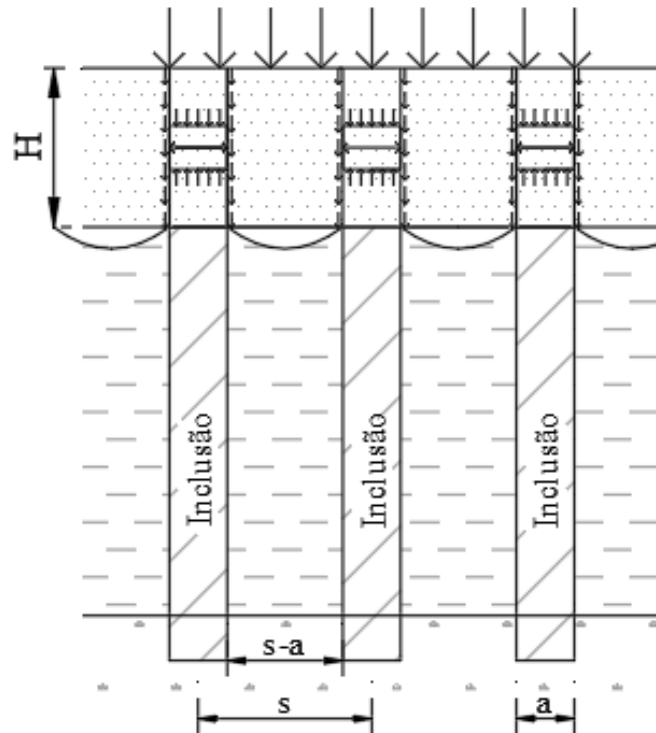


Figura 2.23. Métodos colunas fictícias

Os métodos assumem que o aterro e o solo reforçado se deformam unidimensionalmente. Obtiveram as soluções para o recalque, atrito ao longo das inclusões e a eficiência do sistema (Chen et al., 2008b).

Como exemplo dos métodos de colunas fictícias, pode ser citado método de Marston e Anderson (1913), o método foi desenvolvido para avaliar o comportamento de uma tubulação enterrada a diferentes profundidades. A tensão é gerada pelo peso próprio do material e cargas superficiais. A equação (24) apresenta a formula adaptada de Marston e Anderson para as inclusões rígidas.

$$\frac{p'_c}{\sigma'_v} = \left(\frac{c_c a}{H} \right)^2 \quad (24)$$

Onde:

p'_c = tensão vertical na cabeça da inclusão

σ'_v = tensão vertical média

γ = peso específico do aterro

H = altura do aterro

w_s = sobrecarga no aterro

a = largura ou diâmetro da cabeça da inclusão

c_c = coeficiente de efeito de arco

O coeficiente de arco depende do tipo de apoio da inclusão rígida equação (25) para engastada / estaca de ponta ou equação (26) para flutuante ou estacas de atrito lateral)

$$C_c = 1,95 \frac{H}{a} - 0,18 \quad (25)$$

$$C_c = 1,5 \frac{H}{a} - 0,07 \quad (26)$$

A altura mínima do aterro para evitar elevados recalques diferenciais, vai depender da separação entre inclusões e se calcula a partir da expressão (27).

$$H \geq 0,7(s - a) \quad (27)$$

Onde

a = largura da inclusão quadrada ou largura equivalente da inclusão circular

s = separação entre eixos das inclusões

H = altura da camada de distribuição

$$a = \sqrt{\frac{\pi D^2}{4}} \quad (28)$$

D = diâmetro da inclusão circular

A altura crítica da camada de repartição fica definida na equação (29).

$$H_{crit} = 1,4(s - a) \quad (29)$$

H_{crit} = altura crítica da camada de distribuição

Desta forma, se a altura da camada de distribuição é superior a essa altura crítica, poderá ser desenvolvido completamente o efeito de arco de transferência de cargas, neste caso, a tensão que chega ao solo compressível ou colapsível se calcula a partir das equações (30) e (31).

$$q'_s = \frac{1,4 f_{fs} \gamma (s - a)}{s^2 - a^2} \left[s^2 - a^2 \left(\frac{p'_c}{\sigma'_v} \right) \right] \quad (30)$$

$$\sigma'_v = (f_{fs} \gamma H + f_q w_s) \quad (31)$$

Quando a altura da camada de distribuição for maior que altura mínima e menor que altura crítica a tensão que chega ao solo compressível se calcula a partir da equação

$$q'_s = \frac{s(f_{fs} \gamma H + f_q w_s)}{s^2 - a^2} \left[s^2 - a^2 \left(\frac{p'_c}{\sigma'_v} \right) \right] \quad (32)$$

Onde:

f_{fs} = coeficiente de segurança aplicado ao peso próprio do solo

f_q = coeficiente de segurança aplicada à sobrecarga

Outro método muito usado é o método de Combarieu (1974,1988), em que o autor estabeleceu um método de transferência de carga na camada de distribuição baseado no atrito negativo. A tensão na cabeça da inclusão representa a soma entre o peso próprio do material da parte superior e o atrito negativo sobre uma coluna fictícia dentro da camada de material melhorado como indicado na Figura 2.24 e na equação (33).

Em 2007, Combarieu modificou o modelo introduzindo o termo $k \tan \varphi$ que representa o atrito entre o volume de solo móvel e o imóvel (colunas fictícias). O modelo foi modificado para levar em consideração as características da camada de distribuição por meio do coeficiente λ que depende do ângulo de atrito, coesão, e do módulo de Young do material constituinte.

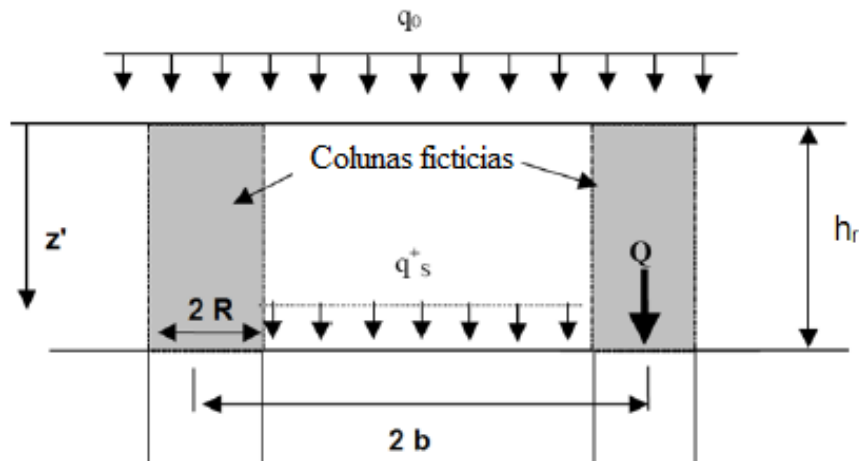


Figura 2.24. Mecanismo de transferência de carga de colunas fictícias de Combarieu (Gomes, 2012)

$$q_s = \left(\frac{\gamma}{m(\lambda, b)} - \frac{c}{k \tan \varphi} \right) (1 - e^{-m(\lambda, b)H}) + q_0 e^{-m(\lambda, b)H} \quad (33)$$

Onde:

q_s = tensão vertical entre inclusões (tensão residual no solo mole)

q_0 = sobrecarga superficial

$m_{(\lambda,b)}$ = coeficiente que é função do λ e a relação b/R

O fator λ se determina a partir de:

$$\lambda = \frac{1}{0,5 + 25k \tan \delta} \quad \text{Para } k \tan \delta \leq 0,15 \quad (34)$$

$$\lambda = 0,385 - k \tan \delta \quad \text{Para } 0,15 \leq k \tan \delta \leq 0,385 \quad (35)$$

$$\lambda = 0 \quad \text{Para } k \tan \delta \geq 0,385 \quad (36)$$

O coeficiente m_r para $\lambda = 0$ pode ser obtido a partir da seguinte expressão

$$m_{(\lambda,b)} = \frac{2k \tan \phi_r}{R \left(\frac{b^2}{R^2} - 1 \right)} \quad (37)$$

Onde:

b = raio da célula unitária de influência da inclusão

R = raio da cabeça da inclusão

$$k = k_0 = 1 - \sin \phi \quad (38)$$

2.5.1.3 Métodos prismáticos (elemento volumétrico de concentração de tensões)

Segundo Carlsson (1987), Svano et al. (2000), Chevalier et al. (2011) e NGG (2003) os métodos prismáticos pressupõem a existência de uma zona de influência para cada inclusão como apresentado na Figura 2.25. São baseados na analogia com uma prova de carga de placa e consideram que as inclusões geram punção formando uma cunha ou volume prismático que é suportada por cada inclusão. O trabalho de Carlsson (1987) assume um ângulo β constante igual a 75° . Guido et al. (1987) e Svano et al. (2000) propuseram que o ângulo dos prismas não é constante senão que depende das características do solo da camada de distribuição.

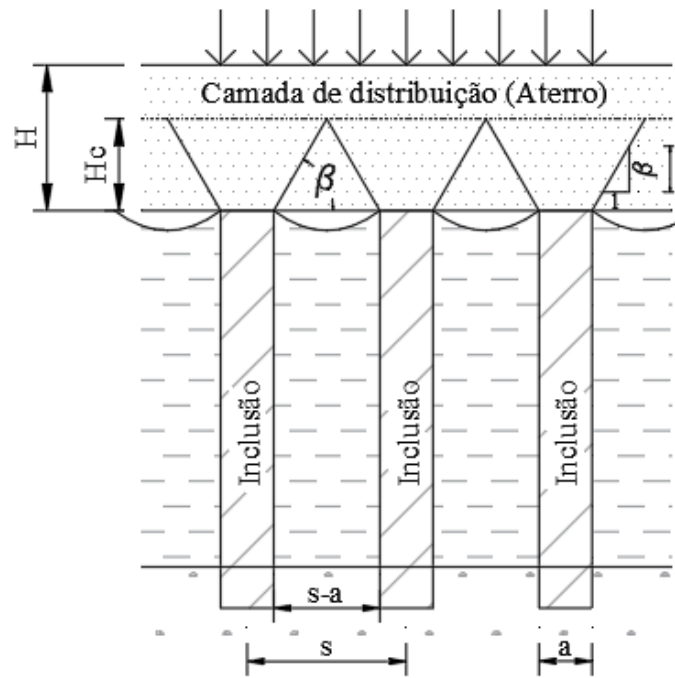


Figura 2.25. Métodos prismáticos

Os métodos de Svano et al. (2000) e NGG (2003) conhecidos como método Nórdico tem a vantagem de ser um método geométrico simples de análise de tensões que propõe que o ângulo de atrito do material da camada de distribuição seja levado em consideração a partir do coeficiente empírico β , onde $2,5 < \beta < 3,5$. Le Hello & Villard (2009) e Chevalier et al. (2011) propuseram o uso de $\beta = 1 / \tan (0.5 \varphi)$. De acordo com Svano et al. (2000) o método pode ser apresentado a partir das seguintes equações.

$$E' = \frac{q_0 \left(a + h_m \frac{1}{\beta} \right) + (\gamma V)}{A(\gamma h_m + q_0)} 100\% \quad (39)$$

Onde a é o diâmetro ou largura da cabeça da inclusão, V é o volume do prisma formado, h_m é a altura da camada de distribuição, γ é o peso específico do material da camada de distribuição, q_0 é a carga aplicada em superfície e β é um coeficiente empírico relacionado com o ângulo externo do prisma entre 2,5 e 3,5.

$$V = h_m a^2 + 2 h_m a \frac{1}{\beta} + \frac{4}{3} h_m^3 \left(\frac{1}{\beta} \right)^2 \quad (40)$$

A formula é válida para:

$$h_m \leq \frac{(s - a)}{2} \beta \quad (41)$$

Segundo o método para $H > H_c$ a eficiência alcança 100%, e o peso próprio do aterro funciona como uma sobrecarga redirecionada às inclusões.

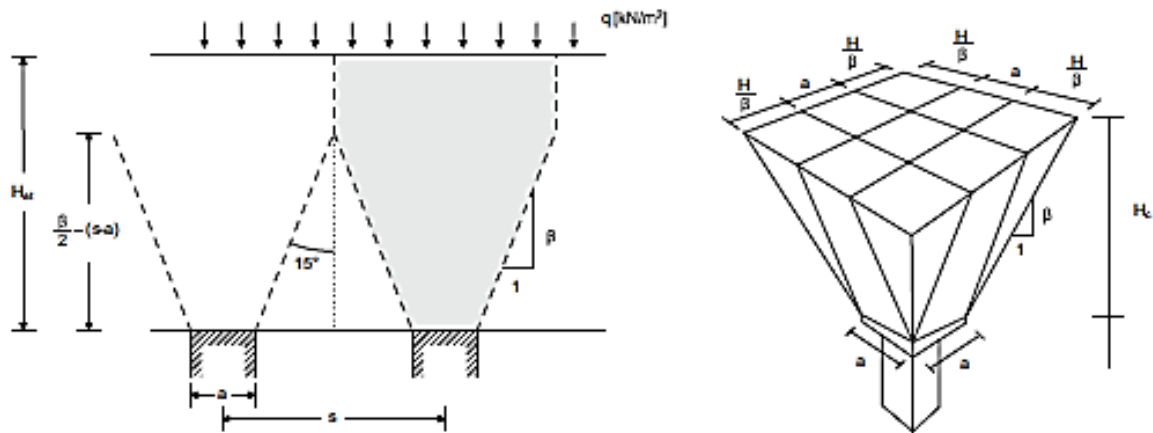


Figura 2.26. Método Svano 2D e 3D (Satibi et al., 2007)

O projeto Asiri (*Amélioration des sols par inclusions rigidéz*), realizou inúmeras pesquisas com ensaios em escala real e modelos reduzidos em centrífuga geotécnica (Figura 2.27). Chevalier et al. (2011) aproveitaram os resultados obtidos nas campanhas experimentais e realizaram simulações numéricas acopladas de elementos finitos e elementos discretos, propuseram um método de transferência de carga para inclusões rígidas com camadas de transferência de carga de espessuras reduzidas.

Os diagramas de deslocamentos obtidos nas simulações numéricas levam a uma pirâmide invertida na cabeça da inclusão (Figura 2.28) essa forma é semelhante ao modelo proposto por Carlsson (1987) e NGG (2003). O peso próprio e a carga dessa área é transmitida diretamente aos elementos de reforço. O restante da área da camada de distribuição transmite as cargas e o peso próprio ao solo mole de fundação.

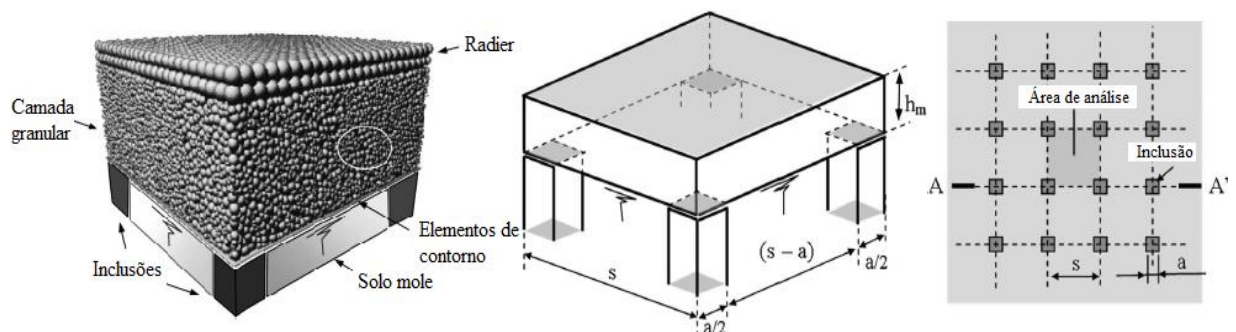


Figura 2.27. Geometria dos modelos numéricos e ensaios em escala (Modificado - Chevalier et al., 2011)

A Figura 2.28 apresenta a forma e o ângulo da pirâmide invertida. Os autores observaram que o ângulo da pirâmide invertida se encontrava num valor entre o ângulo de atrito de pico e o ângulo de atrito residual do material da camada de distribuição. No caso de solos de base muito moles, o ângulo de atrito chega perto do valor residual.

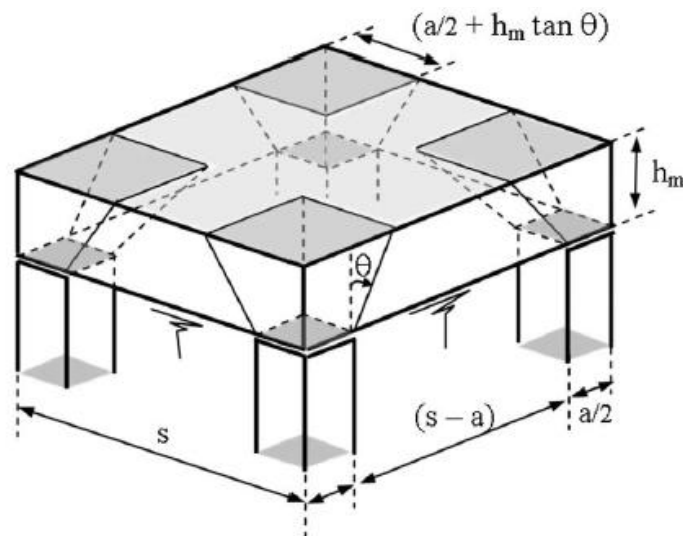


Figura 2.28. Descrição do modelo de transferência de carga do Carlsson (Chevalier et al., 2011)

Chevalier et al. (2011) definiram uma altura crítica a partir da qual as pirâmides sofrem superposição e está definida pela seguinte equação.

$$h_m \geq h^* = \frac{(s - a)}{2 \tan \theta} \quad (42)$$

Onde

h_m = altura a camada de distribuição;

h^* = altura crítica da camada de distribuição;

θ = ângulo da pirâmide invertida;

s = separação entre eixos das inclusões;

a = largura da inclusão quadrada ou largura equivalente da inclusão circular.

Para Carlsson o ângulo da pirâmide invertida é aproximadamente igual a 15° , independente das características da camada granular de distribuição de carga, o que não foi verificado pelo projeto ASIRI, se encontrou uma dependência do ângulo da pirâmide com o ângulo de atrito do material.

Nos casos onde a espessura da camada de distribuição seja menor que a altura crítica, a inclusão suporta parte do peso próprio da camada compactada e uma parcela da sobrecarga superficial como pode ser observado nas equações 43 e 44.

$$W_p = \frac{\gamma}{6 \tan \theta} ((a + 2h_m \tan \theta)^3 - a^3) \quad (43)$$

$$Q_p = q(a + 2h_m \tan \theta)^2 \quad (44)$$

Onde

W_p = Parcela do peso próprio da camada de distribuição suportada pelas inclusões

H_m = Altura da camada de distribuição

Q_p = Parcela da sobrecarga suportada pelas inclusões

q = Sobrecarga atuante na superfície

A eficiência do mecanismo de transferência de carga se calcula a partir da seguinte equação:

$$E' = \frac{W_p + Q_p}{s^2(\gamma h_m + q)} \quad (45)$$

2.5.1.4 Considerações sobre os métodos analíticos de fundação sob aterro

Segundo Fonseca & Palmeira (2018), os métodos analíticos comumente usados em projetos de aterros estaqueados reforçados com geossintéticos apresentam diferenças significativas. Na pesquisa realizada pelos autores os métodos baseados no arqueamento do solo como o método BS8006 e o método alemão EBGEO mostraram resultados satisfatórios para aterros estaqueados reforçados com geossintéticos. Segundo Briançon et al. (2015) os métodos de projeto atual proporcionam resultados muito diferentes (elevada dispersão) para as mesmas situações e nenhum deles representa o real comportamento do sistema. Mais detalhes sobre os diferentes métodos de dimensionamento disponíveis na literatura técnica podem ser encontrados em Van Eekelen & Han (2020).

Segundo Zhuang & Wang (2016), com o objetivo de simplificar o problema, a maioria dos métodos despreza o efeito do solo reforçado, o efeito do subsolo ainda não é totalmente compreendido. Love e Milligan (2003) mencionam que existem outros aspectos que geralmente não são consideradas pelos projetistas como o efeito da coesão e dilatância de certos materiais

usados como camada de distribuição e o possível efeito de uma crosta dura na superfície do solo reforçado.

O comportamento do sistema quando uma laje rígida é usada para transferir cargas não tem sido muito estudado e não são encontrados métodos de dimensionamento na literatura.

2.5.1.5 Geometria de ruptura dos geomateriais

Um parâmetro importante para definir a distribuição de tensões e o mecanismo de ruptura dos sistemas de inclusões rígidas é a geometria do elemento volumétrico de concentração de tensões. Segundo Mánica et al. (2018) a superfície de ruptura dos geomateriais granulares tem sido historicamente considerada entre dois limites, sendo o limite superior baseado na teoria de Coulomb onde a orientação da ruptura coincide com a inclinação do plano onde se produz a relação máxima de tensão cisalhante e tensão normal.

$$\beta = 45 + \frac{\phi}{2} \quad (46)$$

Por outro lado, o limite inferior é governado pela teoria de Roscoe (1970), onde a orientação fica determinada pela direção da extensão zero com respeito ao eixo da mínima deformação principal.

$$\beta = 45 + \frac{\psi}{2} \quad (47)$$

Outros estudos sugerem que a ruptura depende também do tamanho das partículas, as partículas maiores apresentam tendência à orientação de Roscoe e as partículas finas tem tendência à orientação de Coulomb.

Arthur et al. (1977) propuseram uma relação intermediária

$$\beta = 45 + \frac{\psi + \phi}{4} \quad (48)$$

Segundo Manica et al. (2018) com os seus resultados mostraram que a superfície de ruptura encontrada nos modelos numéricos coincide com o critério de Roscoe (1970).

Dinh (2009) propôs uma equação para calcular o ângulo da ruptura para inclusões rígidas como mostra na equação.

$$\beta = \varphi' \left(0,75e^{-\left(\frac{H}{s}\right)} + 0,25 \right) \quad (49)$$

2.5.2 Mecanismos de transferência de carga sob uma fundação

Laurent et al. (2003) apresentaram análises numéricas do comportamento de aterros reforçados com inclusões rígidas e de inclusões rígidas com lajes de concreto. Os autores elaboraram um modelo numérico de diferenças finitas no *software* Flac e demonstraram que no caso de uma laje rígida o mecanismo de transferência de carga é governado pela rigidez da placa, o plano de recalques é forçado a coincidir com o plano inferior da laje.

Para espessuras pequenas a rotação das tensões principais é limitada e não apresenta o arqueamento padrão de aterros reforçados com inclusões, o modelo de arqueamento torna-se ineficaz para este tipo de aplicações. Existe uma concentração de tensões na cabeça dos elementos formando um cilindro. A estabilidade de cada coluna é proporcionada pelo confinamento do resto da camada de distribuição e pela reação do solo (Figura 2.29).

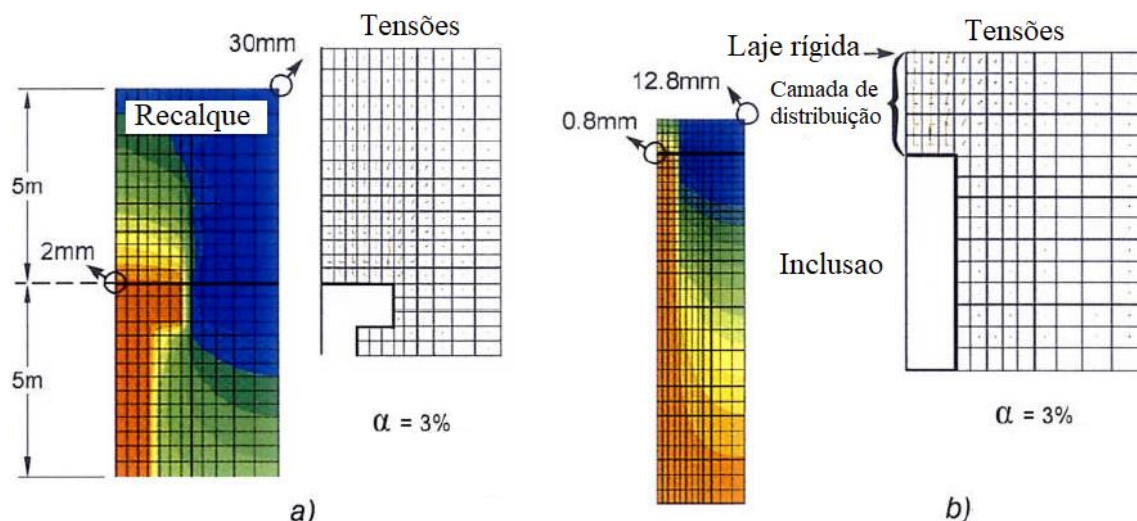


Figura 2.29. Mecanismos de transferência de carga a) aterro b) Laje rígida (Modificado – Laurent et al., 2003)

Para o caso do aterro, a transferência da carga é governada pela resistência ao cisalhamento do solo, evidencia-se um considerável acréscimo dos recalques diferenciais gerados pelo carregamento, próximo ao eixo da inclusão e as direções das tensões principais rotacionam até chegar a 90 graus (direção horizontal), que mostra o comportamento de arqueamento do solo que se apoia na cabeça da inclusão, similar aos modelos de arqueamento apresentados por Hewlett e Randolph (1988) e Kempfert (2004). Os recalques se tornam uniformes quando o aterro excede uma determinada altura relacionada com o vão livre entre elementos que é chamada de altura crítica.

No caso de uso de uma laje rígida para aplicar a carga, Chevalier et al. (2011) demonstrou que o mecanismo de transferência de carga obtido é muito diferente do caso de aterros estaqueados. Devido à alta rigidez da laje, os recalques resultam principalmente da deformação da coluna de solo localizado acima das inclusões. A deformação também depende da rigidez da camada de distribuição de carga e do solo reforçado. A transferência de carga ocorre principalmente nas colunas de solo acima da cabeça da inclusão. As tensões desenvolvidas na laje devem ser estudadas. Os métodos analíticos comumente usados na prática não se aplicam para este fenômeno complexo.

Chevalier et al. (2011) demonstraram também mediante análises numéricas que para alturas reduzidas de camada de distribuição sob uma laje rígida, a eficiência do sistema aumenta significativamente (Figura 2.30).

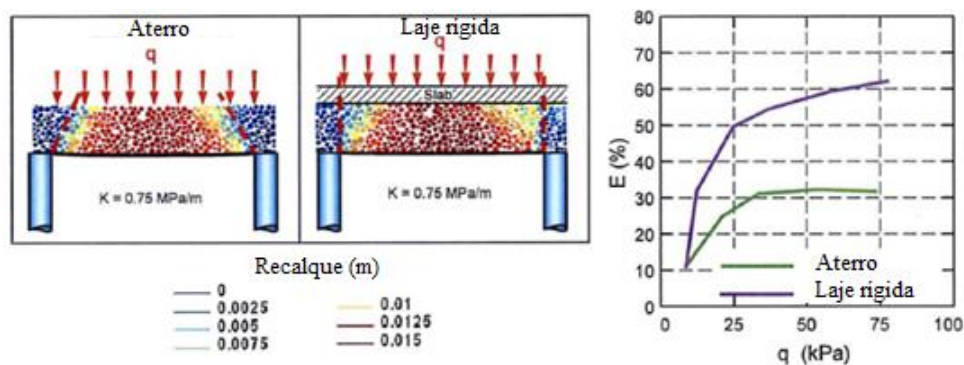


Figura 2.30. Evolução da eficiência para o caso de aterro e laje rígida (Chevalier et al., 2011)

A partir das simulações numéricas de Chevalier et al. (2011) foi obtida a eficiência do sistema para diferentes valores de rigidez do solo reforçado K_c , considerando uma altura de camada de distribuição de 0.5 m, tanto para o caso de aterro como laje rígida (Figura 2.31).

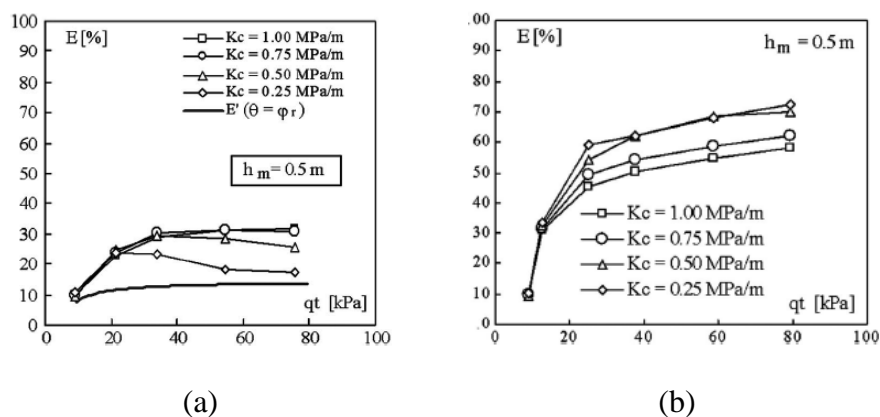


Figura 2.31. Influência da rigidez do solo na eficiência: (a) aterro e (b) Laje rígida (Chevalier et al., 2012)

Os deslocamentos verticais da laje para diferentes valores da rigidez do solo e diferentes estágios de carregamento estão apresentados na Figura 2.32.

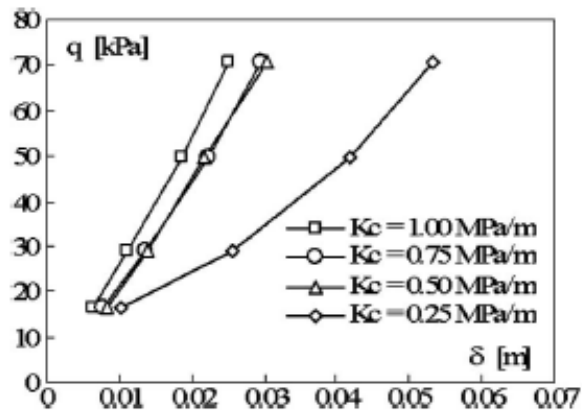


Figura 2.32. Deslocamentos verticais da laje dependendo da sobrecarga para diferentes valores de rigidez (Chevalier et al., 2012)

Demonstra-se que quando a rigidez do solo reforçado diminui (quando K_c diminui), a eficiência da transferência de carga aumenta, contrário ao caso de aterros estaqueados. O fato pode ser explicado pela alta rigidez a flexão do radier e a baixa rigidez do solo compressível, parte da carga é redirecionada à cabeça das inclusões aumentando a eficiência e uniformizando deslocamentos. Rebolledo et al. (2019b) confirmaram a mesma ocorrência.

Chevalier et al. (2011) apresentaram os campos de deslocamento de partículas numa seção vertical do modelo estudado para a carga máxima e uma rigidez do solo reforçado de $K_c = 0,75 \text{ MPa/m}$. Quando uma laje rígida é usada, a zona com menores deslocamentos é restrita à zona das colunas localizadas acima da cabeça da inclusão, nesse caso o deslocamento vertical resulta da deformação desse volume (Figura 2.33).

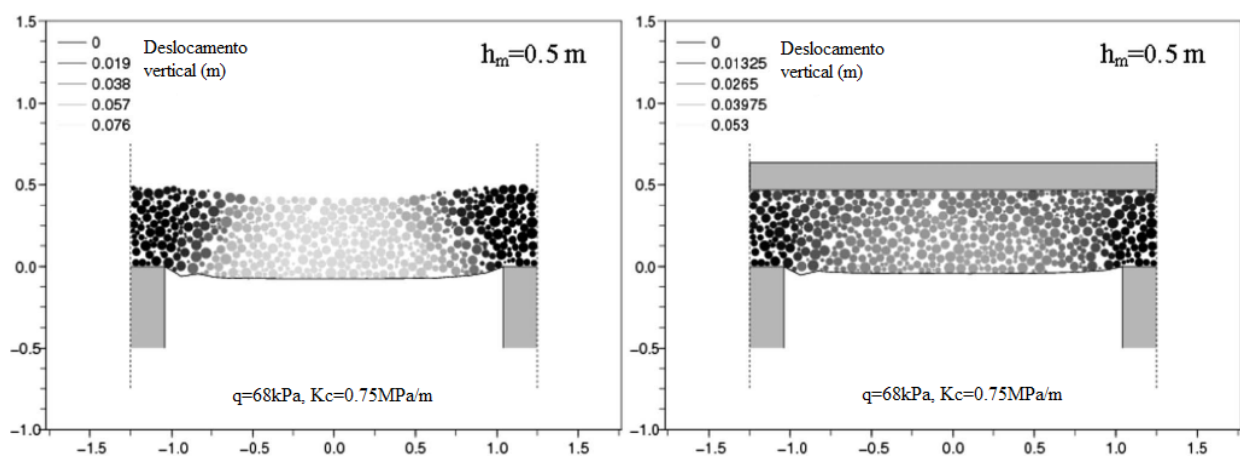


Figura 2.33. Deslocamentos de partículas a) sem radier b) com radier (Chevalier et al., 2011)

De acordo com a Figura 2.33, para baixos valores de rigidez k_c existe uma mudança significativa no comportamento. Para explicar isto, os autores apresentam os estados de tensões em diagramas de Mohr desenvolvidos no solo granular localizado exatamente acima dos elementos (Figura 2.34) para as diferentes etapas do processo de carregamento e para dois valores de rigidez do solo reforçado (0.25 e 1.0 Mpa/m) menor e maior rigidez considerada na pesquisa.

Para o solo reforçado com a menor rigidez (Figura 2.34a) a camada de distribuição atinge sua máxima capacidade de carga (pico de resistência) como resultado de dois efeitos, os elevados carregamentos verticais (σ_1) aplicados e o baixo confinamento horizontal (σ_3) gerado pelo volume restante do material da camada de distribuição, gerando a sua vez elevada compressibilidade do solo mole.

No caso do solo reforçado com maior rigidez (Figura 2.34b) a tensão vertical na cabeça da inclusão não é tão alta, a tensão confinante aumenta consideravelmente se afastando da envoltória de ruptura gerando recalques menores.

Chevalier et al. (2011) concluíram que quando uma laje rígida é usada, os mecanismos de transferência são muito diferentes aos descritos na literatura técnica para uso em aterros. Devido à alta rigidez da placa, os recalques verticais resultam da deformação das colunas de solo localizadas diretamente acima das inclusões. O mecanismo também depende da rigidez da camada de distribuição e do solo reforçado, que tem influência direta no confinamento do volume acima das inclusões.

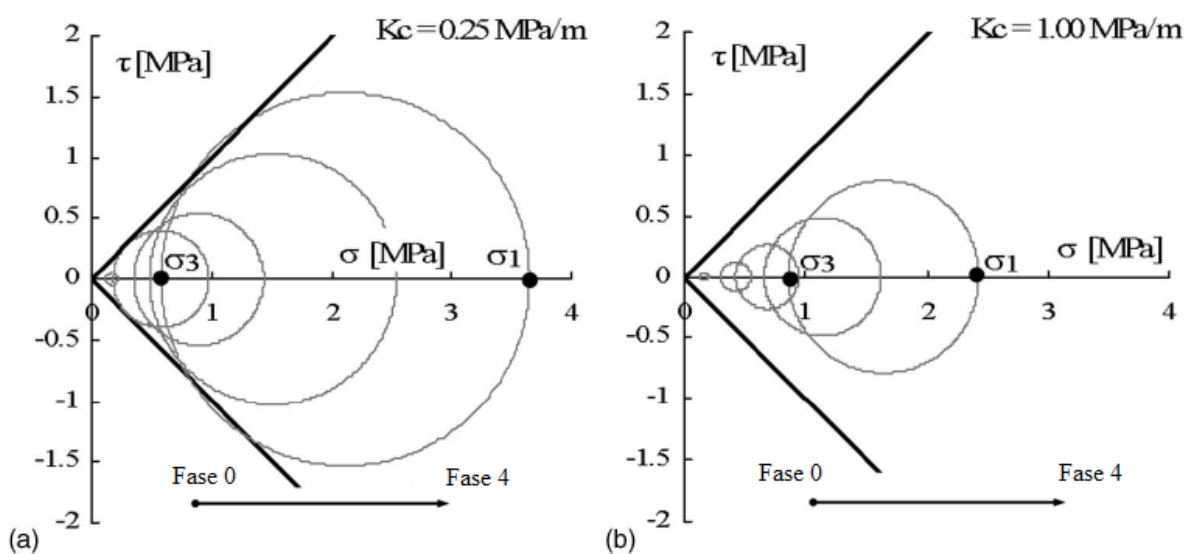


Figura 2.34. Influência da rigidez do solo mole no estado de tensões numa coluna de solo localizada acima das inclusões para diferentes etapas de carregamento a) $k_c=0.25$ MPa/m b) $k_c=1.0$ Mpa/m (Chevalier et al., 2011)

Quando a máxima capacidade de carga da camada de distribuição é alcançada para o solo mais compressível, os recalques dependem tanto das propriedades do solo mole como do material da camada de distribuição (rigidez e ângulo de atrito). A transferência da carga acontece principalmente por meio das colunas de solo localizadas acima das inclusões, o que implica alta concentração de tensões verticais na laje acima das inclusões, essas tensões devem ser consideradas no projeto estrutural do radier principalmente quando a espessura da camada seja baixa. A descrição da geometria de Carlsson não foi observada e não foi possível propor um método de dimensionamento.

Perez (2017) realizou uma pesquisa para avaliar o comportamento de sistema de inclusões rígidas sob uma fundação no controle de recalques em solos colapsíveis do Distrito Federal, Brasil. O autor realizou um modelo numérico em duas dimensões para fazer análises paramétricas e avaliar o impacto e a influência dos parâmetros geométricos da solução na eficiência do controle de recalques. Além das análises paramétricas, o autor realizou um estudo de caso de um prédio de 4 andares comparando uma solução convencional de radier, radier estaqueado e inclusões rígidas.

Perez (2017) concluiu que existe uma espessura para que a camada de distribuição na qual as tensões chegam ao radier (induzidas pela cabeça da inclusão) são nulos ou muito baixos. Essa espessura depende das propriedades da camada e do espaçamento das inclusões. Também conclui que o sistema de inclusões rígidas é uma alternativa eficaz para projetos com cargas não muito elevadas e assentes em solos colapsíveis.

Rodríguez-Rebolledo et al. (2019) destacam que a concentração de tensões na cabeça da inclusão e capiteis é devida ao desenvolvimento de atrito negativo e positivo na inclusão e aumenta significativamente com o aumento do espaçamento entre inclusões. O sistema de inclusões rígidas é mais eficiente quando o solo a ser reforçado é mais compressível e menos resistente porque a camada de distribuição de carga transfere maior porcentagem da carga à cabeça das inclusões.

2.6 Considerações sobre as formas de ruptura da camada de distribuição de carga

O mecanismo de ruptura do sistema de inclusões rígidas pode ser estudado como um problema geométrico de cisalhamento de uma cunha de solo ou como um problema invertido da teoria da capacidade de carga de fundações superficiais, o equilíbrio limite antes da ruptura pode ser entendido com a teoria clássica de Terzaghi (1943), a partir de um volume de material em forma de pirâmide ou cone invertido acima da cabeça da inclusão (Figura 2.35).

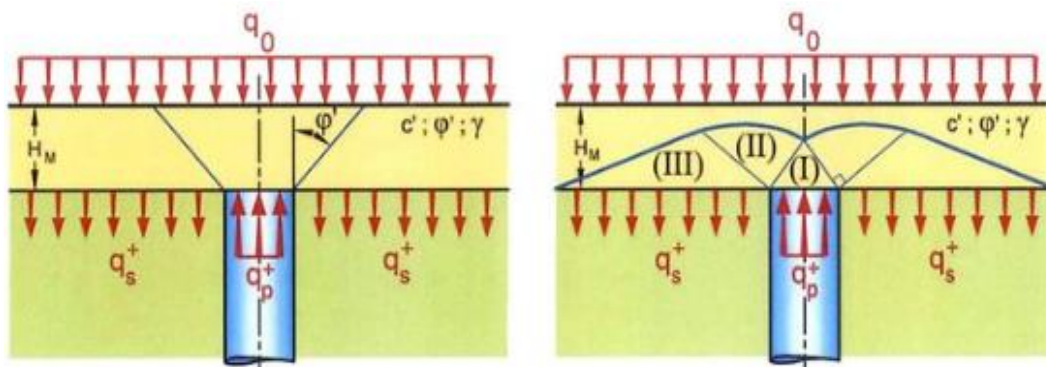


Figura 2.35. Diagrama de ruptura da camada de distribuição a) Cone de cisalhamento b) problema invertido capacidade de carga fundações superficiais, diagrama Prandtl (Irex, 2012)

Os métodos baseados no diagrama de Prandtl (Figura 2.35b) associam o domínio do empuxo ativo de Rankine (I), acima da cabeça da inclusão com um domínio delimitado por uma espiral logarítmica (II) e o empuxo passivo de Rankine na região (III).

O equilíbrio limite com formato de cone (Figura 2.35a) começando na cabeça da inclusão, forma um ângulo com respeito ao plano vertical que depende das características do material. Segundo Irex (2012) o modelo de ruptura de Prandtl é aplicável quando se consideram grandes deformações do material compactado e o método de cone de cisalhamento é mobilizado para pequenas deformações. Alguns métodos propostos especificamente para inclusões rígidas e alguns métodos clássicos adaptados são descritos a seguir.

Elis & Aslam (2009a,b) e Zhuang et al. (2014) discorrem sobre três mecanismos de ruptura presentes nos sistemas de inclusões rígidas baseado no método de Hewlett & Randolph (1988).

O primeiro mecanismo de ruptura consiste em uma condição onde não existe arqueamento do solo, ou seja, que a tensão no solo reforçado é igual ao peso próprio + sobrecarga.

O segundo mecanismo de ruptura representa uma condição de ruptura no topo do arco baseado numa condição de equilíbrio limite no topo dos domos. A tensão no solo reforçado $\sigma_s = \gamma (s-d)/\sqrt{2}$ que corresponde ao peso nominal do solo abaixo do domo que não é suportado pelo arqueamento.

O terceiro mecanismo é a ruptura por puncionamento no topo da inclusão, o puncionamento está representado por um deslocamento excessivo do topo da inclusão penetrando na camada de distribuição de carga.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Devido à complexidade da interação entre a inclusão, camada de distribuição e solo de fundação, a modelagem física representa um caminho efetivo para estudar os sistemas de inclusões rígidas, por esse motivo foram construídos dois modelos físicos para esta pesquisa e foram validados a partir de modelos numéricos.

A metodologia da pesquisa consistiu da definição de parâmetros geotécnicos para representar de forma adequada a camada de material compactado conhecida como camada de distribuição de carga, também foi realizado um modelo físico em escala real em laboratório (1g) para analisar a interação de diferentes tipos de camadas de distribuição com uma única separação e com inclusões de diferentes diâmetros (apresentado com detalhes no capítulo 4), e um modelo físico em centrifuga geotécnica (30g) para avaliar a interação de um grupo de inclusões com diferentes configurações de altura da camada de distribuição, tipo de material compactado e diâmetro de inclusão (apresentado com detalhes no capítulo 5). Por último, foram realizadas simulações numéricas usando o método dos elementos finitos em 2D para avaliar o comportamento e validar os dados obtidos em laboratório.

Para alcançar os objetivos propostos nesta pesquisa, a metodologia foi dividida nas seguintes etapas.

3.1 Camada de distribuição de carga

Em projetos de aterros estaqueados comumente têm sido utilizados materiais granulares para conformação da camada de distribuição de carga, nesses casos é altamente recomendável o uso de geossintéticos de reforço para confinar o material e gerar o efeito membrana. Na execução dos modelos físicos de esta pesquisa, optou-se por trabalhar com um material coesivo friccional típico da região do Distrito Federal, para aproveitar o material disponível em grandes quantidades em depósitos superficiais e profundos. No México tem sido demonstrado o uso da crosta dura superficial, material coesivo friccional é mais eficiente do que o solo granular na camada de distribuição de carga (Rodríguez-Rebolledo & Auvinet, 2006).

Os solos colapsíveis de regiões tropicais são sujeitos a processos de laterização que removem sílica, siltes, magnésio, sódio e potássio pelo processo de percolação, gerando como resultado um solo rico em óxidos de ferro e alumínio (Bell, 2000). Devido a essas particularidades esses solos apresentam elevada resistência e baixa compressibilidade quando

compactados (Nogami & Villibor, 1995), além de reduzir ou eliminar o potencial de colapso (Pereira et al., 2019) tornando o material excelente para construção da camada de distribuição de carga.

O solo coletado, aqui denominado “Solo UnB”, é um solo argilo-arenoso e foi coletado no antigo campo experimental de fundações do Programa de Pós-graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília, ver localização na Figura 3.1. As amostras (deformadas) foram retiradas de uma profundidade de 1.5 m aproximadamente.

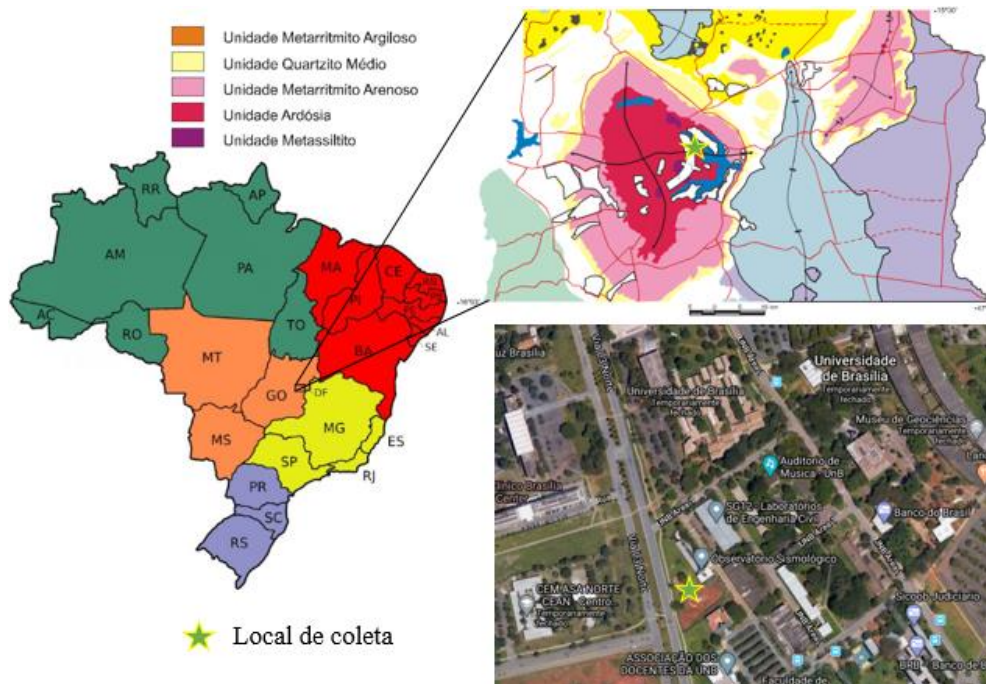


Figura 3.1. Local de coleta e mapa geológico simplificado do DF (Modificado Freitas-Silva & Campos, 1999 – Google Earth 13-07-20)

O solo foi coletado, ensacado e transportado ao laboratório para posterior ajuste da umidade de compactação. O aspecto visual do solo UnB é apresentado na Figura 3.2.

No mapa Geológico simplificado do Distrito Federal (Figura 3.1) é possível observar que o local da coleta se encontra na unidade conhecida como Ardósia. Segundo Freitas-Silva & Campos (1999) é constituída por ardósias roxas e vermelhas com bandas brancas Norte-Sul de alto mergulho. A formação ocorre na depressão do Paranoá em um ambiente de deposição de plataforma pelítica. Com respeito aos solos superficiais, segundo EMBRAPA (1978) os latossolos vermelhos representam 54.47 % da área do DF e podem ser definidos como solos não hidromórficos, com textura argilosa e rico em hidróxidos de ferro e alumínio, muito porosos, bastante permeáveis e fortemente drenados, também são fortemente ácidos.

Este solo (Figura 3.2) representa muito bem os solos do Distrito Federal que, segundo Mendonça et al. (1994), apud Araki (1997), é coberto por um manto de solo resultante de intemperismo principalmente químico, associado a processos de lixiviação e laterização de idade terciária-quaternária.

Araki (1997) observou que o solo do Distrito Federal é formado por micro agregados, que possuem vazios em seu interior, unidos por pontes de argilas e cimentações, sustentando uma estrutura bastante porosa, que vai reduzindo com a profundidade. O arranjo poroso da estrutura do solo é mais pronunciado para camadas mais superficiais.



Figura 3.2. Aspecto visual do solo da UnB coletado.

Com a finalidade de comparar o comportamento da camada de distribuição de carga conformada por solo natural compactado (SN) com um material com melhores características de resistência e rigidez, foi usado o mesmo solo melhorado com cimento Portland (SC). Para obter a porcentagem necessária do cimento, foram realizados ensaios de compressão uniaxial em corpos de prova compactados com porcentagens de 2, 4, 6 e 8 % de cimento.

3.1.1 Ensaios de caracterização física

Para conhecer as características físicas, classificação e parâmetros de resistência e deformabilidade do solo coletado, foram realizados ensaios de laboratório em amostras deformadas e sobre corpos de prova compactados SN e SC com energia Proctor normal e umidade ótima.

A caracterização física dos solos empregados foi obtida com amostras de solo preparadas conforme prescrições da NBR 6457 (ABNT, 1986). Os ensaios realizados foram umidade natural, umidade higroscópica, peso específico dos sólidos, peso específico natural,

análise granulométrica com e sem o uso de defloculante, limite de liquidez, limite de plasticidade e ensaio de compactação Proctor normal.

Os ensaios foram realizados no laboratório de Geotecnia da Universidade de Brasília, laboratório de Infraestrutura Rodoviária (INFRALAB/UnB) e no laboratório de Geotecnia do Centro Universitário de Brasília (UniCEUB), conforme especificações da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) e ASTM (*American Society for Testing and Materials*), como segue:

3.1.2 Ensaios de caracterização mecânica

Os ensaios de resistência para os corpos de prova de SC foram realizados após um período de 7 dias de cura seguindo as recomendações da norma MB-3361 de 1990 e da NBR 12025 de 2012.

a) Ensaio de adensamento unidimensional

Os ensaios de adensamento foram realizados em corpos de prova compactados na umidade ótima com energia Proctor Normal segundo as prescrições da NBR 12007/1990. Foi utilizado um anel de 50 mm de diâmetro e 20 mm de altura. Os ensaios realizados foram do tipo duplo oedométrico para verificar a possibilidade de colapso do material compactado, foram aplicados carregamentos de 25kPa, 50kPa, 100kPa, 200kPa, 400kPa.

b) Ensaio triaxiais tipo CID

No ensaio triaxial CID (Consolidação Isotrópica e Drenado), é permitida a drenagem do corpo de prova durante todas as fases tanto no processo de adensamento quanto no de cisalhamento. Quando é aplicado o carregamento, o corpo de prova é levado à ruptura de forma lenta com dissipação total das poropressões. Foram realizados ensaios em corpos de prova de SN e SC compactados na umidade ótima e com energia Proctor normal, considerando tensões confinantes de 50, 100 e 200 kPa.

Os corpos de prova foram compactados em três camadas dentro de um cilindro de 100 mm de altura e 50 mm de diâmetro. O processo de saturação foi realizado em duas etapas, percolação simples com água destilada deaerada e aplicação de contrapressão de até 400 kPa para atingir valores do parâmetro B de pelo menos 0.9.

Os ensaios foram realizados a uma taxa de deformação controlada de 0.02 mm/min para garantir drenagem total durante o cisalhamento. A deformação foi medida por um LVDT externo que mede o deslocamento relativo entre o pistão e a câmara triaxial, a carga foi medida

com uma célula de carga tipo S com uma capacidade de 25kN e a deformação volumétrica empregando um aparelho automático de medição de mudanças de volume (HM 2315).

Foram utilizados dois equipamentos para a realização dos ensaios de compressão triaxial o modelo TRITEST 50 desenvolvido pela empresa ELE *International* e o equipamento Humboldt HM 3000. Uma vista geral dos equipamentos encontra-se na Figura 3.3. O procedimento experimental e o cálculo da taxa de deformação na ruptura seguiu as prescrições da norma D7181-11 *Standard test method for consolidated drained triaxial compression test for soils* (ASTM, 2011).



Figura 3.3. Equipamento triaxial a) ELE TRITEST 50 laboratório geotécnia UnB, e b)Humbolt HM 3000 Infralab UnB

c) Ensaio de cisalhamento direto tipo CD

Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados no laboratório de Geotecnia do Centro universitário de Brasília UniCEUB. Os ensaios foram realizados em amostras de SN e SC compactados inundadas. A envoltória de ruptura foi plotada para três tensões normais de 50, 100 e 200 kPa. O ensaio tem como principal desvantagem que não existe controle do grau de saturação do corpo de prova, nem da drenagem, o plano de ruptura é forçado e não existem medidas de poropressões.

O ensaio foi realizado seguindo as prescrições e recomendações da norma D3080-11 *Standard test method for direct shear test of soils under consolidated drained conditions*. (ASTM, 2011).

d) Ensaio de compressão simples

Os ensaios de compressão simples foram realizados em amostras compactadas de 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura. Foram realizados ensaios para determinar a resistência não

confinada do SN e das misturas de SC compactados com proporções de cimento de 2, 4, 6 e 8 %, e desta forma escolher um teor de cimento para uso na camada de distribuição de carga que aumente consideravelmente a resistência e rigidez do material, em total foram ensaiados 13 corpos de prova.

A velocidade de ruptura do ensaio foi de 1,27 mm/min. A prensa utilizada no ensaio é de propriedade do laboratório de Geotecnia da UnB.

3.2 Resultados da caracterização física e classificação do solo

3.2.1 Análise granulométrica

Os resultados das análises granulométricas mostram uma considerável alteração quando se faz a análise com e sem defloculante, o que quer dizer que o solo apresenta agregações de silte e argila, a matriz do solo é predominantemente argilosa e não apresenta presença de pedregulhos. Os pacotes de argila possivelmente são oriundos do processo de intemperismo que é forte nesse solo (Figura 3.4)

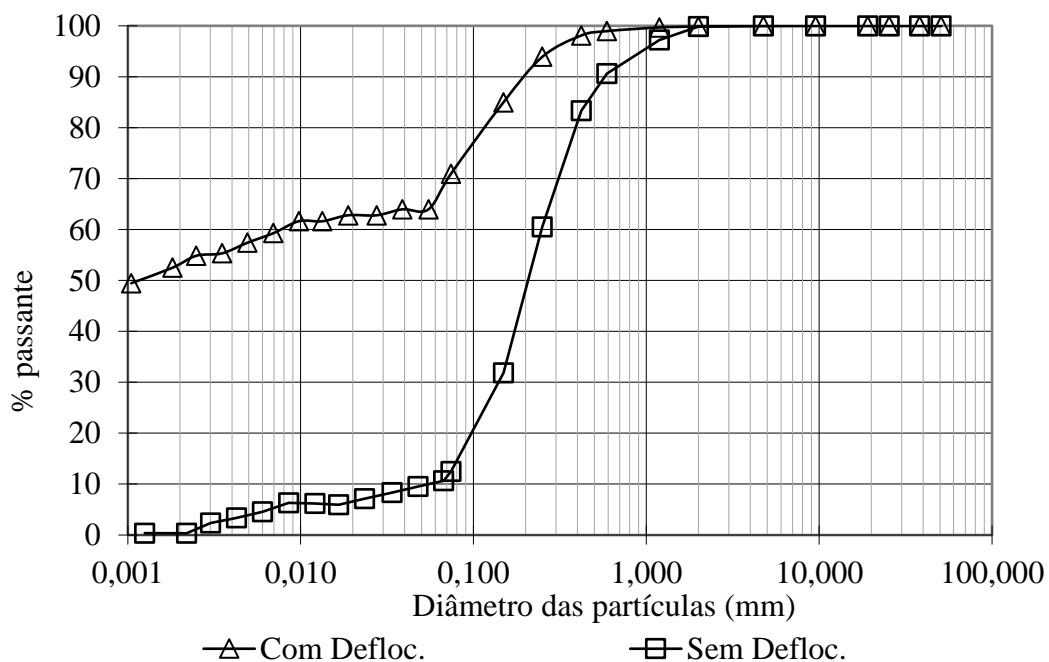


Figura 3.4. Curva granulométrica

3.2.2 Limites de consistência

A Figura 3.5 apresenta os resultados de limite de liquidez e plasticidade. O material apresenta um índice de plasticidade de 19% e pode ser classificado como um material de alta plasticidade.

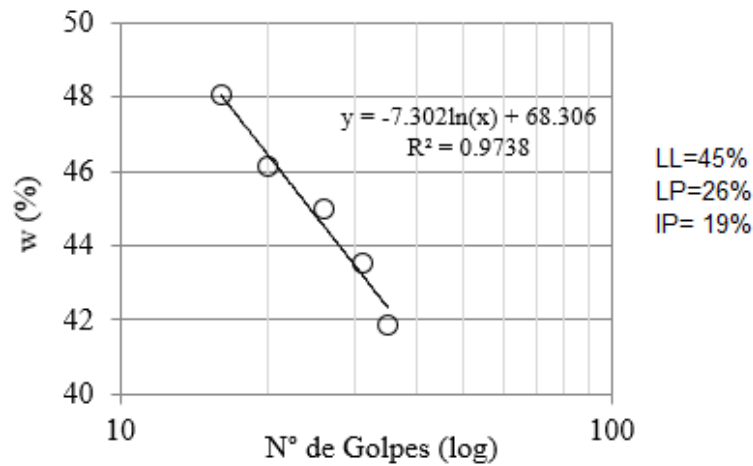


Figura 3.5. Limite de liquidez e plasticidade

3.2.3 Ensaio de compactação

A Figura 3.6 apresenta o resultado da curva de compactação e curvas de saturação para 80%, 90% e 100% para o material coletado.

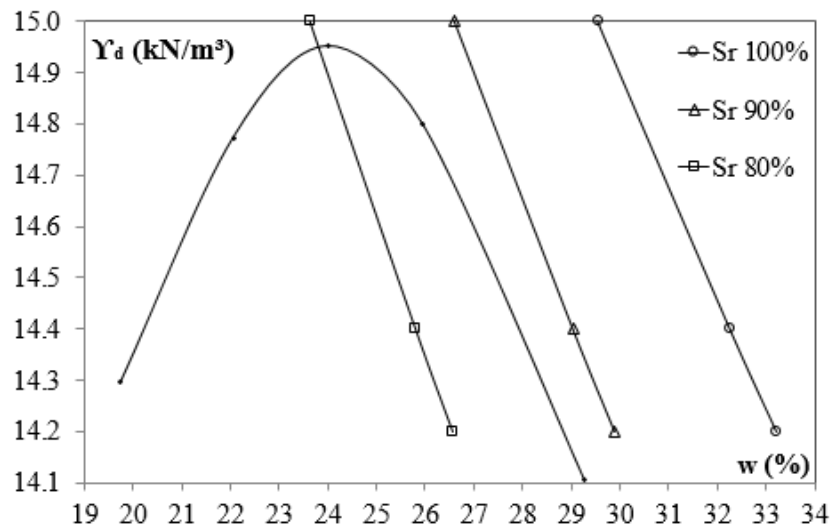


Figura 3.6. Curva de compactação

A partir da curva de compactação obtida, é possível definir os parâmetros ótimos de compactação para moldagem dos corpos de prova para os ensaios. A unidade ótima ficou definida em 24% e o peso específico seco máximo em 14,95 kN/m³.

3.2.4 Resumo caracterização física e classificação do solo

A Tabela 14 apresenta um resumo com os resultados dos ensaios de umidade natural, peso específico dos sólidos, peso específico natural, densidade relativa dos grãos, limites de consistência, classificação unificada dos solos SUCS, classificação MCT e classificação TRB (Transportation Research Board).

Tabela 6. Caracterização física e classificação do solo

		Propriedade	Valor
		Peso específico natural na coleta - γ (kN/m ³)	17,7
		Peso específico real dos grãos γ_s (kN/m ³)	28,0
		Umidade natural na coleta - w_{nat} (%)	27,0
		Limite de liquidez - LL (%)	45,0
		Limite de plasticidade - LP (%)	26,0
		Índice de plasticidade - IP (%)	19,0
Distribuição granulométrica	Com defloculante	Pedregulho (%)	0,0
		Areia (%)	30,0
		Silte (%)	17,5
		Argila (%)	52,5
		Classificação SUCS	CL
	Sem defloculante	Pedregulho (%)	0,0
		Areia (%)	87,5
		Silte (%)	12,1
		Argila (%)	0,4
		Classificação SUCS	SC
		Classificação MCT	LA'-LG'
		Classificação TRB	A-7-6 (13)

Analisando as classificações apresentadas na Tabela 6, pode-se ver que o solo da pesquisa coletado no campo experimental de fundações da UnB, quando é ensaiado com defloculante é classificado pelo SUCS como uma CL (argila arenosa de baixa plasticidade) e quando é ensaiado sem defloculante como uma SC (areia argilosa).

A classificação MCT tradicional e expedita, classifica o solo como LA'-LG' (solo arenoso laterítico e argiloso laterítico). A classificação TRB classifica o solo como A-7-6 (material silto argiloso com alto índice de plasticidade em relação ao limite de liquidez, sujeito a elevadas variações de volume). O índice de grupo calculado foi de 13.

3.3 Resultados da caracterização mecânica

3.3.1 Ensaio de compressão simples

Foram ensaiados cinco corpos de prova para a condição de material compactado natural sem adição de cimento e dois corpos de prova para cada porcentagem de cimento adicionada (2%, 4%, 6% e 8%), em total foram ensaiados 13 corpos de prova.

A Figura 3.7 exemplifica as formas de ruptura encontradas no ensaio, pode ser observado o tipo de ruptura predominante em plano diagonal com um ângulo próximo a 65° para o caso do SC (Figura 3.7a), No entanto, para as amostras de SN a ruptura foi do tipo colunar vertical (Figura 3.7b), o que pode evidenciar uma pequena influencia na preparação e nivelamento da superfície do corpo de prova ou indicam algum tipo de concentração de tensões na base e no topo do corpo de prova.

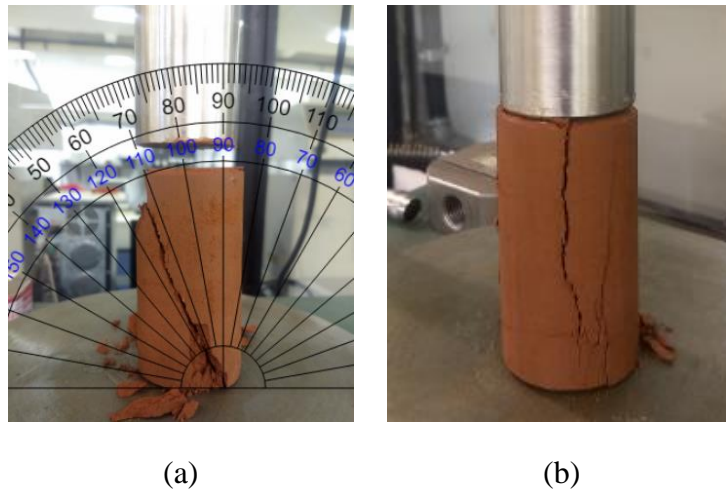


Figura 3.7. Modos de ruptura do ensaio de compressão simples. a) SC e b) SN

Após análise dos dados foi plotado um gráfico de variação da resistência à compressão não confinada com a porcentagem de cimento adicionada para definir a quantidade ótima de cimento a incorporar (Figura 3.8).

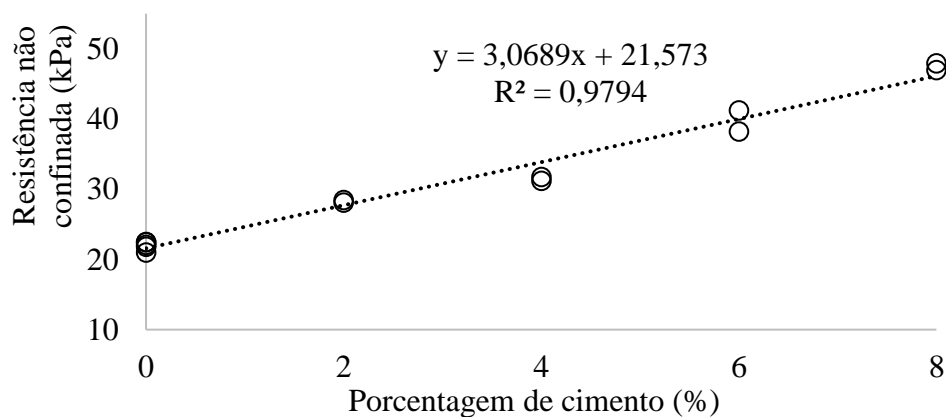


Figura 3.8. Variação da resistência não confinada com a porcentagem de cimento

Foi adotado uma porcentagem de cimento de 6%, a resistência não confinada aumenta aproximadamente 80% com relação à resistência do material natural compactado.

Na preparação dos corpos de prova do solo tratado com cimento foi observada diminuição da massa específica seca máxima. O decréscimo pode ser devido ao aumento do

PH da água quando entra em contato com o cimento, causando flocculação das partículas de argila.

3.3.2 Ensaios de cisalhamento direto

Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados nas amostras compactadas de SN e solo tratado com 6% de cimento. Foram do tipo deformação controlada na condição de amostra inundada antes do processo de cisalhamento.

Nos ensaios, o corpo de prova foi adensado durante 24 horas e a inundação aconteceu após a aplicação do primeiro estágio de carregamento. A velocidade de ruptura foi de 0,029 mm/min, e foram aplicadas tensões normais de 50, 100 e 200 kPa para cada ensaio.

A tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal e o gráfico de deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal se mostram para o SN respectivamente na (Figura 3.9 a,b) e para o SC (Figura 3.9 c,d).

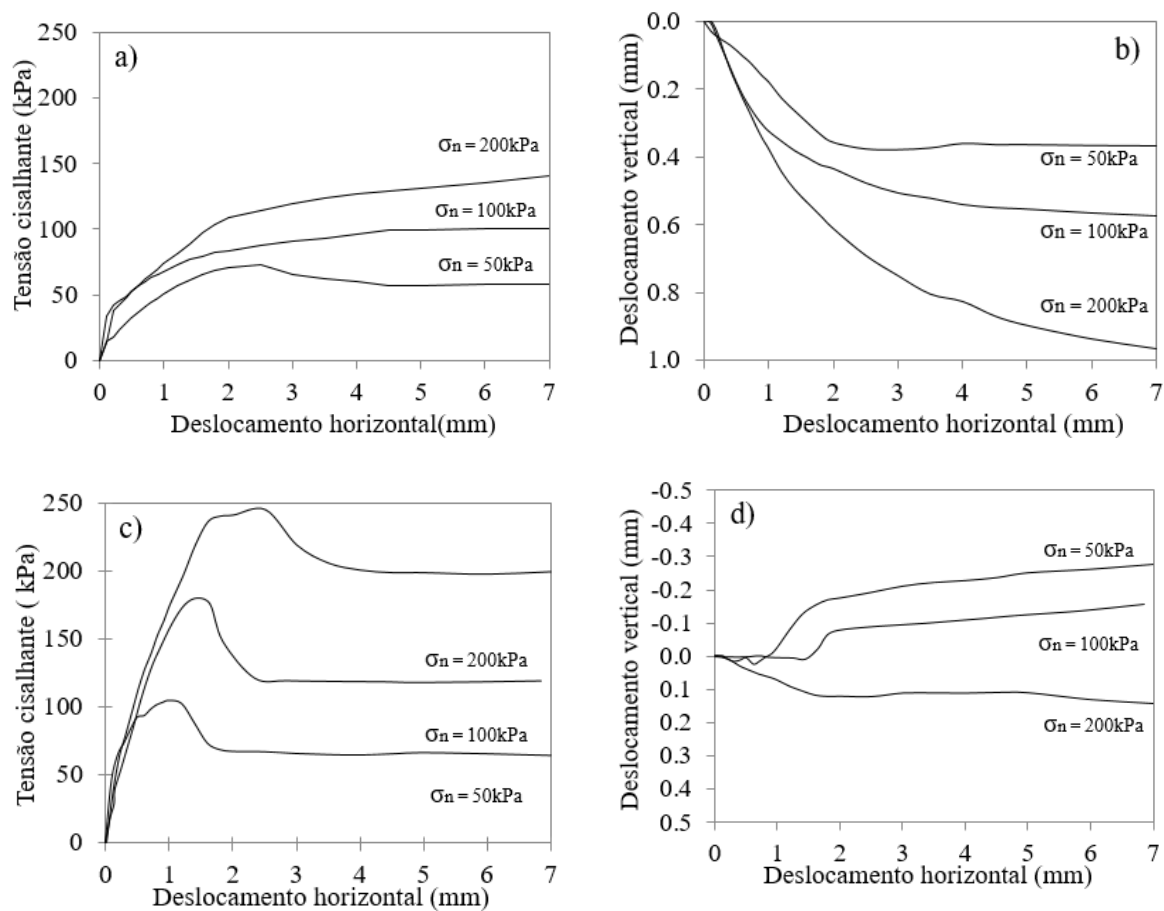


Figura 3.9. Resultado ensaio cisalhamento direto: a) tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal SN; b) deslocamento horizontal *versus* deslocamento vertical SN; c) tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal SC; e D) deslocamento horizontal *versus* deslocamento vertical SC.

Na geometria da curva da figura acima foi observado o fenômeno de dilatância para baixas tensões no SN compactado ($\sigma_3 = 50\text{kPa}$) e em todas as tensões normais para o SC compactado.

3.3.3 Ensaios de adensamento

Os ensaios realizados foram do tipo duplo oedométrico com aplicação de tensão até 400 kPa para a condição de umidade ótima de compactação e inundada. A Figura 3.10 apresenta a curva de compressibilidade, a variação do índice de vazios (e) com o aumento da tensão efetiva axial (σ_1).

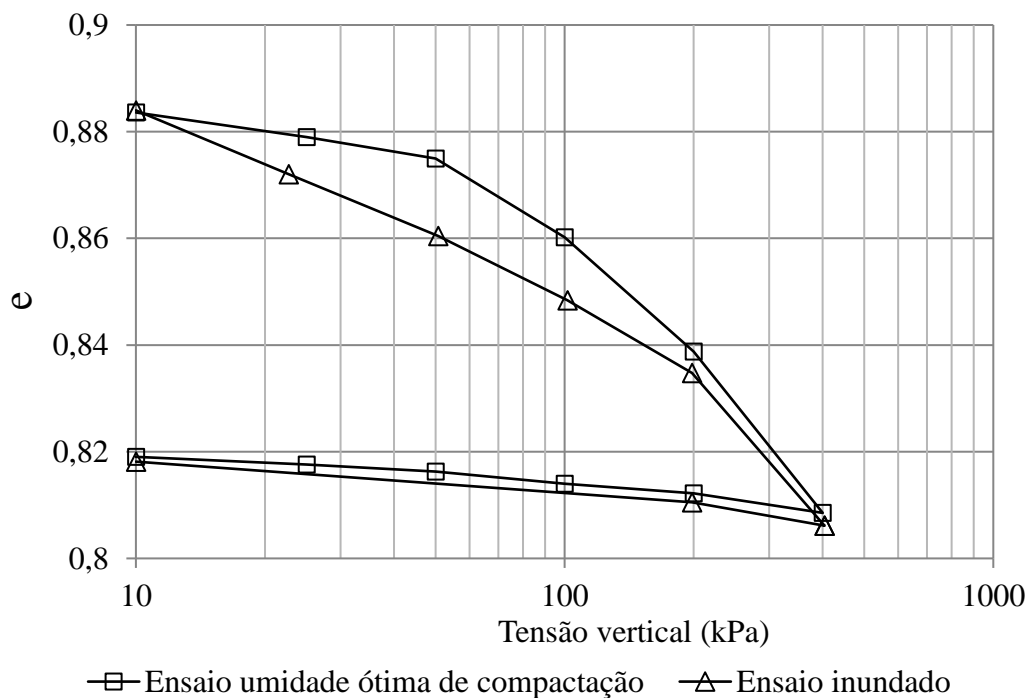


Figura 3.10. Curva de adensamento

Os resultados do ensaio foram utilizados para calcular parâmetros geotécnicos do modelo Hardening Soil Model.

3.3.4 Ensaios triaxiais tipo CID

O ensaio triaxial drenado tipo CID foi executado tanto no SN como no SC, com a metodologia convencional, adensado isotropicamente e com possibilidade de drenagem durante a ruptura. Foram ensaiados três corpos de prova que foram rompidos com tensões confinantes de 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa. A Figura 3.11 apresenta os resultados do ensaio realizado em amostras compactadas de SN. Os eixos utilizados para representação de trajetórias de tensões correspondem à convenção de Cambridge (eqs. 50 e 51).

$$p' = \frac{(\sigma_1' + 2\sigma_3')}{3} \quad (50)$$

$$q = (\sigma_1 - \sigma_3) \quad (51)$$

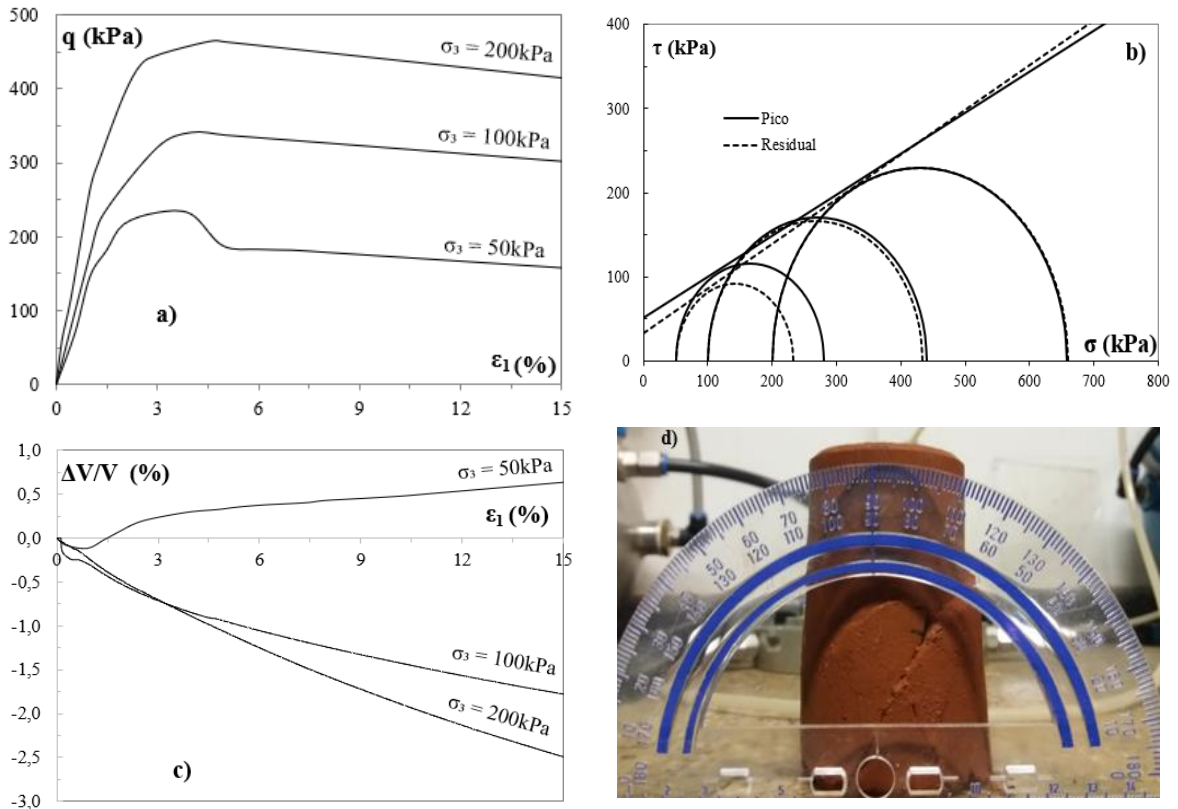


Figura 3.11. Resultados do ensaio triaxial CID para o solo natural SN: a) tensão desvio *versus* deformação axial; b) círculos de Mohr; c) deformação volumétrica *versus* deformação axial; e d) plano de ruptura do corpo de prova.

Foi possível observar o ângulo de ruptura das amostras ensaiadas próximo de 60° como mostrado na Figura 3.11 d.

Para definir os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo tratado com cimento, foram realizados os ensaios na mistura de solo com 6,0% de cimento. Os corpos de prova foram submetidos a um período de cura de 7 dias antes da ruptura. A Figura 3.12 apresenta os resultados do ensaio triaxial realizados no SC.

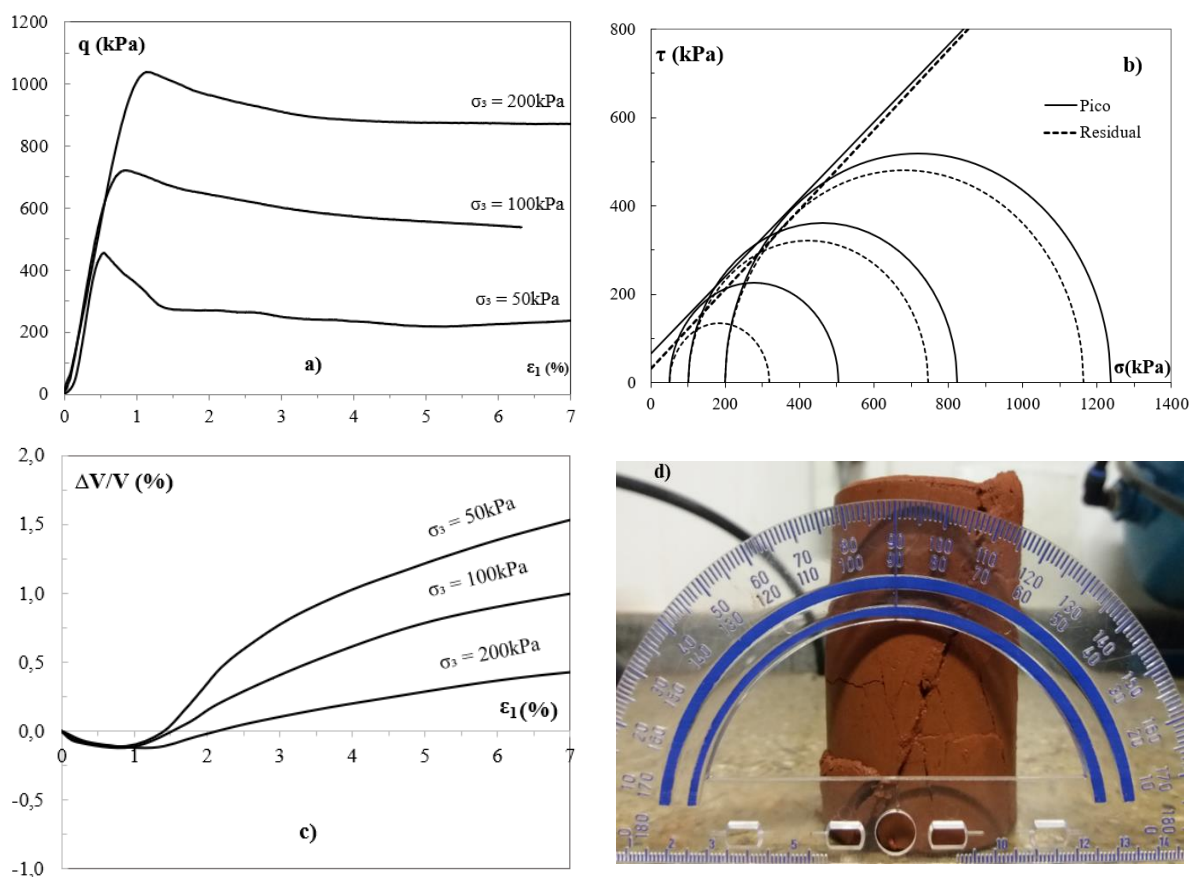


Figura 3.12. Resultados do ensaio triaxial CID para solo cimento SC: a) tensão desvio *versus* deformação axial; b) círculos de Mohr; c) deformação volumétrica *versus* deformação axial; e d) plano de ruptura do corpo de prova.

Foi possível observar o ângulo de ruptura das amostras ensaiadas próximo de 65° para o solo cimento como mostrado na Figura 3.12 d.

Como previsto, os resultados dos triaxiais mostram um aumento da rigidez do solo à medida que aumenta a tensão efetiva de confinamento, para o solo natural compactado SN a deformação no pico de resistência foi da ordem de 3,5 a 4,5%, a forma da curva para as tensões confinantes de 100 e 200 kPa é suave sem apresentar um pico bem definido, para o primeiro ponto de tensão confinante de 50 kPa apresenta uma pequena resistência de pico e diminui à medida que a tensão de confinamento aumenta. Por outro lado, para o caso do SC, a deformação no pico de resistência foi da ordem de 0,5 a 1,1%. Observou-se um pico marcante que depende do confinamento.

O fenômeno de dilatância foi observado para baixas tensões de confinamento no caso do SN e para todas as tensões confinantes no SC diminuindo com o aumento da tensão de confinamento.

O comportamento dilatante é forte em solos estruturados como é o caso dos solos compactados e cimentados. A estrutura é importante no comportamento tensão-dilatância (Leroueil & Vaughan, 1990). Desta forma corpos de prova cimentados com alto grau de intertravamento e submetidos a ensaios triaxiais com baixos níveis de tensões confinantes devem apresentar elevados valores de ângulos de atrito e dilatância (Bastos, 2017).

O solo superficial de Brasília se torna mais frágil com a adição de cimento Portland. Apesar de aumentar a resistência em torno de 40%, o pico de ruptura que antes acontecia próximo a 4% de deformação, passa a acontecer com 1% de deformação.

3.3.5 Parâmetros de resistência e deformabilidade

A partir dos resultados obtidos nos ensaios de compressão triaxial foram estimadas as envoltórias de resistência e círculos de Mohr para o SN e SC do material que conforma a camada de distribuição de carga, possibilitando a obtenção dos parâmetros efetivos. Foram obtidos o ângulo de atrito (ϕ), ângulo de dilatância (ψ), coesão (c) e módulos de rigidez secante a 50% (E_{50}) conforme apresentado na Tabela 7. Em todos os casos foram calculados parâmetros por ruptura para o pico de resistência e para uma deformação de 6%.

Tabela 7. Parâmetros de resistência e deformabilidade obtidos a partir dos ensaios triaxiais

Material	σ_3 kPa	Resistência pico		Resistência residual		ψ °	ε_f %	q_f kPa	E_{50} MPa
		c' kPa	ϕ' °	c' kPa	ϕ' °				
SN	50					5	4.0	231	13
	100	51	26	34	28	0	4.0	340	17
	200					0	4.7	465	26
SC	50					10	0.5	455	76
	100	66	41	33	42	6	0.8	723	110
	200					4	1.1	1038	108

ε_f é a deformação axial na tensão desviadora última q_f usada para determinação de E_{50}

Os módulos de rigidez secante a 50% variam com a tensão confinante do corpo de prova. É possível observar que o módulo de rigidez do SC é muito maior que o módulo de rigidez do SN, mostrando que a adição de 6% de cimento aumenta em 5 vezes a rigidez.

Observa-se que para uma deformação de 6% a coesão é diferente de zero, o que indica que o estado residual não é atingido com as deformações do ensaio triaxial realizado.

A Tabela 8 apresenta os parâmetros de resistência pico e residual obtidos por meio do ensaio de cisalhamento direto.

Tabela 8. Parâmetros de resistência obtidos por meio do ensaio de cisalhamento direto

Material	Pico		Residual	
	c' (kPa)	φ' (°)	c' (kPa)	φ' (°)
SN	52	24	38	28
SC	73	41	24	41

3.4 Obtenção e ajuste dos parâmetros iniciais para o modelo constitutivo

Após a caracterização mecânica do solo, utilizando os resultados do ensaio triaxial CID e do ensaio de adensamento, foram obtidos e ajustados todos os parâmetros necessários para reproduzir o comportamento usando o modelo constitutivo *Hardening Soil* (HSM) e assim alimentar a modelagem numérica.

O processo de calibração foi realizado por meio de retro análise utilizando a ferramenta *Soil Test* do programa computacional Plaxis 2D e consistiu nas seguintes etapas.

- 1) As variáveis iniciais e_o (índice de vazios inicial) e POP (pressão de pré-sobrecarga) foram obtidas a partir dos dados referentes ao ensaio de adensamento e triaxial CD;
- 2) Parâmetros de resistência efetivos pico e residuais da envoltória de resistência como φ e c foram obtidos a partir dos ensaios de compressão triaxial CD;
- 3) O ψ se determinou a partir da deformação volumétrica dos ensaios triaxiais;
- 4) O parâmetro E_{50}^{ref} foi determinado a partir do ensaio triaxial para p_{ref} de 100kPa;
- 5) E_{oed}^{ref} foi obtido a partir do ensaio de adensamento para p_{ref} de 100kPa
- 6) E_{ur}^{ref} foi obtido a partir de formulação empírica $E_{ur}^{ref} \approx 3 - 5E_{50}^{ref}$ (Obrzud & Truty, 2018); (Cheng & Lucarelli, 2016);
- 7) m é considerado um valor próximo de 1,0 para materiais argilosos e 0,5 para solos arenosos (Brinkgreve, 2014);
- 8) v_{ur} foi utilizado um valor de referência de 0,2 (Obrzud & Truty, 2018); (Cheng & Lucarelli, 2016) ;
- 9) O coeficiente K_0^{nc} foi obtido a partir da expressão $1 - \text{sen}\varphi$ (Jaky, 1944) (Kulhawy & Mayne, 1990);
- 10) R_f foi calculada das curvas tensão desvio versus deformação dos ensaios triaxiais;

Definidos os parâmetros e variáveis necessárias foi feito o ajuste das curvas por retro análise usando o módulo *Soil Test* do software PLAXIS 2D (Brinkgreve, 2014).

A Figura 3.13 apresenta o resultado da simulação para a calibração do modelo na compressão oedométrica do SN, a previsão com o modelo se ajusta de forma mais adequada à compressibilidade da amostra não saturada durante o carregamento uniaxial.

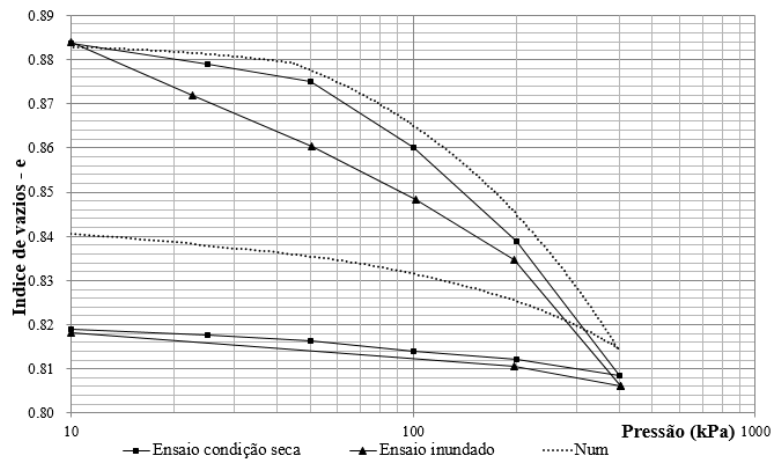


Figura 3.13. Curva de compressibilidade ajustada para o modelo HSM

A Figura 3.14 apresenta a calibração da resistência do modelo *HSM* para o ensaio de compressão triaxial do SN considerando os parâmetros pico e parâmetros residuais. O ajuste feito no modelo consegue reproduzir parcialmente o comportamento observado nos testes. Considera-se uma calibração aceitável para a finalidade do projeto de pesquisa, pois as curvas de tensão desvio *versus* deformação axial têm uma boa aproximação na resistência e deformabilidade.

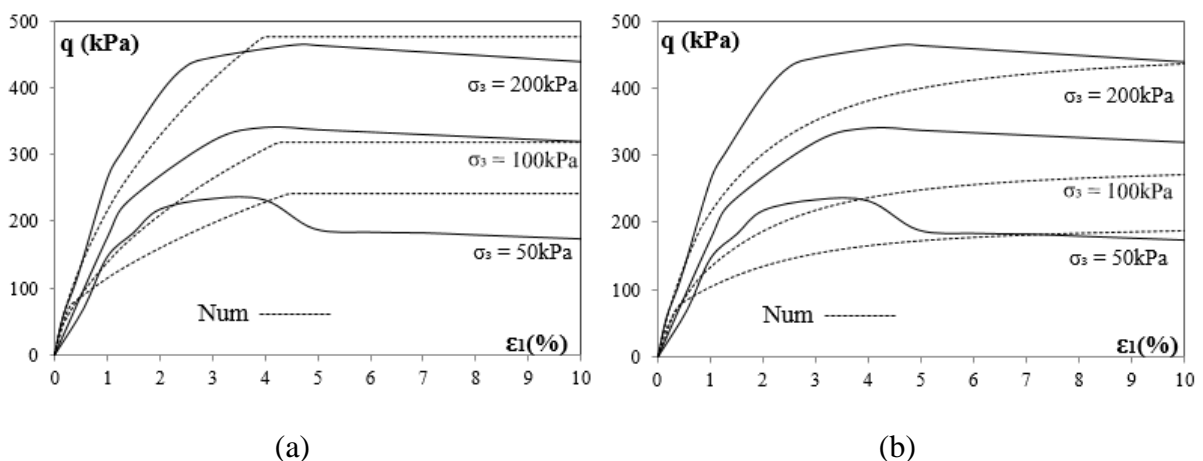


Figura 3.14. Curva tensão desvio *versus* deformação axial para calibração do modelo HSM para o SN: a) pico e b) residual

A Figura 3.15 apresenta a curva da deformação volumétrica *versus* deformação axial para a condição de pico de resistência e para uma deformação de 6%. O caso dos parâmetros

residuais reproduz melhor o comportamento para as tensões confinantes de 100 e 200 kPa que não exibem dilatância.

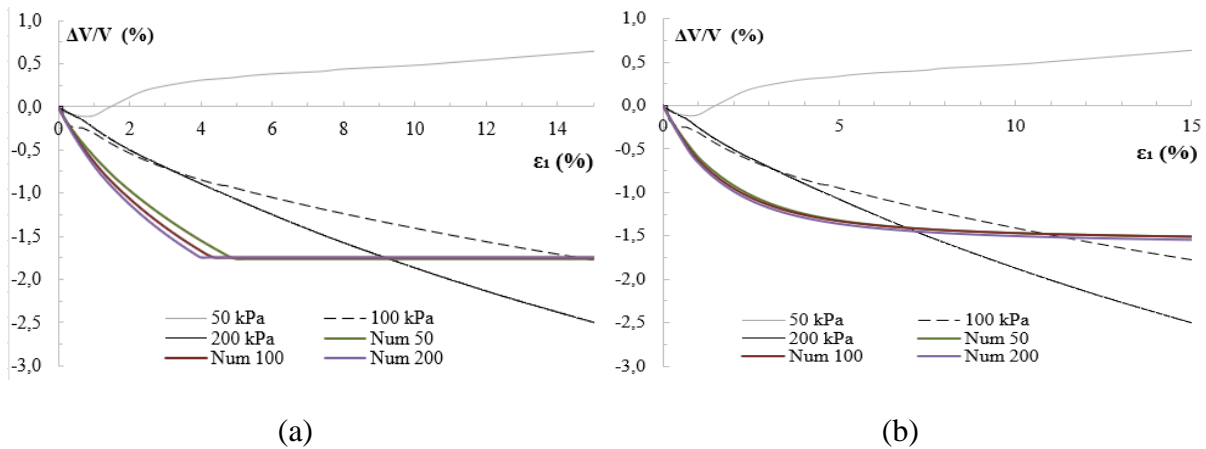


Figura 3.15. Curva deformação volumétrica *versus* deformação axial para calibração do modelo HSM para o SN: a) pico e b) residual 6%

A Tabela 9 apresenta os parâmetros do modelo HSM para o SN. O peso específico do material compactado foi considerado de $17,5 \text{ kN/m}^3$ e o peso específico na condição saturada de $18,5 \text{ kN/m}^3$, a pressão de pré-sobrecarga (POP) é de 120 kPa e o $K_0 = 2,0$ (pré-adensado).

Tabela 9. Parâmetros HSM da camada de distribuição SN

		Parâmetros	Parâmetros
		pico	residuais
Resistência	c' (kPa)	51,0	33,0
	φ (°)	26,0	28,0
	ψ (°)	0	0
Rigidez	E_{50}^{ref} (MPa)	18,2	15,0
	E_{oed}^{ref} (MPa)	9,2	8,1
	E_{ur}^{ref} (MPa)	36,4	30,0
	m	0,9	0,9
Avançados	ν_{ur}	0,2	0,2
	P^{ref} (kPa)	100,0	100,0
	K_o^{nc}	0,56	0,53
	R_f	0,6	1

Da mesma forma, foi realizada a calibração do modelo constitutivo para o SC. A Figura 3.16 apresenta o ajuste feito no modelo para a resistência. O peso específico do SC foi

considerado de $17,2 \text{ kN/m}^3$ e o peso específico na condição saturada $18,2 \text{ kN/m}^3$, o POP é de 120 kPa e o $K_0 = 2,3$ (pré adensado).

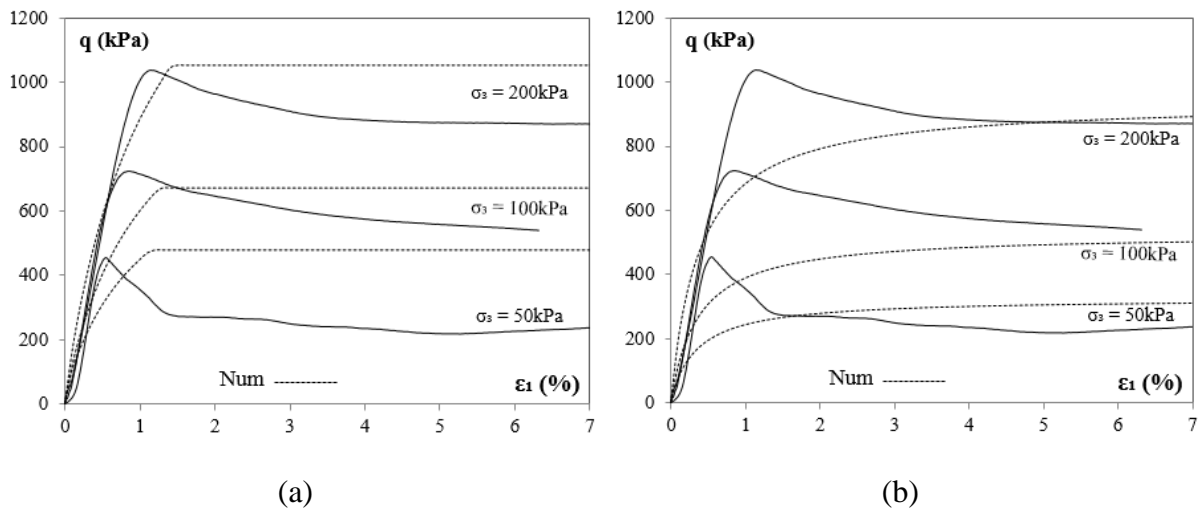


Figura 3.16. Curva tensão desvio *versus* deformação para calibração do modelo HSM para o SC: a) pico e b) residual.

A Figura 3.17 apresenta a curva da deformação volumétrica *versus* deformação axial para a condição de pico de resistência e para uma deformação de 6%. Nos dois casos, a reprodução do comportamento é melhor para as tensões confinantes maiores.

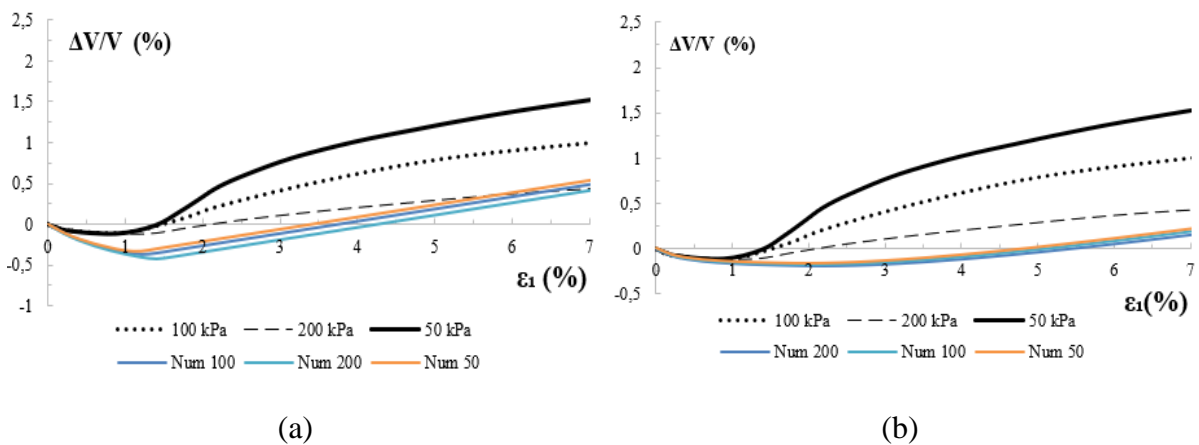


Figura 3.17. Curva deformação volumétrica *versus* deformação para calibração do modelo HSM para o SC: a) pico e b) residual.

A Tabela 10 apresenta os parâmetros do modelo HSM para o SC.

Tabela 10. Parâmetros HSM da camada de distribuição SC

		Parâmetros pico	Parâmetros residuais
Resistência	c' (kPa)	66.0	26.0
	ϕ (°)	41.0	42.0
	ψ (°)	4	4
Rigidez	E_{50}^{ref} (MPa)	94.0	75.0
	E_{oed}^{ref} (MPa)	60.0	60.0
	E_{ur}^{ref} (MPa)	188.0	180.0
	m	0.7	0.9
Avançados	ν_{ur}	0.2	0.2
	P^{ref} (kPa)	100.0	100.0
	K_o^{nc}	0.34	0.33
	R_f	0.6	1

3.5 Considerações sobre a caracterização física e mecânica da camada de distribuição de carga

O solo utilizado na pesquisa é um solo típico do DF abundante em depósitos superficiais e profundos, a pesar de ser um solo poroso e colapsível no seu estado natural, quando compactado se torna um material muito resistente, pouco compressível e se reduz o colapso de forma considerável como confirmado nos ensaios desta pesquisa e nos trabalhos de Nogami & Villibor (1995).

O solo foi coletado no campo experimental de fundações da UnB, é classificado pelo SUCS como uma CL (argila arenosa de baixa plasticidade) quando ensaiado com defloculante e como uma SC (areia argilosa) quando ensaiado sem defloculante. A classificação MCT tradicional e expedita, classifica o solo como LA'-LG' (solo arenoso laterítico - solo argiloso laterítico).

Com a finalidade de obter um material de maior rigidez, foi adicionado 6% de cimento ao SN, a resistência à compressão não confinada aumenta aproximadamente 80%, o módulo de rigidez aumenta aproximadamente 5 vezes. A adição de cimento ao solo resultou no aumento da rigidez e da resistência de pico do material.

O SC se comporta como um material estruturado que apresenta uma elevada rigidez inicial até uma carga que gera um dano não reversível, quebrando ligações entre partículas, o comportamento deste material compactado é governado pela cimentação entre partículas exibindo um comportamento dilatante que diminui com o nível de confinamento.

No caso do SC se observa dilatação para todas as tensões de confinamento dos ensaios triaxiais e ensaios de cisalhamento direto, para o SN somente se observou dilatação para tensões confinantes baixas (50kPa).

O comportamento dos materiais estudados pode ser descrito como um material muito rígido inicialmente, com comportamento aparentemente linear até um ponto de plastificação bem definido, após este ponto o solo experimenta deformações plásticas até que a ruptura acontece. Para o SN se observa que à medida que aumenta a tensão de confinamento o ponto de plastificação se produz antes da ruptura que somente se atinge depois de grandes deformações acompanhadas com uma contração significativa.

Para o SC o ponto de plastificação se localiza muito próximo do pico de resistência na ruptura, apresenta uma queda brusca na tensão desvio que é mais intensa e rápida nas amostras com menor tensão de confinamento.

O material tratado com cimento se torna mais frágil passando de um pico de ruptura entre 4,0 e 4,7% de deformação no SN, para 0,5 a 1,1 % de deformação na ruptura para SC compactado. A fragilidade diminui com o aumento das tensões de confinamento. Para os solos cimentados se observa que a deformação axial na ruptura aumenta com o aumento da tensão confinante.

Com respeito à variação de volume, as curvas mostram uma compressão inicial seguida de uma forte expansão durante o cisalhamento. Observa-se que a taxa máxima de dilatação ocorre depois do pico, posteriormente tem uma tendência a estabilizar com o aumento das deformações. Os resultados são compatíveis com Juran e Riccobonno (1991) que observaram que o pico de resistência dos materiais cimentados é atingido quando o comportamento é ainda de contração.

Os resultados dos ensaios triaxiais encontrados são coerentes com os resultados apresentados nos trabalhos de Lerouil e Vaughan (1990), La Rochelle e Lefebvre (1971) e Schnaid et al. (2001). Esses autores mencionam que para elevadas deformações, os materiais vão ter uma tendência ao estado crítico com cisalhamento a volume constante. Nos ensaios triaxiais não foi possível comprovar esse comportamento.

Com a adição de cimento, a rigidez do material aumenta significativamente, a coesão aumenta se se consideram os parâmetros pico, no entanto, no caso dos parâmetros residuais o efeito coesivo é diminuído pela ruptura dos contatos entre partículas. Os resultados são consistentes com Saxena e Lastrico (1978) que mencionaram que, no caso dos SCs a resistência coesiva é predominante para pequenas deformações, quando as deformações aumentam, há uma quebra gradual da cimentação, as condições residuais são alcançadas e o atrito começa a predominar.

O modelo constitutivo *Hardening soil* é um modelo adequado para estas condições e como foi provado na calibração conseguiu reproduzir o comportamento dos ensaios triaxiais.

3.6 Modelagem numérica.

A modelagem numérica do trabalho foi realizada no *software* Plaxis 2D. O programa Plaxis utiliza o método dos elementos finitos. As modelagens numéricas foram realizadas para validação dos modelos físicos 1g.

3.6.1 Modelo constitutivo usado nas análises e calibração

O modelo constitutivo escolhido para representar o material da camada de distribuição de carga foi *Hardening Soil Model (HSM)*. O HSM permite considerar: uma relação tensão-deformação hiperbólica; o endurecimento por cisalhamento e o endurecimento por compressão (dois tipos de superfícies de escoamento); o desenvolvimento de plasticidade antes da ruptura; a variação dos parâmetros do solo com o nível de tensões; uma simulação adequada de problemas de carregamento e descarregamento; e o desenvolvimento de dilatância do solo (mobilizada antes de alcançar a ruptura).

O modelo foi apresentado inicialmente por Schanz et al (1999) baseado nos modelos constitutivos hiperbólico e Mohr-Coulomb, e reformulado a partir da teoria da plasticidade acrescentando a representação do fenômeno de dilatância dos solos. De uma forma geral o modelo HSM tem 11 parâmetros que podem ser obtidos a partir de ensaios triaxiais e oedométricos convencionais. É um modelo com endurecimento isotrópico que reproduz com maior precisão o comportamento elasto-plástico progressivo.

A Tabela 11 apresenta os parâmetros considerados pelo modelo, a condição inicial de tensões se determina a partir dos parâmetros K_0 e POP ou OCR.

Schanz et al. (1999) explicaram detalhadamente as formulações do HSM. Rebolledo et al. (2019a) apresentaram a obtenção, calibração e validação dos parâmetros geotécnicos do

HSM para o solo do campo experimental de fundações da Universidade de Brasília baseado em ensaios de laboratório e provas de carga.

Tabela 11. Parâmetros do modelo *Hardening Soil*

Parâmetros HSM	
Resistência	c' (kPa) Coesão efetiva
	Φ' (°) Ângulo de atrito efetivo
	ψ (°) Ângulo de dilatância na ruptura
Rigidez	E_{50}^{ref} (kPa) Módulo de rigidez secante de referência
	E_{oed}^{ref} (kPa) Módulo de rigidez tangente em ensaios oedométricos
	E_{ur}^{ref} (kPa) Rigidez de carregamento e descarregamento
	m Power -Dependência da rigidez com o estado de tensão do solo
ν_{ur} Coeficiente de Poisson para condição de carregamento - descarregamento	
Avançados	p^{ref} (kPa) Tensão de referência
	K_o^{nc} Coeficiente de pressão lateral do solo normalmente adensado
	POP Pressão prévia à sobrecarga
	OCR Razão de pré-adensamento
	R_f Razão de ruptura (Relação entre q_f e q_a)

A Figura 3.18 mostra a relação hiperbólica de tensão *versus* deformação para carregamento isotrópico considerada no HSM e os parâmetros envolvidos. Na Figura 3.19 são mostradas as superfícies de escoamento (*cap*) por cisalhamento e compressão e a superfície de ruptura (critério de Mohr-Coulomb) consideradas no modelo HSM.

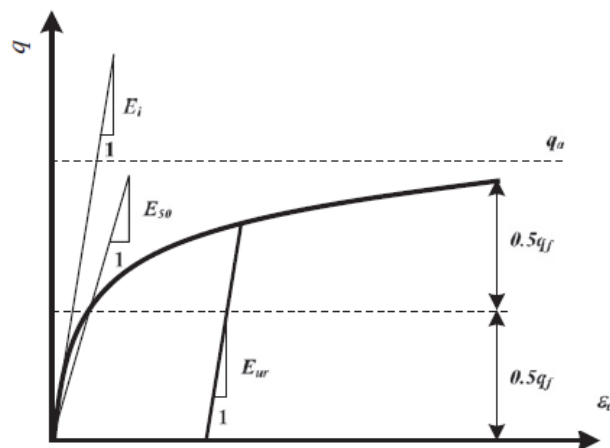


Figura 3.18. Relação tensão-deformação para uma carga primária no triaxial drenado (Schanz et al., 1999)

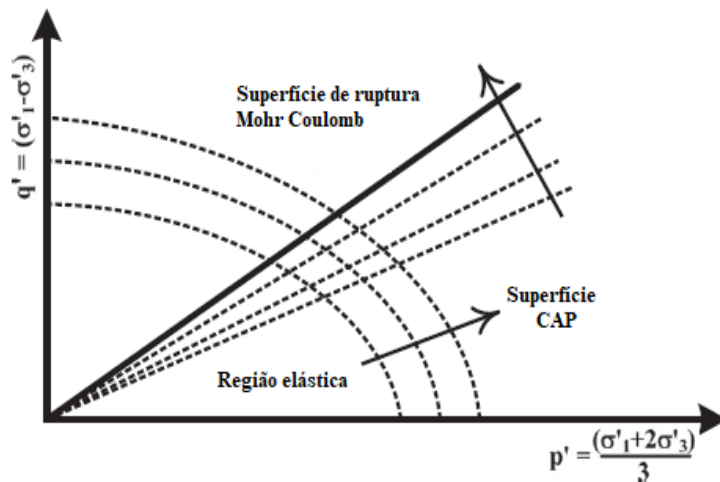


Figura 3.19. Superfícies de escoamento (*cap*) por compressão e por cisalhamento e superfície de ruptura para o HSM (Schanz et al., 1999)

A partir dos resultados dos ensaios triaxiais tipo CID, ensaio de adensamento, cisalhamento direto e compressão uniaxial realizados nas amostras compactadas de SC e SN, foi realizado por meio do módulo *Soil Test* do software Plaxis (Brinkgreve, 2014) o processo de calibração e ajuste inicial dos parâmetros da camada de distribuição de carga para o HSM, necessários para realizar as simulações numéricas.

3.6.2 Simulação numérica 2D (axissimétrica).

O modelo físico 1g foi modelado a partir de um modelo numérico em duas dimensões. Foram simuladas várias etapas desde a perda de contato total do solo com a placa, o apoio da camada de distribuição na inclusão e o carregamento uniformemente distribuído aplicado com uma placa rígida em vários estágios até levar o solo à ruptura. A Figura 3.20 mostra o modelo numérico utilizado.

A placa superior foi modelada como um elemento tipo placa com propriedades de aço e uma espessura de 16 mm, as propriedades da inclusão não são relevantes porque a inclusão representa um elemento muito rígido que poderia ser substituído por uma condição de borda. As condições de contorno foram definidas fixas na horizontal e livres na vertical para simular os recalques e não foi considerado o atrito lateral entre o cilindro de concreto e a camada de distribuição.

A Tabela 12 apresenta as propriedades da placa de aplicação de carga.

As simulações numéricas foram realizadas com a finalidade de comparar os resultados do modelo físico e verificar a carga máxima que o material compactado suporta, é possível analisar a influência do diâmetro da inclusão, rigidez e resistência da camada de distribuição.

Tabela 12. Propriedades dos elementos estruturais

Parâmetros	Radier
γ_n (kN/m ³)	78
E (MPa)	210000
ν	0.15
EA (kN/m)	3200000
EI(kNm ² /m)	68.3

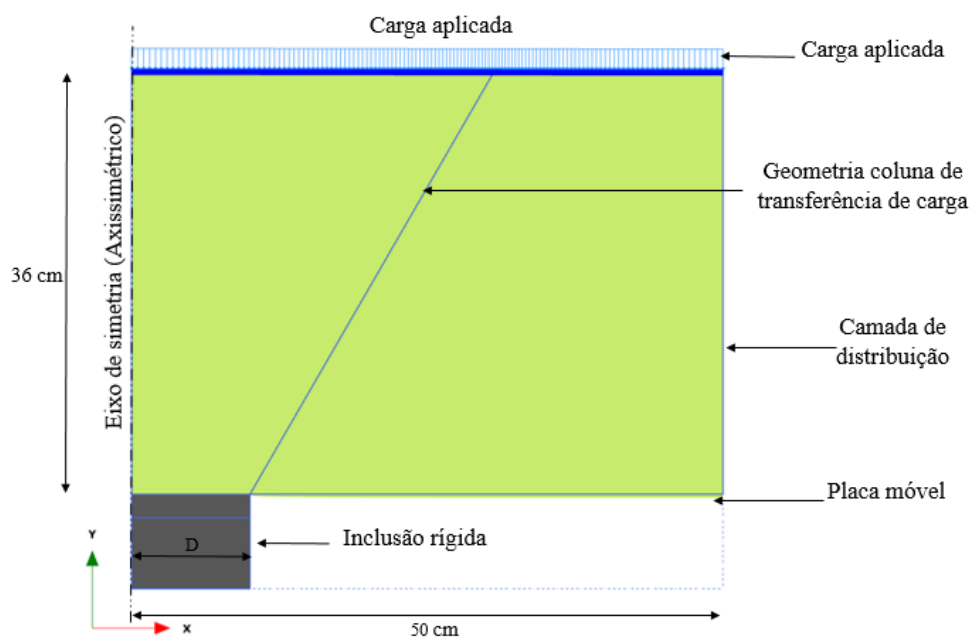


Figura 3.20. Condição axissimétrica para representar modelo físico em escala real (Plaxis 2D)

Além das análises considerando a camada de distribuição como um bloco completo, foram realizadas simulações numéricas das colunas de transferência de cargas observadas nos modelos físicos com a finalidade de simular a falta de confinamento do material após a retirada da placa inferior, por esse motivo se observa uma linha inclinada na Figura 3.20. A Figura 3.21 mostra a malha de elementos finitos do modelo D20SN.

A malha de elementos finitos do modelo D20SN consiste de 1380 elementos e 11185 nós, a malha não foi muito refinada porque em casos de malhas muito refinadas as soluções não convergem devido a que os *stress points* apresentam elevada plastificação. Previamente foi realizada uma análise de influência de tamanho da malha para garantir que as diferenças de resultados entre um modelo com malha muito refinada e pouco refinada não foram significativas.

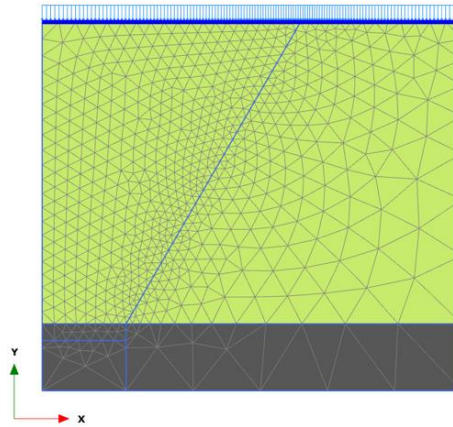


Figura 3.21. Malha de elementos finitos D20SN

O problema é modelado a partir de quatro etapas de análise para representar o modelo físico de forma realística. A primeira etapa: Fase inicial consiste na determinação de tensões iniciais no modelo; a segunda etapa consiste na retirada da placa onde acontece perda de confinamento da camada de distribuição; terceira etapa, colocação da placa superior de aplicação de carga e quarta etapa de aplicação de cargas até a ruptura do modelo (Figura 3.22).

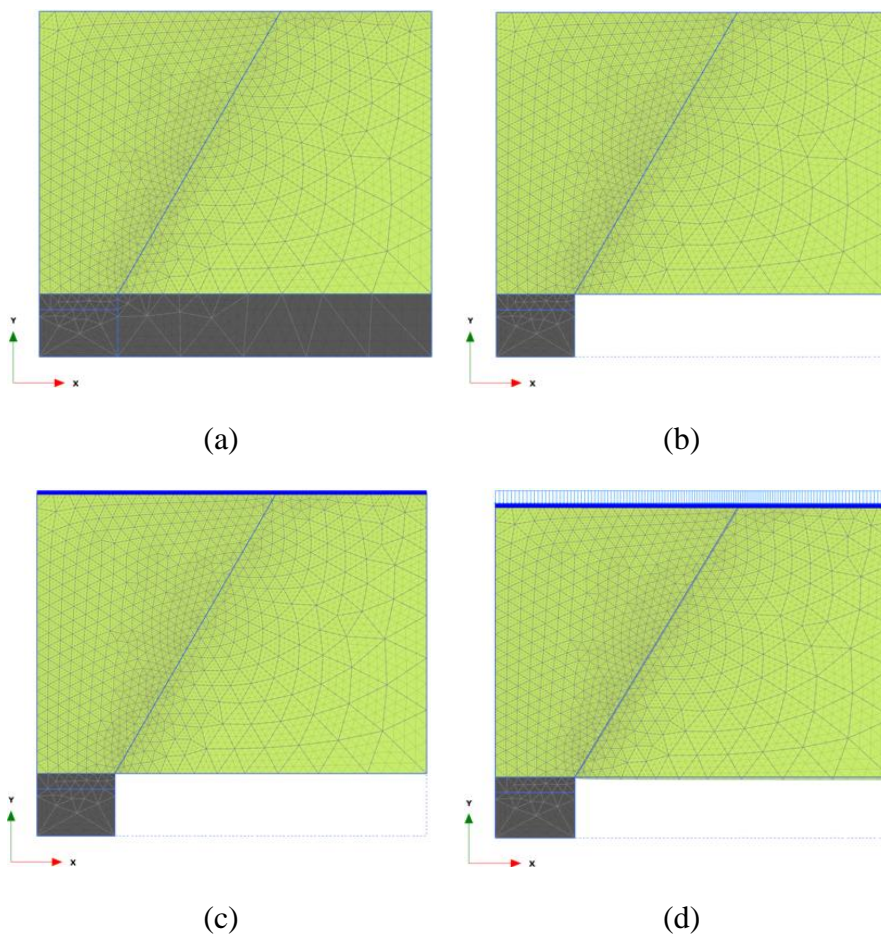


Figura 3.22. Etapas de análise do modelo D20SN: a) estado inicial de tensões, b) retirada da placa inferior, c) colocação de placa superior e d) aplicação de carregamento.

4 MODELAGEM FÍSICA 1g

4.1 Modelo físico em escala real 1g

Para entender o mecanismo de transferência de carga e mecanismo de ruptura da camada de distribuição de carga, neste trabalho foi idealizado um equipamento para realizar um modelo físico em escala real e estudar um único elemento que pertence a uma malha hexagonal de um sistema de inclusões rígidas para fundações de prédios.

4.1.1 Idealização do modelo físico e fenômeno representado

A configuração geométrica do ensaio é baseada no conceito de célula ou área de influência (Schlosser et al., 1984), se considera um grupo infinito de inclusões sob uma laje rígida distribuídas numa retícula hexagonal, nesta retícula cada inclusão tem uma área de contribuição hexagonal, mas para fins práticos, pode ser considerada como circular (Rodríguez-Rebolledo et al., 2015; Rebolledo et al. 2019b). Com esta configuração o problema se torna axissimétrico, o raio da área de contribuição corresponde à metade da separação (S) entre inclusões. A hipótese da axissimetria somente é válida para as inclusões centrais. A Figura 4.1 mostra a comparação entre o protótipo e o modelo e a célula unitária analisada no ensaio.

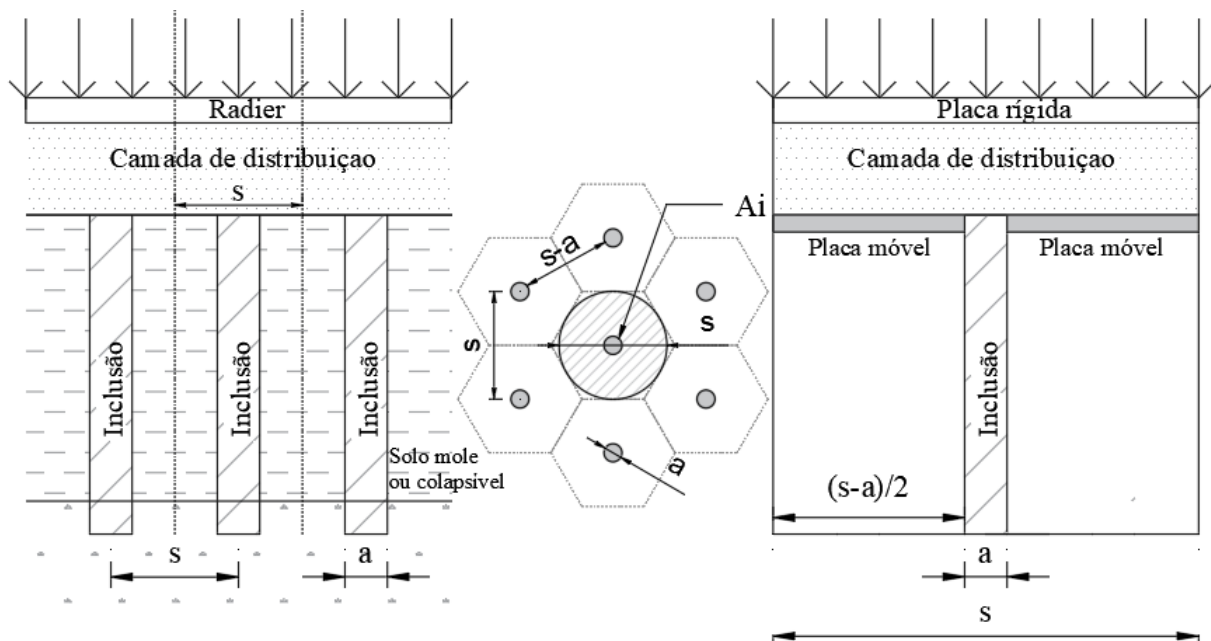


Figura 4.1. Comparativo: (a) protótipo, (b) área de influência, (c) modelo físico simplificado.

4.1.2 Equipamento utilizado

O equipamento usado foi adaptado do construído por Fonseca (2017), ele consiste num cilindro vazado de concreto (manilha de concreto) de 50 cm de altura, diâmetro interno de 1 m

(separação entre inclusões, $S = 1$ m). A carga é aplicada por meio de uma placa rígida de 20 mm de espessura reforçada com vigas para aumentar a rigidez à flexão do elemento. As dimensões do ensaio e cargas usadas foram limitadas pelo tamanho do pórtico metálico, cilindro de concreto, macacos hidráulicos e capacidade estrutural da viga de reação.

Na parte inferior do cilindro foi colocada uma placa metálica perfurada no centro para permitir a passagem livremente da inclusão e assim simular o recalque do solo reforçado mediante o deslocamento vertical com ajuda de macacos hidráulicos. Os detalhes do equipamento podem ser observados na Figura 4.2. As dimensões estão apresentadas em centímetros.

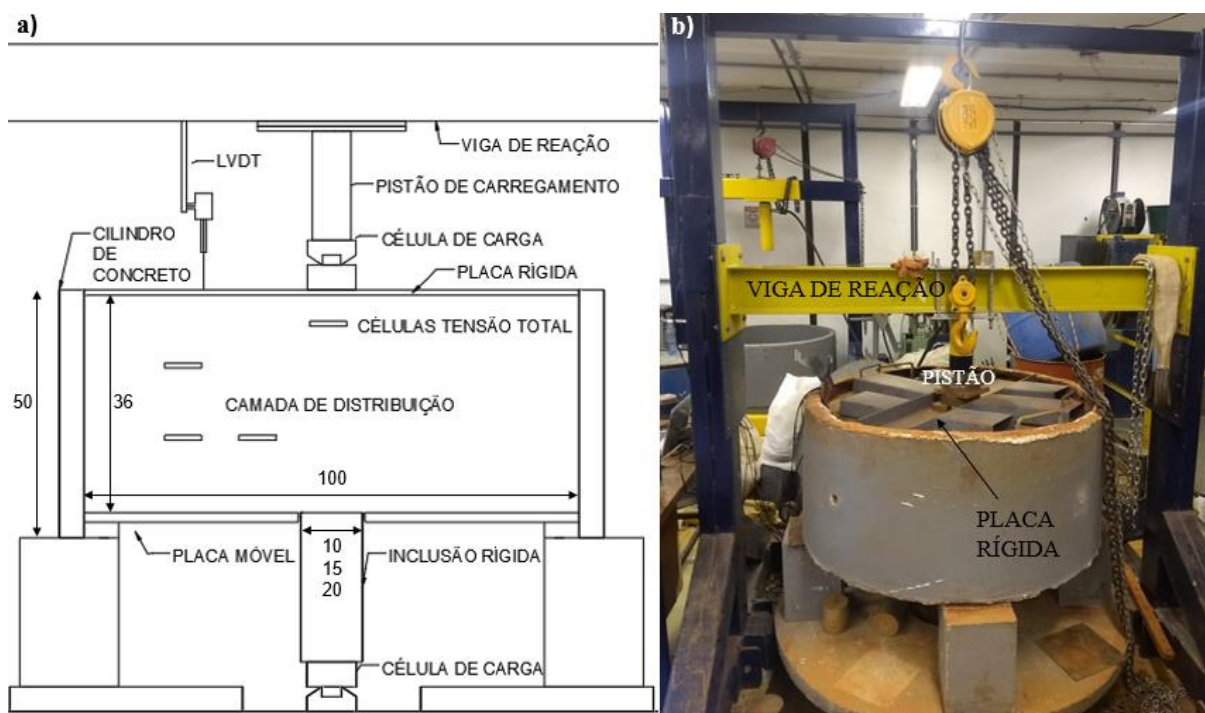


Figura 4.2. Modelo físico 1g (a) Seção transversal (b) Vista geral do equipamento

As inclusões rígidas foram representadas por meio de um cilindro de aço de 10 cm de diâmetro (Figura 4.3b), e foram fabricados capiteis de aço (Figura 4.3 a) para simular também inclusões de 15 e 20 cm e assim representar relações de cobertura (α) de 1,0; 2,25 e 4,0%, respectivamente. A inclusão rígida se apoia numa superfície de concreto e os movimentos são restringidos.

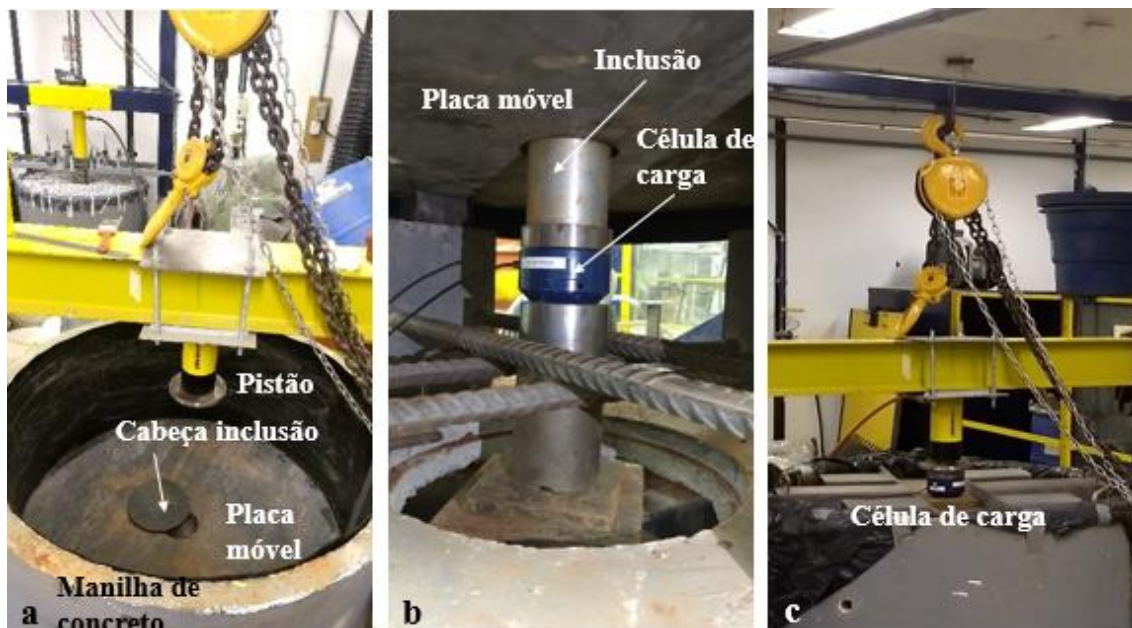


Figura 4.3. Detalhes do equipamento: (a) vista superior do cilindro vazado e cabeça das inclusões, (b) vista inferior da inclusão, célula de carga e placa móvel, (c) vista superior do pistão, célula de carga e placa de aplicação de cargas reforçada.

4.1.2.1 Placa móvel

A placa móvel perfurada é um dispositivo desenvolvido para estudar o comportamento das inclusões rígidas em solos moles que apresentam elevados recalques. A camada de distribuição se apoia diretamente nesse platô móvel, o recalque é simulado com o deslocamento vertical do platô controlado com atuadores ou dispositivos hidráulicos a uma certa velocidade até que se separa totalmente, e a camada de distribuição de carga fica apoiada nas inclusões rígidas, é possível simular vários níveis de recalques.

O platô móvel tem sido utilizado em outras pesquisas de referência no assunto como é o caso de Rault et al., (2010), Hartman (2012); Blanc et al., (2013); Okyay et al., (2014); Girout et al. (2016) e Fagundes et al. (2015); (2016); (2017).

Nesta pesquisa a placa foi retirada subitamente para simular a situação mais crítica onde a camada de distribuição deve apoiar-se totalmente na inclusão, com o intuito de desencadear os mecanismos de transferência de carga e ruptura, assim como mostrar que quando a camada de distribuição está formada por materiais coesivos-friccionais ela pode manter-se estável apoiada só na cabeça da inclusão. É importante destacar que o atrito lateral desenvolvido no contato entre a camada de distribuição e o cilindro de concreto após a retirada da placa e durante o processo de aplicação de cargas, não foi medido, o que pode ter contribuído para a estabilidade da mesma durante a retirada da placa.

4.1.3 Definição da metodologia de compactação

Foi escolhido o método de compactação estática para a camada de transferência de carga devido à grande quantidade de material compactado e às limitantes de espaço do pórtico usado. A camada de distribuição foi compactada em três camadas de 12 cm de espessura.

Na fase prévia foi realizada a compactação do material na umidade ótima na prensa de adensamento para verificar a magnitude e tempo de aplicação das cargas necessárias para atingir grau de compactação de pelo menos 90 % do ensaio Proctor normal. Posteriormente, foram verificados os resultados no modelo físico. A Figura 4.4 apresenta o equipamento utilizado e o material após o processo de compactação.

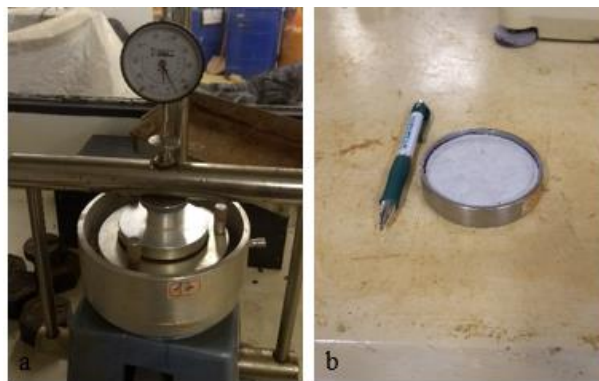


Figura 4.4. Determinação metodologia de compactação: (a) Prensa de adensamento usada, (b) Amostra compactada

A partir do ensaio realizado na prensa de adensamento (Figura 4.5) foi definida uma pressão na placa de 120 kPa para atingir um grau de compactação de pelo menos 90% definido como limite inferior para preparação dos corpos de prova para realização de ensaios e modelos físicos. Para cada camada de 12 cm de espessura foi definido um tempo de aplicação da carga de 24 horas. Após a compactação o material obtido é um material pré-adensado com um tensão de pré-adensamento de 120 kPa.

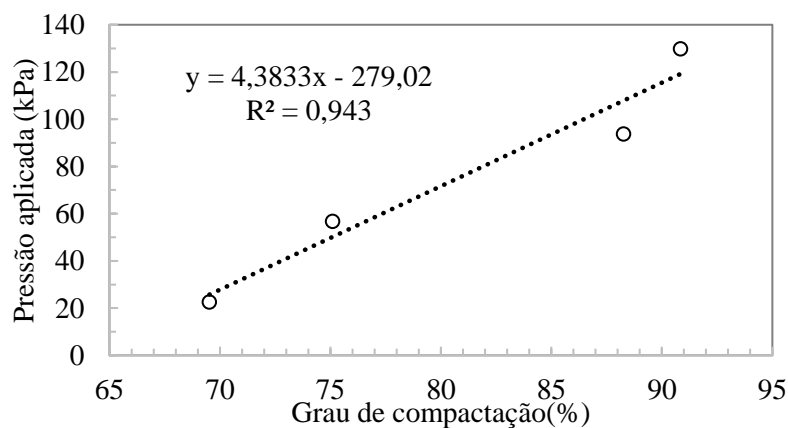


Figura 4.5. Resultados de ensaios de compactação na prensa de adensamento

4.1.4 Instrumentação geotécnica e calibração

Para determinar o valor real da carga aplicada e a carga recebida pela inclusão, o ensaio foi instrumentado com células de carga com capacidade de 50 e 100 kN, Além disso, para a determinação da distribuição das tensões dentro da camada de distribuição, foram colocadas, em diferentes alturas, células de tensão total tipo diafragma com diâmetro de 75 mm e capacidade de 300 kPa como mostrado na Figura 4.2a. Os deslocamentos verticais da placa rígida (recalques) foram medidos com transdutores de deslocamento linear LVDT (*Linear Variable Displacement Transducer*).

4.1.4.1 Transdutores de deslocamento linear (LVDT)

Foram utilizados transdutores de deslocamento linear tipo TD-50 com 50 mm de curso, para determinação dos deslocamentos da placa durante a etapa de carregamento. A Figura 4.6 apresenta os transdutores utilizados.



Figura 4.6. Transdutores de deslocamento linear LVDT: (a) Transdutor de deslocamento TD-50. (b) Processo de calibração

A calibração dos instrumentos foi realizada com micrômetro. As curvas de calibração dos instrumentos geotécnicos da pesquisa são apresentadas no Apêndice A.

4.1.4.2 Células de carga (CC)

Foram utilizadas células de carga tipo disco GUF-2 com capacidade de 50 e 100 kN fabricadas pela empresa Geo Instrumentos, as células de carga forma utilizadas para medição das cargas verticais reais aplicados na placa metálica de aplicação de cargas e também para as cargas verticais transferidas pela camada de distribuição à inclusão metálica durante as diferentes fases do ensaio. A Figura 4.7 mostra as células de carga empregadas nesta pesquisa.



(a)

(b)

Figura 4.7. (a) Células de carga de 50 kN de capacidade, (b) Células de carga de 100 kN de capacidade

A calibração das células de carga foi realizada junto com o sistema de aquisição de dados no laboratório da Mecânica da Universidade de Brasília. Para isto foi utilizada a prensa MTS 810, com carregamentos de 0 a 40 kN para as células de carga de 5 toneladas e de 0 a 90 kN para a célula de carga de 10 toneladas. (Figura 4.8)



Figura 4.8. Procedimento calibração células de carga

As curvas de calibração dos instrumentos geotécnicos da pesquisa são apresentadas no Apêndice A.

4.1.4.3 CTT Células de tensão total

As células de tensão total utilizadas foram do tipo diafragma livre, fabricadas pela empresa Geo Instrumentos com capacidade de 300 kPa e de 75 mm de diâmetro. As células de tensão total foram colocadas em diferentes pontos da camada de distribuição para entender como acontece a distribuição de tensões durante o carregamento.

Um importante aspecto referente ao desempenho das células de tensão total diz respeito à forma como a mesma é calibrada. Costumeiramente se calibram células de tensão por aplicação de tensões conhecidas em membranas flexíveis de bolsas pressurizadas, e a célula imersa no solo que a envolva nas condições do ensaio ou obra, o lançamento do material e/ou compactação também deve ser simulado no ato da montagem do sistema para a calibração. O diâmetro da caixa de calibração deve ser no mínimo 3 vezes e idealmente 5 vezes o diâmetro da célula (Dunnicliff & Green, 1998 – Citado por Palmeira, 1996).

A calibração foi realizada seguindo todas as recomendações de Palmeira (1996). Foi realizada utilizando um sistema de interface água-ar comprimido, aplicando cargas com uma bolsa de borracha instalada na tampa de uma caixa metálica bipartida com dimensões de 30x30x30cm (Figura 4.9).

Durante a calibração foi utilizado o mesmo material que foi utilizado no modelo físico e que foi coletado no campo experimental de fundações da UnB. Foram compactadas duas camadas com energia Proctor normal e foi realizada a calibração de cada célula de tensão total de forma individual. As células de tensão total foram corretamente protegidas para evitar a entrada de água no interior e danificar os componentes.

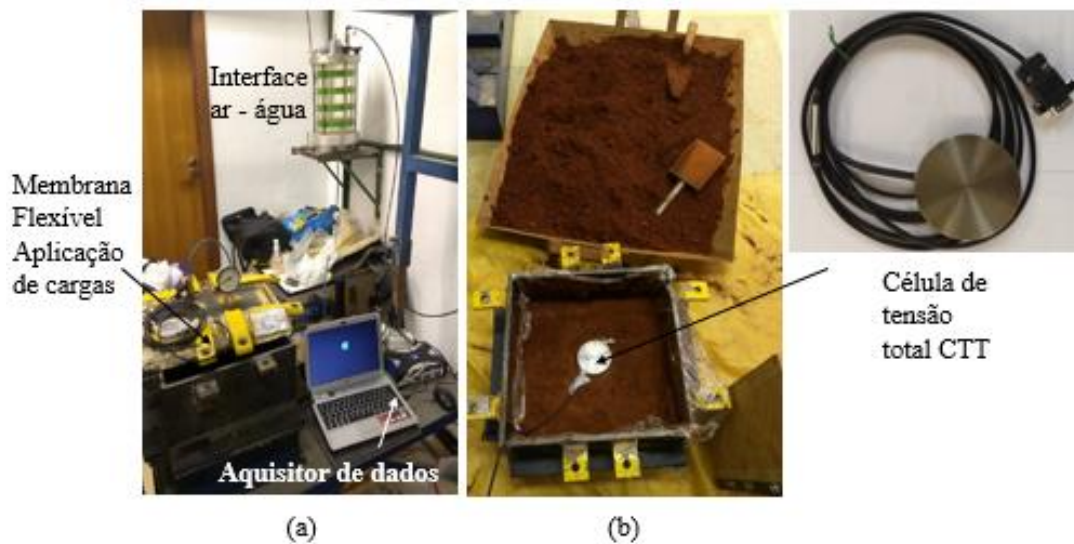


Figura 4.9. (a) Interface água–ar comprimido e tampa de aplicação de cargas, (b) Instalação células de tensão total para calibração

As curvas de calibração dos instrumentos geotécnicos da pesquisa são apresentadas no Apêndice A.

4.1.4.4 Sistema de aquisição de dados

O aquisitor de dados utilizado na pesquisa foi o Quantum X MX840A da empresa HBM (Figura 4.10), com 8 canais e o software utilizado foi o *Catman Easy* que permite a visualização, análise e gravação dos dados durante a medição.



Figura 4.10. Aquisitor de dados MX 840 A

4.1.5 Campanha experimental e procedimento metodológico do ensaio

O programa experimental (Tabela 13) consistiu na realização de seis ensaios, mantendo constantes a altura da camada de distribuição (36cm) e a separação entre inclusões (1 m), com dois tipos de camada de distribuição (SN e SC compactado) e três diâmetros de inclusão (10, 15 e 20 cm) que representam taxas de cobertura (α) de 1, 2,25 e 4% respectivamente.

Tabela 13. Campanha experimental

Ensaio	Material compactado	a cm	$H/(s-a)$	α %	γ_{CD} kN/m ³
D10SN		10	0,40	1,0	16.90
D15SN	SN	15	0,42	2,25	16.39
D20SN		20	0,45	4,0	17.18
D10SC		10	0,40	1,0	17.02
D15SC	SC	15	0,42	2,25	17.46
D20SC		20	0,45	4,0	17.58

$S = 100$ cm $H = 36$ cm

O procedimento de execução de ensaio (Figura 4.11) consistiu nas seguintes etapas:

- 1) **Preparação do ensaio:** a) preparação do solo SN e SC para a camada de distribuição de carga (Figura 4.11a e b); b) instalação da placa inferior e cabeça da inclusão (Figura

4.11c); c) compactação estática do solo em três camadas da mesma espessura junto com a instalação das células de tensão total (Figura 4.11d).

- 2) **Execução do ensaio:** a) deslocamento vertical da placa inferior até que a camada de distribuição se separe totalmente da mesma (Figura 4.11e); b) colocação da placa rígida superior e vigas de reforço (Figura 4.11f); c) aplicação da carga F_1 em incrementos de 1 kN até a ruptura; d) finalização do ensaio quando o recalque medido no topo da placa ($\Delta\rho$) atinge 36 mm (10 % da espessura da camada de distribuição).

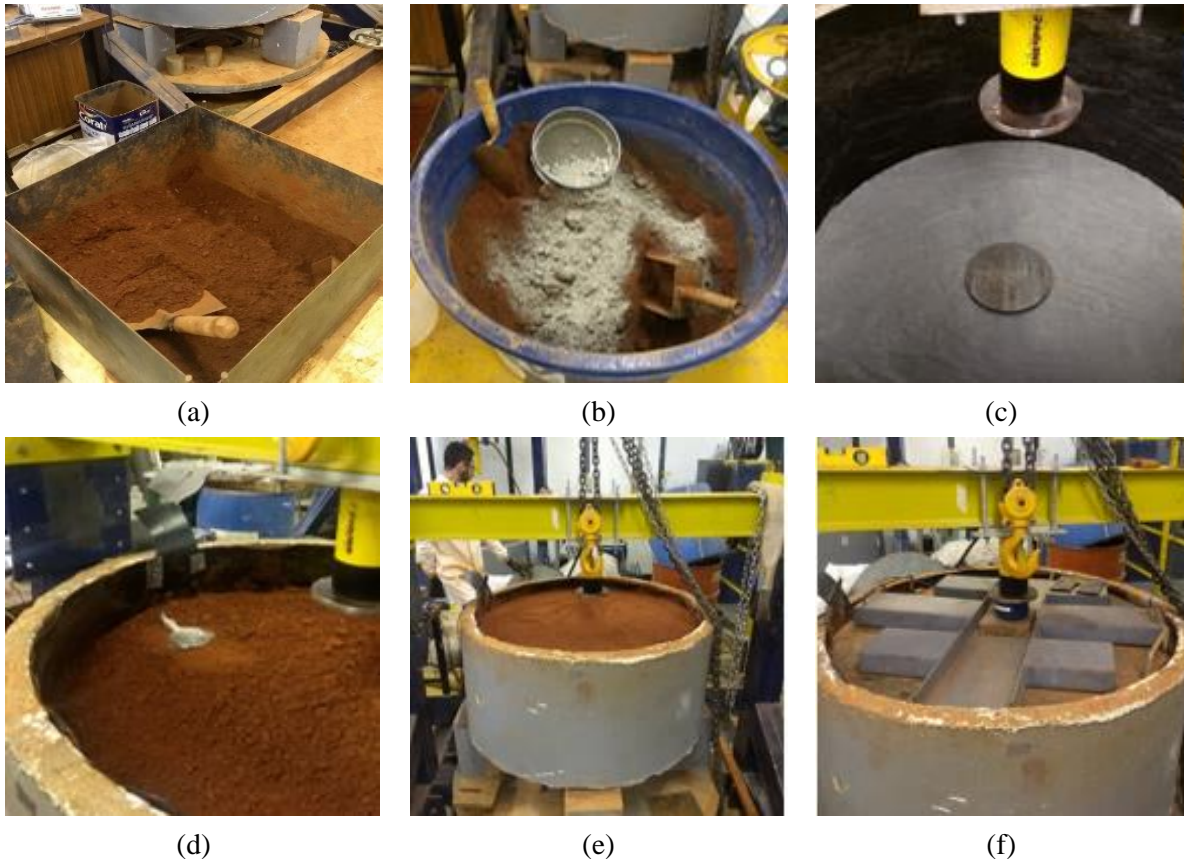


Figura 4.11. Procedimento de ensaio. a) adição do teor ótimo de água para compactação do SN; b) adição do teor ótimo de água para compactação do SC; c) colocação da placa inferior e cabeça da inclusão d) colocação e compactação da camada de distribuição e) remoção da placa inferior, f) colocação da placa superior, vigas e aplicação da carga.

No final da compactação de cada camada, a superfície foi escarificada para melhorar a aderência com a camada subsequente, a camada foi regularizada e as células de tensão total instaladas. Para diminuir o atrito lateral nas paredes da manilha de concreto, foi utilizada uma geomembrana lisa e foram aplicadas duas camadas de vaselina (entre o concreto e a manta e entre a manta e o solo). Nos contatos entre o solo-placa de base e solo-placa de aplicação de cargas foi colocada um geotêxtil não tecido para separar os materiais, evitar que o solo grude na placa e para favorecer a possível drenagem durante a compactação. O material compactado não foi submetido a processo de saturação, neste caso a sucção não foi considerada nas análises.

4.2 Resultados experimentais

A Tabela 13 apresenta uma descrição detalhada do programa de ensaios e a nomenclatura utilizada. A Figura 4.12 e Figura 4.13 apresentam um exemplo dos resultados típicos obtidos para o ensaio D20SN e D20SC respectivamente, onde se observa a carga aplicada na placa F_1 e a carga registrada na cabeça da inclusão F_2 , além dos recalques no topo da placa ($\Delta\rho$).

É possível identificar as duas etapas principais do ensaio que consiste na retirada da placa móvel e o processo de aplicação e carga. Quando a placa inferior é totalmente removida, o peso total da camada de distribuição e o peso da placa superior é transmitido completamente à cabeça da inclusão, somente o ensaio D10SN apresentou ruptura por puncionamento nesta etapa.

Na segunda etapa, Quando F_1 aumenta, o valor de F_2 também aumenta, mas não com a mesma magnitude ($\Delta F_1 > \Delta F_2$), que é principalmente devido ao atrito desenvolvido entre as paredes da camada de distribuição de carga e o cilindro de concreto, a perda gradual do confinamento do cone de transferência de carga CTC após a retirada da placa e a perda gradual do peso da camada de distribuição devido à formação do cone de transferência de carga depois da retirada da placa inferior.

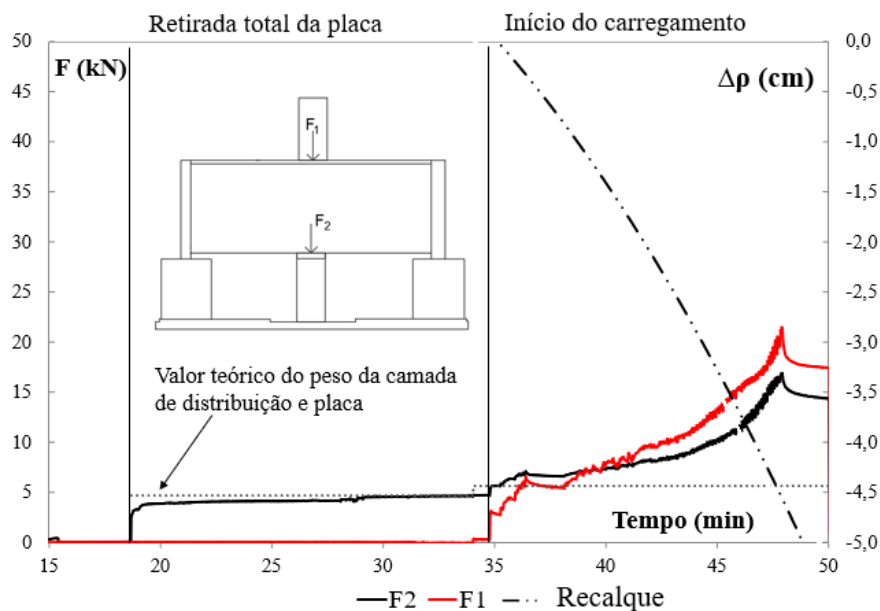


Figura 4.12. Leituras obtidas nas células de carga (F_1 = Força externa aplicada e F_2 = Força transferida à cabeça da inclusão) e do medidor de deslocamento vertical LVDT ($\Delta\rho$ = recalque) durante o ensaio D20SN.

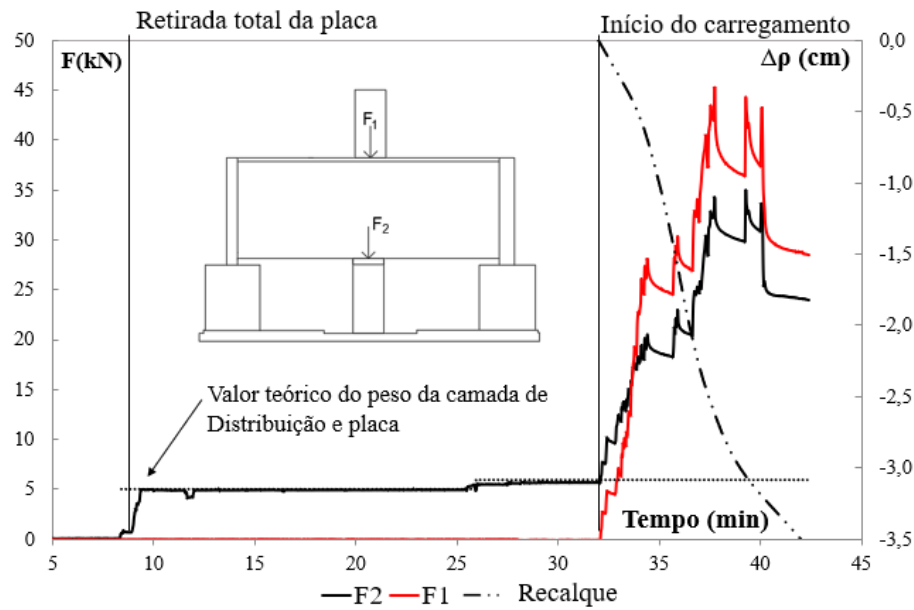


Figura 4.13. Leituras obtidas nas células de carga (F_1 = Força externa aplicada e F_2 = Força transferida à cabeça da inclusão) e do medidor de deslocamento vertical LVDT ($\Delta\rho$ = recalque) durante o ensaio D20SC.

Por outro lado, foi obtida a distribuição de tensões no interior da camada de distribuição, no entanto, em alguns casos os resultados mostraram inconsistências nas leituras. Nos casos apresentados na Figura 4.14 e Figura 4.15, observa-se que as células de tensão total instaladas no centro recebem uma maior parcela de carga que as células externas que se encontram próximas do aro de concreto. As tensões no SC são muito maiores que no caso do SN.

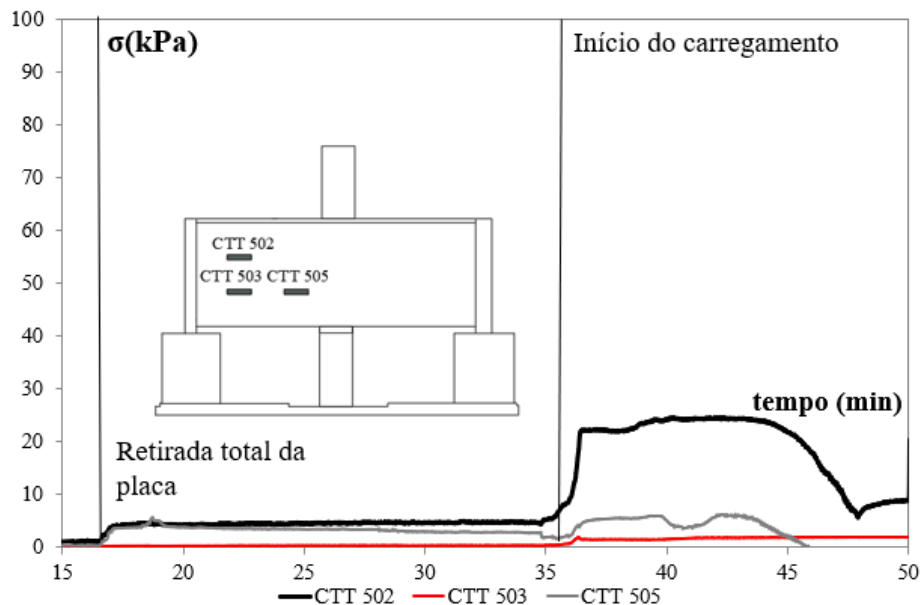


Figura 4.14. Leituras obtidas nas células de tensão total durante o ensaio D20SN.

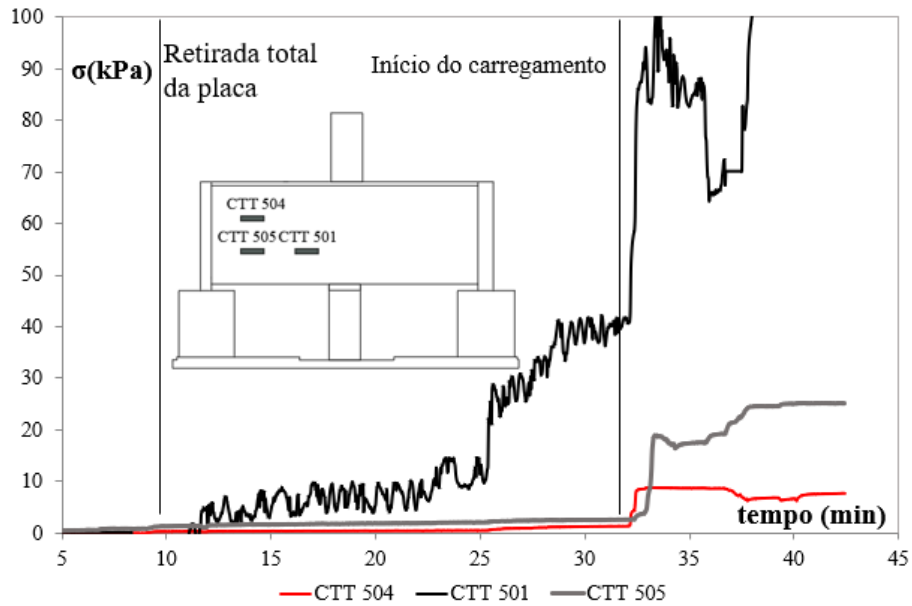


Figura 4.15. Leituras obtidas nas células de tensão total durante o ensaio D20SC.

Para cada ensaio, o recalque foi medido na parte superior da placa de aplicação de carga. A Figura 4.16 mostra os recalques medidos para cada uma das seis configurações ensaiadas. O critério de ruptura foi considerado como uma deformação de 4% da altura total da camada de distribuição para o SN e 2% para o SC, e corresponde à deformação após o pico observado nos ensaios triaxiais. O recalque considerado como critério de ruptura é muito menor aos recalques totais máximos permitidos para prédios aporticados que segundo Burland (1977), são de máximo 65 mm.

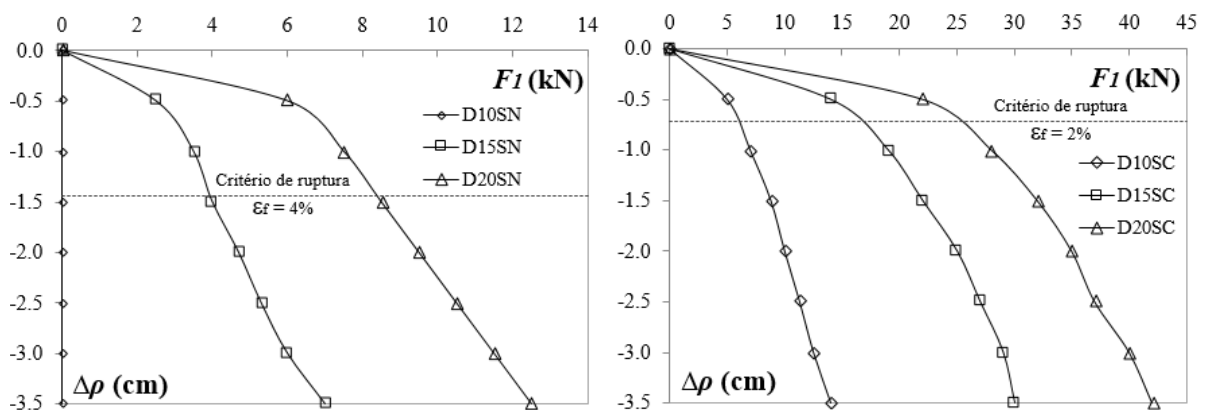


Figura 4.16. Recalques obtidos versus carga aplicada para o SN e SC

É possível observar que quando o cimento é adicionado à camada de distribuição, a rigidez aumenta consideravelmente, e os recalques diminuem significativamente. Por exemplo, para $F_1=10$ kN, $\Delta\rho = 2,25$ cm no ensaio D20SN e $\Delta\rho = 0,2$ cm no ensaio D20SC. O recalque para o caso do SC é aproximadamente 10% do recalque do SN.

4.3 Mecanismo de transferência de carga (cone de transferência de carga)

Nos ensaios realizados, quando a placa inferior foi removida, o sistema atingiu a estabilidade para quase todos os casos (exceto para o ensaio D10SN) indicando que a eficiência obtida no mecanismo de transferência de carga foi de 100%. Os ensaios mostraram que quando a rigidez da camada de distribuição aumenta, a magnitude do recalque diminui consideravelmente, sendo assim, o mecanismo de transferência de carga depende principalmente da geometria do cone truncado de solo localizado diretamente acima da cabeça da inclusão, das propriedades geotécnicas do material da camada e do solo reforçado. Os resultados encontrados são congruentes com os obtidos por Chevalier et al. (2011).

No ensaio D10SN se apresentou a ruptura do material na primeira etapa da retirada da placa, o que quer dizer que o fenômeno de arqueamento e/ou transferência de carga não suportou nem mesmo o peso próprio do material compactado de 4,07 kN, a ruptura aconteceu por puncionamento, as trincas da superfície podem ser observadas na Figura 4.17.

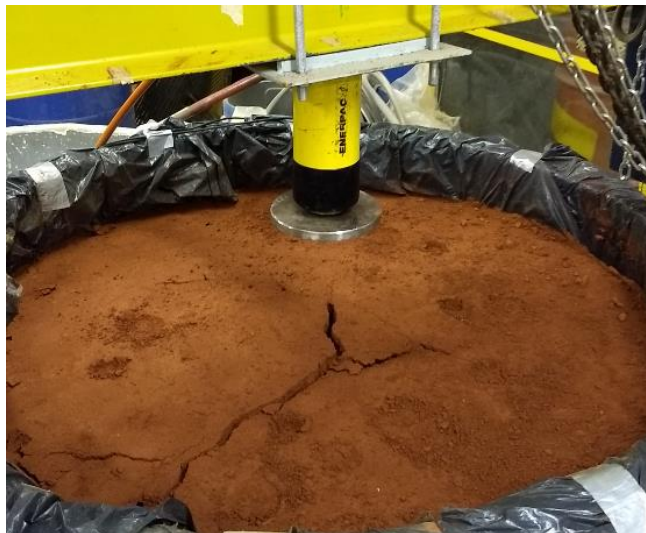


Figura 4.17. Ruptura do ensaio após retirada da placa inferior D10SN.

A partir da auscultação da camada de distribuição de carga após os ensaios, foi realizado o croqui da ruptura e determinada a forma do mecanismo de transferência de carga desenvolvida sobre a cabeça da inclusão (Figura 4.18). Observa-se uma tendência de plano de ruptura e um padrão com dois volumes diferenciados dentro da camada de distribuição.

O primeiro volume está localizado acima da cabeça da inclusão rígida onde se observa um material mais rígido e que apresentou pequenos deslocamentos entre partículas e o segundo volume é um material mais solto que se apoiou na placa móvel.

O volume acima da cabeça da inclusão forma um cone truncado, o ângulo externo é diferente para o caso do SN e do SC, o que evidencia que o ângulo externo varia dependendo da resistência do material da camada de distribuição. Para o SN (Figura 4.18 a e b), o ângulo médio observado foi de 60° e para o SC de 65° (Figura 4.18c e d). Essa geometria é coerente com a solução de Carlsson (1987), Svano (2000), NGG (2003) e Chevalier et al. (2011).

Os planos de ruptura dos ensaios triaxiais (60° e 68° aproximadamente, Figura 3.11d e Figura 3.12d) são compatíveis com os ângulos de ruptura obtidos nos modelos físicos 1g como mostrado na Figura 4.18.

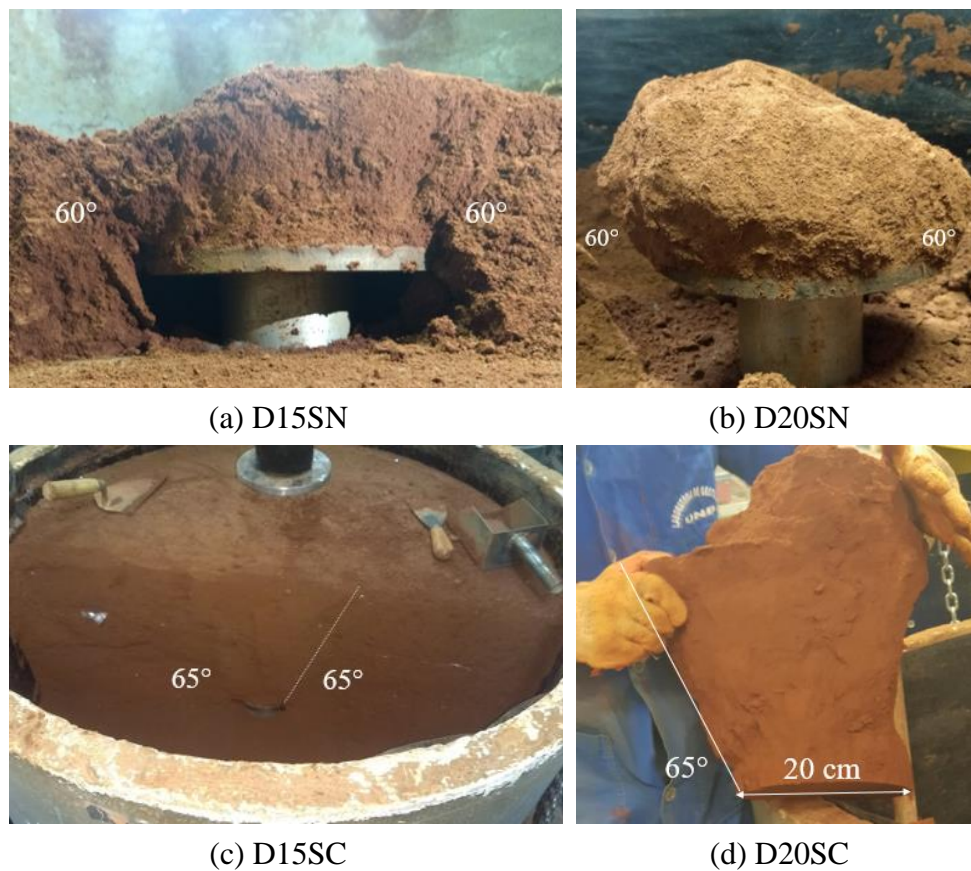


Figura 4.18. Forma do CTC desenvolvido na cabeça da inclusão

A Figura 4.19 mostra a forma e as dimensões do CTC obtidas. Em pesquisas anteriores alguns autores obtiveram o valor de β a partir de modelos físicos, modelos analíticos e modelos numéricos. A Tabela 14 apresenta a comparação de vários métodos com os resultados obtidos neste trabalho. A geometria obtida para a o material da camada de distribuição usada nesta pesquisa é consistente com a teoria de Coulomb. É possível concluir que o mecanismo de transferência de carga depende da rigidez da camada de distribuição e do solo reforçado, do ângulo (β), da altura da camada de distribuição (H), do diâmetro da inclusão (a) e a separação entre inclusões (S).

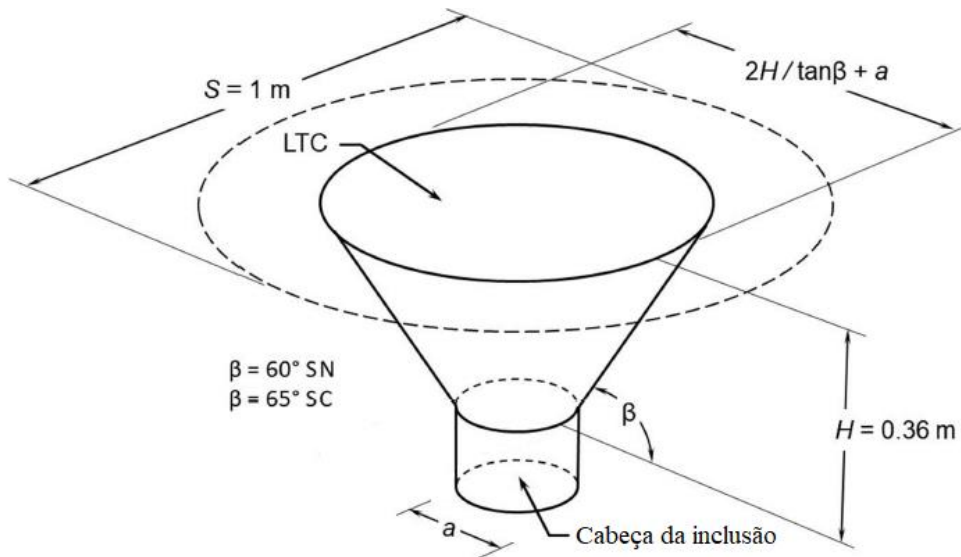


Figura 4.19. Forma da coluna de transferência de carga obtida para os casos analisados.

Tabela 14. Valor β obtido por meio de equações propostas por vários autores para SN e SC

Autor	Equação	β (°)	
		SN	SC
Le Hello & Vilard (2009)	$\beta = \tan^{-1} \frac{1}{\tan(0,5\phi)}$	76,0	69,5
Svano et al. (2000)	$\beta = \tan^{-1}(2,5)$	68,0	68,0
	$\beta = \tan^{-1}(3,5)$	74,0	74,0
Carlsson (1987)	$\beta = 75^\circ$	75,0	75,0
Chevalier et al. (2011)	$\beta = 90 - (\phi + 3)$	59,0	46,0
	$\beta = 90 - (\phi - 3)$	65,0	52,0
Teoria de Coulomb	$\beta = 45 + \frac{\phi}{2}$	59,0	65,5
Critério de Roscoe	$\beta = 45 + \frac{\psi}{2}$	46,5	47,5
Arthur et al. (1977)	$\beta = 45 + \frac{\psi + \phi}{4}$	52,8	56,5
Dinh (2010)	$\beta = \phi(0,75e^{-\left(\frac{H}{s}\right)} + 0,25)$	68,3	58,2

SN: $\phi = 28^\circ$, $\psi = 0^\circ$, $H/S = 0,36$
 SC: $\phi = 42^\circ$, $\psi = 4^\circ$, $H/S = 0,36$

A Figura 4.20 apresenta os recalques normalizados ($\Delta p/H$) versus a pressão medida na cabeça da inclusão (F_2/A_i) para os casos analisados. Assumindo que F_2/A_i representa a pressão vertical máxima aplicada no CTC e $\Delta p/H$ é a deformação axial da coluna. A tensão principal maior σ_1 pode ser definida usando o critério de ruptura dos ensaios triaxiais ($\epsilon = 4\% = 0,04$ para o SN e $\epsilon = 2\% = 0,02$ para o SC). Valores semelhantes de σ_1 são obtidos para cada material, um

valor médio de 280 kPa para SN e 650 kPa para SC. A adição de cimento à camada de distribuição de carga, aumenta a tensão transmitida à cabeça da inclusão quase três vezes quando é considerado o mesmo valor de deformação.

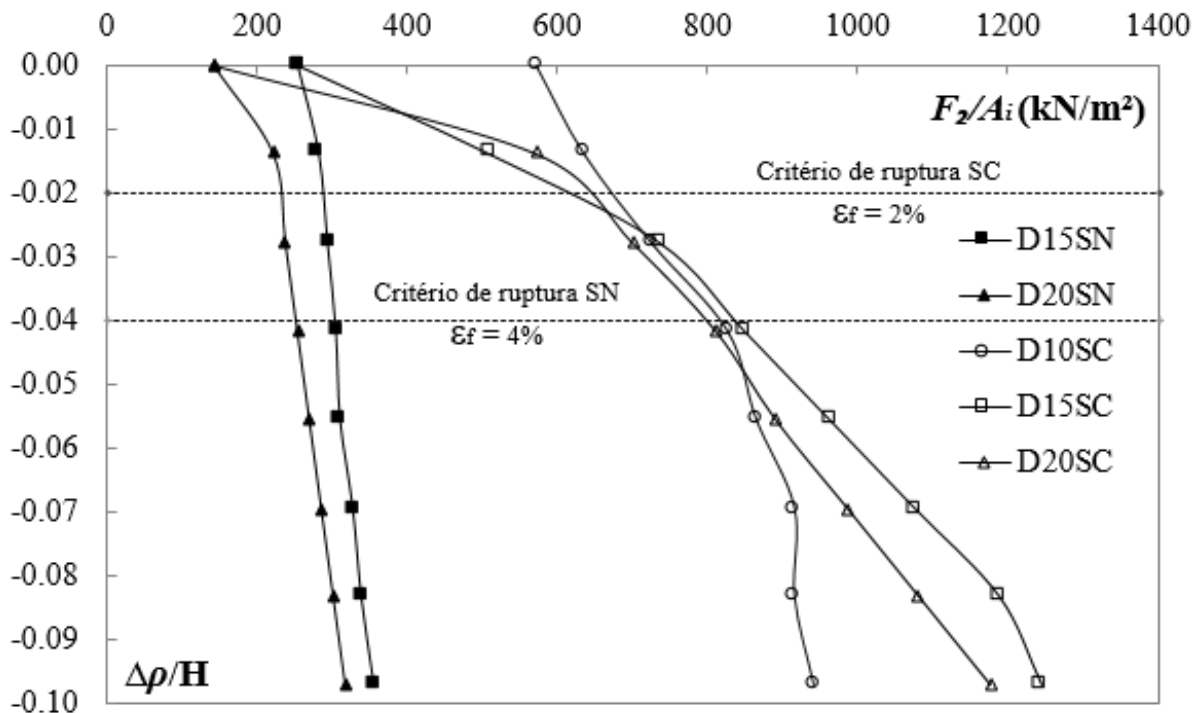


Figura 4.20. $\Delta\rho/H$ versus F_2/A_i para SN e SC

Os valores obtidos correspondem a uma condição extrema onde a camada de distribuição se separa totalmente do solo reforçado (retirada total da placa); portanto o valor da tensão confinante (σ_3) ao redor do CTC é o mais baixo possível. Para determinar o valor de σ_3 foram representados os círculos de Mohr, usando os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos (critério de ruptura) e o valor de σ_1 (Figura 4.21).

Para o SN, a tensão confinante média σ_3 obtida foi próxima de 60 kPa, e para o SC de 98 kPa, aproximadamente 1,63 vezes maior. Os círculos de Mohr ilustram claramente que para o SC, o valor de σ_1 é maior devido não apenas ao aumento da rigidez do material, mas também ao desenvolvimento de uma elevada tensão confinante relacionada ao aumento da resistência ao cisalhamento.

Na Figura 4.21 foi adicionado um círculo hipotético para o ensaio D10SN, que rompeu por puncionamento quando a placa inferior foi totalmente removida. O círculo confirma que a ruptura aconteceu porque o valor de σ_3 requerido para a estabilidade do CTC é de aproximadamente 165 kPa que é consideravelmente maior que o valor que poderia ser

desenvolvido (60 kPa). A condição de estabilidade provavelmente poderia ser alcançada se a contribuição do solo reforçado fosse considerada.

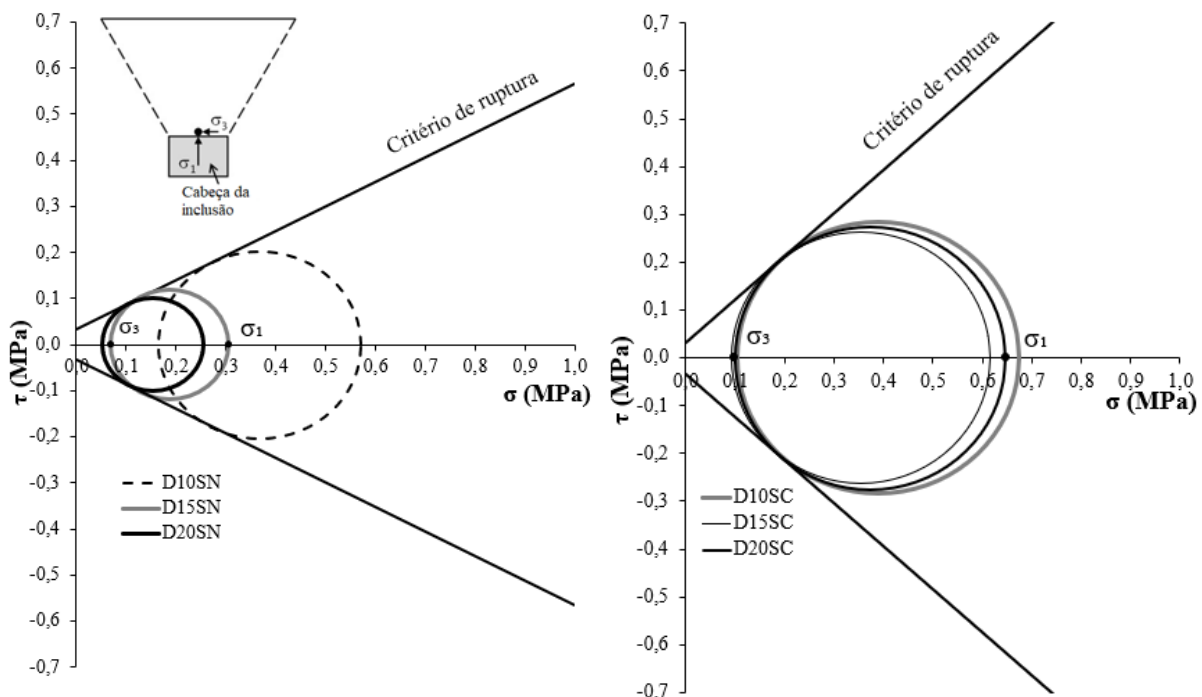


Figura 4.21. Influência da rigidez do solo no estado de tensões no CTC para SN e SC

É importante mencionar que nesta pesquisa o material utilizado para a camada de distribuição é coesivo friccional, enquanto na maioria dos estudos consultados na literatura técnica é utilizado um material granular puramente friccional, quer dizer que quanto maior o valor da coesão, menor o valor da tensão confinante necessária para garantir a estabilidade do sistema sem a necessidade de acrescentar um reforço (geossintético) na camada de distribuição.

Houve dificuldade na obtenção da distribuição de tensões totais dentro da camada de distribuição de carga para alguns ensaios. Em alguns casos, as células de tensão total não registraram mudanças durante a etapa de retirada da placa e carregamento externo, em outros casos foram medidas tensões muito elevadas, apesar de que as células foram calibradas em processos análogos ao ensaio, seguindo recomendações da bibliografia técnica sobre o assunto. Para alguns registros, pôde ser feita uma análise qualitativa sobre a posição da área de concentração de tensões conforme apresentado na Figura 4.15 e Figura 4.22 onde se observa como as células de tensão localizada próximas do cone de concentração de tensões registram maiores valores.

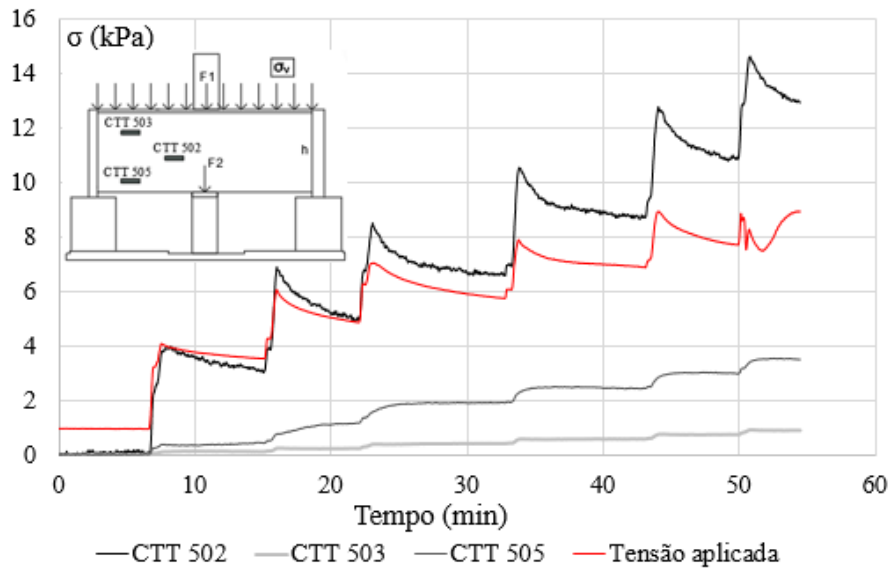


Figura 4.22. Medição de células de tensão total durante o ensaio D10SN

Na Figura 4.23 pode ser observada a localização das células de tensão total instaladas com relação ao cone de concentração de tensões observado nos ensaios.

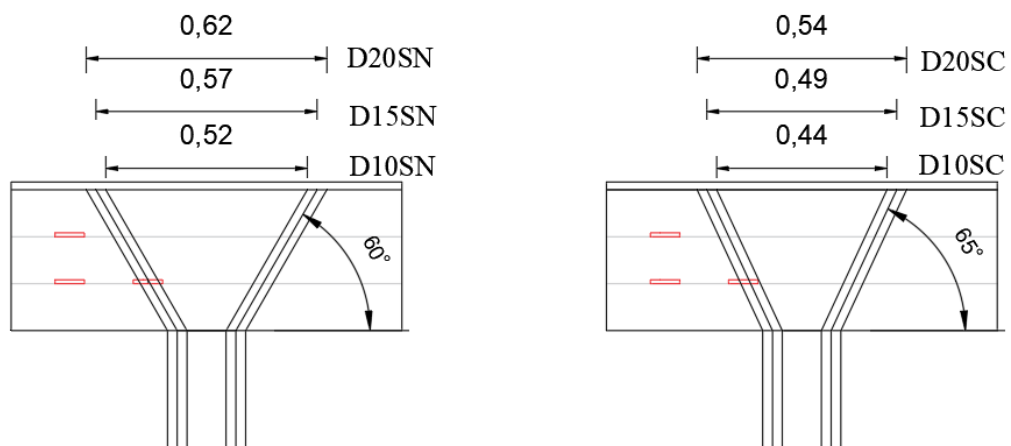


Figura 4.23. Localização das células de tensão total e do cone de concentração de tensões.

4.4 Determinação da Capacidade de carga da inclusão

A partir dos resultados obtidos, de forma prática, foi possível propor um método para determinação da capacidade de carga das inclusões, que pode ser calculada usando os resultados experimentais obtidos e a equação geral da capacidade de carga de fundações superficiais adaptada.

O mecanismo de ruptura de uma inclusão pode ser estudado como um problema invertido de uma fundação superficial com um talude adjacente (Figura 4.24). A inclinação do talude é o ângulo do cone observado nos modelos físicos.

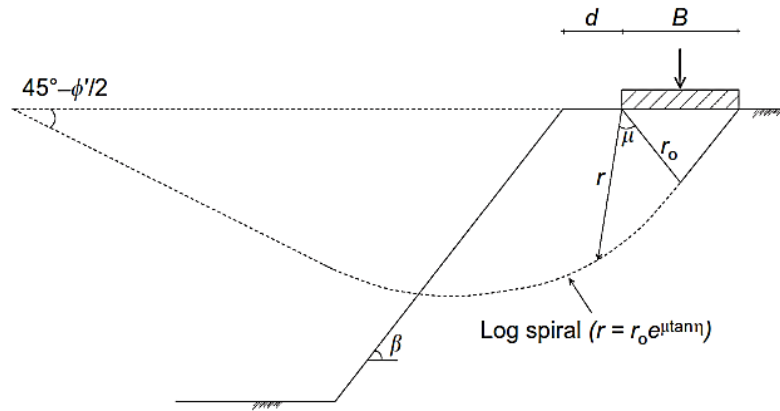


Figura 4.24. Mecanismo de ruptura de uma fundação superficial com um talude adjacente (Castelli & Lentini, 2011)

Terzaghi (1943) propôs a equação geral da capacidade de carga

$$q_{ult} = cN_c s_c + \bar{q}N_q + 0.5\gamma B N_\gamma s_\gamma \quad (52)$$

Onde q_{ult} é a capacidade de carga da fundação; N_c , N_q , N_γ são os fatores de capacidade de carga; s_c , s_γ os fatores de forma; γ é o peso específico do solo; B é a largura da fundação e \bar{q} é a sobrecarga.

Hansen (1970) e Vesic (1973) propuseram a equação geral da capacidade de carga considerando outras condições (equação 55).

$$q_{ult} = cN_c s_c d_c i_c b_c g_c + \bar{q}N_q s_q d_q i_q b_q g_q + 0.5\gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma \quad (53)$$

onde s_c, s_q, s_γ são os fatores de forma; d_c, d_q, d_γ fatores de profundidade; i_c, i_q, i_γ fatores de inclinação; b_c, b_q, b_γ fatores de inclinação da base; g_c, g_q, g_γ fatores de inclinação do terreno e \bar{q} é a pressão de sobrecarga efetiva na base.

Considerando uma superficial circular na crista de um talude ($d=0$), é possível considerar que:

$$\bar{q} = 0$$

$$d_c = d_q = d_\gamma = 1$$

$$i_c = i_q = i_\gamma = 1$$

$$b_c = b_q = b_\gamma = 1$$

Então para o caso estudado a equação é apresentada a seguir:

$$q_{ult} = cN_c s_c g_c + 0,5\gamma B N_\gamma s_\gamma g_\gamma \quad (54)$$

De acordo com Vesic (1973), e considerando $B = L$:

$$s_c = 1.0 + \frac{N_q}{N_c} \quad (55)$$

De acordo com Castelli and Motta (2010) e Hansen (1970):

$$g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^5 \approx 0$$

Considerando os valores de β obtidos nos ensaios (59 a 66°), é possível assumir que $g_\gamma \approx 0$, então:

$$q_{ult} = cN_c s_c g_c \quad (56)$$

De acordo com Hansen (1970):

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi \quad (57)$$

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) \quad (58)$$

Os valores de g_c podem ser obtidos dos resultados dos modelos físicos usando a equação (61), os resultados estão apresentados na Tabela 15 e Figura 4.25. Observa-se uma tendência do g_c diminuir com o aumento do ângulo de atrito, o que deve ser comprovado com outros ensaios em outros materiais.

$$g_c = \frac{q_{ult}}{cN_c s_c} \quad (59)$$

Tabela 15. Valores de g_c para SN e SC

Solo	ε %	q_{ult} kPa	c kPa	ϕ °	N_c	N_q	$\frac{N_q}{N_c}$	s_c	g_c
SN	4	275	34	28	25.80	14.72	0.57	1.57	0.20
SC	2	650	33	42	93.71	85.37	0.91	1.91	0.11

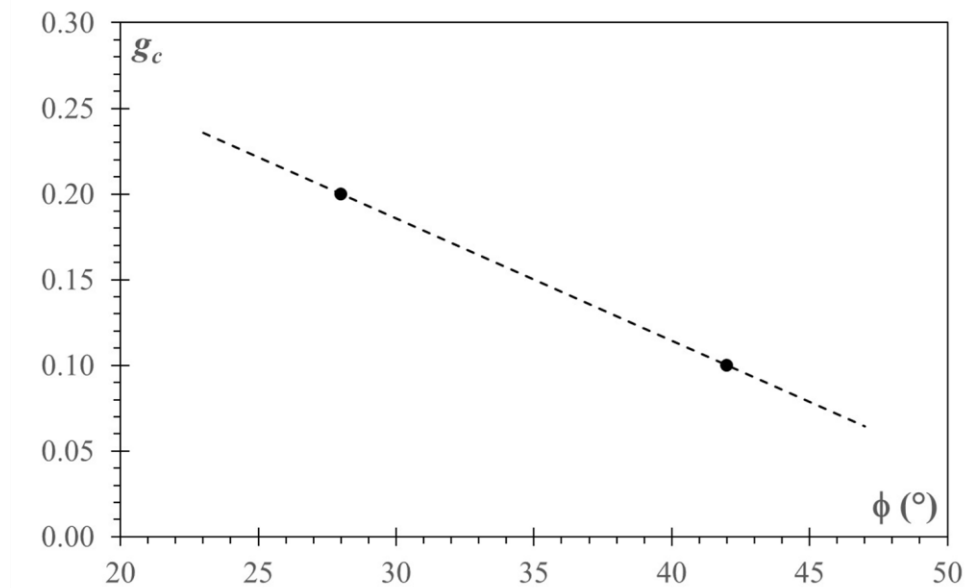


Figura 4.25. Valores de g_c versus ângulo de atrito.

4.5 Determinação da espessura da camada de distribuição (H) e a separação entre inclusões (S).

Baseado nos parâmetros que definem a forma do cone de transferência de carga CTC e as cargas desenvolvidas na inclusão, algumas equações são propostas para determinar a espessura (H) da camada de distribuição de carga e a separação entre inclusões (S).

Assumindo o equilíbrio estático e considerando que não existe superposição dos cones de transferência de carga, a seguinte relação é válida:

$$q_1 A_1 = q_c A_c \quad (60)$$

Onde $q_1 A_1$ é a carga transferida pelo cone de transferência de carga; $q_c A_c$ é a carga desenvolvida na cabeça da inclusão; $A_1 = (\pi/4)D^2$ é a área da superfície superior do cone de transferência de carga CTC; $A_c = (\pi/4)a^2$ é a área superficial da cabeça da inclusão; $D = a + 2H/\tan \beta$ é o diâmetro da superfície superior do cone de transferência de carga e a é o diâmetro da cabeça da inclusão.

Considerando que o máximo valor q_c corresponde à última capacidade de carga da cabeça da inclusão ($q_c = q_{ult}$), a equação 62 pode ser reescrita em termos dos parâmetros geométricos do cone de transferência de carga como apresentado na equação (61)

$$\frac{H}{a} = \frac{\tan \beta}{2} \left(\sqrt{\frac{q_{ult}}{q_1}} - 1 \right), \text{ for } S \geq D \quad (61)$$

O valor de q_1 pode ser definido em função da carga uniformemente distribuída aplicada sobre a laje rígida (q_s) e o peso do cone de transferência de carga CTC (W_c) conforme a equação (63).

$$q_1 = \frac{q_s A_{uc} + W_c}{A_1} \quad (62)$$

Onde A_{uc} é a superfície da célula unitária, $A_{uc} \approx (\pi/4)S^2$ e W_c é o peso do cone de transferência de carga definido como:

$$W_c = \frac{\pi H \gamma_c}{12} (D^2 + D \cdot a + a^2) \quad (63)$$

Como (W_c) é a função de H , a solução para H pode ser calculada usando um procedimento iterativo. Finalmente, o máximo valor de H (H_{max}) e o mínimo valor de S (S_{min}) pode ser obtido considerando $S = D$ e pode ser reescrita a equação (64) em função de S_{min} como segue nas seguintes equações e é representado na Figura 4.26.

$$\frac{S_{min} - a}{a} = \sqrt{\frac{q_{ult}}{q_1}} - 1, \text{ for } S = D \quad (64)$$

$$H_{max} = (S_{min} - a) \frac{\tan \beta}{2} \quad (65)$$

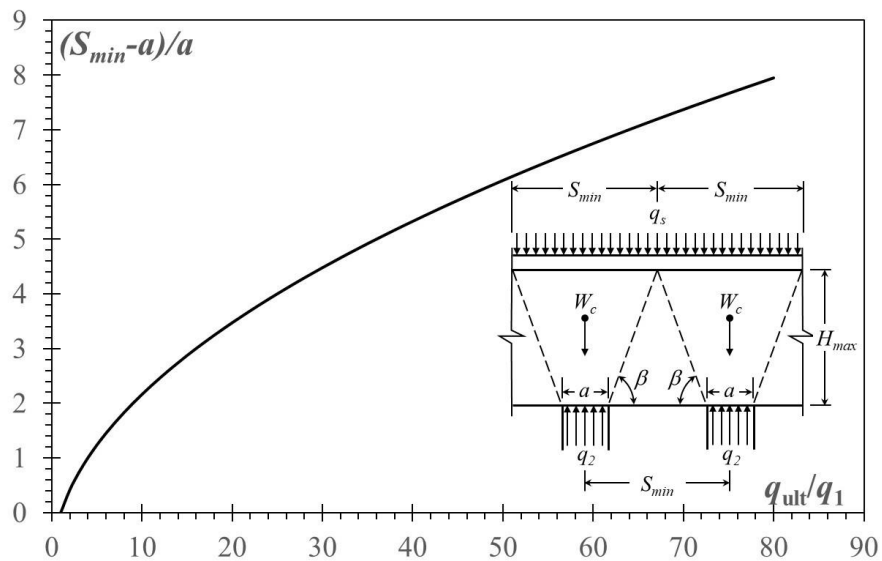


Figura 4.26. Representação gráfica da equação 64, $(S_{min} - a)/a$ versus q_{ult}/a .

As equações podem ser utilizadas para qualquer tipo de problema em que o mecanismo de transferência de carga desenvolva a forma de um cone truncado ou pirâmide invertida. No caso de uma pirâmide é necessário adaptar as fórmulas de A_1 , A_2 , e W_c para a forma quadrada da cabeça da inclusão e da célula unitária. O valor de q_{ult} pode ser definido para cada material (SN ou SC) usando o critério de ruptura definido.

Para uma aplicação prática, inicialmente, os valores de S e H pode ser estimado por meio da equação 64 e 65 (S_{min} e H_{max} respectivamente). O primeiro caminho para otimizar o valor de S (aumentar o valor), é aumentar o valor de a colocando capiteis, embora, S_{min} e H_{max} também aumenta.

Para otimizar H (reduzir o valor), a equação (61) pode ser usada, gradualmente aumentando S/D até obter valores aceitáveis de H . É importante destacar que quanto maior é a relação S/D os momentos fletores aumentam consideravelmente na laje e por esse motivo a espessura e armação da laje deve ser aumentada também que pode tornar inviável a solução.

A partir da equação (61), (64) e (65) podem ser plotado o gráfico de taxa de cobertura *versus* carga aplicada (Figura 4.27) e (Figura 4.28)

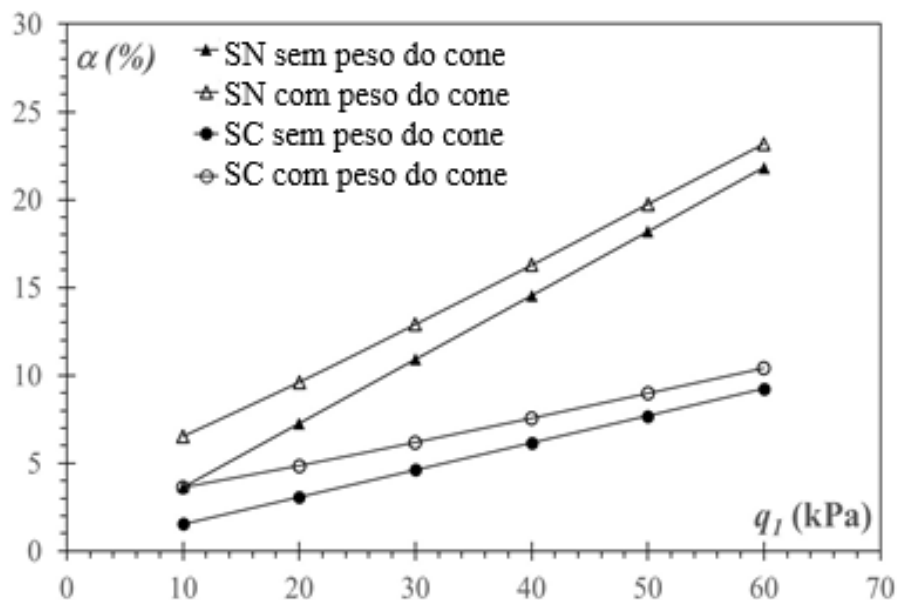


Figura 4.27. Valores carga aplicada (q_1) *versus* taxa de cobertura ($\alpha = a^2/S^2$)

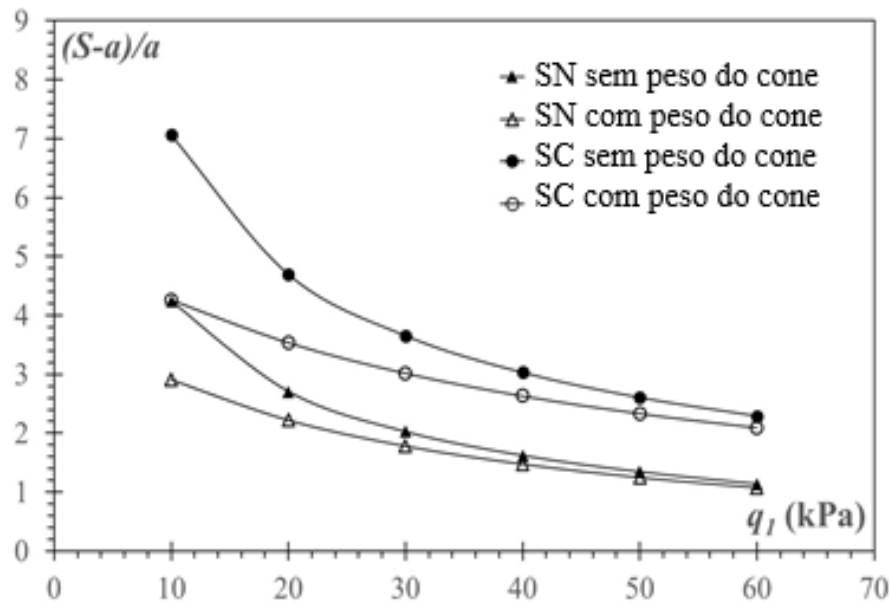


Figura 4.28. Valores carga aplicada (q_1) versus $((s - a)/a)$

É possível observar que à medida que aumenta a carga aplicada a separação deve ser menor e taxa de cobertura maior. É evidente que para as mesmas condições de carga, o sistema é muito mais eficiente quando se utiliza SC como material da camada de distribuição de carga.

4.6 Simulações numéricas e comparação de resultados

Com o objetivo de validar os modelos numéricos com os resultados dos modelos físicos, foram realizadas simulações numéricas para representar o ensaio em escala real em laboratório. Foi utilizado um modelo axissimétrico no programa Plaxis 2D.

No modelo numérico foram representadas as etapas de ensaio, a primeira etapa consistiu na representação do estado de tensões iniciais sem carga e com a placa inferior na posição inicial, a segunda etapa é a retirada total da placa inferior que representa uma condição crítica de recalque súbito e a última etapa é o estágio de aplicação de carga uniformemente distribuída até a ruptura.

Inicialmente foram utilizados os parâmetros calibrados para o modelo *Hardening Soil* a partir dos ensaios triaxiais e ensaios de adensamento, Tabela 9 e Tabela 10. Os resultados não se afastaram consideravelmente ao desempenho observado na modelagem física como pode ser observado na Figura 4.29, por esse motivo foi necessária executar uma nova calibração alterando os valores dos módulos de rigidez.

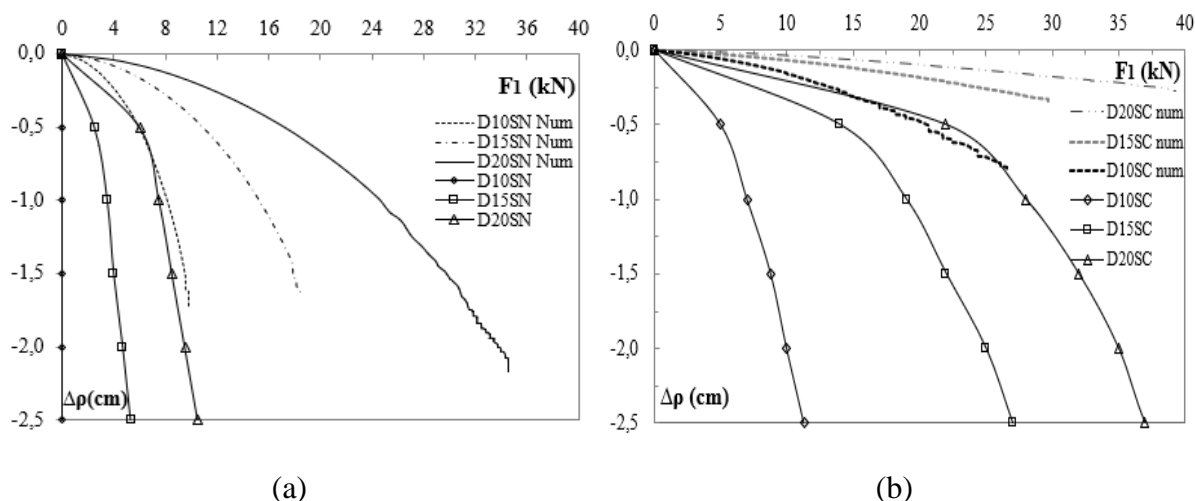


Figura 4.29. F1 versus recalque ($\Delta\rho$) com parâmetros iniciais: a) SN confinado e b) SC confinado

A Tabela 16 apresenta os parâmetros ajustados a partir da nova calibração. O peso específico do material compactado foi considerado de $17,5 \text{ kN/m}^3$ e $17,2 \text{ kN/m}^3$ para o SN e SC, respectivamente, e o peso específico na condição saturada de $18,5 \text{ kN/m}^3$ e $18,2 \text{ kN/m}^3$ para o SN e SC, respectivamente. O índice de vazios é de 0,884, o POP é de 120 kPa e o $k_0 = 2,0$ e $K_0 = 2,3$ para a condição pré-adensada de SN e SC, respectivamente.

Tabela 16. Parâmetros HSM ajustados para o SN e SC

		Parâmetros SN	Parâmetros SC
Resistência	c' (kPa)	51,0	66,0
	φ ($^\circ$)	28,0	41,0
	ψ ($^\circ$)	0	4
Rigidez	E_{50}^{ref} (MPa)	12,0	75,0
	E_{oed}^{ref} (MPa)	6,7	60,0
	E_{ur}^{ref} (MPa)	24,0	180,0
	m	0,9	0,9
Avançados	ν_{ur}	0,2	0,2
	P^{ref} (kPa)	100,0	100,0
	K_o^{nc}	0,53	0,34
	R_f	1	1

A partir das simulações numéricas, foram obtidos os recalques e pressões na cabeça de inclusão para todos os ensaios, e foi verificado que o recalque é uniforme em todos os pontos devido à rigidez da placa usada. A Figura 4.30 apresenta a malha deformada após o

carregamento para o ensaio D15SN, os deslocamentos horizontais e deslocamentos verticais máximos.

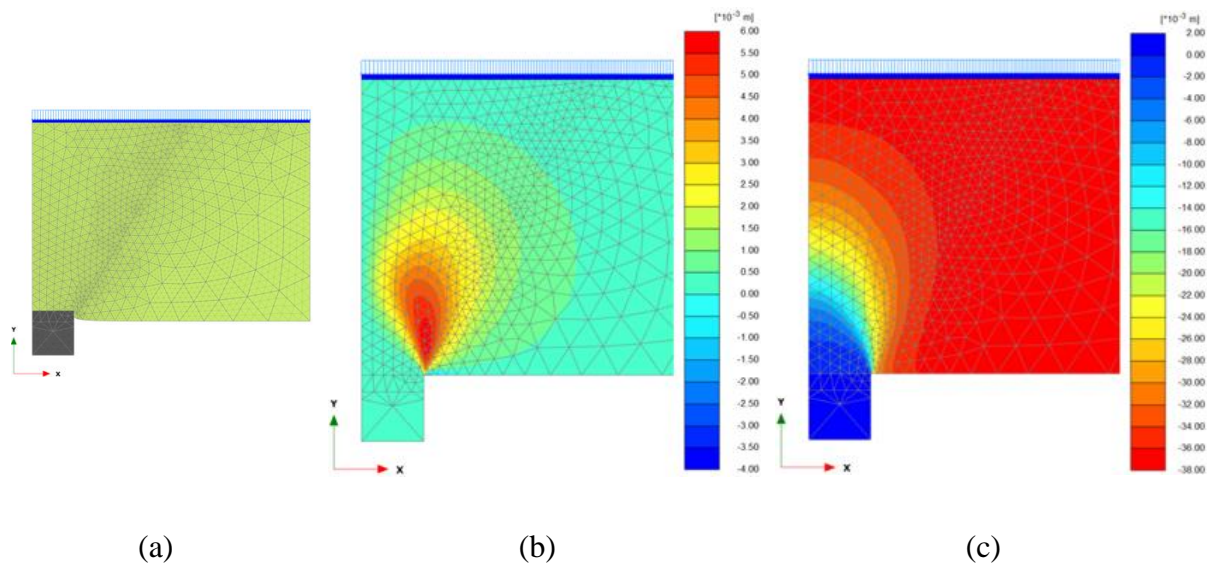


Figura 4.30. Resultados simulações numéricas D15SN: a) malha deformada b) deslocamentos horizontais máximos e c) deslocamentos verticais máximos

A partir da análise das tensões e deformações, foi possível encontrar uma possível superfície de ruptura que é coerente com o mecanismo de transferência de carga e mecanismo de ruptura identificado nos modelos físicos 1g. O ângulo aproximado do cone de concentração de tensões formado para o SN é de 60° , conforme mostrado na Figura 4.31.

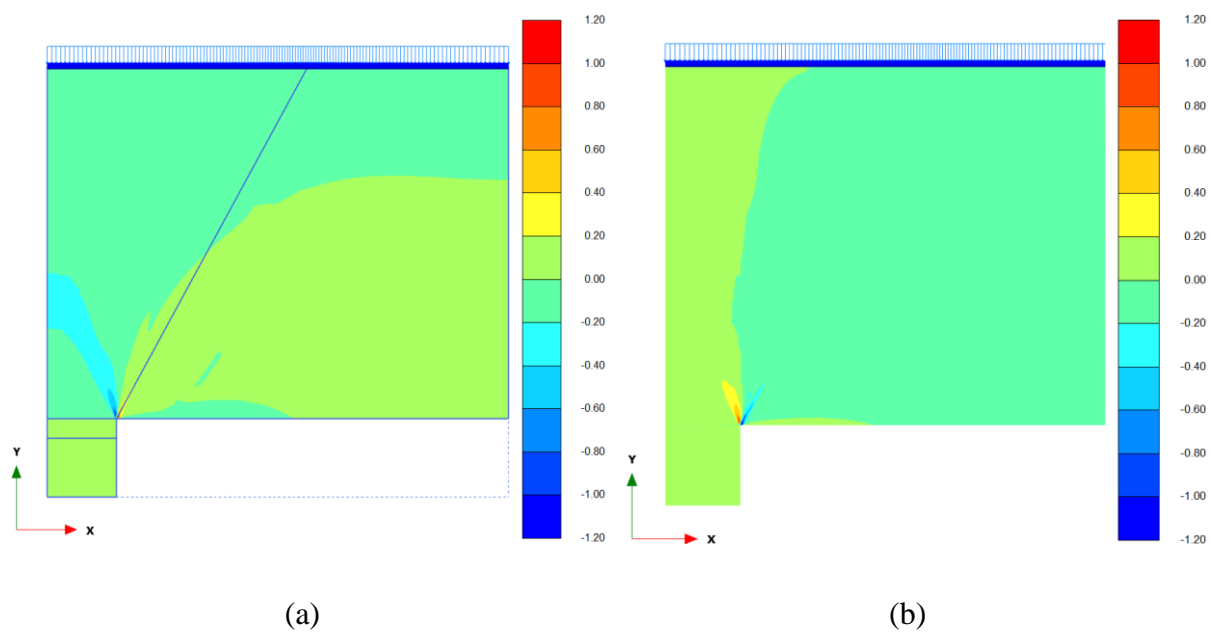


Figura 4.31. Ângulo do cone de concentração de tensões para D15SN: (a) deformação vertical (%) e (b) deformação horizontal (%)

A Figura 4.32 apresenta as tensões efetivas verticais e tensões principais na cabeça da inclusão para o ensaio D15SN, a convenção do programa considera tensões de compressão negativa e de tração positivas. É possível observar que a concentração de tensões acontece num volume em forma de cone acima da cabeça da inclusão. O cone de ângulo $\beta=60^\circ$ se destaca na Figura 4.32. Confirma-se que as tensões principais se reorientam, o que prova a ocorrência de arqueamento do solo.

Obteve-se na Figura 4.33 o gráfico de carga F_1 versus o deslocamento vertical da placa para os diâmetros de 15 e 20 cm. O ensaio D10SN rompeu por puncionamento durante a retirada da placa inferior, antes da aplicação das cargas superficiais, o diâmetro reduzido aumenta a concentração de tensões na cabeça da inclusão e favorece o fenômeno de puncionamento.

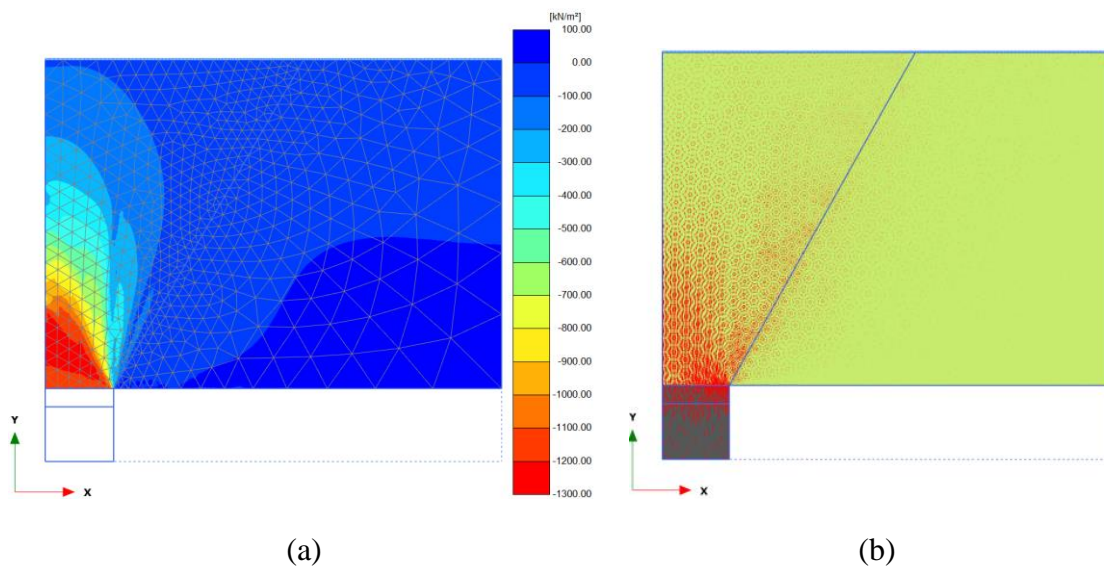


Figura 4.32. Tensões na cabeça da inclusão para o ensaio D15SN: (a) tensões efetivas verticais e (b) tensões principais

O resultado numérico obtido não ajusta com a resposta experimental. Este resultado pode ser explicado pelo fato de que os parâmetros da camada de distribuição considerados nas análises correspondem a parâmetros obtidos de ensaios triaxiais com confinamento. Durante o ensaio é gerado o deslocamento da placa que forma a banda inicial de cisalhamento com inclinação $\beta=60^\circ$ e forma um cone de transferência de cargas e ruptura que se separa do restante do material.

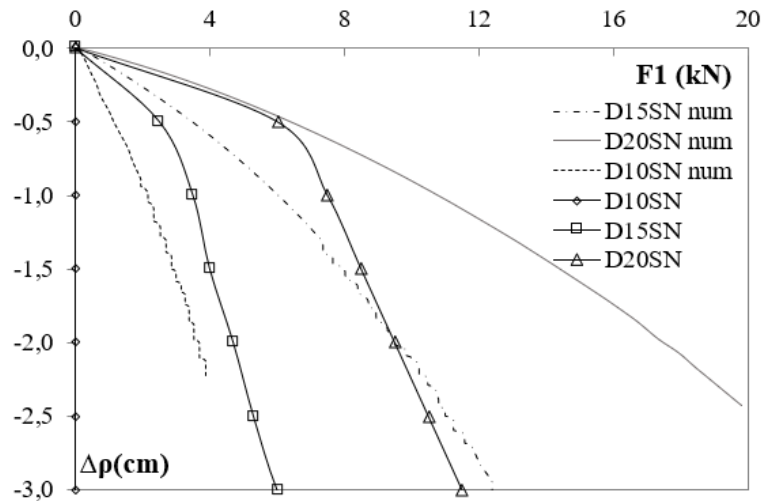


Figura 4.33. F1 versus recalque ($\Delta\rho$) para o SN (confinado)

Como foi concluído a partir dos modelos físicos 1g, os recalques da camada de distribuição de carga dependem fundamentalmente da deformação do volume de transferência de carga localizada acima da cabeça da inclusão em formato de cone truncado. Para representar esta condição no modelo numérico, o volume externo ao cone foi retirado para verificar somente o recalque do CTC. A malha deformada e os deslocamentos verticais da nova geometria estudada para o ensaio D15SN podem ser visualizados na Figura 4.34.

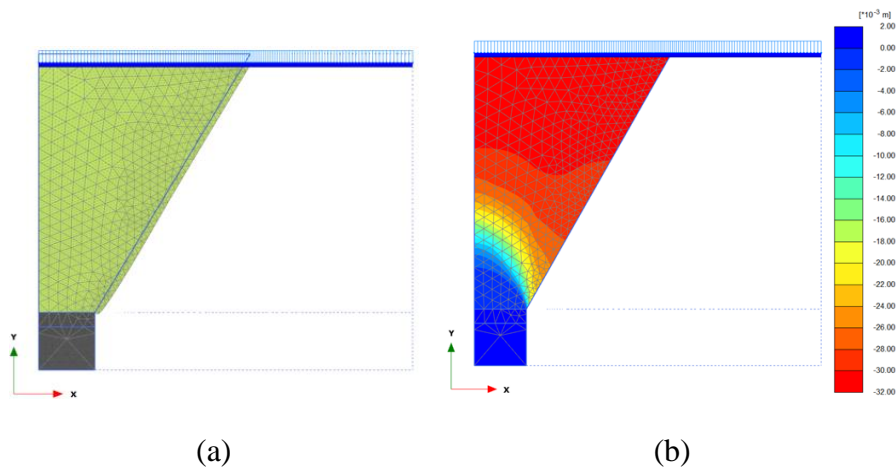


Figura 4.34. Condição estudada sem confinamento para o ensaio D15SN. a) Malha deformada e b) deslocamentos verticais

O gráfico de recalques *versus* força aplicada do novo modelo pode ser observado na Figura 4.35. Quando se leva em consideração somente o CTC, os resultados são aproximados. É possível observar que o deslocamento diminui à medida que aumenta o diâmetro das inclusões, no caso do ensaio D10SN a ruptura acontece tanto no modelo físico como no modelo numérica.

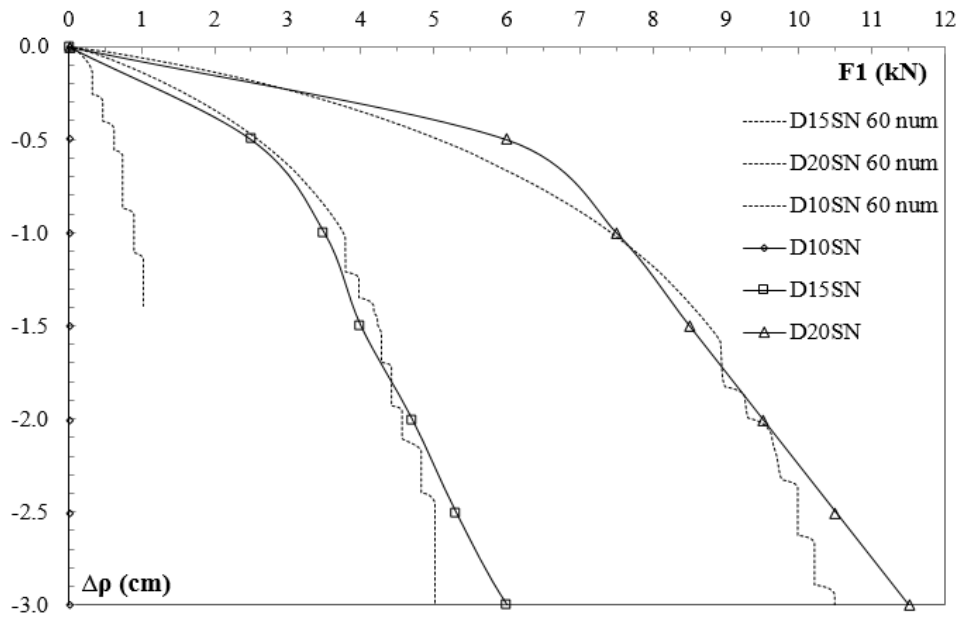


Figura 4.35. F_1 versus recalque ($\Delta\rho$) para o SN (sem confinamento)

Se se considera uma deformação de ruptura (4% de altura da camada de distribuição = 1.5 cm) a carga aplicada em superfície na ruptura é de aproximadamente 4,0 kN para a inclusão de 15 cm, e de aproximadamente 8,5 kN para a inclusão de 20 cm de diâmetro, mostrando que um aumento de 5 cm no diâmetro da inclusão mais que dobrou a capacidade de carga do sistema, mesmo assim a capacidade de suporte é reduzida quando se considera a situação mais crítica.

Também foram obtidas as pressões na cabeça da inclusão (F_2/A_i) versus os deslocamentos da placa normalizados com a altura da camada de distribuição (Figura 4.36).

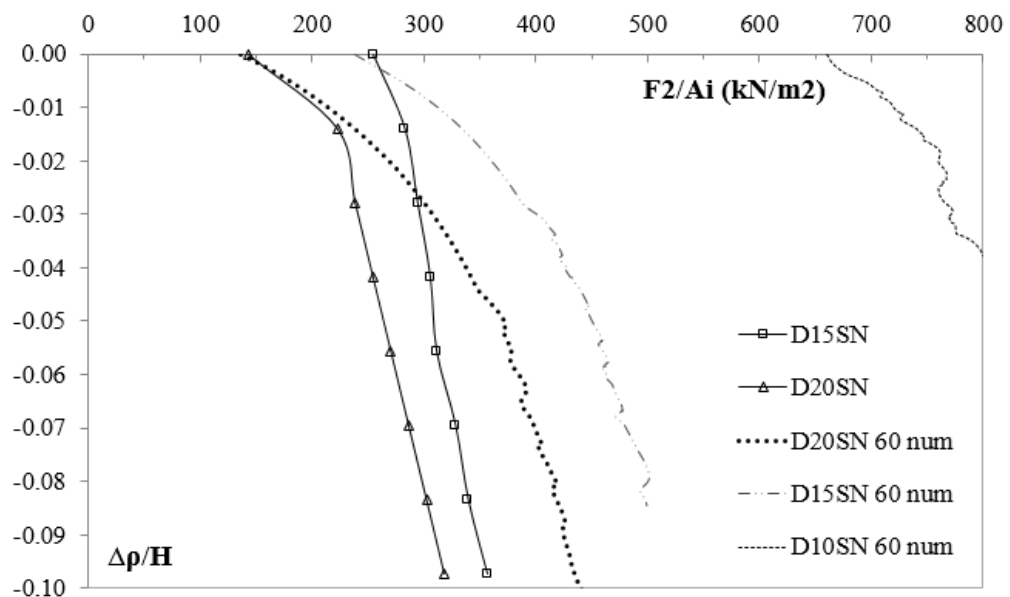


Figura 4.36. Pressão na cabeça da inclusão F_2/A_i versus recalque normalizado ($\Delta\rho/H$) para o SN (sem confinamento)

O caso de inclusão de 10 cm de diâmetro rompeu na etapa de retirada da placa inferior. A simulação numérica mostra as elevadas tensões que se desenvolvem na cabeça da inclusão e que provoca a ruptura por puncionamento. Para o ensaio D15SN e D20SN as pressões na cabeça da inclusão obtidas por meio de simulações numéricas são muito maiores que as medidas durante o ensaio.

Quando se utiliza o material tratado com cimento, o comportamento melhora significativamente, os recalques diminuem e a capacidade de suporte aumenta. Foram realizadas as análises considerando ângulo de inclinação externo do cone de concentração de tensões β de 60° e 65° , devido a que em alguns ensaios com cimento o ângulo observado foi de 65° , mas em outros não ficou tão evidente. A Figura 4.37 apresenta os resultados das simulações numéricas.

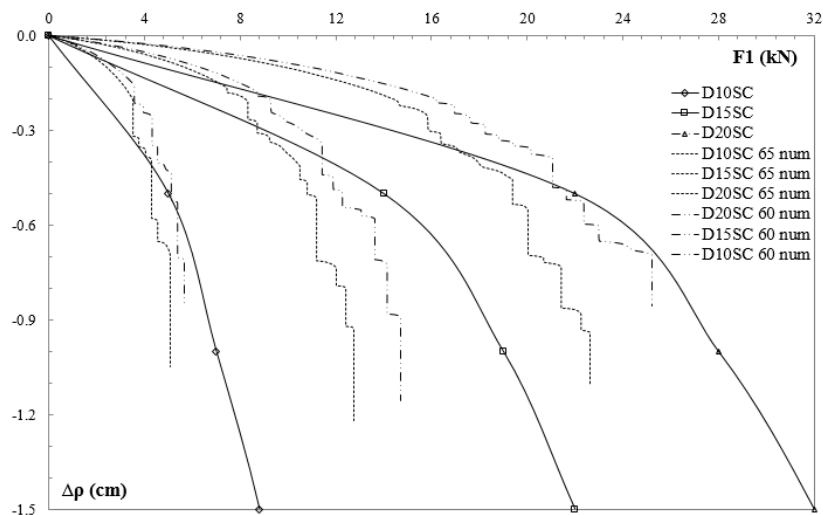


Figura 4.37. F1 versus recalque ($\Delta\rho$) para o SC (com confinamento)

Devido a que o material apresenta elevada rigidez, o modelo apresenta alguns problemas numéricos de instabilidade nos cantos da inclusão, os resultados dos modelos numéricos se aproximam muito dos resultados medidos no ensaio para deformações entre 1 e 1,5%, o que é coerente com a deformação observada no pico de ruptura dos ensaios triaxiais para este material. Para deformações superiores a 2% os resultados numéricos não representam de forma adequada o que foi medido no modelo físico.

A Figura 4.38 apresenta as pressões obtidas na cabeça da inclusão para o SC *versus* o recalque normalizado. Os resultados obtidos de uma forma geral são maiores que as pressões medidas no modelo físico, é evidente que as tensões aumentam significativamente devido ao aumento da resistência do material e aumento do confinamento.

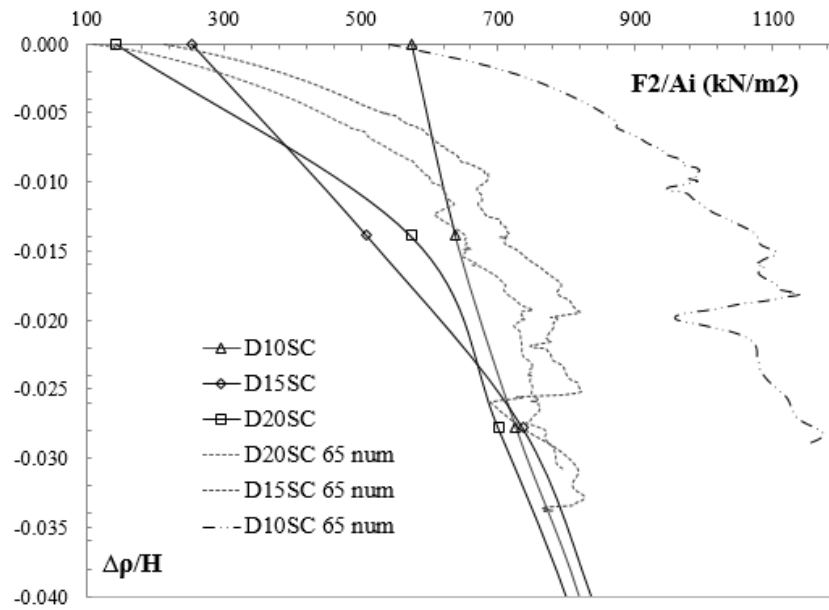


Figura 4.38. Pressão na cabeça da inclusão F_2/A_i versus recalque normalizado ($\Delta\rho/H$) para o SC (sem confinamento)

4.7 Conclusões parciais

Nesta pesquisa o material utilizado para a camada de distribuição é coesivo-friccional, enquanto na maioria dos estudos consultados na literatura técnica é utilizado um material granular puramente friccional, quer dizer que quanto maior o valor da coesão, menor o valor da tensão confinante necessária para garantir a estabilidade do sistema.

Em todos os casos com exceção do ensaio D10SN o sistema permaneceu estável após a retirada da placa, mostrando a importância da coesão da camada de distribuição de carga.

Nos ensaios com camada de distribuição conformada de SC, os recalques diminuem significativamente. O recalque para o caso do SC é aproximadamente 10% do recalque do SN

Na condição crítica estudada, os ensaios mostraram que quando a rigidez da camada de distribuição aumenta, a magnitude do recalque diminui consideravelmente sem depender diretamente da rigidez do solo reforçado, sendo assim, o mecanismo de transferência de carga depende principalmente do cone truncado localizado diretamente acima da cabeça da inclusão.

A geometria da ruptura está de acordo com a solução de Carlsson (1987), Svano et al. (2000), NGG (2003) e Chevalier et al. (2011). Apresenta um padrão com dois volumes diferenciados dentro da camada de distribuição, o primeiro volume acima da cabeça da inclusão onde se observa um material mais rígido que apresenta pequenos deslocamentos entre partículas com formato de cone truncado e o segundo volume que está fora do CTC, é um material mais solto que se apoiou na placa móvel.

A principal diferença com o mecanismo de Carlsson (1987), Svano et al. (2000), NGG (2003) e Chevalier et al. (2011), consiste na mudança do ângulo externo do volume de concentração de tensões. Neste caso, o ângulo externo β varia dependendo da resistência do material da camada de distribuição. Para o SN o ângulo médio observado foi de 60° e para o SC de 65° , geometria consistente com a teoria de Coulomb.

O mecanismo de transferência de carga depende de β , de parâmetros geométricos da camada de distribuição de carga como H, o diâmetro da inclusão a e separação entre inclusões S, resistência e deformabilidade do material da camada de distribuição de carga.

Houve dificuldade na obtenção da distribuição de tensões totais dentro da camada de distribuição de carga para alguns ensaios. Em alguns casos se observa como a célula de tensão localizada próxima do centro do modelo registra uma tensão elevada que corresponde à tensão aplicada e o peso próprio do cone de concentração de tensões enquanto as células de tensão afastadas do eixo central do modelo registram pressões baixas.

Das análises de tensões no círculo de Mohr, é possível concluir que valores similares de σ_1 são obtidos para cada material independente das outras características geométricas. Para o caso do SN, foi obtido uma tensão média de 280 kPa e 650 kPa para o SC. Quando o cimento é adicionado, as tensões σ_1 aumentam quase 3 vezes quando o mesmo valor de deformação é considerado. O valor de σ_1 é elevado devido não somente ao incremento da rigidez do material, mas também devido ao aumento da tensão confinamento relacionada com o aumento da resistência ao cisalhamento do material. Para o SN obteve-se uma tensão confinante medida de 60 kPa e 98 kPa para o SC, aproximadamente 1.63 vezes maior. Uma situação de estabilidade mais favorável provavelmente seria obtida se a contribuição do solo reforçado fosse considerada.

Nas simulações numéricas se observou uma possível superfície de ruptura que é coerente com o mecanismo de transferência de carga e mecanismo de ruptura identificado nos modelos físicos 1g. O ângulo aproximado do cone de concentração de tensões formado para o SN é de 60° e para o SC de 65° . Quando se desconsidera a contribuição do volume de solo externo ao cone de concentração de tensões os resultados são aproximados tanto para o SN como para o SC. As tensões obtidas na cabeça da inclusão para o modelo físico 1g foram superiores aos valores medidos.

A partir dos resultados dos modelos físicos foi possível propor formulações para determinação da espessura da camada de distribuição de carga e o espaçamento de inclusões otimizado, usando a capacidade de carga última das inclusões calculada como um problema invertido de capacidade de carga de uma fundação superficial com um talude adjacente. À

medida que aumenta a carga aplicada no sistema, a separação deve ser menor e a taxa de cobertura maior. É evidente que para as mesmas condições de carga o sistema é muito mais eficiente quando se utiliza SC como material da camada de distribuição de carga.

5 MODELAGEM FÍSICA EM CENTRÍFUGA GEOTÉCNICA

5.1 Modelo físico em centrífuga geotécnica

Com o objetivo de avaliar a interação entre um grupo de inclusões e a camada de distribuição de carga constituída por SN e SC compactado, foram realizados ensaios num modelo físico em centrífuga geotécnica. Além de avaliar os mecanismos de transferência de carga e mecanismos de ruptura da camada de distribuição, podem ser observadas as diferenças entre o comportamento das inclusões centrais e inclusões de borda num modelo que corresponde a uma versão reduzida do protótipo.

5.1.1 Centrífuga geotécnica utilizada

O modelo foi desenvolvido na centrífuga geotécnica do laboratório de modelos geotécnicos da *Universidad de los Andes* em Bogotá, Colômbia. O equipamento é uma centrífuga de braço fabricada pela própria universidade no ano 2000. As partes do equipamento são apresentadas na Figura 5.1 e na Tabela 17.

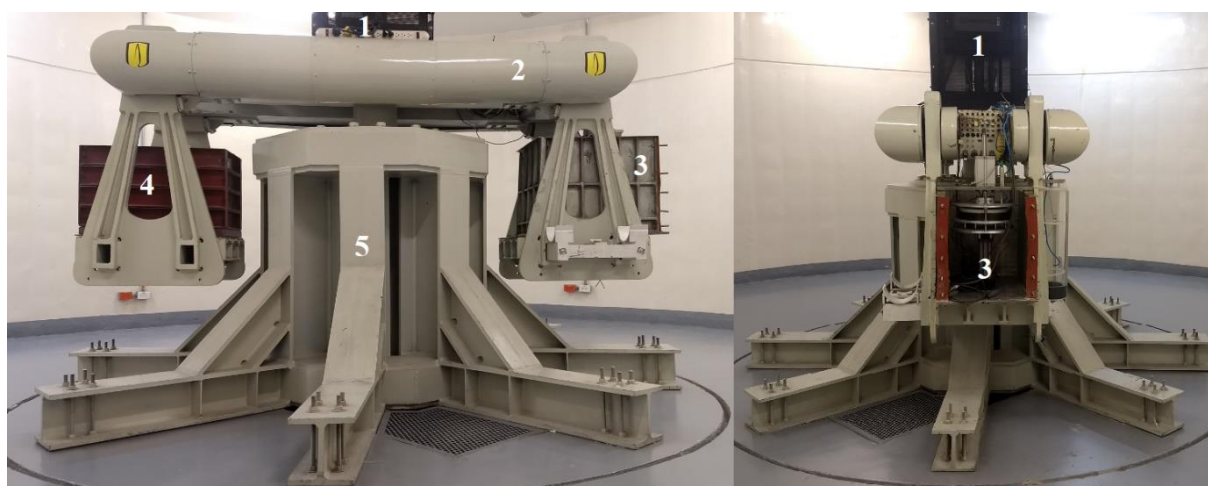


Figura 5.1. Centrífuga de braço da *Universidad de los Andes*

Tabela 17. Partes da centrífuga geotécnica

Elemento	Descrição
1	Sistema de aquisição de dados
2	Braço com cesto
3	Caixa de modelagem
4	Caixa de contrapeso
5	Base - Motor – Eixo de transmissão

A centrífuga possui um braço efetivo de 1,9 m e uma conexão no final com o cesto de modelagem. O cesto é articulado permitindo a liberdade de rotação para atingir o equilíbrio durante a aceleração da centrífuga. No cesto podem ser instaladas diferentes caixas de modelagem, além de caixas metálicas, o equipamento dispõe de várias caixas de ensaios com face transparente.

O cesto tem capacidade de suportar modelos de até 400 kg num campo máximo de 200 g. A aquisição de dados é realizada durante o ensaio, o monitoramento e acompanhamento de medições dos instrumentos é realizado numa sala de controle dentro do laboratório. As características da centrífuga são apresentadas na Tabela 18.

Tabela 18. Características da centrífuga da *Universidad de los Andes* (Rincón, 2016)

Raio de giro	1,90 m
Dimensões caixa de modelagem	40 cm x 50 cm x 50 cm
Campo máximo	200 g
Peso máximo do modelo	400 kg
Potência nominal	400 HP
Canais para instrumentos	50

5.1.2 Idealização do modelo físico e fenômeno representado

O fenômeno estudado nesta pesquisa é a interação entre a camada de distribuição de carga e as inclusões rígidas, por esse motivo nenhuma atenção será dada ao solo reforçado e, portanto, seu comportamento (compressibilidade ou colapso) será simplificado da mesma forma que foi realizado o modelo físico 1g, por meio de uma placa que desce a uma velocidade controlada durante o voo da centrífuga com ajuda de um atuador elétrico até que se perca o contato entre a camada de distribuição e a mesma. O peso da camada de distribuição e as cargas do projeto passam a ser transferidas diretamente para as inclusões e posteriormente se dá início à aplicação de cargas.

O protótipo representado consiste num grupo de 14 inclusões, no modelo as inclusões estarão engastadas num marco metálico o que simula uma condição de apoio numa camada de rigidez muito elevada. A Figura 5.2 mostra o protótipo e o modelo físico idealizado.

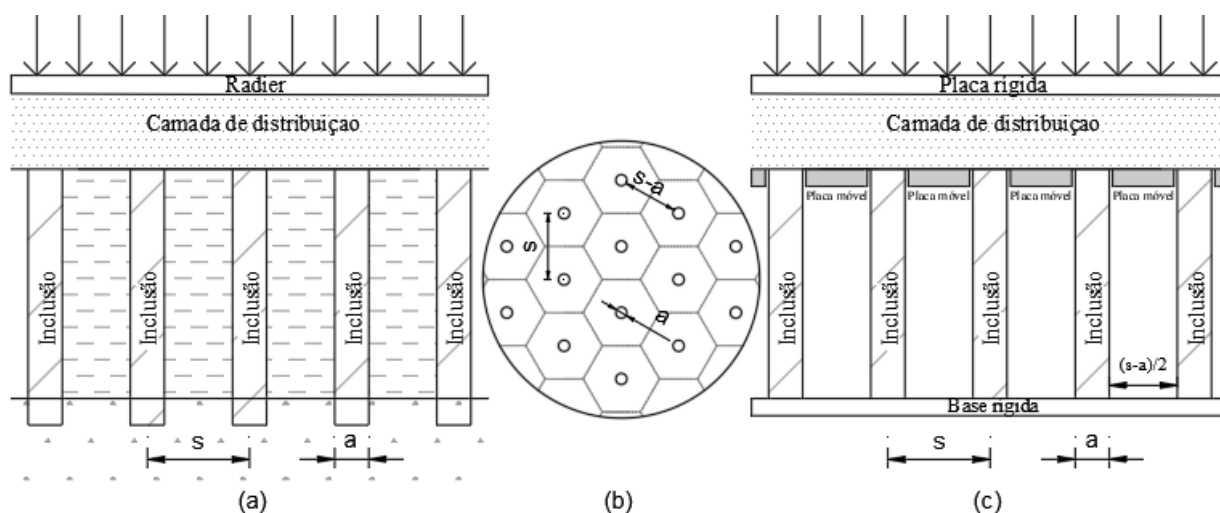


Figura 5.2. Comparativo do fenômeno representado: (a) Seção transversal protótipo, (b) vista em planta de distribuição de estacas no protótipo e (c) modelo físico em centrífuga

A camada de distribuição de carga foi compactada externamente num cilindro metálico, utilizando o mesmo solo do campo experimental de fundações da UnB transportado até a cidade de Bogotá.

5.1.3 Parâmetros a serem avaliados, dimensões dos elementos e fator de escala

O protótipo modelado consiste num caso genérico de inclusões rígidas de acordo com as dimensões e equipamentos comumente utilizados. Foram definidos diâmetros de inclusão de 38.1 cm e 76.2 cm, espessura do radier de 36 cm, separação entre inclusões de entre 2,4 e 4.8 vezes o diâmetro (180 cm), altura da camada de distribuição entre 100 cm e 166 cm e radier de 7.5 m de diâmetro. Na escolha da geometria e o fator de escala (30g, N=30) também foi considerada a logística e disponibilidade de diâmetros e espessuras das peças de alumínio comerciais encontradas no mercado.

As variáveis definidas para serem medidas e analisadas foram:

- 1) **Carga aplicada no radier:** mediante célula de carga foram medidas as cargas e conseqüentemente as pressões aplicadas no radier até levar a camada de distribuição à ruptura.
- 2) **Carga transmitida na cabeça da inclusão:** por meio de célula de carga foram medidas as cargas transmitidas durante o processo de transferência de carga na cabeça da inclusão em todas as etapas do ensaio. Foi possível observar as diferenças para as inclusões centrais e periféricas analisando a distribuição de cargas.

3) **Deslocamentos do radier:** foram medidos os recalques no topo do radier nas diferentes configurações de ensaio.

Baseado em experiências anteriores do laboratório de modelos geotécnicos da *Universidad de los Andes* optou-se pelo uso de inclusões e placas em alumínio. Segundo Taylor (1995) e Madabushi (2014), quando o material utilizado no modelo é diferente do utilizado no protótipo, é necessário que a relação da rigidez à flexão seja respeitada como indica a equação (66)

$$E_m^{mm} I_m^{mm} = \frac{E_m^{mp} I_m^{mp}}{N^3} \quad (66)$$

Onde

I_m = Momento de inercia, b : base do elemento, t : altura do elemento.

$$I = \frac{bt^3}{12} \quad (67)$$

E_m^{mm} = módulo de elasticidade do material no modelo

E_m^{mp} = módulo de elasticidade do material do protótipo

As similitudes entre os módulos permitem escalar as dimensões dos elementos que estejam submetidos a este tipo de solicitação.

Baseado no trabalho de Ovesen (1979), Taylor (1995) e Garnier et al. (2007), os efeitos do tamanho das partículas são desconsiderados quando a relação entre o diâmetro da estaca (a) e o diâmetro médio das partículas (d_{50}) for superior a 30 (eq. 68).

$$\frac{a}{d_{50}} > 30 \quad (68)$$

Nesta pesquisa o menor diâmetro da inclusão no modelo é de 12,7 mm e o d_{50} do solo usado é de 0,001 mm e 0,2 mm quando se analisa a granulometria com e sem o uso do defloculante respectivamente. Desta forma a relação mencionada varia entre 63,5 e 12700 o que indica que as dimensões das partículas não devem ser escaladas.

5.1.4 Montagem e equipamentos instalados

Para a realização dos ensaios foi desenvolvido um equipamento fabricado em alumínio, que permite realizar testes com diferentes configurações geométricas. A Figura 5.3 apresenta um esquema do projeto e o equipamento fabricado para o ensaio.

A Figura 5.4 apresenta os detalhes do modelo físico com os componentes funcionais e os instrumentos instalados.

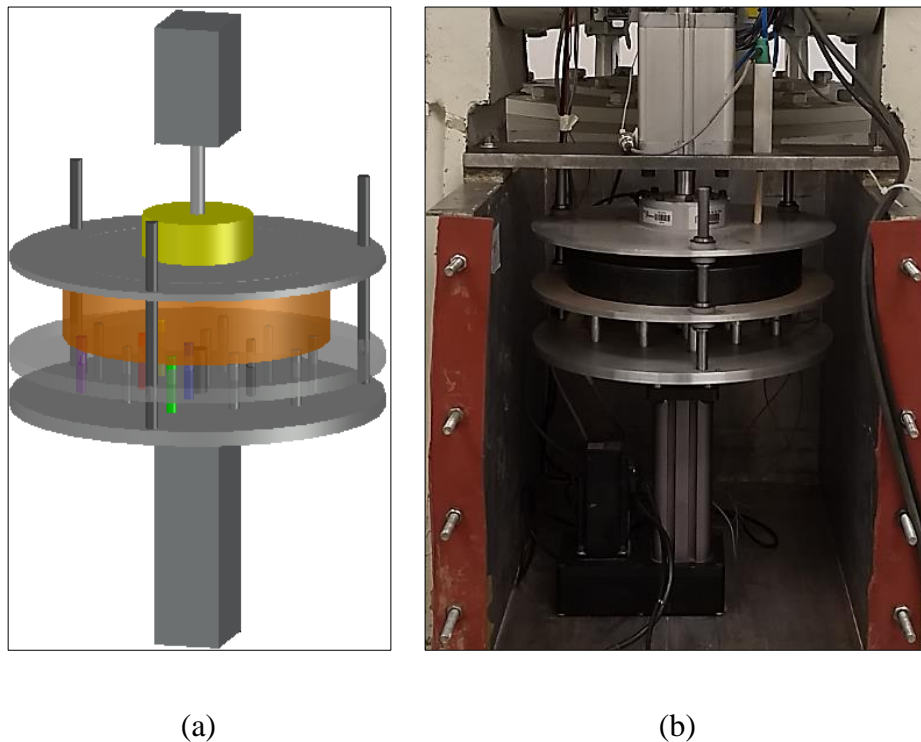


Figura 5.3. Modelo físico em centrífuga geotécnica. (a) Vista esquemática do modelo e (b) equipamento fabricado

O modelo físico correspondente ao protótipo mencionado apresentado na Figura 5.3 e Figura 5.4, foi montado sobre uma placa de alumínio (placa 1), base para ancorar as inclusões e os rolamentos lineares que são guias para evitar inclinação das outras placas durante o ensaio. A placa de alumínio central (placa 2) é móvel, descendente com auxílio de um atuador elétrico e perfurada para permitir que a camada de distribuição se apoie nas inclusões.

A placa superior (placa 3) está unida a um atuador pneumático e permite a aplicação de cargas uniformemente distribuídas sobre a cama de distribuição.

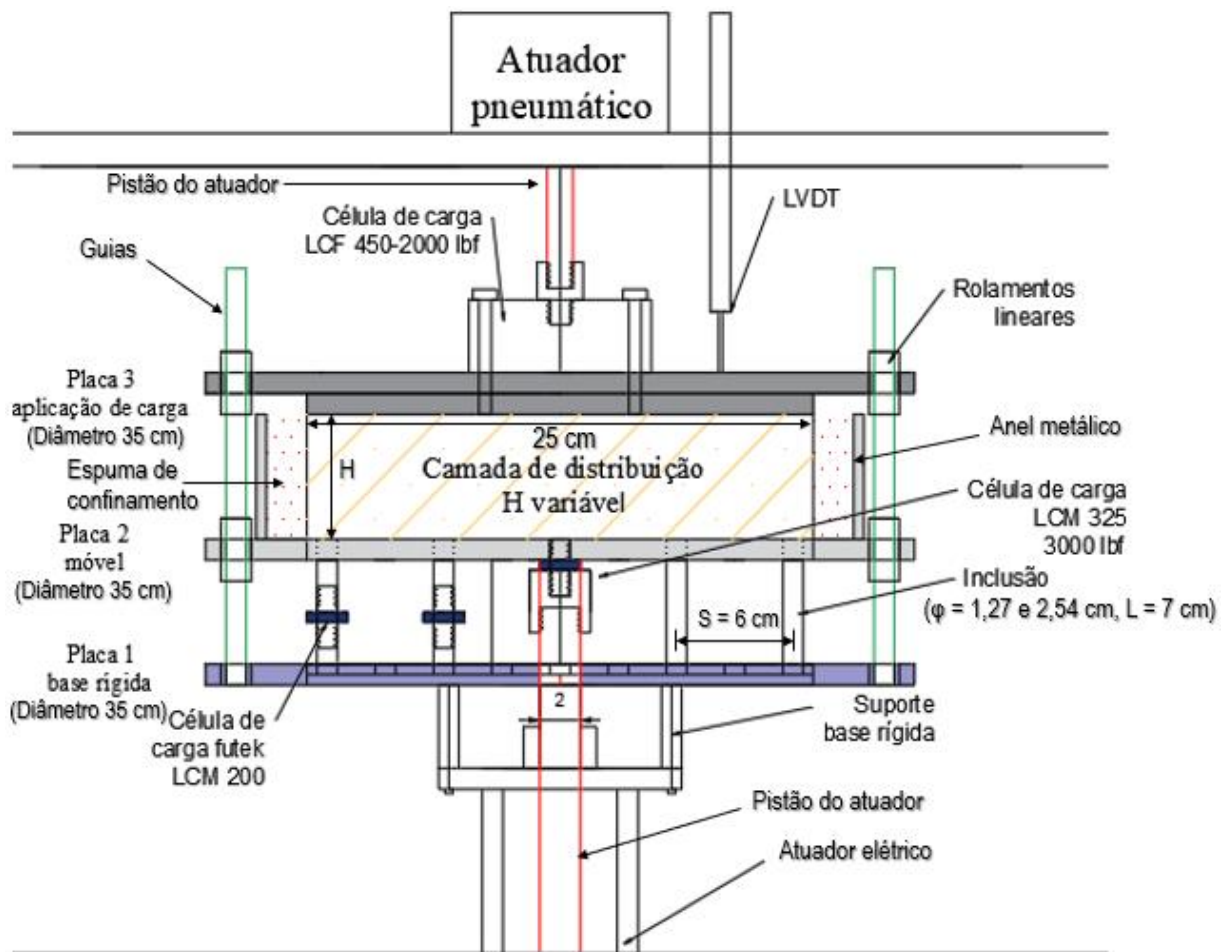


Figura 5.4. Componentes modelo físico em centrífuga geotécnica

O modelo físico tem 14 inclusões das quais 5 são instrumentadas (item 5.1.5.3, Figura 5.11) com células de carga para verificar a carga na cabeça das inclusões centrais e periféricas, o atuador pneumático superior tem célula de carga para verificar a carga aplicada ao modelo. O atuador elétrico e a placa perfurada estão conectadas por meio de uma célula de carga para verificar a pressão aliviada na placa 2 durante o deslocamento da placa móvel.

5.1.4.1 Placa móvel perfurada

A placa metálica de 8 mm de espessura e 35 cm de diâmetro tem 14 perfurações de 12,9 mm para permitir a passagem das inclusões representando o deslocamento vertical ($\Delta\rho$) como se observa na Figura 5.5, onde a posição 1 representa a posição inicial do ensaio e posição 2 a posição final depois de ter acontecido o deslocamento de 1cm no modelo que representa um valor de 30 cm no protótipo.

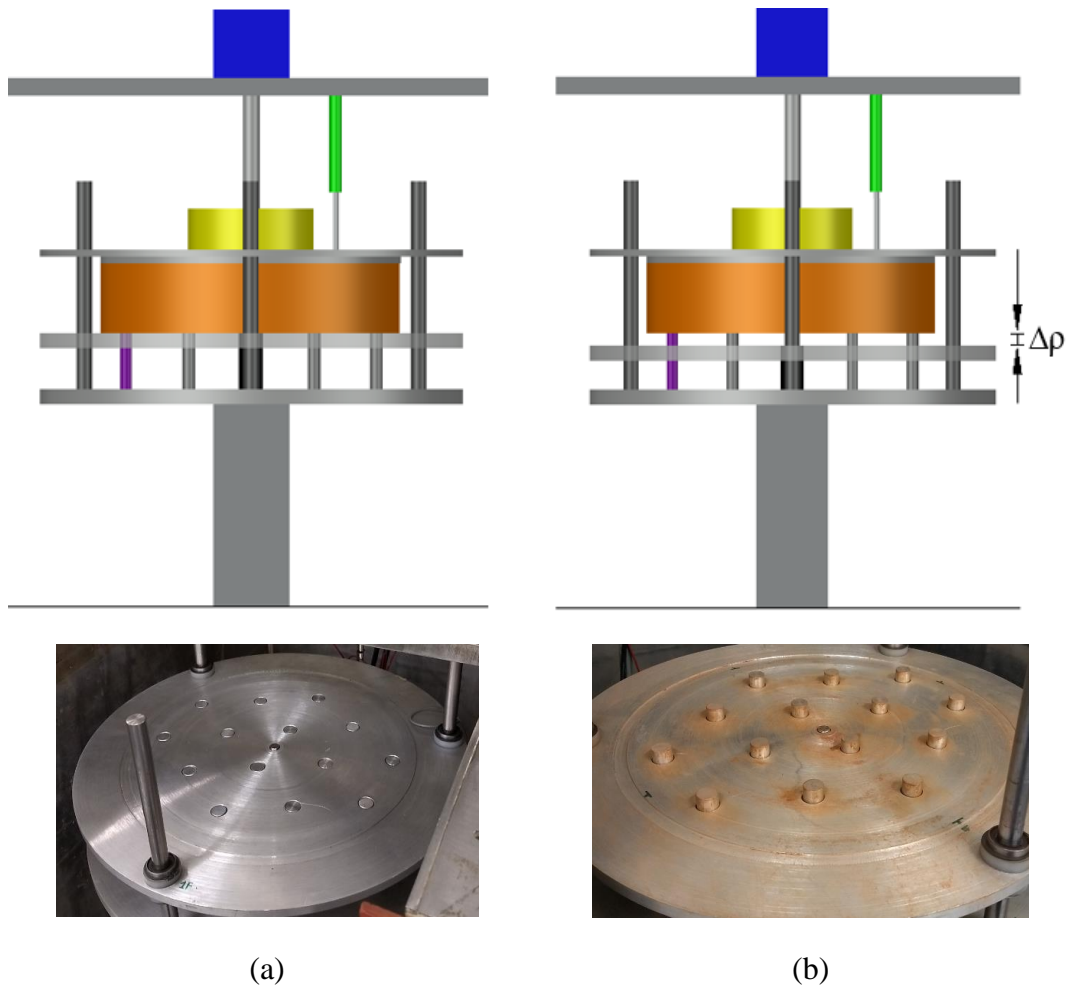


Figura 5.5. Placa móvel perfurada: (a) posição 1-inicial e (b) posição 2-final

Neste ensaio os deslocamentos da placa móvel foram controlados, a placa foi retirada a uma velocidade constante para simular a situação mais crítica onde a camada de distribuição deve apoiar-se totalmente no grupo de 14 inclusões.

5.1.4.2 Inclusões rígidas

As inclusões rígidas são elementos cilíndricos confeccionadas em alumínio maciço (Figura 5.6) com 12,7 mm de diâmetro e 70 mm de comprimento, foram utilizadas 14 inclusões das quais 5 foram instrumentadas com célula de carga miniatura no centro da inclusão por meio de corte e execução de um orifício com rosca.

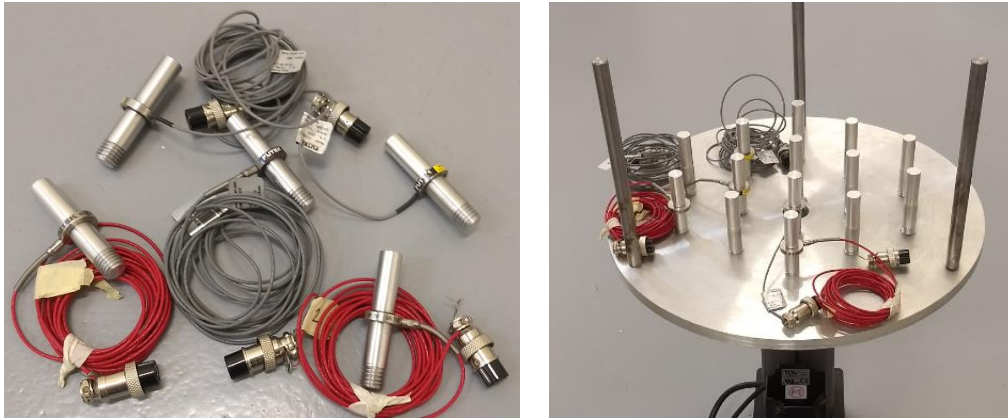


Figura 5.6. Inclusões rígidas

As inclusões rígidas são posicionadas no mesmo nível da placa móvel, quando a placa se desloca para baixo as inclusões passam a receber o peso da camada de distribuição e a carga uniformemente distribuída aplicada, as inclusões penetram no material compactado, essa interação aciona o mecanismo de transferência de carga.

Para testar taxas de cobertura diferentes, foram construídos capiteis na cabeça das inclusões, nesse caso foram fabricados capiteis e uma placa de acrílico para ajustar o equipamento ao novo diâmetro (Figura 5.7).

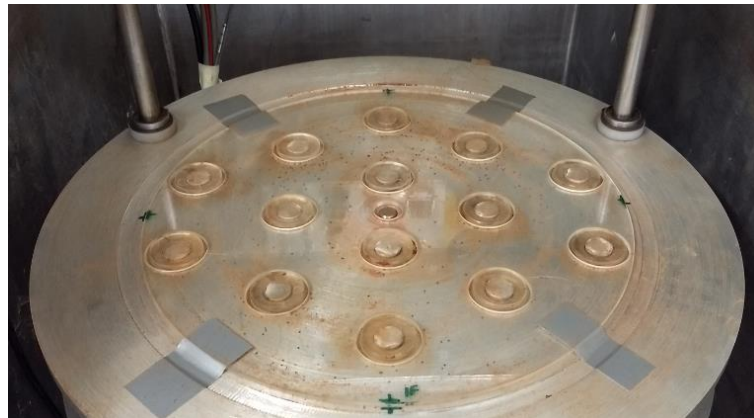


Figura 5.7. Capiteis e placa de acrílico

5.1.4.3 Atuadores auxiliares de ensaio

Para garantir o deslocamento da placa móvel com uma magnitude e velocidade controlada foi usado um atuador elétrico linear EXLAR série FT (Figura 5.8a e b). A uniformidade na descida e horizontalidade da placa é garantida por meio de três rolamentos lineares. Para auxiliar o processo de aplicação de carregamento foi usado um atuador pneumático CP10 fabricado pela empresa MICRO (Figura 5.8c).

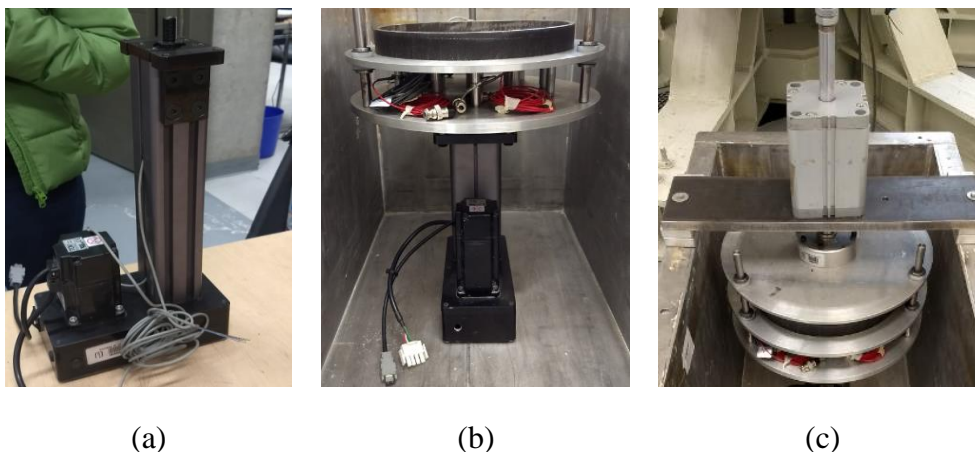


Figura 5.8. Dispositivos auxiliares: (a) e (b) atuador elétrico EXLAR e (c) atuador pneumático CP10

5.1.5 Instrumentação do modelo físico e calibração

A instrumentação do ensaio consiste num grupo de células de carga para avaliar a eficiência na transferência e a porcentagem de carga que é direcionada às inclusões centrais e de borda, além da carga transferida à placa. Também foram monitorados os recalques do topo da placa rígida de aplicação de carga. No ensaio foram usadas 7 células de carga e um transdutor de deslocamento linear LVDT.

5.1.5.1 Célula de carga Futek LCF 450 (F_1)

Foi utilizada uma célula de carga Futek LCF 450 de 2000 lbf (8,9 kN) de capacidade (Figura 5.9), acoplada à placa superior para medir as cargas estáticas aplicadas por meio do atuador pneumático CP-10. Durante os ensaios foram aplicadas cargas de até 1,77 kN no modelo que representam cargas de 1588 kN e pressões de 36 kPa. As cargas máximas foram limitadas pela máxima carga possível de controle do atuador pneumático.

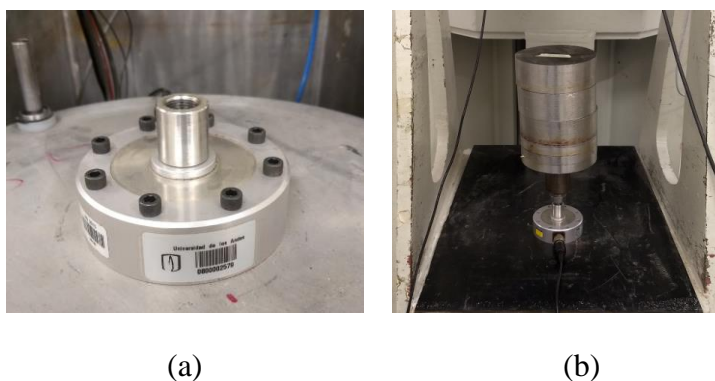


Figura 5.9. Célula de carga Futek LCF 450: (a) célula de carga acoplada na placa superior e (b) processo de calibração

O processo de calibração foi realizado com massas conhecidas no próprio cesto da centrífuga, as curvas de calibração dos instrumentos geotécnicos da pesquisa são apresentadas no Apêndice B.

5.1.5.2 Célula de carga Futek LCM 325

Foi utilizada uma célula de carga miniatura Futek LM 325 com capacidade de 3000 lbf, (13,3 kN) diâmetro externo de 24,4 mm (Figura 5.10), instalada na placa móvel perfurada para medir a carga transferida à placa durante o processo de descida. O processo de calibração foi realizado no próprio cesto da centrífuga usando o sistema de aquisição de dados do equipamento, as curvas de calibração são apresentadas no Apêndice B.



Figura 5.10. Célula de carga Futek LCM 325 instalada na placa móvel

5.1.5.3 Célula de carga Futek LCM 200

Cinco células de carga Futek LCM 200 (Figura 5.11 a) com capacidade de 250 lbf (1,1 kN) foram instaladas em 5 das 14 inclusões do modelo, e assim poder avaliar a distribuição da carga no grupo. A distribuição das células de carga foi realizada com o fim de instrumentar totalmente a quarta parte do modelo e assim a partir da hipótese de simetria calcular a carga total transferida às inclusões (eq 69) e verificar as diferenças entre inclusões centrais e periféricas. A distribuição pode ser observada nas Figura 5.11c e 3.31d.

$$F_i = 4 \left(F_4 + F_2 + \frac{F_3}{2} + \frac{F_5}{2} + \frac{F_6}{2} \right) \quad (69)$$

O processo de calibração foi realizado no próprio cesto da centrífuga usando elementos de massas conhecidas (Figura 5.11b). As curvas de calibração são apresentadas no Apêndice B.

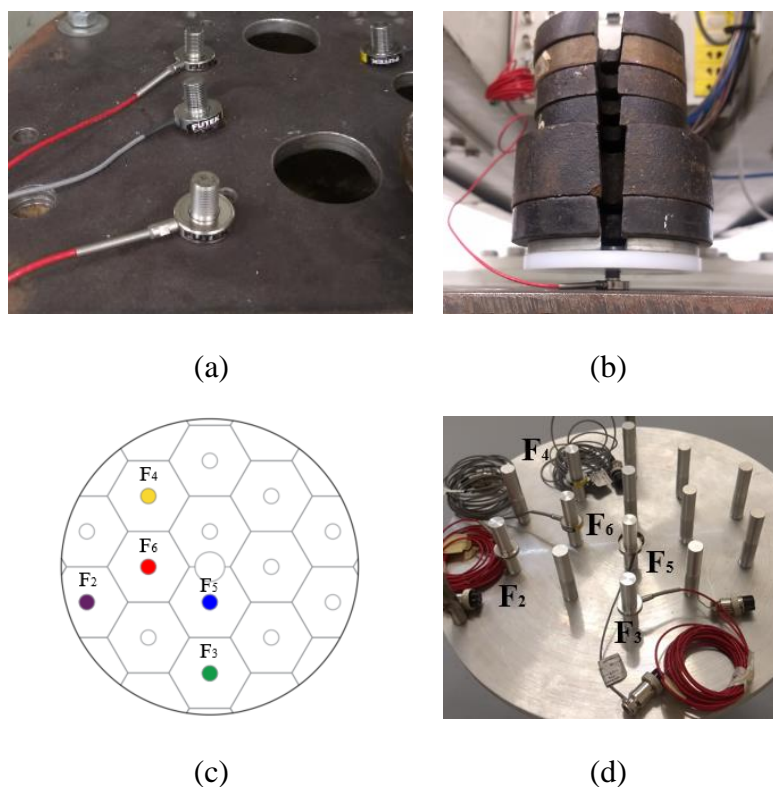


Figura 5.11. Célula de carga Futek LCM 200 nas inclusões: (a) células de carga utilizadas, (b) processo de calibração, (c) Esquema de distribuição das inclusões instrumentadas e (d) Inclusões engastadas na base rígida

5.1.5.4 Transdutor de deslocamento vertical LVDT

Com o objetivo de medir os recalques foi instalado um transdutor de deslocamento LVDT (*Linear Variable Differential Transformer*) no topo da placa rígida de aplicação de carga. O LVDT foi instalado numa viga metálica superior (Figura 5.12a) fixada à caixa de modelagem e externa ao modelo. O processo de calibração foi realizado no próprio cesto da centrífuga, as curvas de calibração são apresentadas no Apêndice B (Figura 5.12).

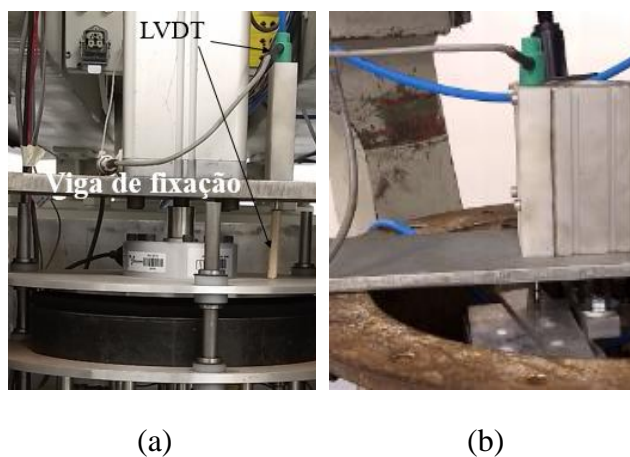


Figura 5.12. Transdutor de deslocamento linear LVDT: (a) LVDT instalado no topo da placa de aplicação de carga e (b) processo de calibração

5.1.6 Campanha experimental e programa de ensaios

Os ensaios centrífugos foram realizados com aceleração da gravidade de 30 g cobrindo uma ampla faixa de variáveis geométricas que podem influenciar no mecanismo de transferência de carga. O diâmetro das inclusões, a taxa de cobertura e a altura da camada de distribuição foram as variáveis dos modelos.

As taxas de cobertura (α) escolhidas são duas (Figura 5.13), a primeira de 4,48% muito comum na França segundo Irex (2012), mas considerada pequena por Han & Gabr (2002) que recomendam α entre 10 e 20%, a segunda α de 17,92% está dentro dos valores recomendados na literatura técnica internacional e na prática das obras rodoviárias no Brasil. Com respeito à altura da camada de distribuição British Standard BS 8006 (1995) e Hewlett & Randolph (1988) recomendam valores entre 0,7 e 1,4 vezes o espaçamento das estacas, nesta pesquisa foram utilizadas relações de 0.56 até 0.92 vezes o espaçamento.

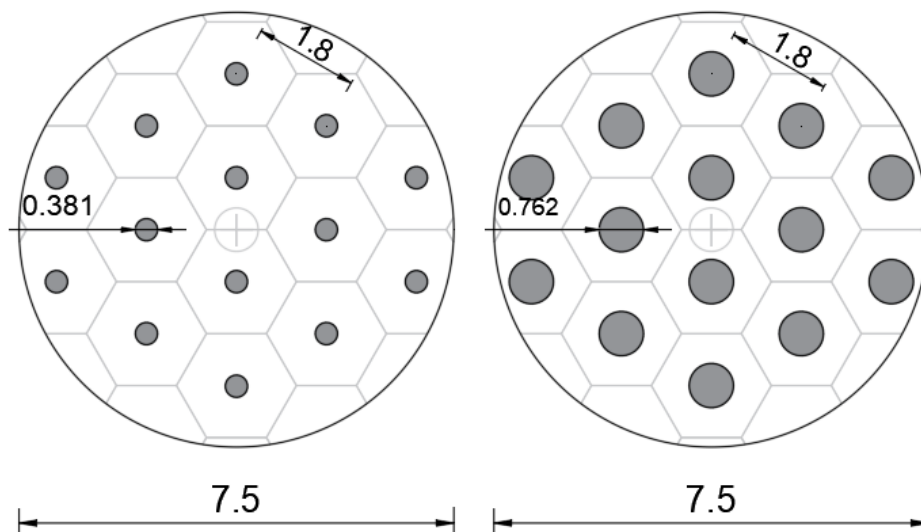


Figura 5.13. Distribuição de inclusões (dimensões em m): (a) $\alpha = 4.5\%$ (b) $\alpha = 17.9\%$

A Tabela 19 mostra as características, medidas e propriedades dos elementos do protótipo comparados com as propriedades dos materiais utilizados no modelo físico em centrífuga geotécnica.

Tabela 19. Características e propriedades dos elementos (fator de escala 30g)

			Modelo	Protótipo
Camada de Radier	Radier circular	Material	Alumínio	Concreto Armado
		Diâmetro	D (cm)	25
	distribuição	Material	SN	SN
Inclusões		Material	SC	SC
		Material	Alumínio	Concreto Simples
	Separação	s (cm)	6,0	180
	Diâmetro 1	a (cm)	1,27	38,1
	Diâmetro 2	a (cm)	2,54	76,2

O programa experimental consistiu na realização de 11 ensaios centrífugos, mantendo constante a separação entre inclusões, com dois tipos de camada de distribuição (SN e SC compactado), dois diâmetros de inclusão e várias alturas de camada de distribuição, em todos os casos o diâmetro da placa de aplicação de cargas no modelo foi de 25 cm que representam um radier de 7,5 m de diâmetro. A Tabela 20 mostra as características do modelo de cada um dos 11 ensaios realizados junto com a equivalência dessas características no protótipo representado.

Tabela 20. Campanha experimental modelo físico em centrífuga geotécnica

Ensaio	ID	Modelo			Protótipo			H/s (%)	H/(s-a)	α (%)
		a (cm)	s (cm)	H (cm)	a (cm)	s (cm)	H (cm)			
1	D1H1SN	1,27	6	4,00	38,1	180	120,0	66,7	0,85	4,5
2	D1H2SN	1,27	6	4,56	38,1	180	136,8	76,0	0,96	4,5
3	D1H3SN	1,27	6	5,37	38,1	180	161,1	89,5	1,14	4,5
4	D2H1SN	2,54	6	4,00	76,2	180	120,0	66,7	1,16	17,9
5	D2H2SN	2,54	6	4,68	76,2	180	140,4	78,0	1,35	17,9
6	D2H3SN	2,54	6	5,54	76,2	180	166,2	92,3	1,60	17,9
7	D1H1SC	1,27	6	3,36	38,1	180	100,8	56,0	0,71	4,5
8	D1H2SC	1,27	6	4,44	38,1	180	133,2	74,0	0,94	4,5
9	D2H1SC	2,54	6	3,50	76,2	180	105,0	58,3	1,01	17,9
10	D2H2SC	2,54	6	4,60	76,2	180	138,0	76,7	1,33	17,9
11	B-D2H1SN	2,54	6	3,40	76,2	180	102,0	56,7	0,98	17,9

5.1.7 Procedimento metodológico do ensaio e etapas de voo

Antes da execução dos ensaios, foram realizados testes em amostras de poliestireno expandido EPS para ajustar a programação das etapas do atuador elétrico e atuador pneumático, verificação do controle dos estágios de carregamento e funcionamento da instrumentação. A Figura 5.14 apresenta a fase inicial de testes.

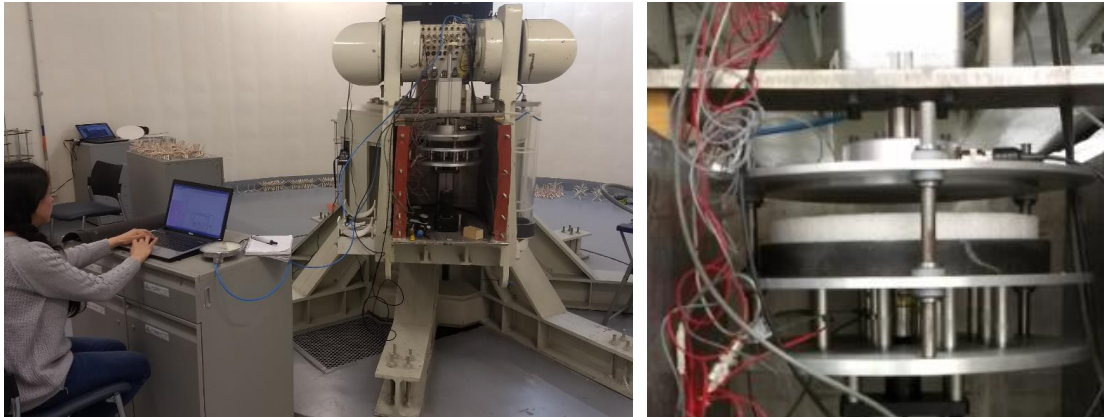


Figura 5.14. Programação do ensaio e testes em EPS

Da mesma forma que no modelo físico 1g foi escolhida a compactação estática, no final da compactação de cada camada, a superfície foi escarificada para melhorar a aderência com a camada subsequente. O molde de compactação bipartido foi fabricado para o desenvolvimento da pesquisa e para facilitar a retirada da amostra e o transporte até o cesto da centrífuga. O controle do processo de compactação foi realizado por meio do controle da carga aplicada e verificação de massa e volume no final da preparação do corpo de prova. É importante destacar que a compactação foi realizada fora da centrífuga geotécnica (1g) com uma tensão de pré-adensamento de 120 kPa e não foi realizado adensamento do material durante o voo.



(a)

(b)

Figura 5.15. Molde de compactação: (a) molde bipartido, e (b) processo de escarificação

Foram definidos dois procedimentos de ensaio, os primeiros 10 ensaios foram realizados seguindo o procedimento A e o último ensaio (B-D2H1SN) conforme as instruções do procedimento B. O procedimento de execução de ensaio (Figura 3.21) consistiu nas seguintes etapas:

a) Preparação do ensaio

A preparação do ensaio consistiu em:

- 1) montagem do equipamento com o diâmetro escolhido (inclusão com ou sem capitel);
- 2) preparação e homogeneização do SN e SC para a camada de distribuição de carga (Figura 5.16a e b);
- 3) compactação da camada de distribuição em prensa estática externa (1g) com duas camadas de igual espessura e uma tensão de pré-adensamento de 120 kPa (Figura 5.16c);
- 4) pesagem do modelo completo e colocação do contrapeso (Figura 5.16d);
- 5) colocação da camada de distribuição no equipamento (Figura 5.16e);
- 6) colocação do anel metálico e espuma de proteção contra a ruptura horizontal e perda de umidade da camada de distribuição (Figura 5.16f);
- 7) montagem final e conexão dos instrumentos ao painel (Figura 5.16g)

b) Execução do ensaio - Procedimento A

O procedimento A trata da simulação de uma situação crítica onde a placa inferior é removida rapidamente, com o intuito de desencadear os mecanismos de transferência de carga e ruptura sem considerar a contribuição do solo reforçado. Posteriormente, quando existe total separação entre a camada de distribuição e o solo reforçado se realiza o carregamento em etapas, consistente em:

- 1) retirada de equipamentos auxiliares da sala da centrífuga, a porta é travada por segurança;
- 2) rotação do cesto da centrífuga, voo a 5g para verificação de conexões e equipamentos instalados;
- 3) rotação do cesto da centrífuga até atingir 30 g. A aceleração é mantida constante em 30 g por 3 minutos para estabilizar os equipamentos, as amostras e os instrumentos de medição. Se tudo está estabilizado, o voo é mantido em 30g até o final do ensaio (Figura 5.16h);

- 4) instrumentos zerados e o deslocamento vertical da placa móvel (placa 2) é ativado a uma velocidade de 0,016 mm/s até atingir 10 mm de deslocamento total;
- 5) aplicação de cargas em escalones de carga de 18 kgf (176,5 N) no modelo (158,9 kN no protótipo). O processo de aplicação de carga foi controlado por meio do atuador pneumático. Cada etapa de carga foi mantida por 3 minutos no modelo que representa 48 horas no protótipo;
- 6) verificação de todos os instrumentos instalados na sala de controle da centrífuga (Figura 5.16h);
- 7) fim do ensaio, se desacelera a centrífuga e se verifica a geometria da ruptura (Figura 5.16i)

c) Execução do ensaio - Procedimento B

O objetivo do Procedimento B é estudar a contribuição do solo reforçado no mecanismo de transferência de carga quando aumenta a sua deformação. Inicialmente a carga distribuída acima da camada de distribuição é aplicada através da placa superior e posteriormente a placa inferior é removida lentamente, como descrito a seguir:

- 1) retirada de equipamentos auxiliares da sala da centrífuga, a porta é travada por segurança;
- 2) rotação do cesto da centrífuga, voo a 5g para verificação de conexões e equipamentos instalados;
- 3) rotação do cesto da centrífuga até atingir 30 g, a aceleração é mantida constante em 30 g por 3 minutos para estabilizar equipamentos, amostras e instrumentos de medição. Se tudo está estabilizado, o voo é mantido em 30g até o final do ensaio (Figura 5.16h);
- 4) aplicação de carga na placa superior de 172 kgf (1,7 kN) no modelo (1518 kN no protótipo, pressão de 34,4 kPa);
- 5) deslocamento vertical da placa móvel (placa 2) a uma velocidade de 0.016 mm/s até atingir 10 mm de deslocamento;
- 6) verificação de todos os instrumentos instalados na sala de controle da centrífuga (Figura 5.16h);
- 7) fim do ensaio, se desacelera a centrífuga e se verifica a geometria da ruptura (Figura 5.16i).

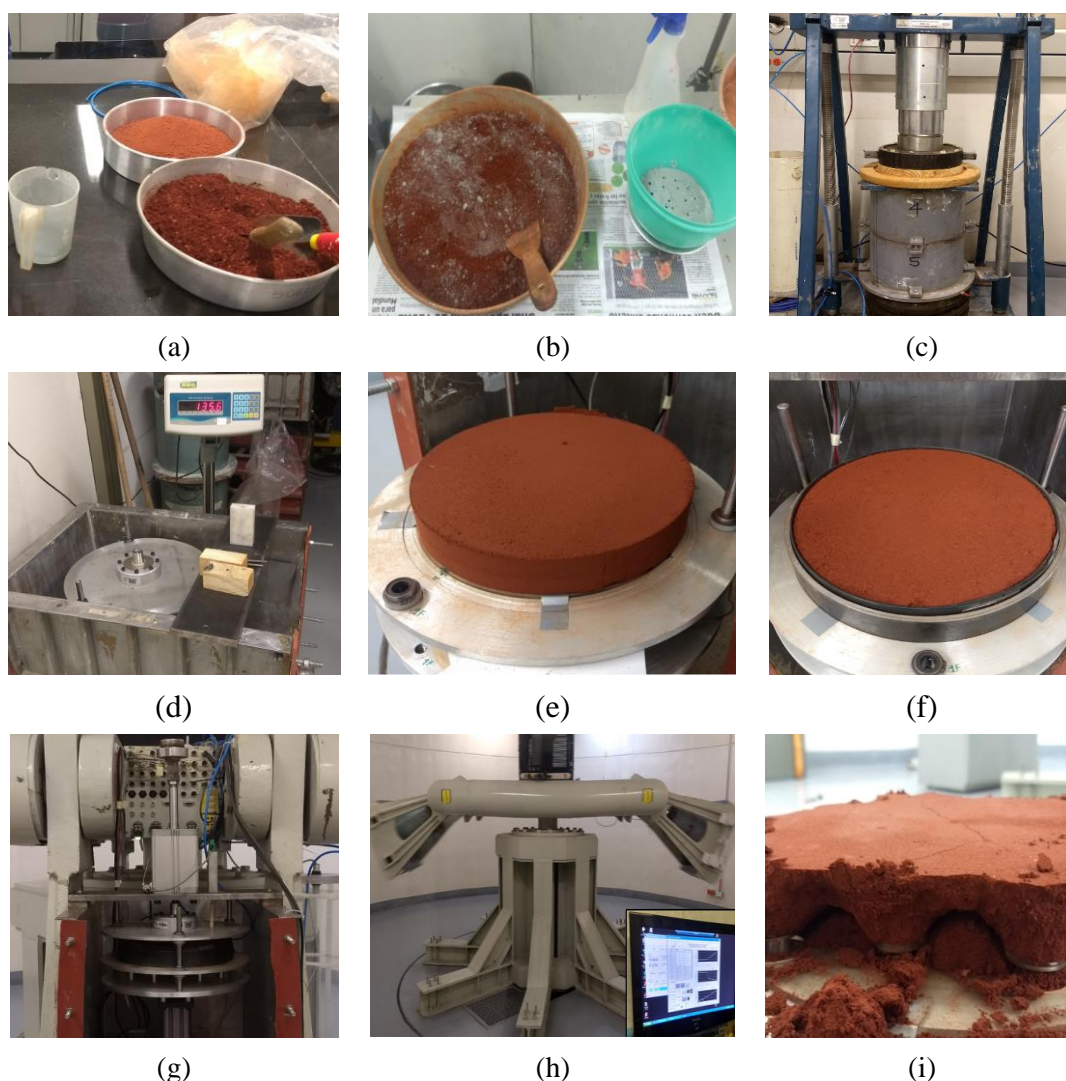


Figura 5.16. Procedimento de ensaio: a) adição do teor ótimo de água para compactação do SN; b) adição do teor ótimo de água para compactação do SC; c) compactação da camada de distribuição d) pesagem e colocação contrapeso e) Colocação amostra, f) colocação anel e espuma, (g) conexão instrumentos, (h) voo centrífugo, (i) identificação geometria da ruptura.

5.2 Resultados experimentais

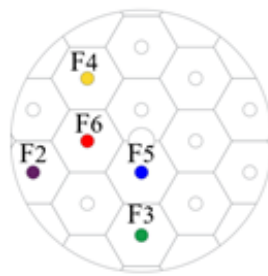
Para facilitar o entendimento dos resultados, os modelos físicos podem ser classificados em cinco grupos (Tabela 21): o grupo A é conformado pelos ensaios realizados com as inclusões de 38.1 cm de diâmetro (D1), para três alturas diferentes (H1, H2 e H3), e considerando SN; o grupo B é conformado pelos ensaios realizados com o diâmetro de 76.2 cm (D2), com H1, H2 e H3 e considerando SN; o grupo C é conformado pelos ensaios realizados com inclusões D1, com H1 e H2 e considerando SC; o grupo D são os ensaios realizados com inclusões D2, com H1 e H2, e considerando SC; o grupo E foi realizado com D2, considerando SN e foi executado com o procedimento B (página 131) onde a carga máxima é mantida durante todo o ensaio e o deslocamento da placa acontece posteriormente.

Tabela 21. Campanha experimental modelo

Grupo	Ensaio	ID	Modelo			Protótipo			H/s(%)	H/(s-a)	α(%)
			a(cm)	s(cm)	H(cm)	a(cm)	s(cm)	H(cm)			
A	1	D1H1SN	1,27	6	4,00	38,1	180	120,0	66,7	0,85	4,5
	2	D1H2SN	1,27	6	4,56	38,1	180	136,8	76,0	0,96	4,5
	3	D1H3SN	1,27	6	5,37	38,1	180	161,1	89,5	1,14	4,5
B	4	D2H1SN	2,54	6	4,00	76,2	180	120,0	66,7	1,16	17,9
	5	D2H2SN	2,54	6	4,68	76,2	180	140,4	78,0	1,35	17,9
	6	D2H3SN	2,54	6	5,54	76,2	180	166,2	92,3	1,60	17,9
C	7	D1H1SC	1,27	6	3,36	38,1	180	100,8	56,0	0,71	4,5
	8	D1H2SC	1,27	6	4,44	38,1	180	133,2	74,0	0,94	4,5
D	9	D2H1SC	2,54	6	3,50	76,2	180	105,0	58,3	1,01	17,9
	10	D2H2SC	2,54	6	4,60	76,2	180	138,0	76,7	1,33	17,9
E	11	B-D2H1SN	2,54	6	3,40	76,2	180	102,0	56,7	0,98	17,9

Nos ensaios realizados foram medidas as cargas em cada uma das inclusões instrumentadas (F_i), as cargas na placa móvel perfurada (F_p) e as cargas aplicadas por meio de atuador pneumático (F_1).

A partir das leituras das cinco células de carga instrumentadas, foi obtida a carga total aproximada do grupo de inclusões (F_i). A distribuição das células de carga foi realizada com o fim de instrumentar totalmente a quarta parte do modelo e assim a partir da hipótese de simetria calcular a carga total transferida às inclusões, Figura 5.17.



$$F_i = 4 \left(F_4 + F_2 + \frac{F_3}{2} + \frac{F_5}{2} + \frac{F_6}{2} \right)$$

Figura 5.17. Determinação carga total no grupo de inclusões F_i

Em alguns casos, podem existir diferenças entre a carga aplicada (F_1) e a carga total medida ($F_i + F_p$) que pode ser devido a alguma inclinação do pistão e/ou placa de aplicação de cargas durante a execução do ensaio, o que pôde gerar cargas assimétricas no sistema.

5.2.1 Grupo A (D1H1SN, D1H2SN, D1H3SN)

As seguintes figuras apresentam exemplos dos resultados típicos obtidos para os ensaios do grupo. Na Figura 5.18 é possível identificar as duas etapas principais do ensaio que consistem na retirada da placa móvel (fase 1) e o processo de aplicação da carga (fase 2).

Na primeira etapa do ensaio, onde o deslocamento da placa móvel (Δu) de 300 mm acontece, é possível observar que o peso da camada de distribuição ($W=803,2$ kN) passa a ser transferida parcialmente ao grupo de inclusões (F_i) enquanto alivia parcialmente a carga inicial da placa móvel (F_p). Durante a descida da placa uma parte da camada de distribuição de carga se apoia na cabeças das inclusões e o restante rompe parcialmente nas laterais, por esse motivo a carga na placa F_p é diferente de zero no final da fase 1.

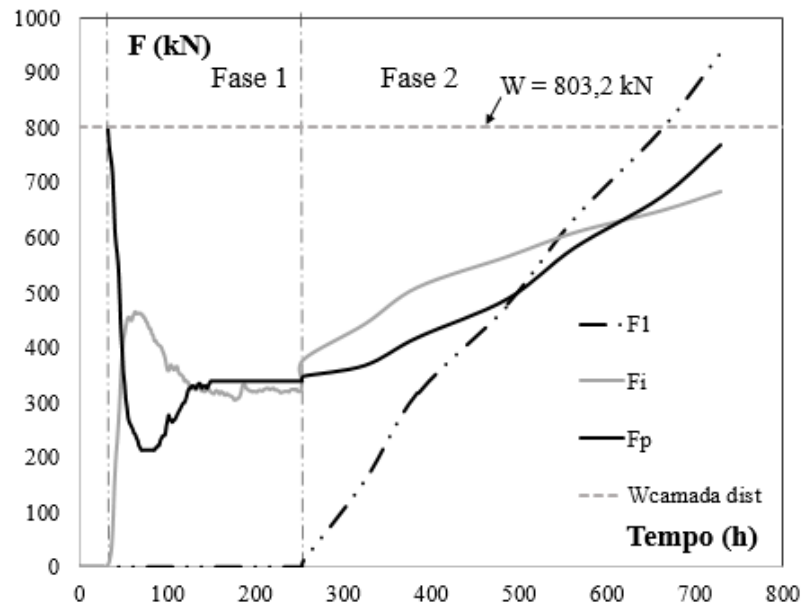


Figura 5.18. F_1 , F_i e F_p versus tempo durante o ensaio D1H1SN

Observa-se que à medida que aumenta a carga aplicada (F_1), a carga na placa (F_p) também aumenta, o que mostra a ruptura do sistema por puncionamento, a camada de distribuição de carga se apoia na placa móvel.

Foi observado nos três ensaios a ruptura por puncionamento (Figura 5.19). É evidente a penetração da inclusão na camada de distribuição até o valor máximo possível limitado pela placa móvel perfurada. A camada de distribuição de carga gerou pressões consideráveis na placa: 17,8 kPa; 33,4 kPa e 38,0 kPa para o ensaio D1H1SN, D1H2SN e D1H3SN respectivamente.

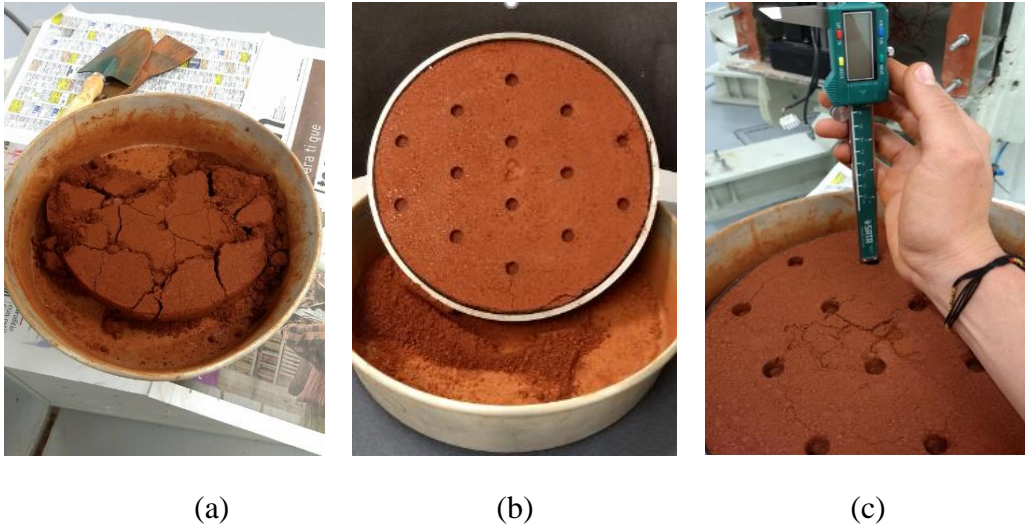


Figura 5.19. Ruptura por puncionamento nos ensaios do grupo A: a) D1H1SN, b) D1H2SN, e c) D1H3SN

Devido à ruptura prematura da camada de distribuição, as análises comparativas de distribuição de carga entre inclusões centrais e periféricas não são realísticas.

Para que não aconteçam rupturas por puncionamento para as condições do ensaio com o diâmetro D1, devem ser alteradas as propriedades do material da camada de distribuição ou deve ser aumentado o confinamento, por exemplo, considerando a contribuição do solo reforçado.

No caso hipotético de que o grupo A não rompa durante a fase 1, cada inclusão receberia as pressões na cabeça mostradas na Figura 5.20, considerando a distribuição de cargas observadas no início da fase 1.

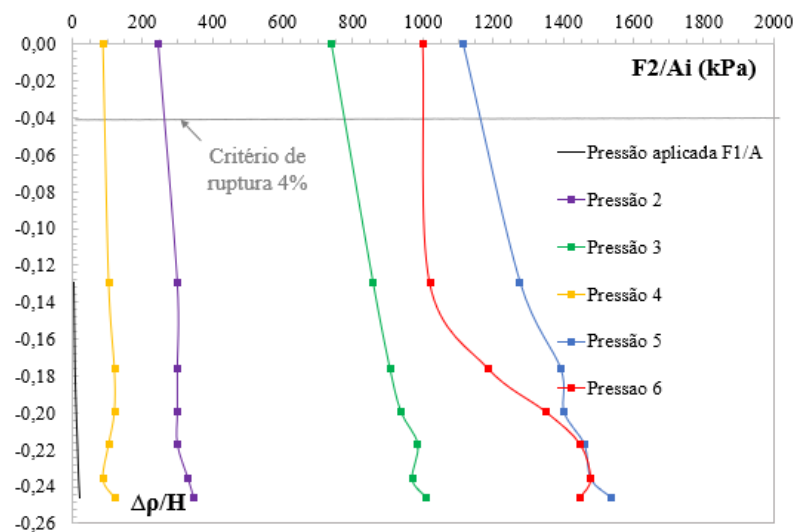


Figura 5.20. Pressões máximas no ensaio D1H1SN

A partir da Figura 5.20, foram determinadas as pressões na cabeça das inclusões para a deformação de ruptura considerada de 4% para o SN. A Tabela 22 apresenta as pressões para cada uma das inclusões dos três ensaios do grupo A.

Tabela 22. Pressões na cabeça das inclusões do grupo A na ruptura (kPa)

Grupo	Ensaio	ID	F ₂ /A _i						Média	Max
			i2	i3	i4	i5	i6			
A	1	D1H1SN	253	728	83	1153	1070	657	1153	
	2	D1H2SN	466	205	1168	646	745	646	1168	
	3	D1H3SN	347	481	724	737	1909	840	1909	

Ao considerar as pressões máximas na cabeça da inclusão para os três ensaios, é possível analisar as tensões no ensaio a partir dos círculos de Mohr. Assumindo que a tensão principal σ_1 atuante no CTC para cada ensaio é a pressão máxima registrada na cabeça das inclusões e usando os parâmetros de resistência ao cisalhamento para o material é possível calcular o valor da tensão confinante (σ_3) ao redor do CTC que é o valor mais baixo possível devido à retirada total da placa de apoio. Essa condição pode ser considerada extrema.

A Figura 5.21 apresenta os círculos de Mohr para os três ensaios durante a fase 1 para o SN.

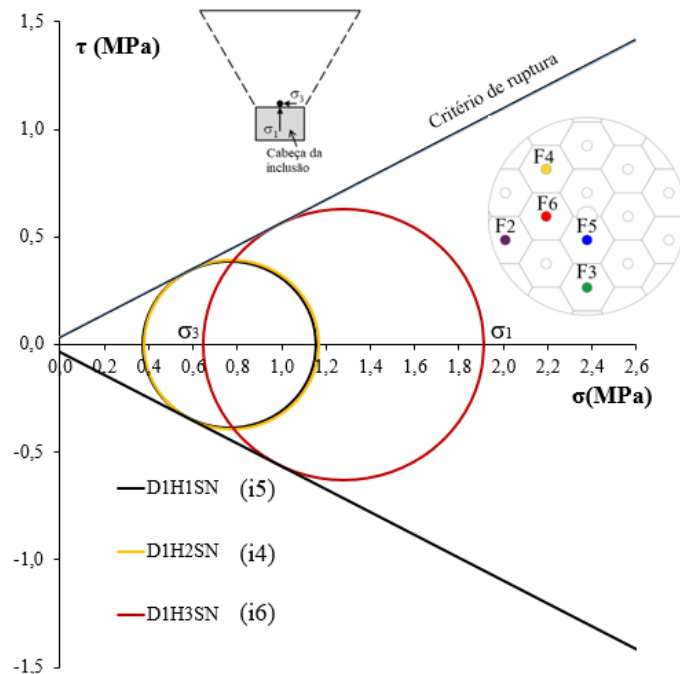


Figura 5.21. Representação do estado de tensões no CTC para o grupo A

Para os ensaios realizados com SN e considerando D1, o valor de σ_1 é muito elevado devido à área reduzida da inclusão, a tensão confinante (σ_3) requerida para o sistema atingir a estabilidade varia entre 375 e 648 kPa, valores que são muito elevados para as propriedades do

SN e para a geometria do problema, por este motivo se apresentou a ruptura por punção no início do ensaio.

A condição de estabilidade provavelmente poderia ser alcançada se a contribuição do solo reforçado fosse considerada.

A partir da suposição da formação de cones de transferência de carga conforme evidenciado nos modelos físicos 1g, foram desenhados os cones conforme Figura 5.22, para o primeiro ensaio do grupo A.

Observa-se que a altura da camada de distribuição é menor que a mínima requerida para formar o efeito de arqueamento do solo. No segundo e terceiro ensaio, a altura de camada de distribuição foi muito próxima da altura necessária para que os volumes das colunas de transferência apresentem superposição de efeitos, mesmo assim os resultados mostraram que os três ensaios romperam por punção, devido às elevadas pressões desenvolvidas na cabeça das inclusões.

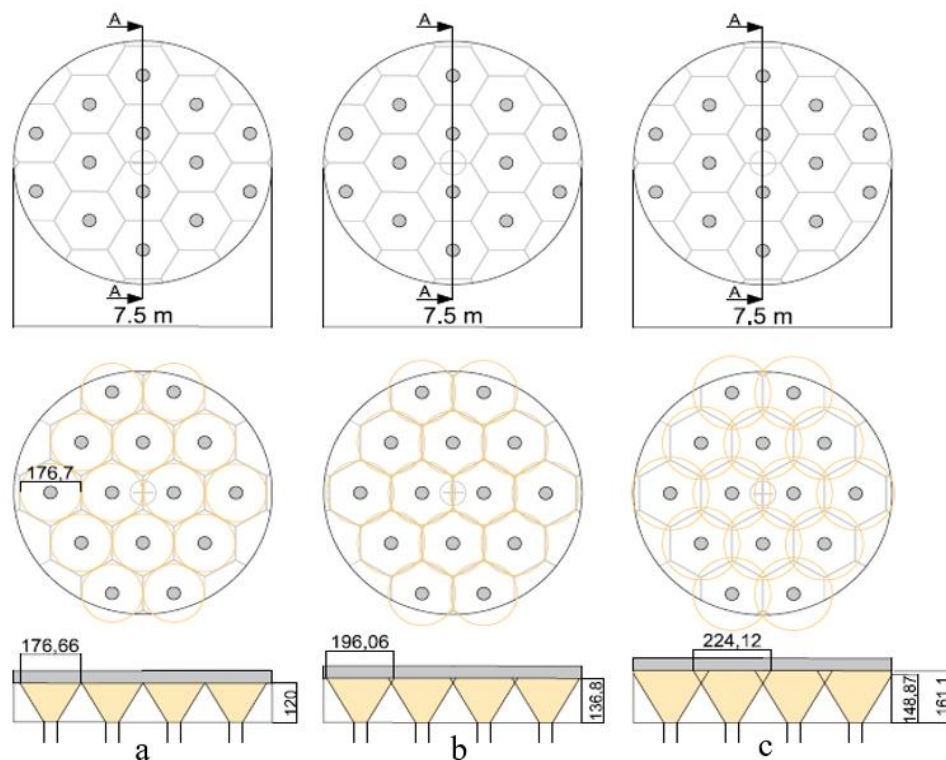


Figura 5.22. Forma hipotética das colunas de transferência de carga dos ensaios do grupo A: a) D1H1SN, b) D1H2SN, e c) D1H3SN

Na vista em planta podem ser observadas as figuras hexagonais que representam a área de influência de cada inclusão definida a partir da configuração geométrica de malha hexagonal (diâmetro do círculo equivalente= s), os círculos representam a área superior do cone de

concentração de tensões assumido. Em alguns casos é possível observar a superposição de efeitos do cone, o que gera o desenvolvimento de arqueamento do solo, aumenta a carga direcionada às inclusões e diminui as cargas aplicadas na placa.

5.2.2 Grupo B (D2H1SN, D2H2SN, D2H3SN)

Os ensaios do grupo B também foram realizados considerando camada de distribuição de carga conformada por SN, mas o diâmetro das inclusões foi de 76.2 cm, o dobro do grupo A.

A Figura 5.23 mostra a variação nas forças F_1 , F_p , F_i durante as duas fases do ensaio D2H1SN. No início da fase 1, a placa e as inclusões estavam no mesmo nível (posição 1) o peso próprio da camada de distribuição ($W=882,7$ kN) se apoiou parcialmente na placa e parcialmente no grupo de inclusões. Durante o deslocamento da placa móvel, num primeiro momento, o peso da camada de distribuição passa a ser transferida ao grupo de inclusões (F_i) enquanto alivia carga da placa móvel (F_p). A placa móvel não descarrega totalmente durante a fase 1, devido a rupturas parciais da camada de distribuição nas bordas do modelo.

É possível observar que durante a fase de carregamento (fase 2) a força na placa F_p permanece quase constante, enquanto a carga nas inclusões aumenta, indicando que a carga aplicada está sendo distribuída ao grupo de inclusões.

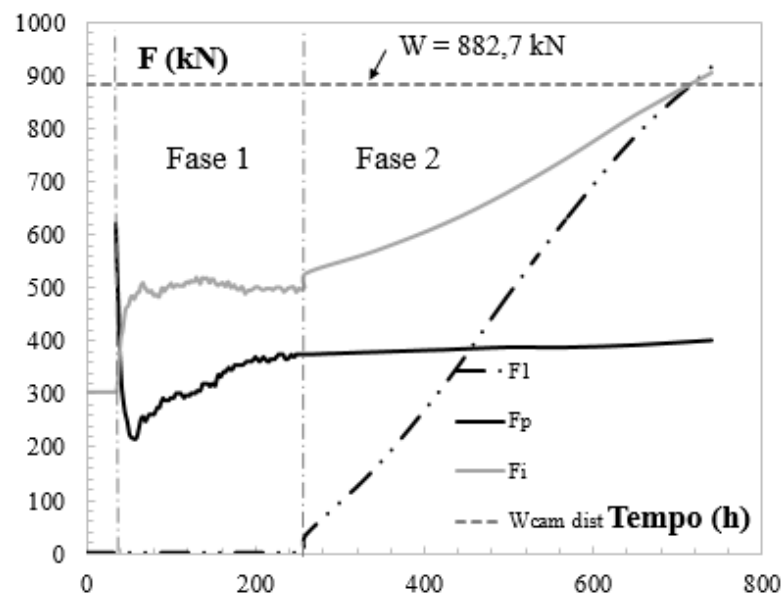


Figura 5.23. F_1 , F_i e F_p versus tempo durante o ensaio D2H1SN

A Figura 5.24 apresenta a força na cabeça das cinco inclusões instrumentadas durante a fase 2 em função da carga aplicada na laje superior e em função do tempo.

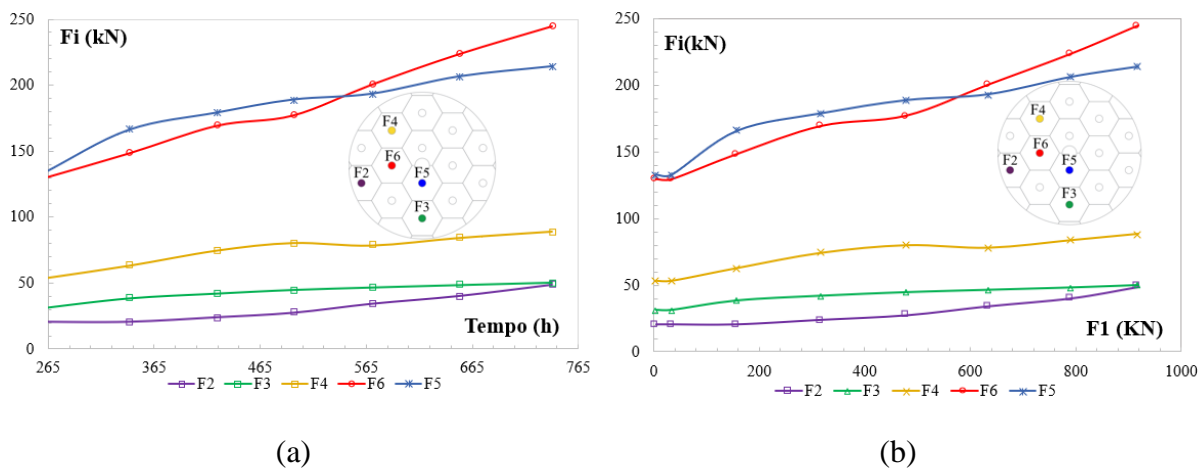


Figura 5.24. Evolução das forças nas cabeças das inclusões na fase 2 do ensaio D2H1SN: (a) em função do tempo e (b) em função da carga aplicada.

A força inicial para cada inclusão é a carga final recebida na fase 1. Tanto na fase de deslocamento da placa como a fase de carregamento, as inclusões mais carregadas foram as inclusões centrais (inclusão 5 e 6). Observa-se que a carga na inclusão 2 e 3 permanece quase constante durante todo o ensaio o que indica que as inclusões recebem o peso próprio correspondente da sua área de influência no final da fase 1, mas não contribuem recebendo cargas oriundas da fase 2 de carregamento.

No ensaio D2H1SN, as inclusões 2 e 3 estão localizadas nas bordas do modelo como pode ser visto na Figura 5.25. A inclusão 2 apresenta uma área tributária menor. A ruptura acontece nas bordas do modelo durante a fase 1 e por esse motivo as inclusões centrais (4, 5 e 6) passam a receber quase a totalidade das cargas durante a fase 2.

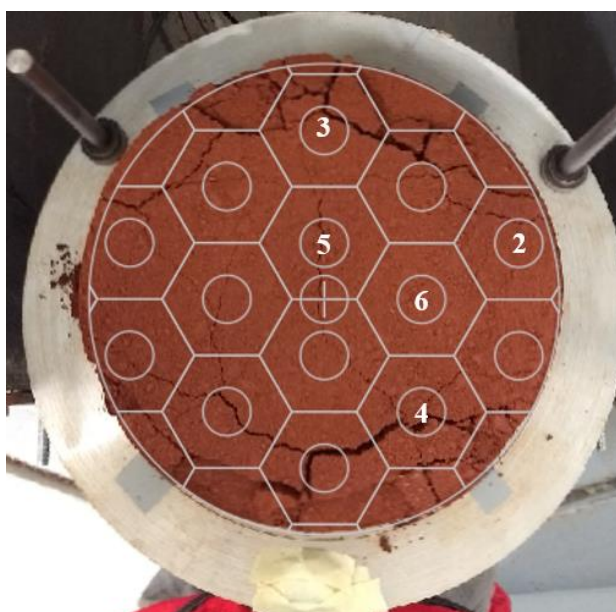


Figura 5.25. Geometria na ruptura em planta, ensaio D2H1SN

A Figura 5.26 apresenta as pressões medidas na cabeça de cada inclusão instrumentada (F_2/A_i) em função do recalque normalizado $\Delta\rho/H$ e a porcentagem de participação das inclusões na distribuição de cargas. A maior pressão registrada foi de aproximadamente 542 kPa na inclusão número 6, para 5.5% de deformação em relação à altura da camada de distribuição.

A maior porcentagem da carga total é transferida à inclusão 5, seguida da inclusão 6 que estão na parte central do modelo. A inclusão que menos participa no recebimento da carga é a inclusão 2 que é uma inclusão periférica e cuja área tributária é menor e como mostrado na Figura 5.25 se apresentou uma ruptura na borda no final da fase 1.

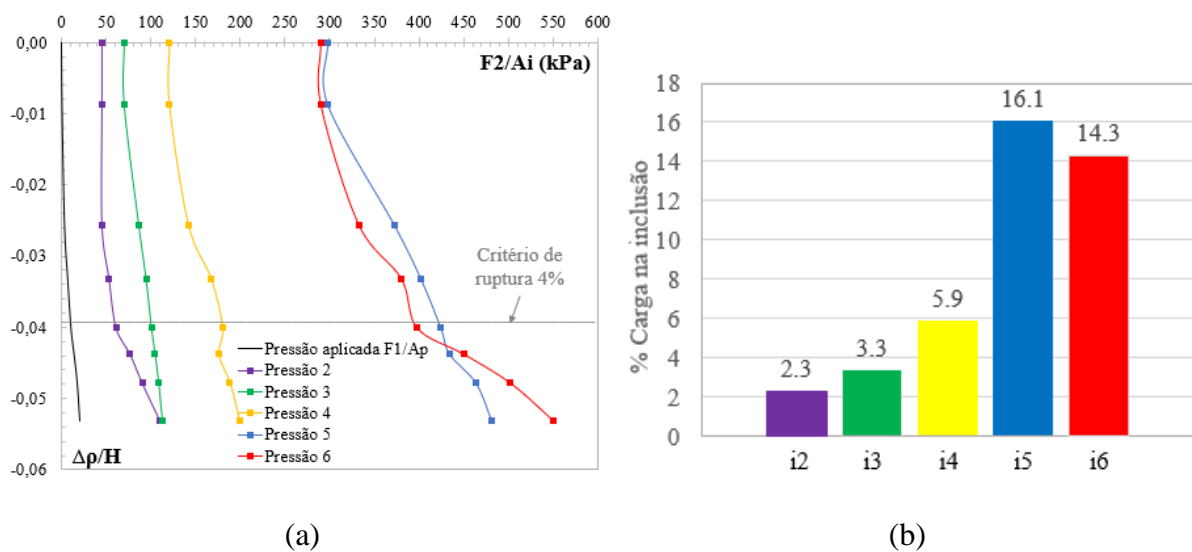


Figura 5.26. (a) Pressão na cabeça da inclusão versus deslocamento normalizado (b)

Porcentagem de participação no recebimento da carga total F_1 para D2H1SN.

Conforme pode ser visto na Figura 5.27-a, os recalques totais máximos para o grupo B são muito menores que para o grupo A. O ensaio D2H3SN é mais eficiente no controle de recalques apresentando um recalque normalizado máximo de 0.021 equivalente a 2.1% da altura da camada de distribuição, enquanto o ensaio D2H1SN apresentou o pior comportamento com recalques normalizados de 0.053 (5.3% da altura da camada de distribuição).

É importante destacar que a carga aplicada na fase 2 foi de no máximo 926 kN, limitado pela capacidade do equipamento instalado, a ruptura total do modelo não aconteceu sob esse carregamento.

Quando se observa a geometria da curva F_1 versus $\Delta\rho/H$, pode se concluir que é uma geometria atípica para curvas carga versus recalque. A curva apresenta um trecho inicial com uma inclinação considerável para depois se estabilizar.

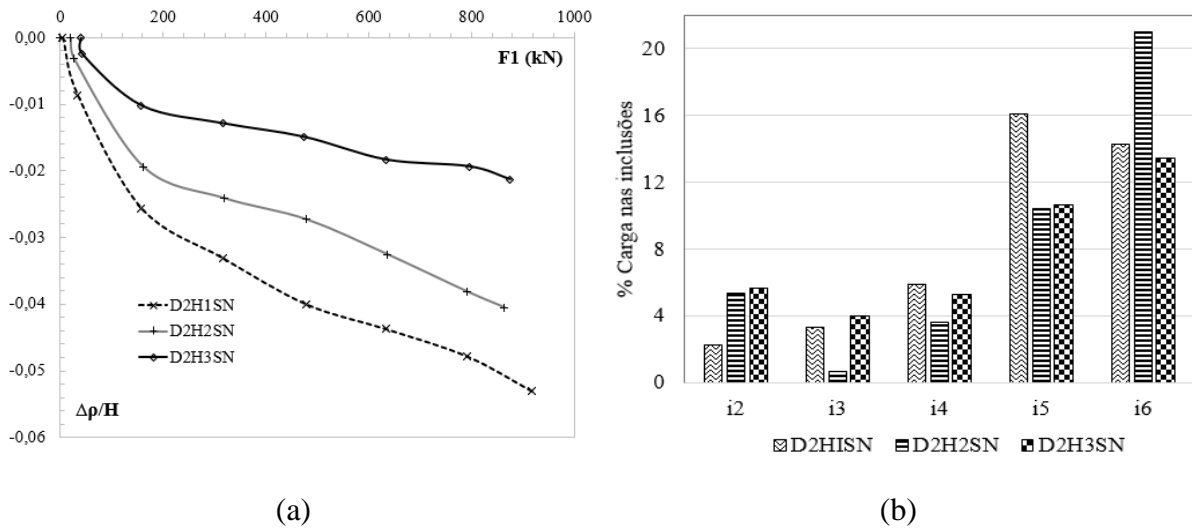


Figura 5.27. a) Recalque total normalizado *versus* carga aplicada e (b) porcentagem de participação no recebimento da carga total Grupo B.

A geometria pode ser explicada pelo fato de que o carregamento é aplicado por meio de um atuador pneumático, o primeiro carregamento gera deslocamentos elevados e um rearranjo das partículas da camada de distribuição que se encontravam sem confinamento após as deformações verticais dos cones de transferência de carga e rupturas parciais nas laterais do modelo.

Os recalques totais observados foram 63, 57 e 36 mm (protótipo), para o ensaio D2H1SN, D2H2SN e D2H3SN respectivamente. Não se observou a ruptura por puncionamento como indicado na Figura 5.28.

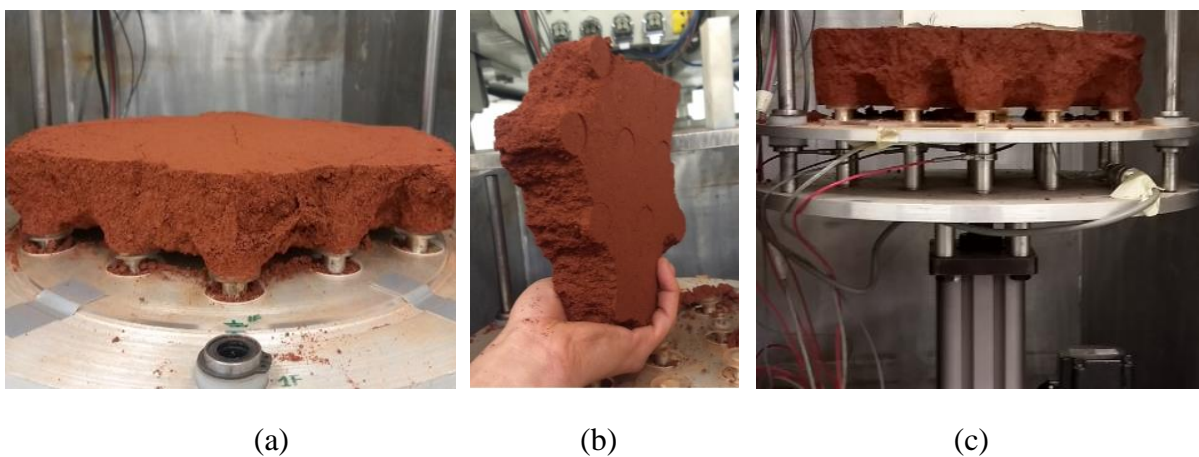


Figura 5.28. Geometria após ensaio: a) D2H1SN, b) D2H2SN, e c) D2H3SN

Durante o decorrer do ensaio, a camada de distribuição permaneceu estável, apoiada nas inclusões, com exceção de pequenas rupturas locais em áreas periféricas que não possuíam adequada densidade de inclusões.

A partir da Figura 5.26-a, assumindo que F_2/A_i representa a tensão vertical máxima aplicada no CTC e $\Delta p/H$ é a deformação axial da coluna.

A tensão principal maior σ_1 pode ser definida usando o critério de ruptura dos ensaios triaxiais ($\epsilon = 4\% = 0.04$) e para a inclusão mais carregada. A Tabela 23 mostra as pressões na cabeça da inclusão no momento da ruptura para os três ensaios do grupo B e desta forma é possível realizar a análise de tensões utilizando o círculo de Mohr. Para o ensaio D2H3SN as deformações obtidas no ensaio foram menores a 4% por esse motivo, as pressões na ruptura foram calculadas de forma aproximada estendendo as curvas.

Tabela 23. Pressões na cabeça das inclusões do grupo B na ruptura (kPa)

Grupo	Ensaio	ID	F_2/A_i						Média	Max
			i2	i3	i4	i5	i6			
B	4	D2H1SN	68	101	187	479	447	256	479	
	5	D2H2SN	202	32	125	416	693	294	693	
	6	D2H3SN	309	285	280	611	675	432	675	

Os valores obtidos correspondem a uma condição extrema onde a camada de distribuição se separa totalmente do solo reforçado (retirada total da placa); portanto o valor da tensão confinante (σ_3) ao redor do CTC é o mais baixo possível. Para determinar o valor de σ_3 foram representados os círculos de Mohr, usando os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos (critério de ruptura) e o valor de σ_1 .

Para SN e D2, as tensões principais (σ_1 entre 479 e 693) são muito menores que para o D1. Foi obtida uma tensão confinante σ_3 variando entre 132 e 209 kPa. Os círculos de Mohr ilustram claramente que devido ao aumento do diâmetro, se gera uma diminuição da tensão principal maior σ_1 , apesar do uso do mesmo material (SN). A tensão confinante σ_3 para os três casos é muito menor e o sistema permanece estável sem ruptura por puncionamento.

A partir da evidência da formação de colunas de transferência de carga, observa-se que para todos os ensaios do grupo B, a altura da camada de distribuição é maior que a mínima requerida para formar o efeito de arqueamento do solo. As áreas de influência sofrem superposição aumentando a eficiência do sistema.

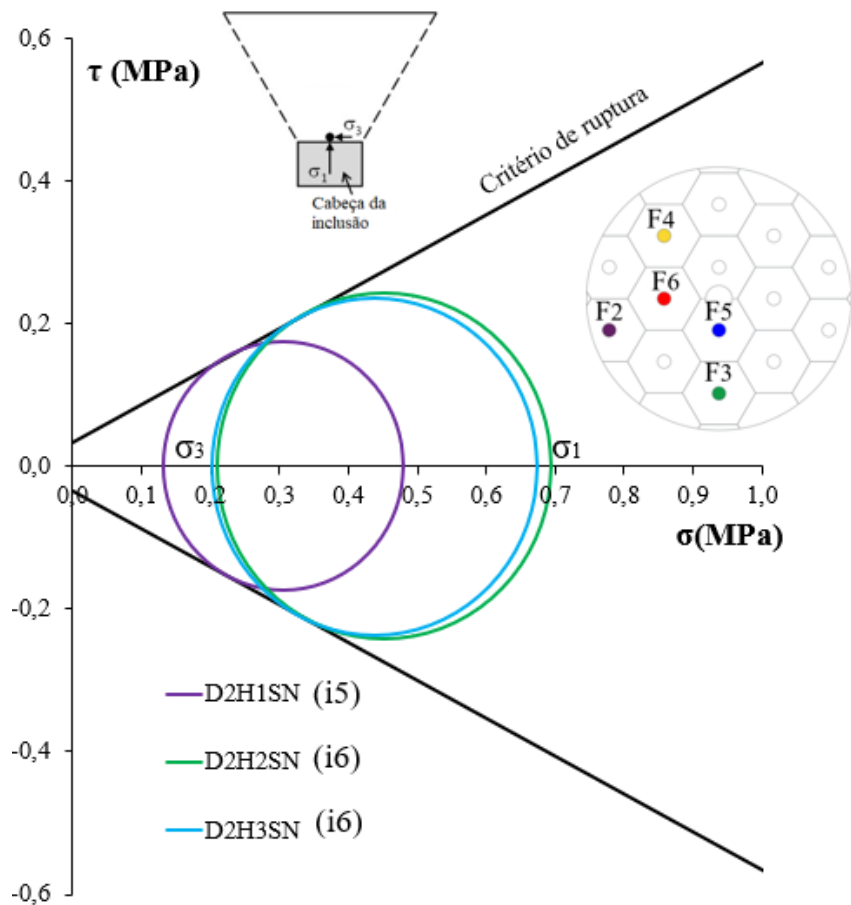


Figura 5.29. Representação do estado de tensões no CTC para o grupo B

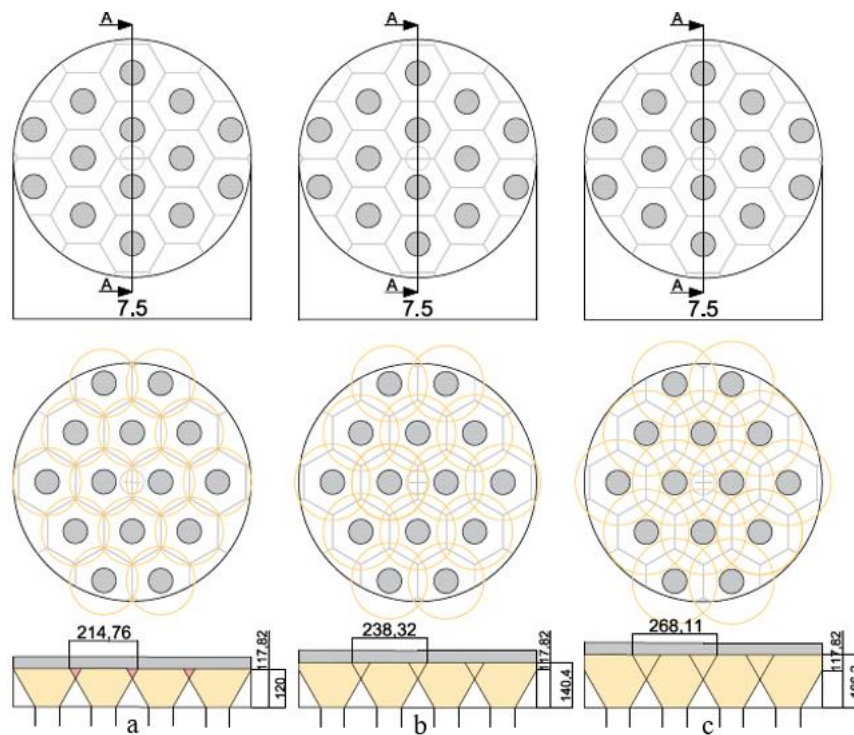


Figura 5.30. Forma hipotética das colunas de transferência de carga dos ensaios do grupo B: a) D2H1SN, b) D2H2SN, e c) D2H3SN

As colunas de transferência de carga formadas no grupo B (Figura 5.31) mostraram ângulos de aproximadamente 60° que são coerentes com os ângulos obtidos nos modelos físicos 1g.

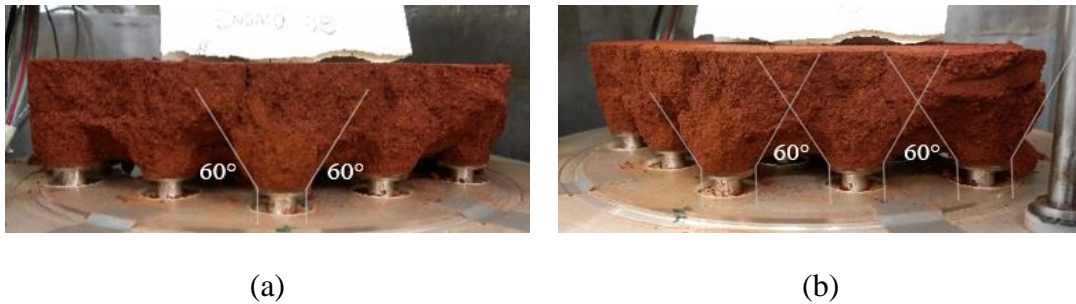


Figura 5.31. Forma das colunas de transferência observada no ensaio D2H3SN

5.2.3 Grupo C (D1H1SC, D1H2SC)

A Figura 5.32 mostra como exemplo do grupo C, o procedimento das etapas do ensaio D1H1SC. A maior parte da carga (peso próprio de 721,4 kN + carga aplicada) passa a ser transferida à cabeça das inclusões, como pode ser visto na curva F_i , enquanto F_p aumenta pouco durante o processo de aplicação de cargas.

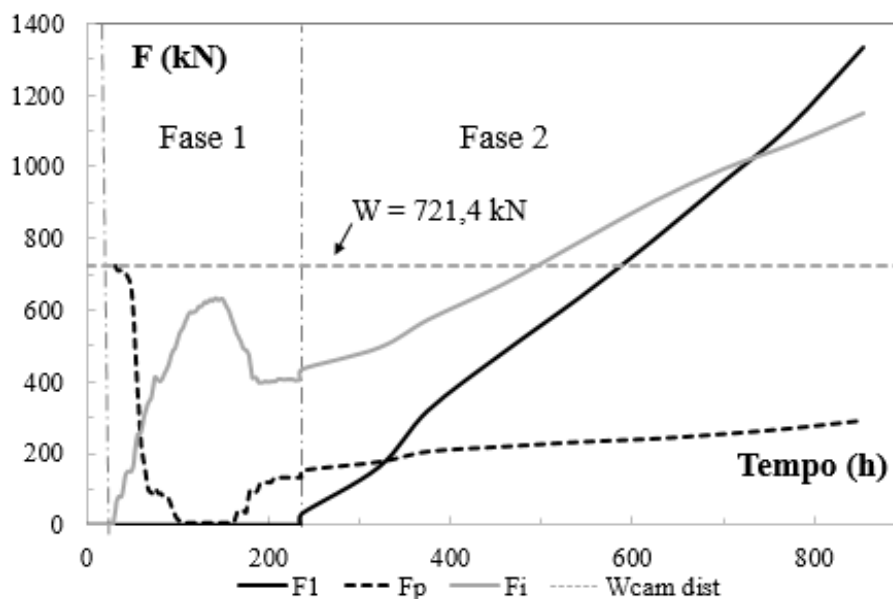


Figura 5.32. F_1 , F_i e F_s versus tempo durante o ensaio D1H1SC

O valor de F_p na parte final da descida da placa é de 116 kN e aumenta até 289 kN no final da fase 2, devido a algumas rupturas locais nas bordas do modelo.

As forças medidas na cabeça da inclusão por meio das células de carga miniaturas são apresentadas na Figura 5.33. As inclusões com maiores forças registradas durante o ensaio são

F₃, F₅ e F₆, a célula de carga instalada na cabeça da inclusão 2 não registrou quase nenhuma mudança de carga durante a fase 2, resultado coerente com os outros ensaios.

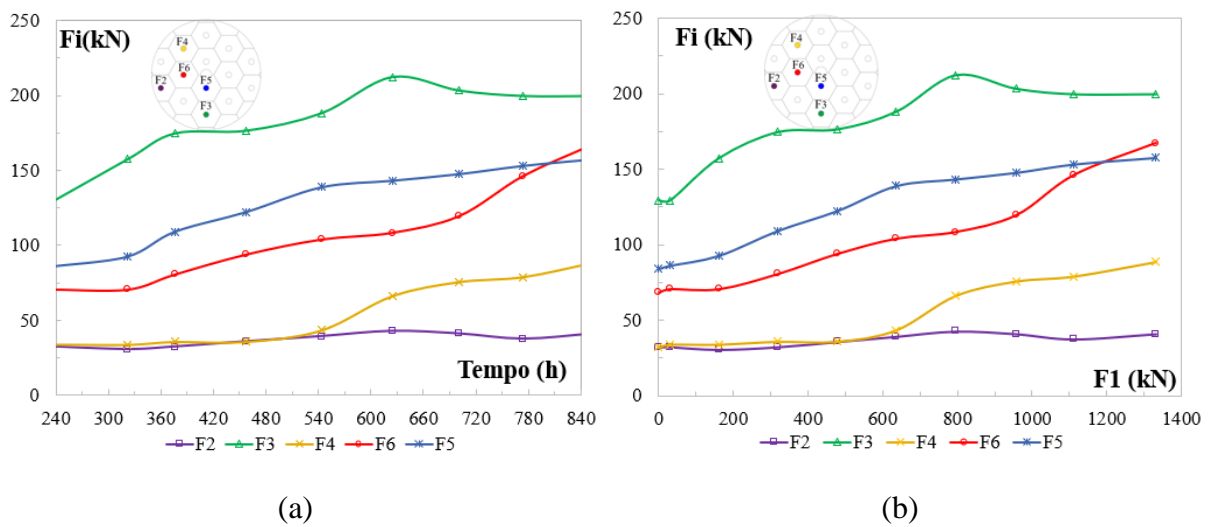


Figura 5.33. Força na cabeça da inclusão para D1H1SC: (a) em função do tempo, (b) em função da carga aplicada na placa.

A Figura 5.34 apresenta as pressões na cabeça das inclusões no ensaio D1H1SC. Foi constatado que as pressões na cabeça das inclusões são muito elevadas, visto que o material SC tem uma rigidez de mais de quatro vezes a rigidez do SN, os recalques medidos são muito inferiores quando se comparam com o ensaio realizado com SN e o mesmo diâmetro. As tensões atingem valores de até 1787 kPa na inclusão 3, quando ocorrem recalques de aproximadamente 6 % da altura da camada de distribuição. O critério de ruptura para o solo cimento é de 2% da altura da camada de distribuição.

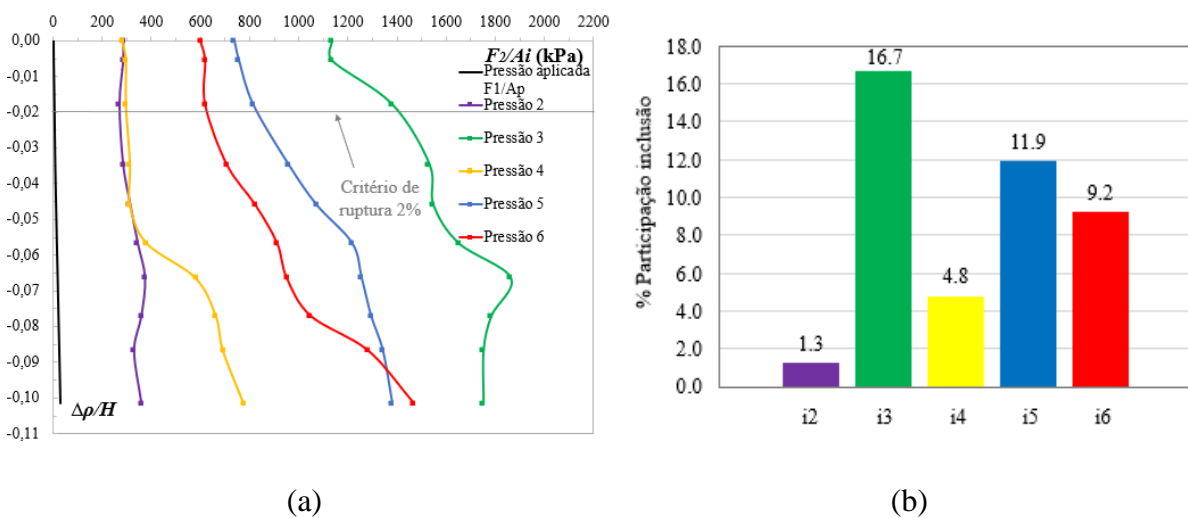


Figura 5.34. (a) Pressão na cabeça da inclusão versus recalque normalizado (b) Parcela da carga recebida por cada inclusão instrumentada D1H1SC.

A Figura 5.35 mostra os recalques normalizados para os dois ensaios que fazem parte do grupo C. A deformação máxima de 10 % sob uma carga de 1320 kN, acontece no ensaio D1H1SC. Por outro lado, a porcentagem de deformação máxima do ensaio D1H2SC é de 4.7% para 1070 kN de carga aplicada.

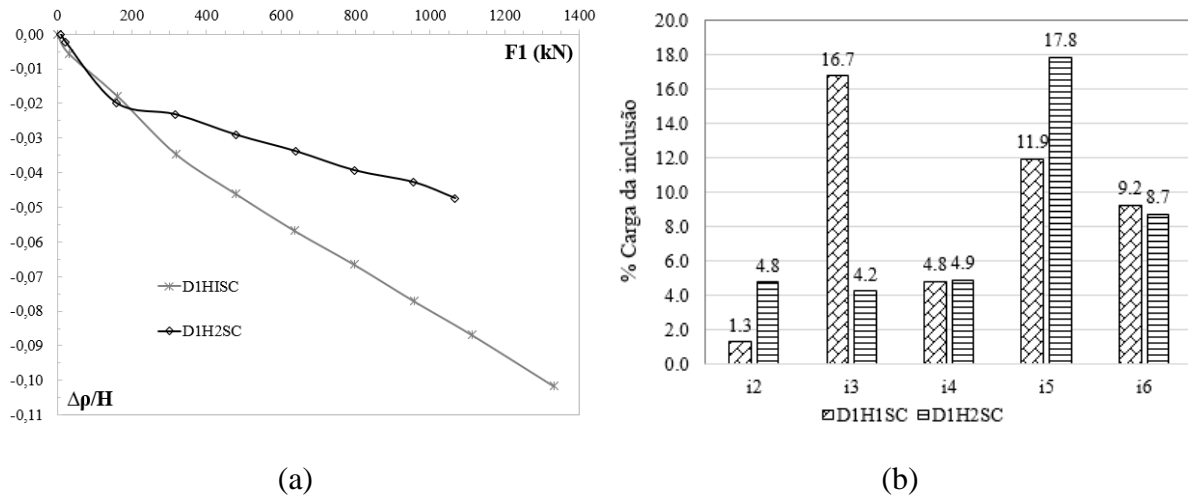


Figura 5.35. a) Recalque total normalizado versus carga aplicada; (b) Porcentagem de participação no recebimento da carga total para o grupo C.

Os recalques totais observados foram 62 e 100 mm (protótipo), muito menores que os ensaios D1H1SN, D1H2SN, D1H3SN. Apesar de ser o mesmo diâmetro de 38.1 cm, não foi evidente a ruptura por puncionamento como aconteceu no grupo A, nem uma ruptura generalizada. A Figura 5.36 mostra a superfície da camada de distribuição de carga que ficou em contato com as inclusões durante o ensaio.

Com respeito à distribuição das cargas nas inclusões rígidas (Figura 5.35b) pode-se concluir que o comportamento é muito semelhante para os dois casos do grupo, com exceção da inclusão 3 que para o ensaio D1H1SN apresentou uma porcentagem elevada de carga, o que pode ser explicado por fenômenos de transferência de carga entre uma inclusão e outra na medida em que uma coluna de solo acima da inclusão recalca e redistribui a carga para as inclusões restantes, ou por presença de algumas partículas mais grossas que podem vir gerar tensões elevadas na cabeça da inclusão.

O carregamento máximo aplicado no ensaio D1H2SC foi de 1082 kN e no ensaio D1H1SC de 1336 kN, que representam pressões aplicadas de 24,5 kPa e 30,2 kPa respectivamente. Para aumentar a carga, foi realizada uma alteração no sistema de aplicação de carga com a colocação de uma placa adicional.

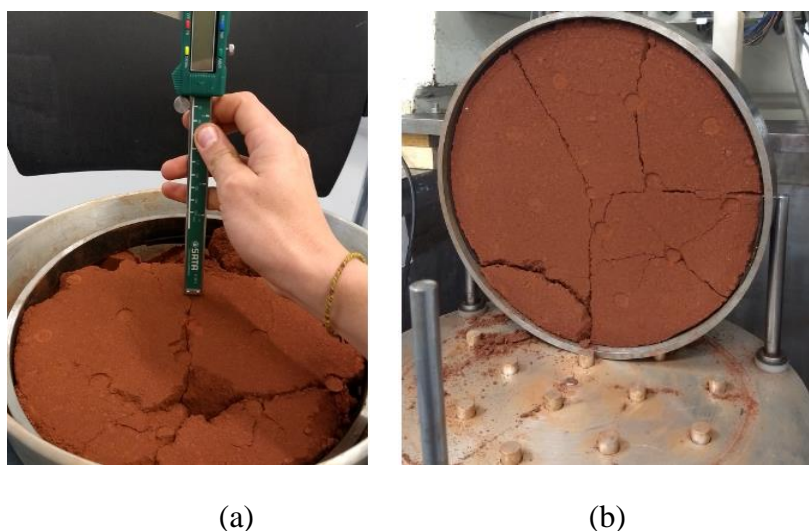


Figura 5.36. Geometria após ensaio: a) D1H1SC, b) D1H2SC

Observam-se rupturas locais nas laterais (Figura 5.37), o que prova que existe a necessidade de ter um anel periférico para controle de recalques nas bordas para aumentar a eficiência do sistema. Observa-se que o material com cimento se torna mais frágil, a textura parece ser mais arenosa, com menor coesão.

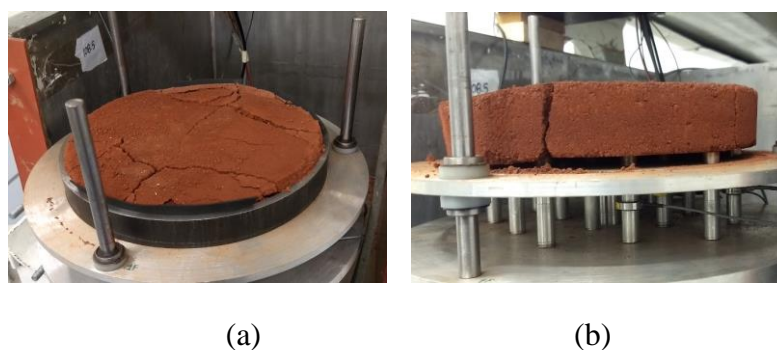


Figura 5.37. Ruptura locais no anel externo: a) D1H1SC, b) D1H2SC

A partir da Figura 5.34-a, assumindo que F_2/A_i representa a tensão vertical máxima aplicada no CTC e $\Delta\rho/H$ é a deformação axial da coluna. A tensão principal maior σ_1 pode ser definida usando o critério de ruptura dos ensaios triaxiais SN ($\varepsilon = 2\% = 0.02$). A Tabela 24 mostra as pressões na cabeça da inclusão no momento da ruptura para os dois ensaios do grupo C. A Figura 5.38 apresenta a análise de tensões utilizando o círculo de Mohr.

Tabela 24. Pressões na cabeça das inclusões do grupo C na ruptura (kPa)

Grupo	Ensaio	ID	F_2/A_i						Média	Máx
			i2	i3	i4	i5	i6			
C	7	D1H1SC	81	1353	320	831	602	637	1353	
	8	D1H2SC	541	463	396	1814	942	831	1814	

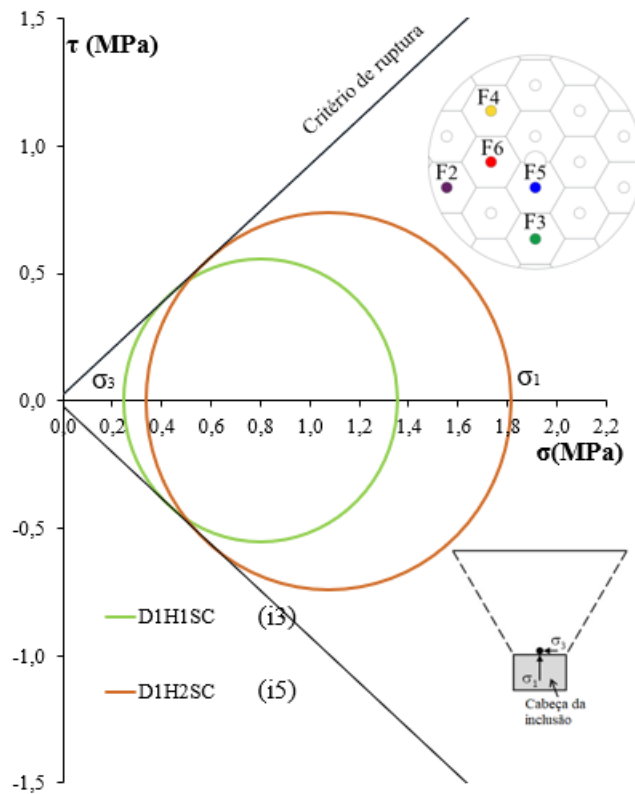


Figura 5.38. Representação do estado de tensões no CTC para o grupo C

Foi possível visualizar a influência da adição de cimento ao SN, observa-se que o sistema permaneceu estável. A tensão confinante σ_3 variou entre 245 e 337 kPa. Os círculos de Mohr mostram que para o SC o valor de σ_1 é maior que para o SN considerando o mesmo diâmetro, devido não apenas ao aumento da rigidez do material, mas também ao desenvolvimento de uma elevada tensão de confinamento relacionada com o aumento da resistência ao cisalhamento do material tratado.

A partir da evidência da formação de colunas de transferência de carga, observa-se que para o grupo C com diâmetro D1, a altura da camada de distribuição é menor que a mínima requerida para formar o efeito de arqueamento do solo, mesmo assim, devido à elevada rigidez do SC, o sistema permaneceu estável.

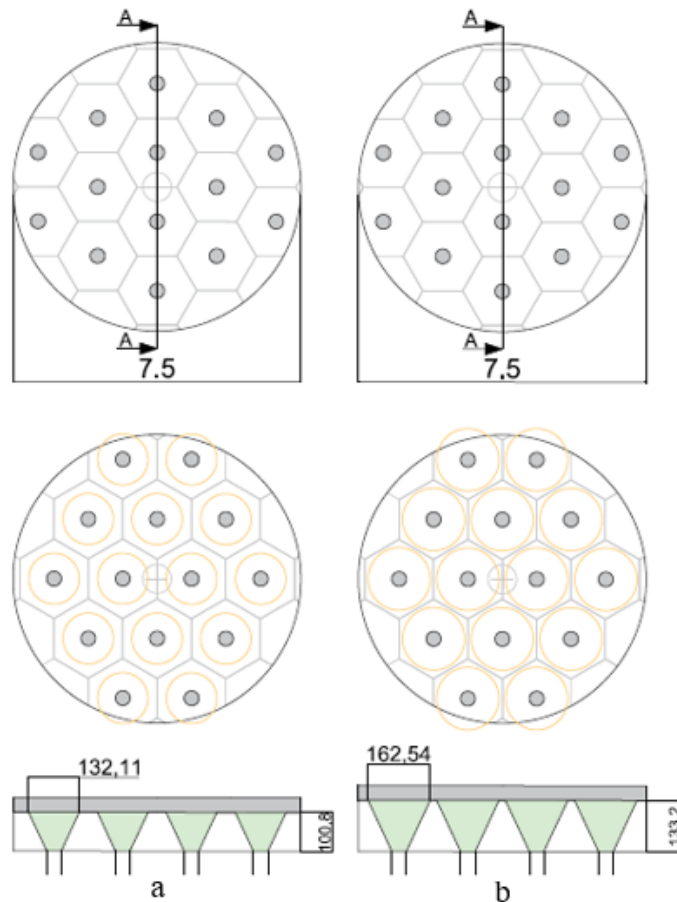


Figura 5.39. Forma hipotética das colunas de transferência de carga dos ensaios do grupo C: a) D1H1SC, e b) D1H2SC

5.2.4 Grupo D (D2H1SC, D2H2SC)

O grupo D está composto por dois ensaios com diâmetro de 76.2 cm e a camada de distribuição conformada por SC. Na Figura 5.40 se observa como exemplo do grupo o ensaio D2H1SC, se mostram as duas etapas do ensaio, observa-se que a força na placa F_p permanece quase constante durante toda a fase 2, a totalidade da carga é suportada pelo grupo de 14 inclusões.

Na primeira fase se observa que a maior parte do peso da camada de distribuição ($W=752,4$ kN) inicia apoiada nas inclusões (aproximadamente 74% do peso total) e somente 26% apoiada na placa F_p , quando começou o deslocamento da placa, houve uma ruptura do material da camada de distribuição.

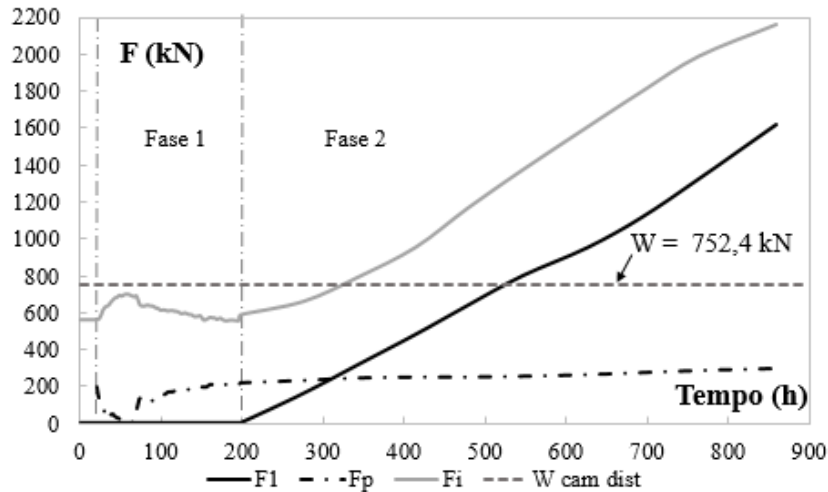


Figura 5.40. Procedimento do ensaio, F_1 , F_i e F_p versus tempo (ensaio D2H1SC)

As cargas máximas registradas na cabeça das inclusões foram de máximo 332 kN, as inclusões centrais (5 e 6) receberam cargas superiores quando comparado com as inclusões periféricas (Figura 5.41). A inclusão 4 só recebeu 1.6% do carregamento total (Figura 5.43), as diferenças significativas nas porcentagens de carga podem ser devidas a transferência de carga de uma estaca para outra devido a rupturas locais e recalques, tudo acontece pela rigidez elevada do material compactado, sendo mais evidente no SC.

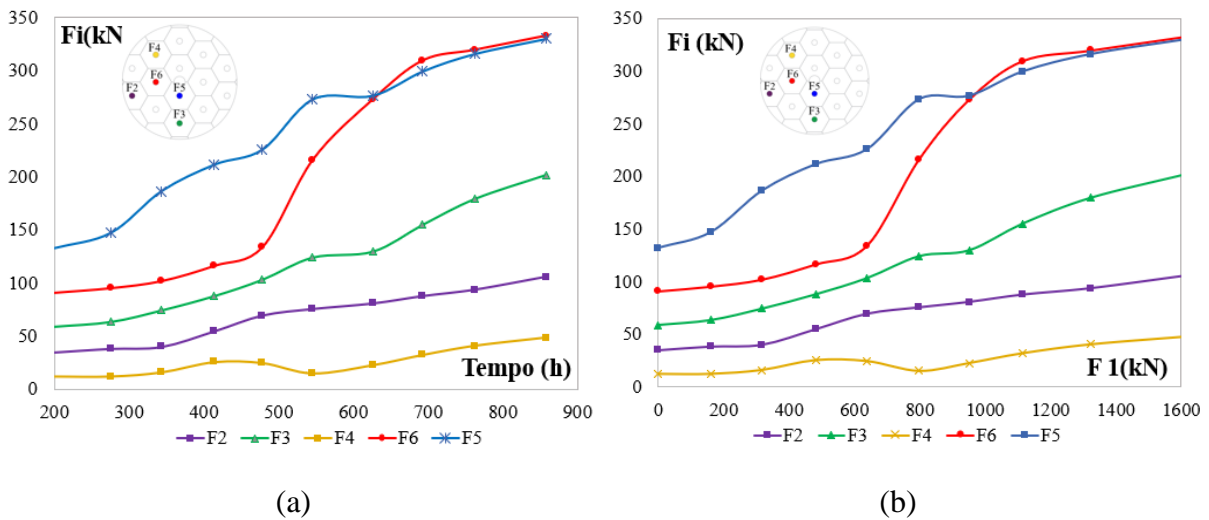


Figura 5.41. Força na cabeça da inclusão para D2H1SC: (a) em função do tempo, e (b) em função da carga aplicada na placa.

A carga máxima aplicada foi muito maior que nos ensaios anteriores. A carga de 1600 kN foi possível depois da colocação de uma placa adicional no sistema de aplicação de carga controlado por atuador pneumático.

A Figura 5.42 mostra a geometria em planta da camada de distribuição após a execução do ensaio D2H1SC. É possível observar que neste caso a área de influência da inclusão 4 rompeu totalmente, por esse motivo a inclusão recebeu pouca carga durante a fase 2, por outro lado, a área de influência da inclusão 2 permaneceu estável o que explica que a inclusão 2 recebeu cargas consideráveis durante as etapas de carregamento.

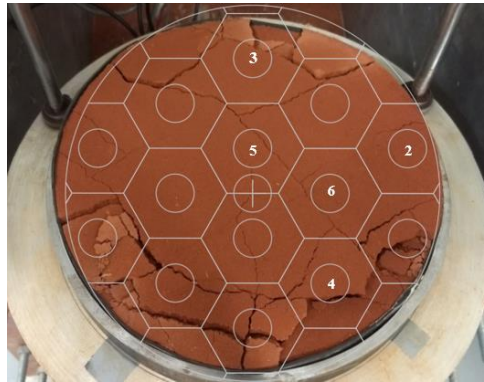


Figura 5.42. Geometria após ensaio em planta D2H1SC

As pressões na cabeça da inclusão foram calculadas a partir da expressão F_2/A_i . Os resultados mostraram que para o mesmo nível de deformações, as tensões são consideravelmente menores que as tensões dos ensaios do grupo C (D1H1SC e D1H2SC). Para 2% de deformação as pressões máximas na cabeça da inclusão são de 470 e 249 kPa para a inclusão 5 e 6 respectivamente, conforme mostrado na Figura 5.43.

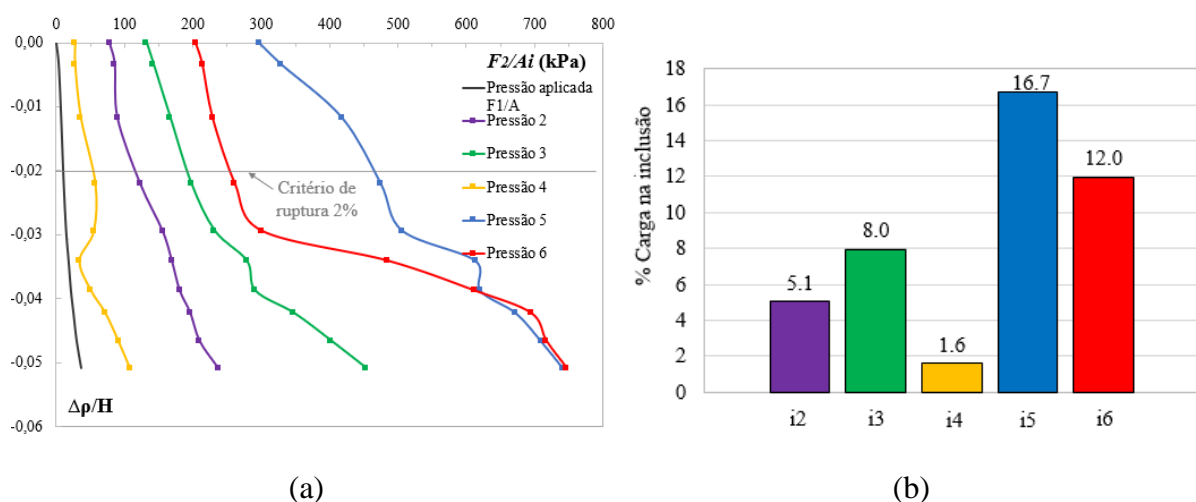


Figura 5.43. (a) Pressão na cabeça da inclusão versus recalque normalizado (b) Parcela da carga recebida por cada inclusão instrumentada D2H1SC.

Comparando os dois ensaios (Figura 5.44-a), pode-se inferir que com o aumento da altura da camada de distribuição, o mecanismo de transferência se torna mais eficiente, os recalques diminuem, mas as tensões na cabeça da inclusão aumentam. Para uma carga máxima

aplicada de quase 1622 kN a deformação total do radier para o ensaio D2H1SC é de aproximadamente 5% (51 mm) enquanto para o ensaio D2H2SC é de 3.2% (44 mm).

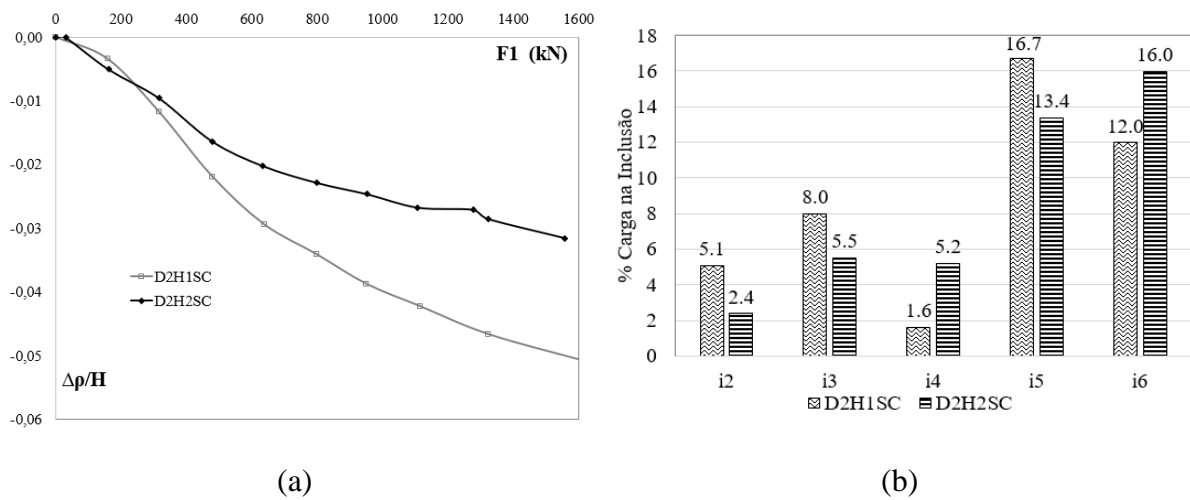


Figura 5.44. Recalque total normalizado versus carga aplicada; (b) Porcentagem de participação da carga para cada inclusão no grupo C.

Os recalques totais observados foram 44 e 51 mm (protótipo). Não aconteceu ruptura geral, somente se observaram rupturas parciais locais nas laterais conforme apresentado na Figura 5.45.

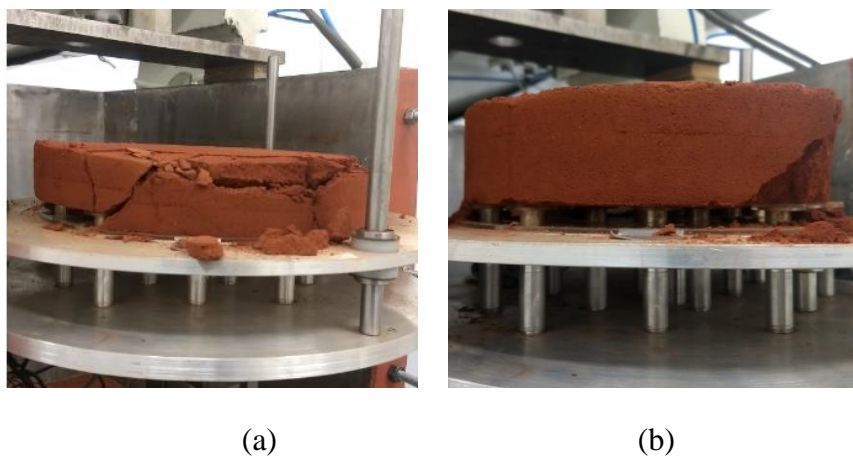


Figura 5.45. Geometria após ensaio: a) D2H1SC, b) D2H2SC

Conforme foi constatado na Figura 5.37 e Figura 5.45, existe a necessidade de ter um anel periférico para controle de recalques nas bordas. Nos casos de SC, o material se torna mais frágil, e em alguns casos não se observa claramente o ângulo de concentração de tensões.

A partir da Figura 5.43-a, assumindo que F_2/A_i representa a tensão vertical máxima aplicada no CTC e $\Delta\rho/H$ é a deformação axial da coluna. A tensão principal maior σ_1 pode ser definida usando o critério de ruptura dos ensaios triaxiais SC ($\varepsilon = 2\% = 0.02$). A Tabela 25

apresenta as pressões na cabeça da inclusão no momento da ruptura para os dois ensaios do grupo D. Utilizando a tensão máxima de cada ensaio é possível fazer a análise de tensões por meio do círculo de Mohr (Figura 5.46)

Tabela 25. Pressões na cabeça das inclusões do grupo D na ruptura (kPa)

Grupo	Ensaio	ID	F ₂ /A _i						Média	Máx.
			i2	i3	i4	i5	i6			
D	9	D2H1SC	126	196	53	471	250	219	471	
	10	D2H2SC	68	194	142	419	539	272	539	

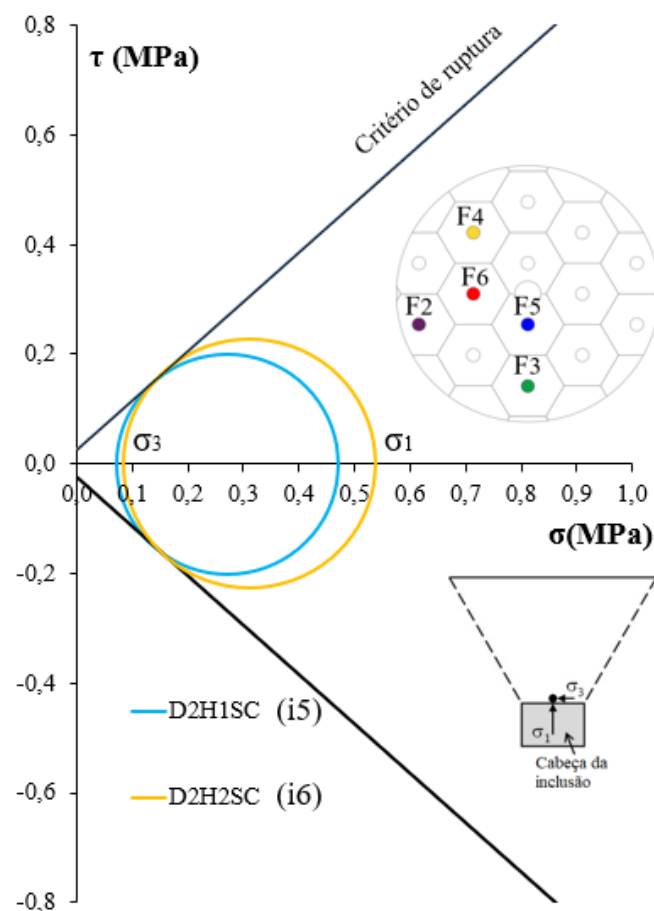


Figura 5.46. Representação do estado de tensões no CTC para o grupo D

Quando se aumenta o diâmetro da inclusão para o SC, a tensão confinante σ_3 varia entre 70 e 84 kPa. Os círculos de Mohr mostram que para o SC o valor de σ_1 é maior devido às características melhoradas do material.

O solo tratado com cimento apresenta um melhor comportamento devido a que é um material com maior resistência e rigidez que o SN compactado, apesar de apresentar menor coesão quando se consideram parâmetros residuais. O ângulo de atrito aumenta

significativamente o que faz com que a tensão de confinamento seja elevada e possam ser desenvolvidas elevadas tensões verticais na cabeça da inclusão. Essa condição faz com que o sistema seja mais eficiente, porém as tensões na camada de distribuição e na laje de fundação são altas e devem ser levadas em consideração no dimensionamento estrutural.

A Figura 5.47 mostra as colunas de transferência de carga. Para o primeiro ensaio do grupo D (D2H1SC) a altura de camada de distribuição não é suficiente para formar o efeito de arqueamento. Para o segundo ensaio (D2H2SC) a altura da camada de distribuição é maior que a mínima requerida para formar o efeito da superposição de áreas de influência.

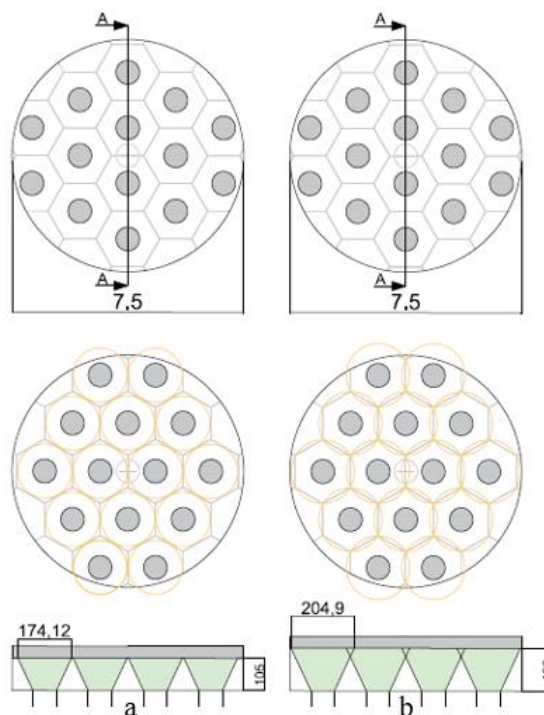


Figura 5.47. Forma hipotética das colunas de transferência de carga dos ensaios do grupo D: a) D2H1SC, e b) D2H2SC

A Figura 5.48 mostra a forma do CTC no único ensaio com SC onde ela foi identificada facilmente, é possível observar a superposição de efeitos que gera estabilidade da solução de fundação.

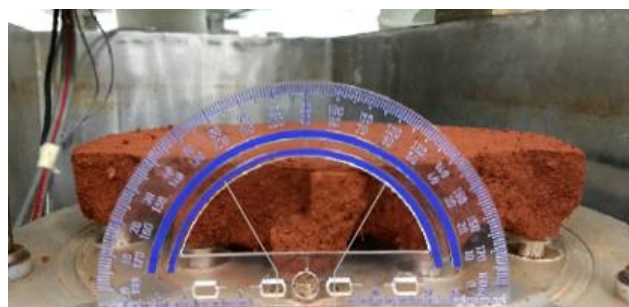


Figura 5.48. CTC do ensaio D2H1SC.

5.2.5 Grupo E (B-D2H1SN)

O ensaio E (B-D2H1SN) foi realizado para uma camada de distribuição conformada por SN de 102 cm de altura, usando o maior diâmetro de 76.2 cm (D2). O procedimento metodológico usado foi o procedimento B apresentado na página 131.

Identificam-se duas fases, a primeira fase consiste na aplicação do carregamento máximo possível, limitado a 1500 kN pela capacidade do equipamento durante o voo, a segunda fase do ensaio consistiu em manter a carga constante e deslocar a placa móvel a uma velocidade constante para verificar como funciona a redistribuição de cargas nas inclusões após os recalques ocorrerem.

Na Figura 5.49 se observa que no início do ensaio a carga aplicada F_1 e a carga na inclusão aumentam até atingir um patamar de 1500 kN, a carga aplicada se apoia totalmente na placa móvel. Após o final da etapa 1, mantendo a carga constante se inicia o deslocamento da placa móvel que representa o recalque e a carga é transferida às inclusões rígidas.

Os valores registrados pela célula de carga instalada na placa F_p durante a fase 2 indicam valores negativos próximos de 600 kN, que correspondem ao peso próprio da camada de distribuição, devido a que os instrumentos foram zerados após o início do ensaio.

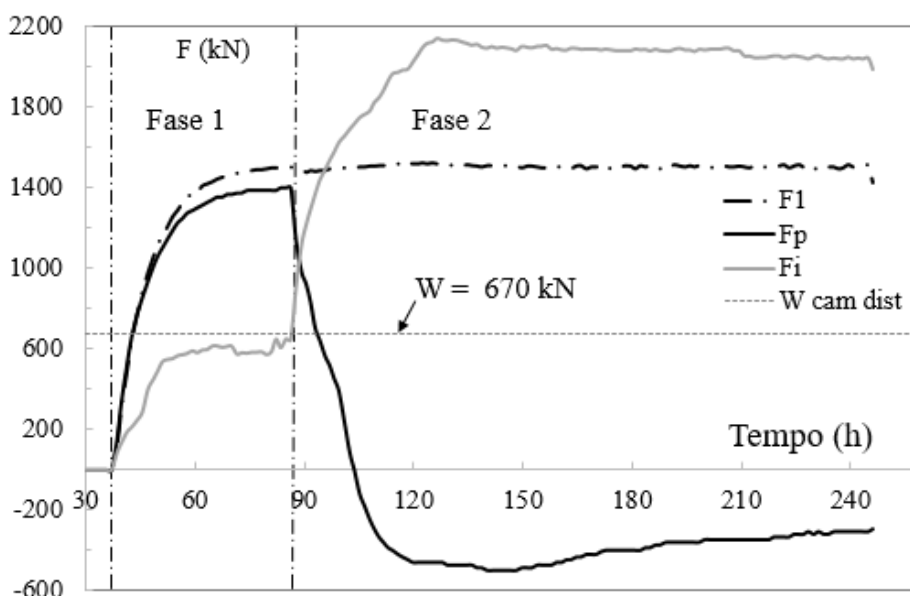


Figura 5.49. F_1 , F_p , e F_i versus tempo para o ensaio B-D2H1SN

Durante a fase 1 de aplicação de cargas, acontece uma parcela do recalque total Δ_p por compressão da camada de distribuição de carga sob cargas atuantes (30 mm, 2.9% da altura total do aterro), depois, durante a fase 2 quando a placa tem um deslocamento de 300 mm (Δ_u)

mantendo a carga de 1500 kN constante, o restante dos recalques acontece totalizando recalques próximos a 96 mm (9.4% da altura da camada de distribuição). Os recalques do solo reforçado (Δu) e os recalques do radier ($\Delta \rho$) são mostrados na Figura 5.50.

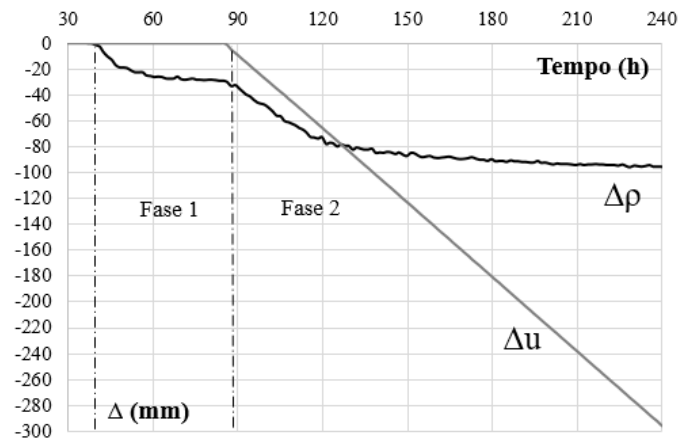


Figura 5.50. Recalques do solo reforçado (Δu) e recalques do radier ($\Delta \rho$) no ensaio B-D2H1SN.

A eficiência atingiu valores próximos de 100% até o final do ensaio (Figura 5.51.). Foram observadas pequenas rupturas locais nas bordas o que prova a necessidade de um anel periférico para controlar recalques no contorno.

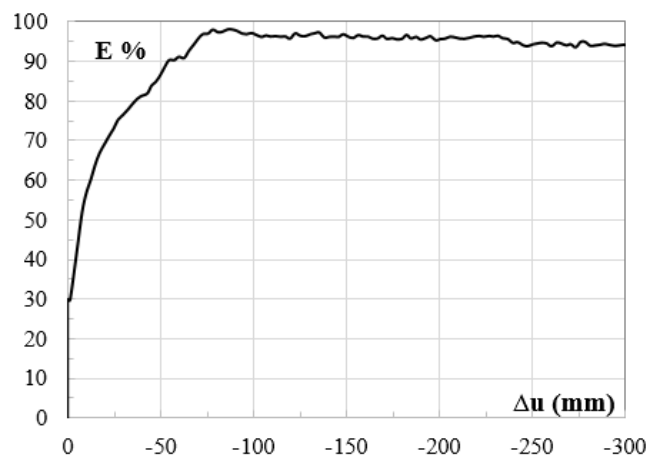


Figura 5.51. Eficiência do ensaio durante o deslocamento da placa móvel (Fase 2)

A distribuição das cargas nas inclusões não são uniformes. Foram observadas concentrações de cargas nas inclusões 4, 5 e 6, somente essas 3 inclusões respondem por 33.6% da carga total aplicada, e cargas muito baixas recebidas pelas inclusões 2 e 3. A Figura 5.52 apresenta a carga recebida na cabeça da inclusão ao longo do tempo e a porcentagem de carga para cada inclusão durante o ensaio.

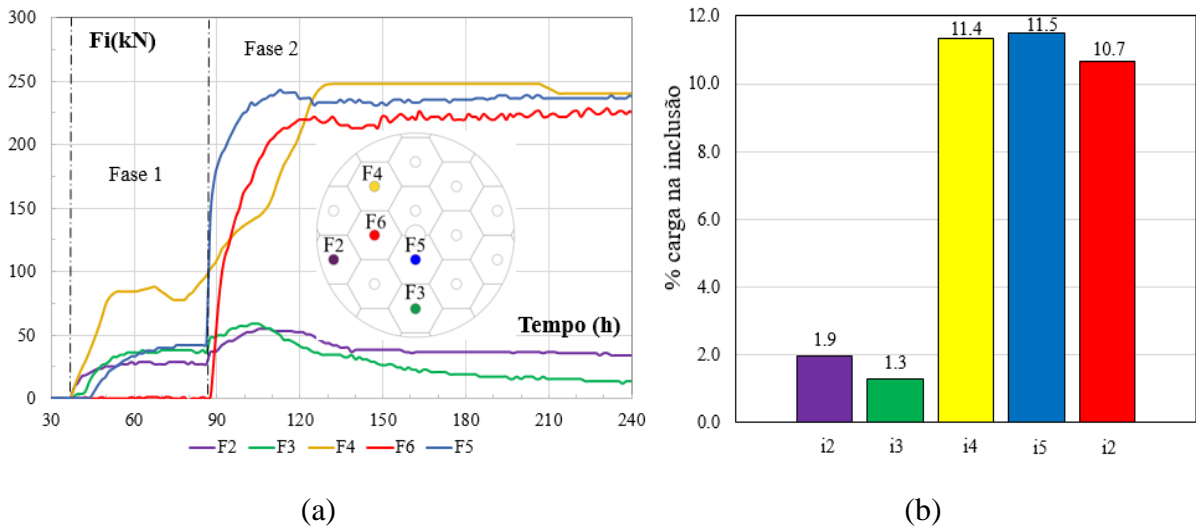


Figura 5.52. Distribuição de cargas para cada inclusão durante o ensaio B-D2H1SN

A Figura 5.53 apresenta a distribuição de porcentagens de carga durante a execução do ensaio, observa-se que durante a fase 1 que corresponde ao incremento de carregamento até estabilização na carga máxima de 1500 kN, as inclusões 3, 4 e 5 recebem a maior parte da carga enquanto a inclusão 6 permanece sem ser solicitada e a inclusão 2 sofre um alívio de carga.

Ao início da fase 2 que corresponde ao deslocamento da placa móvel, a distribuição de carga sofre um rearranjo, as inclusões 4, 5 e 6 passam a receber a maior parte da carga atingindo um valor de estabilidade muito próximo de 11% de carga recebida, enquanto as inclusões 2 e 3 sofrem alívio de carregamento atingindo um valor baixo próximo de 2% do total da carga recebida.

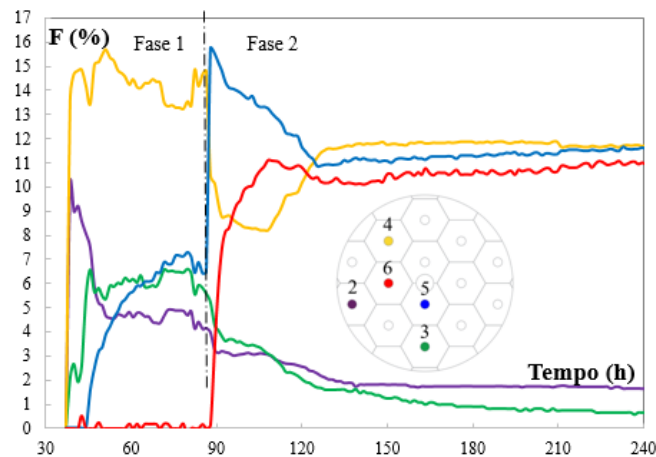


Figura 5.53. Porcentagem de carga recebida por cada inclusão durante as duas fases do ensaio B-D2H1SN

A partir da Figura 5.54 é possível entender o motivo dos pequenos valores de carga recebida pela inclusão 2 e 3, lugares onde se apresentou ruptura parcial da camada de distribuição.

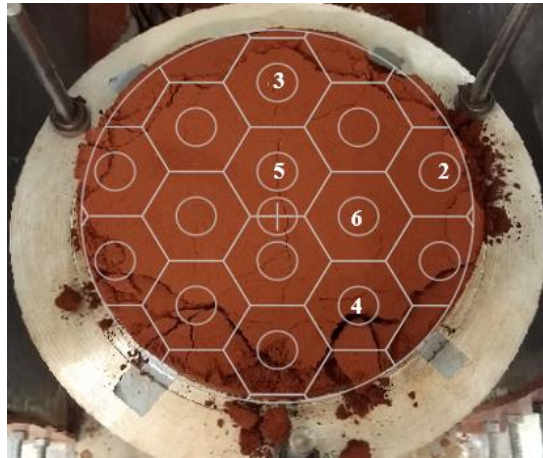


Figura 5.54. Geometria do final do ensaio em planta B-D2H1SN

As pressões na cabeça da inclusão podem ser observadas na Figura 5.55. A inclusão 4, 5 e 6 apresentaram pressões de magnitudes semelhantes, próximas de 500 kPa para deslocamentos do radier acima de 70 mm (7%).

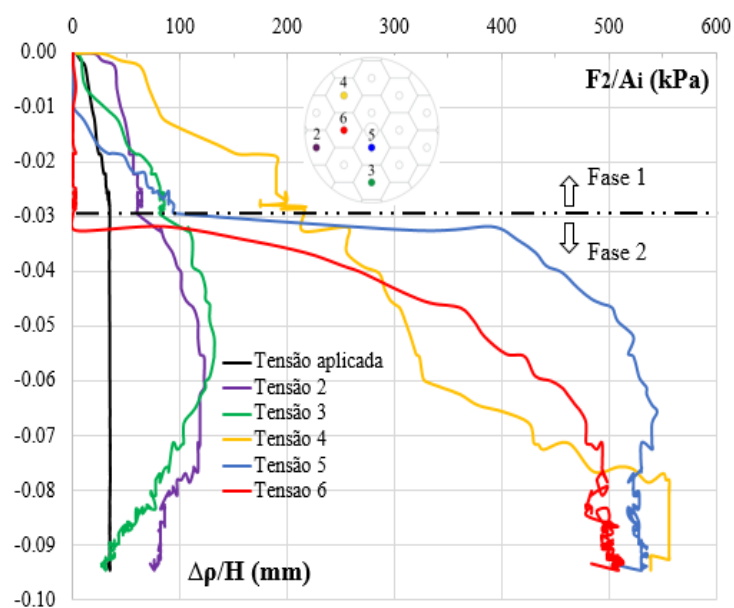


Figura 5.55. Pressão na cabeça da inclusão versus recalque do radier normalizado com H B-D2H1SN

A partir da Figura 5.55 assumindo que F_2/A_i representa a tensão vertical máxima aplicada no CTC e $\Delta\rho/H$ é a deformação axial da coluna, pode ser realizada uma análise de

tensões utilizando o círculo de Mohr, considerando as tensões medidas em cada inclusão no momento da ruptura e considerando uma deformação de 4% (Tabela 26).

Tabela 26. Pressões na cabeça das inclusões do ensaio B-D2H1SN na ruptura (kPa)

Grupo	ID	F ₂ /A _i				
		i2	i3	i4	i5	i6
E	B-D2H1SN	101	120	286	456	269

A Figura 5.56 apresenta a representação do estado de tensões do ensaio do grupo E.

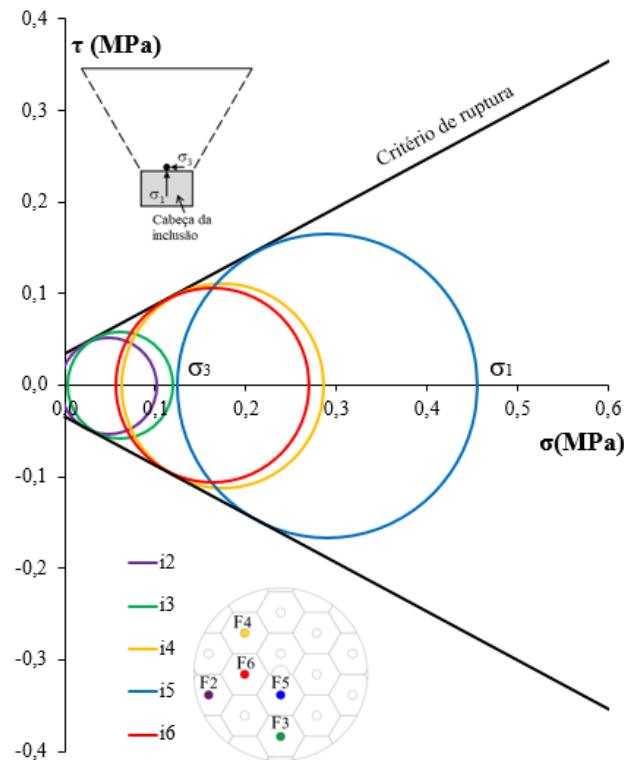


Figura 5.56. Representação do estado de tensões no CTC para as inclusões do ensaio B-D2H1SN

Ao analisar as tensões nos círculos de Mohr é possível observar que as inclusões centrais recebem elevadas tensões na cabeça da inclusão, enquanto as inclusões de borda apresentam tensões muito baixas. A tensão confinante σ_3 variou entre valores próximos de 0 kPa para a inclusão 2 e 3 e valores entre 56 e 123 kPa para as inclusões 4, 5 e 6. A tensão vertical máxima σ_1 foi de 456,2 kPa para a inclusão central 5.

No ensaio B-D2H1SN foi atingido o maior carregamento entre todos os ensaios realizados. Foi aplicada uma carga constante de 1500 kN durante todo ensaio. Apesar de que não se apresentou uma ruptura generalizada, foi o ensaio onde o fenômeno de concentração de tensões em formato de cunha acima da cabeça da inclusão foi melhor visualizado.

Na Figura 5.57 se observa o volume de cone truncado que se forma acima da inclusão e se observam pequenas rupturas locais, onde o material que está abaixo do domo entre inclusões não está sendo solicitado. O material se desloca e se apoia na placa.



(a)

(b)

Figura 5.57. Geometria de ruptura após ensaio B-D2H1SN

A Figura 5.58 mostra as colunas de transferência de carga para o ensaio B-D2H1SN, a altura de camada de distribuição é suficiente para formar o efeito de superposição de áreas de influência.

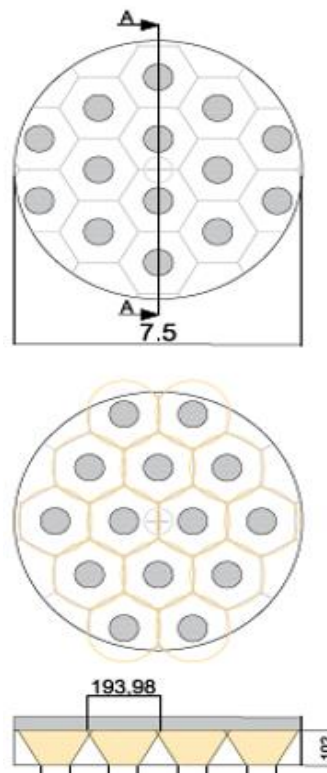


Figura 5.58. Forma das colunas de transferência de carga do ensaio B-D2H1SN

A superposição de volumes de colunas de transferência de carga foi facilmente observada conforme visto na Figura 5.59.

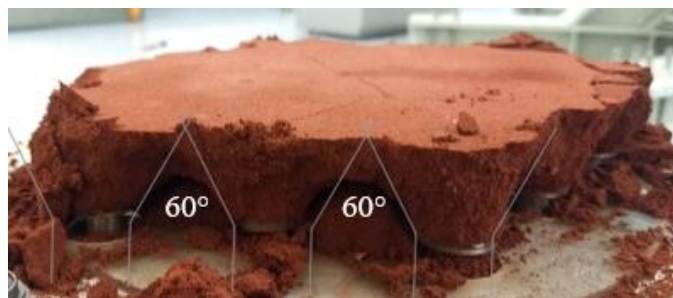


Figura 5.59. Superposição de volumes de CTC do ensaio B-D2H1SN

5.3 Considerações sobre os mecanismos de transferência de carga e ruptura

No grupo A dos ensaios centrífugos, percebe-se que o mecanismo de ruptura pode ser entendido como puncionamento, ou seja, existe uma ruptura local evidenciada pelo movimento descendente excessivo da camada de distribuição resultado da compressão do CTC localizada acima da cabeça da inclusão.

Para o mesmo diâmetro no caso do SC (grupo C) os deslocamentos máximos obtidos para o protótipo foram muito menores, evidenciando que o módulo de rigidez e os parâmetros geotécnicos do material tratado tem uma influência direta nos recalques e na capacidade de carga. A Figura 5.60 apresenta a geometria da ruptura para o SN e para o SC respectivamente.



Figura 5.60. Camada de distribuição diâmetro inclusão 38.1 cm após ensaio: (a) D1H3SN, (b) D1H1SC

Para o maior diâmetro de 76.2 cm, tanto no SN como no caso do SC, não houve uma penetração excessiva das inclusões na camada de distribuição conforme apresentado na Figura 5.61.



(a)

(b)

Figura 5.61. Camada de distribuição diâmetro inclusão 38 cm após ensaio: (a) D2H2SN, (b) D2H2SC.

Em todos os modelos físicos realizados, com exceção dos modelos do grupo A (D1H1SN, D1H2SN, D1H3SN), observa-se claramente a área central que permanece estável, somente as bordas colapsam, o que prova que existe a necessidade de ter um anel periférico para controle de recalques, desta forma aumentaria a eficiência do sistema. Na Figura 5.62 é possível observar como a camada de distribuição se apoia totalmente nas inclusões após o ensaio com exceção das bordas onde tem menor densidade de inclusões.



(a)

(b)

Figura 5.62. Colapso das bordas da camada de distribuição: (a) D2H1SN, (b) D2H1SC

A partir de uma vista superior e inferior da camada de distribuição após ensaio (Figura 5.63), observa-se que as áreas que apresentaram rupturas coincidem com as áreas de influência sem inclusão no centro. Essas inclusões não foram colocadas no modelo porque estavam localizadas exatamente na borda e o arranjo do ensaio não permitia a instalação.

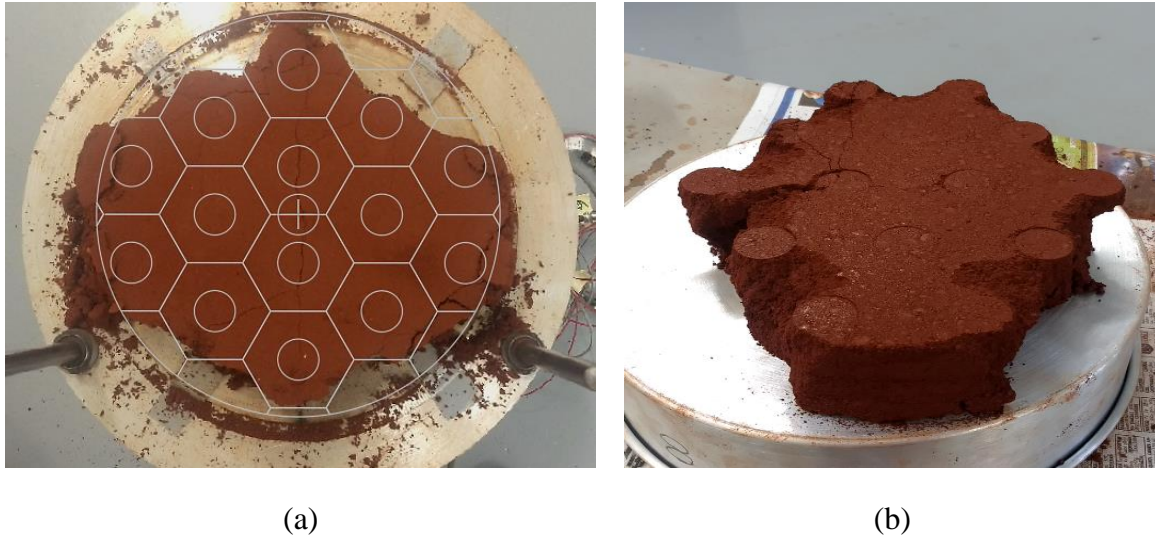


Figura 5.63. Colapso parcial perimetral: a) vista superior após ensaio B-D2H1SN e b) contato com a cabeça das inclusões após ensaio D2H3SN

Em todos os casos estáveis a pressão transmitida ao solo reforçado foi muito baixa (menores a 5 kPa), e nos casos instáveis (grupo A) onde houve ruptura por puncionamento as pressões máximas medidas no solo reforçado atingem valores de 20 kPa, valor que pode ser considerado alto para solos muito moles ou solos colapsíveis.

Com respeito à geometria da ruptura, os ângulos observados são compatíveis com os ângulos encontrados no modelo físico 1g e os ensaios triaxiais. Para os ensaios com o menor diâmetro foi difícil observar a geometria da ruptura. No ensaio D1H2SN após a ruptura por puncionamento, foi realizada a auscultação na camada de distribuição e foram observados cones truncados de concentração de tensões acima da cabeça da inclusão com ângulo próximo de 60° , como se observa na Figura 5.64a.

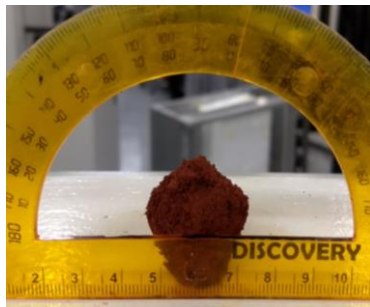
No ensaio D2H1SN foram observados ângulos de ruptura de 58° , 60° e 63° (Figura 5.64b); no ensaio D2H2SN foram observados cones de concentração de tensões com ângulos externos β entre 60° e 62° . No ensaio D2H3SN foram observados ângulos β entre 58° e 63° (Figura 5.64c); a melhor visualização do cone de transferência de carga após o ensaio foi no ensaio B-D2H1SN como se observa na Figura 5.64d.

Para o SC foi mais difícil visualizar a geometria da ruptura, pois o material é mais resistente e o mecanismo de ruptura não se desenvolveu totalmente para nenhum dos diâmetros. No ensaio D2H1SC (Figura 5.64e) se observaram ângulos entre 65° e 70° , no ensaio D2H2SC se identificaram ângulos entre 62° e 65° (Figura 5.64e).

Os resultados indicam que o plano de ruptura mobilizado, em forma de cone truncado na cabeça da inclusão é consistente com a geometria identificada nos modelos físicos 1g, onde o ângulo externo β depende da resistência do material compactado. Em conclusão, pode ser observado um ângulo médio de 60° para o SN e 65° para o SC.

Com respeito à distribuição de cargas no grupo de inclusões, observou-se que não existe uma distribuição uniforme de carga nas inclusões durante o ensaio. As inclusões centrais (inclusão 5 e 6) receberam entre 10 e 21 % da carga total aplicada na maioria dos casos. Por outro lado, as inclusões periféricas (inclusão 2, 3 e 4) recebem entre 1 e 7% da carga.

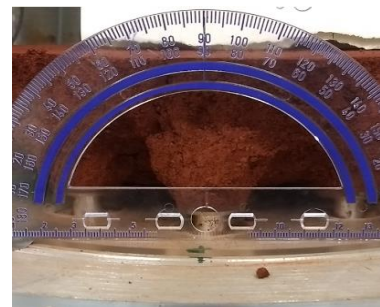
A Figura 5.65 apresenta a distribuição de cargas para cada um dos ensaios. A linha teórica de distribuição uniforme de carga corresponde a 7.14% para cada inclusão. É possível observar que algumas inclusões estão muito acima ou abaixo desse valor.



(a) D1H2SN



(b) D2H1SN



(c) D2H3SN



(d) B-D2H1SN



(e) D2H1SC



(f) D2H2SC

Figura 5.64. Ângulo β nos ensaios

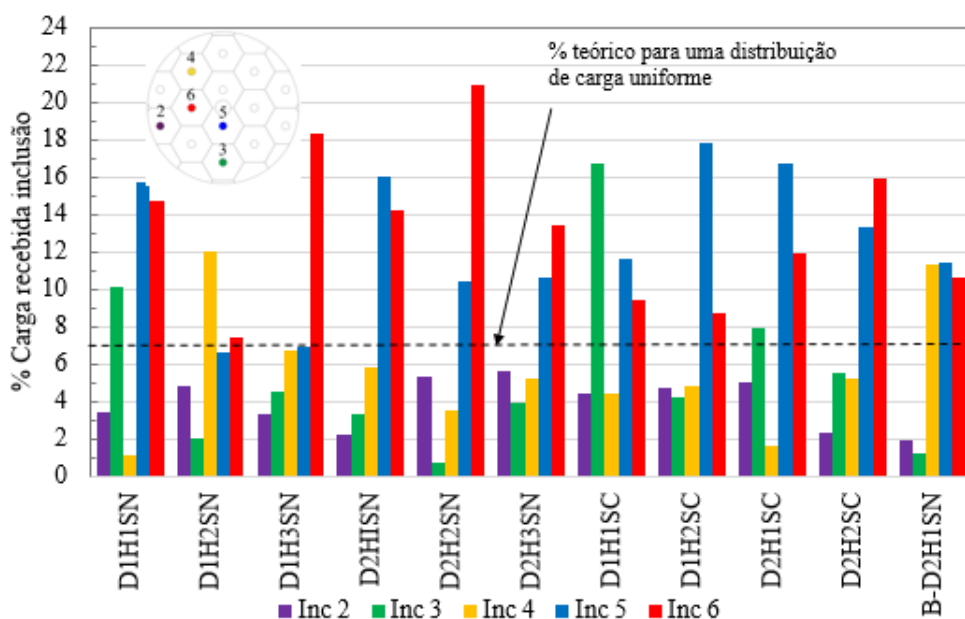


Figura 5.65. Porcentagem de carga recebida por cada inclusão instrumentada

Com base nos resultados pode se concluir que quando os valores médios são analisados, a carga nas inclusões centrais é da ordem de 12.8%, enquanto que para as inclusões periféricas em torno de 5%.

A Tabela 27 resume os dados de pressões medidas nas cabeças das inclusões apresentadas nas Figura 5.26, Figura 5.34, e Figura 5.43, além dos dados da pressão máxima aplicada na placa F_1/A e de uma média das inclusões centrais (i_5 e i_6) e periféricas (i_2 , i_3 , i_4). Os dados do grupo A não foram analisados devido a que os ensaios sofreram ruptura prematura por puncionamento.

Tabela 27. Pressões medidas na placa e na cabeça da inclusão durante a ruptura (kPa)

Grupo	Ensaio	ID	F_2/A_i						F_1/A	H/(s-a)	H/a	Per	Cent
			i_2	i_3	i_4	i_5	i_6	Max					
B	4	D2H1SN	68	101	187	479	447	479	14	1.16	1.57	122.16	463.39
	5	D2H2SN	202	32	125	416	693	693	20	1.35	1.84	137.07	554.55
	6	D2H3SN	309	285	280	611	675	675	35	1.60	2.18	292.61	642.60
C	7	D1H1SC	81	1353	320	831	602	1353	4	0.71	2.65	430.76	716.73
	8	D1H2SC	541	463	396	1814	942	1814	7	0.94	3.50	467.44	1378.13
D	9	D2H1SC	126	196	53	471	250	471	11	1.01	1.38	110.74	360.08
	10	D2H2SC	68	194	142	419	539	539	14	1.33	1.81	122.50	478.90

A Figura 5.66 apresenta as pressões aplicadas na placa no momento da ruptura considerando uma deformação de 4% para o SN e de 2% para o SC *versus* a altura relativa do modelo.

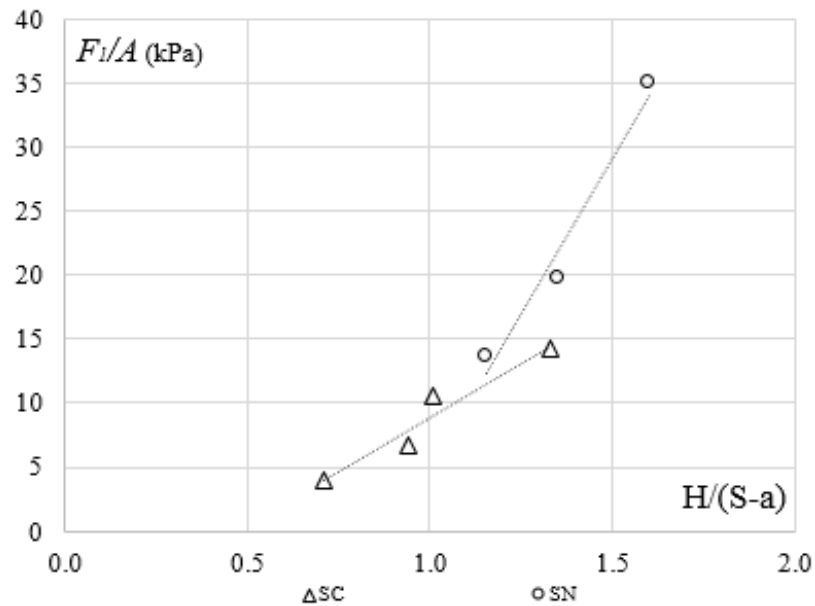


Figura 5.66. Pressão na ruptura F_1/A versus altura relativa.

A Figura 5.67 mostra um gráfico que relaciona a altura normalizada de cada ensaio com a pressão máxima registrada na cabeça da inclusão na ruptura. Observa-se uma tendência que deve ser comprovada com mais ensaios ou com modelos numéricos. As pressões máximas correspondem ao solo cimento para os dois diâmetros.

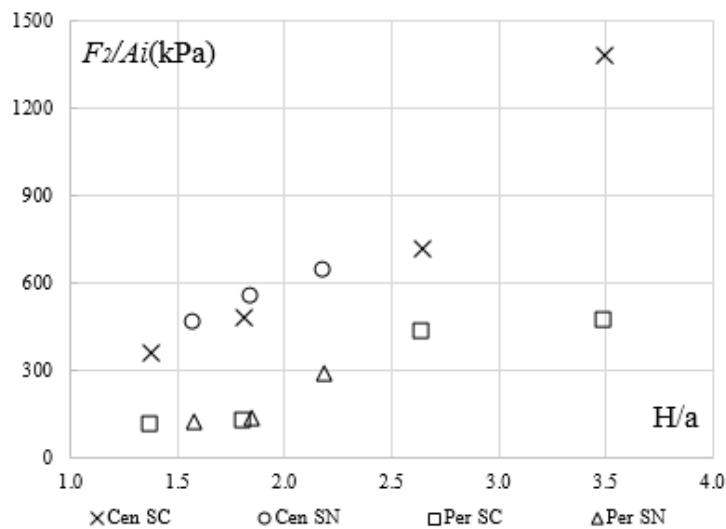


Figura 5.67. Pressões máximas na cabeça da inclusão versus altura normalizada

5.4 Conclusões parciais

Para um mesmo material (SN ou SC), os recalques são menores para maiores alturas de camada de distribuição, o que pode ser explicado pelo fato de que para alturas maiores a coluna de transferência de carga (CTC) de uma inclusão (formato de cone truncado) se superpõe com a coluna de transferência da inclusão vizinha, mostrando que existe o arqueamento do solo

direcionando as cargas à cabeça da inclusão. Nessa situação as tensões aplicadas na placa (solo reforçado) são mínimas.

Quando se observam as curvas F_1 versus $\Delta p/H$, pode-se concluir que é uma geometria atípica para curvas carga versus recalque, já que apresenta um trecho inicial com uma inclinação considerável devido a que o carregamento é aplicado com um atuador pneumático. O primeiro carregamento gera deslocamentos elevados e um rearranjo das partículas da camada de distribuição devido à compressão do CTC e rupturas parciais nas laterais da camada de distribuição de carga.

O solo natural (SN) tratado com 6% de cimento apresenta um melhor comportamento devido ao fato de possuir maior resistência e rigidez quando comparado com o SN. A tensão de confinamento é maior permitindo que tensões verticais elevadas sejam desenvolvidas na cabeça da inclusão. O sistema de fundação se torna mais eficiente, porém as tensões na camada de distribuição e na laje de fundação são altas e devem ser levadas em consideração no dimensionamento estrutural.

Quando se relaciona a altura relativa $H/(s-a)$ com a pressão máxima na placa F_1/A e a altura normalizada H/a com a pressão máxima na cabeça da inclusão F_2/A_i , observa-se uma tendência que deve ser comprovada com mais ensaios ou por meio de simulações numéricas, para contribuir à proposta de um método de dimensionamento.

Nos ensaios centrífugos do grupo A, foi observada a ruptura por puncionamento, ou seja, existe um movimento descendente da camada de distribuição resultado da compressão da coluna de solo acima da cabeça da inclusão. Os deslocamentos máximos no protótipo foram de 300 mm atingindo o limite máximo do deslocamento da placa gerando pressões importantes no solo reforçado. Para o mesmo diâmetro e camada de distribuição conformada por solo cimento, os deslocamentos são menores em torno de 62 a 100 mm, aproximadamente entre 20 e 33 % dos deslocamentos do SN. O módulo de rigidez e os parâmetros geotécnicos tem uma influência direta no desempenho do sistema.

Nos ensaios estáveis foi possível observar que a carga registrada apoiada na placa móvel é coerente com o cálculo do volume de solo instável nas laterais da camada de distribuição observadas nos croquis da ruptura. A ruptura para todos os casos aconteceu nas bordas comprovando que existe a necessidade de construir um anel periférico de inclusões para tornar o sistema mais eficiente.

Para o caso do diâmetro de 76.2 cm, tanto para o SN como para o SC, os recalques são menores variando entre 36 e 63 mm, que ainda estão nos limites de recalques totais máximos para estruturas apertadas, o que prova que o aumento do diâmetro da inclusão influencia consideravelmente o comportamento.

Em todos os casos estáveis a pressão transmitida ao solo reforçado foi muito baixa (menores a 5 kPa), e nos casos instáveis (grupo A) onde houve ruptura por puncionamento as pressões máximas medidas no solo reforçado atingem valores de 20 kPa, valor que pode ser considerado alto para solos muito moles ou solos colapsíveis.

Não existe uma distribuição uniforme de carga nas inclusões durante os ensaios. As inclusões centrais (inclusão 5 e 6) receberam entre 10 e 21 % da carga total aplicada na maioria dos casos. Por outro lado, as inclusões periféricas (inclusão 2, 3 e 4) recebem entre 1 e 7% da carga. Algumas inclusões estão muito acima e muito abaixo de um valor teórico de distribuição uniforme de 7.14% para o problema estudado.

Em todos os ensaios, observa-se que as inclusões periféricas 2, 3, e 4 não suportam carregamentos elevados durante a fase 2 de aplicação de cargas, o que mostra que os elementos perdem o confinamento devido a rupturas parciais durante a fase 1, o que faz com que percam a capacidade de suporte. As inclusões periféricas recebem durante todo o ensaio o peso próprio da CTC após a fase 1. Em todos os casos, as inclusões centrais 5 e 6 recebem a maior parte das cargas.

Foi observado o fenômeno de arqueamento nos solos na maioria dos ensaios. Na parte inferior dos domos uma porção da camada de distribuição se apoia na placa. Na maioria dos casos, à exceção dos ensaios de menor diâmetro e SN (D1H1SN, D1H2SN, D3H3SN), a eficiência durante o ensaio foi entre 80% e 100 %, o que quer dizer que com recalques elevados (condição crítica) a eficiência aumenta. Outros ensaios devem ser realizados considerando a contribuição do solo reforçado.

6 CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS

Modelos físicos em escala real, modelos reduzidos em centrífuga geotécnica e simulações numéricas 2D foram usados para estudar o mecanismo de transferência de carga entre a camada de distribuição e a cabeça da inclusão quando uma laje rígida é usada. Seis modelos físicos em escala real e 11 testes em centrífuga geotécnica foram realizados para determinar a influência da altura da camada de distribuição, diâmetro das inclusões, taxa de cobertura e as características de resistência e deformabilidade do material no comportamento do sistema. Foi utilizado um material argilo arenoso típico da região do DF e o mesmo solo tratado com cimento para obter um material com maior rigidez. Foram consideradas e avaliadas camadas de distribuição e taxas de coberturas menores que as recomendadas em alguns métodos consultados da literatura existente para tentar diminuir custos, reduzir impactos ambientais e otimizar as soluções de fundação.

Apesar de que a bibliografia sobre as inclusões rígidas é extensa, com diversas pesquisas realizadas nos últimos anos por meio de modelos físicos 1g, modelos reduzidos em centrífuga geotécnica, modelos em escala real, obras instrumentadas e modelos numéricos, o mecanismo de transferência de carga é muito complexo e ainda não é compreendido. A maioria das pesquisas foram realizadas para avaliar o comportamento de inclusões rígidas sob aterros construídos com material granular. Nesta pesquisa, uma laje rígida de transferência de carga foi usada e um material coesivo friccional foi utilizado como camada de distribuição, com o objetivo de avaliar tecnicamente o comportamento deste sistema como solução de fundação para prédios residências, edifícios industriais, silos, tanques, entre outros.

As principais conclusões da pesquisa estão sumariadas a seguir:

A partir da análise do mecanismo de ruptura e mecanismo de transferência de carga da camada de distribuição nos modelos físicos, foi observado um volume com formato de cone truncado começando na cabeça da inclusão e terminando na superfície da camada de distribuição. O cone truncado de concentração de tensões transmite a carga do peso próprio e das sobrecargas diretamente às cabeças das inclusões. A zona que fica fora do cone truncado pode gerar pressões no solo reforçado.

O ângulo externo do cone truncado (β) variou para o material melhorado com cimento, o que mostra uma relação direta entre o ângulo do cone e parâmetros de resistência do material, principalmente o ângulo de atrito. O ângulo β médio medido nos ensaios foi de 60° para o solo natural (SN) e 65° para o solo cimento (SC). O ângulo de ruptura foi compatível com a teoria de Coulomb ($\beta=45+\phi/2$).

A eficiência do mecanismo de transferência de carga depende principalmente do ângulo β , espessura da camada de distribuição, o diâmetro da inclusão, a separação entre inclusões, a

resistência e a rigidez do material da camada de distribuição de carga e as propriedades do solo reforçado.

Os recalques diminuem consideravelmente quando se altera a rigidez do material da camada de distribuição. Para as cargas estáticas estudadas, houve um ganho importante de resistência do material tratado com cimento e um melhor desempenho do sistema. No SC a tensão confinante é maior, o que permite que sejam desenvolvidas elevadas tensões na cabeça da inclusão, que devem ser consideradas no dimensionamento estrutural do radier, principalmente para camadas de distribuição de espessuras reduzidas.

Considerando um critério de ruptura de 2% e 4% da altura da camada de distribuição para o SC e SN respectivamente, o material alcança a máxima capacidade de carga para diâmetros menores, como resultado da elevada tensão vertical σ_1 desenvolvida no volume de transferência de carga e a baixa tensão de confinamento horizontal σ_3 gerada pelo restante da camada de distribuição.

O material usado nesta pesquisa como camada de distribuição de carga, tem um comportamento coesivo friccional (c e ϕ), enquanto na maioria de estudos encontrados na literatura técnica se trabalha com uma camada de material granular com $c=0$, o que significa que, o valor da coesão representa o menor valor da tensão confinante necessária, para garantir a estabilidade do sistema, quando se considera uma situação crítica como é o caso de grandes recalques do solo mole ou colapso do solo reforçado.

Os recalques resultam principalmente da deformação do cone de transferência de cargas localizado acima da cabeça da inclusão. Dependem diretamente do confinamento, dos parâmetros de resistência e deformabilidade da camada de distribuição e do solo reforçado. Quanto maior a rigidez da camada de distribuição menores são os recalques e maiores são as tensões transmitidas à cabeça da inclusão gerando maior eficiência.

Sem mudar o espaçamento e a altura da camada de distribuição, a construção de capiteis representa uma boa opção para diminuir as tensões verticais na cabeça da inclusão, diminuir recalques e melhorar o comportamento de forma geral.

Para fins práticos, a partir dos resultados dos modelos físicos 1g, foi possível propor um método para determinar a espessura da camada de distribuição de carga e o espaçamento de inclusões otimizado, usando a capacidade de carga última das inclusões calculada como um problema invertido de capacidade de carga de uma fundação superficial com um talude adjacente. À medida que aumenta a carga aplicada no sistema, a separação deve ser menor e a taxa de cobertura maior.

Apesar de que o material é muito resistente à compressão, em todos os ensaios de grupos de inclusões, observa-se que as inclusões periféricas não suportam carregamentos elevados, o que mostra que os elementos perdem o confinamento devido a rupturas parciais por não ter um

adequado confinamento nas bordas. Pode-se concluir que é necessário um anel perimetral de inclusões rígidas para aumentar a eficiência do sistema e melhorar o desempenho.

Para um mesmo material (SN ou SC), os recalques são menores para maiores alturas de camada de distribuição, o que pode ser explicado pelo fato de que para alturas maiores, o CTC de uma inclusão se superpõe com a coluna de transferência da inclusão vizinha, provando que existe o arqueamento do solo.

Com respeito à distribuição de cargas no grupo de inclusões, observou-se que não existe uma distribuição uniforme de carga nas inclusões durante o ensaio, as inclusões centrais receberam entre 10 e 21 % da carga total aplicada. Por outro lado, as inclusões periféricas recebem entre 1 e 7% da carga. Algumas inclusões estão muito acima e muito abaixo de um valor teórico de distribuição uniforme de 7.14% para o problema estudado nos modelos físicos em centrífuga geotécnica.

Quando se desconsidera a contribuição do volume de solo externo ao cone de concentração de tensões (diminuição do confinamento), obteve-se boa concordância entre os resultados experimentais e numéricos, em termos de relação carga *versus* recalque total tanto para o SN como para o SC. As tensões obtidas na cabeça da inclusão para o modelo físico 1g foram superiores aos valores medidos.

Quando se relaciona a altura relativa $H/(s-a)$ com a pressão máxima na placa F_1/A e a altura normalizada H/a com a pressão máxima na cabeça da inclusão F_2/A_i , observa-se uma tendência que deve ser comprovada com mais ensaios ou por meio de simulações numéricas, para contribuir à proposta de um método de dimensionamento.

As conclusões discutidas acima mostraram que, para os casos estudados, o sistema de fundação em inclusões rígidas se mostrou favorável quanto a controle de recalques e à diminuição de tensões no solo reforçado. É necessário realizar ensaios de campo instrumentados para entender melhor os mecanismos de transferência de carga e os mecanismos de ruptura da camada de distribuição quando uma laje rígida é usada para transferir cargas.

6.1 Sugestões para trabalhos futuros

Avaliar a influência da rigidez do radier no mecanismo de transferência de carga;

Avaliar a melhoria do comportamento quando se usa uma camada de reforço geossintético acima da cabeça das inclusões;

Desenvolver um equipamento 1g de com controle mecânico da descida da placa e um sistema para evitar o atrito lateral;

Avaliar outros solos melhorados e / ou tratados (exemplo solo-cal que pode ser mais eficiente nos solos argilosos do DF), verificar resistência e deformabilidade de materiais tratados com cal e/ou cimento ao longo prazo, verificar se existe degradação;

Verificar a influência de cargas cíclicas no SN compactado e nos materiais estruturados como SC e solo cal;

Verificar a influência dos efeitos de escala do tamanho das partículas na modelagem centrífuga;

Realizar mais ensaios em centrífuga geotécnica com diferentes separações e cargas mais elevadas para gerar a ruptura total dos modelos. Mudar o sistema de aplicação de cargas para atingir tensões máximas de pelo menos 80 kPa. Realizar outros ensaios em centrífuga geotécnica usando o procedimento de ensaio B, para avaliar o comportamento e a eficiência do sistema quando os recalques acontecem posteriormente à aplicação da carga máxima;

Realizar uma análise paramétrica por meio de modelagem numérica 2D e 3D para quantificar a influência de parâmetros geométricos como altura, separação, diâmetro, entre outros, e comparar com as tendências observadas nos modelos físicos;

Realizar os modelos em centrífuga geotécnica representando a deformação do solo reforçado com espumas, água, ar ou com uma mistura de areia – EPS para avaliar a hipótese de simplificação do problema por meio da placa móvel;

Realizar um modelo em campo instrumentado para efeitos de comparação com modelos físicos;

Avaliar o efeito da saturação da camada de distribuição nos modelos físicos e/ou considerar a sucção nas análises.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT. (1984-a). NBR 6508. Grãos de solo que passam na peneira 4,8 mm – Determinação da massa específica. ABNT, Rio de Janeiro, RJ.
- ABNT. (1984-b). NBR 7181. Solo - Análise granulométrica. ABNT, Rio de Janeiro, RJ.
- ABNT. (1984-c). NBR 6459. Solo - Determinação do limite de liquidez. ABNT, Rio de Janeiro, RJ.
- ABNT. (1984-d). NBR 7180. Solo - Determinação do limite de plasticidade. ABNT, Rio de Janeiro, RJ.
- ABNT. (1986-a). NBR 6457. Amostras de solo – preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. ABNT, São Paulo, SP.
- ABNT. (1986-b). NBR 7182. Solo – Ensaio de compactação. ABNT, Rio de Janeiro, RJ.
- ABNT. (1988). NBR 2887. Solo - Determinação da massa específica natural. ABNT, Rio de Janeiro, RJ.
- ABNT. (1990). NBR 12007. Solo – Ensaio de adensamento unidimensional. ABNT, Rio de Janeiro, RJ.
- ABNT. (2012). NBR 12025. Solo-cimento – Ensaio de compressão simples de corpos de prova cilíndricos. ABNT, Rio de Janeiro, RJ.
- ABNT. (2000). NBR 14545. Solo - Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos à carga variável. ABNT, Rio de Janeiro, RJ.
- ASTM. (2004). D4767. Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils.
- ABNT. (2019). NBR 6122. Projeto e execução de fundações. ABNT, Rio de Janeiro, RJ.
- ASTM. (2011-a). D7181. Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soil.
- ASTM. (2011-b). D3080. Standard test method for direct shear test of soils under consolidated drained conditions.
- Almeida, M.S.S., Erlich, M., Spotti, A.P., & Marques, M.E.S (2007). Embankment supported on piles with biaxial geogrids. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*. 160. Pp 185-192.
- Almeida, M.S.S., Ehrlich, M., Spotti, A. P. & Marques, M. E. S. (2007). Embankment supported on piles with biaxial geogrids. *Geotechnical Engineering*, 160, No. 4, 185–192.
- Almeida, M.S.S. & Marques, M.E.S. (2010). Aterros sobre solos moles - projeto e desempenho. São Paulo, Oficina de Textos, 254 p. 2010.
- Almeida, M.S.S. & Marques, M.E.S. (2013). Design and performance of embankments on very soft soils, CRC Press, Taylor & Francis Group. London, UK.
- Almeida, M.S.S. (2014). Physical model studies on piled embankments with and without geosynthetics. Conference Paper.
- Almeida, M.S.S, Fagundes, D.F, Thorel, L. & Blanc, M. (2019). Geosynthetic – reinforced pile-embankments: numerical, analytical and centrifuge modelling. *Geosynthetics International*.
- Alonso, E., Gens, A. & Hight, D.W. (1987). Special problems soils, proc. 9th ECSMFE – General Report, Vol.3, seção 5. P 5.1 – 5.6.
- Araki, M. S. (1997). Aspectos relativos às propriedades dos solos porosos colapsíveis do Distrito Federal. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, D.F.
- Araújo, G.L.S. (2009). Estudo em Laboratório e em Campo de Colunas Granulares Encamisadas com Geossintéticos. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-058/09, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 143 p.
- Ariyaratne, P. & Liyanapathirana, D.S (2015). Review of existing design methods for geosynthetic-reinforce pile-supported embankments. *Soils and Foundations* 55(1): 17-34
- Arthur JRF, Dunstan T, Al-Ani QAJL, Assadi A, Arthur JRF. (1977). Plastic deformation and failure in granular media. *Géotechnique* 27(1):53–74.

- Aslam, R., (2011). Centrifuge modelling of piled embankments. Tese de doutorado, University of Nottingham.
- Auvinet, (1998). Geostatistical analysis of the soil data on the site of Rion-Antirion Bridge, Greece, Final Report, Submitted to: Géodynamique et Structure, France.
- Auvinet, G. & Rodríguez, J.F. (2006). Modelling of rigid inclusions in consolidating soils. Int. Symp: Rigid Inclusions in Difficult Soft Soil Conditions, TC36, México, DF.
- Basset, R. H. & Horner, J.N. (1979). Prototype deformation from centrifugal model tests. Proceedings 7th European Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering, Brighton.
- Bareño, E. & Rodríguez, E. (1999). Clays Shrinkage. Tese de graduação, Universidad Nacional de Colombia, Bogotá, D.C. 155p.
- Baudouin, G. (2010). Sols renforcés par inclusions rigides: modelisation physique en centrifugeuse de remblais et de dallage, PhD thesis, Lunam University, LPCP, Nantes.
- Baudouin, G., Rosquoelt, F., Canou, J., Dupla, J.C., Thorel, L., Rault, G., Andria-Ntoanima, I., (2008). Caractérisation mécanique d' un mélange de sables d'Hostun, In: Journées Nationales de Geotechnique et de Géologie de l'Ingenieur. Nantes, pp. 491-498.
- Baudouin, G., Thorel, L., Rault, G., (2010). 3D load transfer in pile-supported earth platforms over soft soils: centrifuge modeling, in: Springman, Laue, Searwards (Eds) 7th ICPMG Int con fon physical modelling in geotechnics, Taylos & Francis, Zurich pp. 1303-1308.
- Bassett, R.H. & Horner, J.N. (1979). Prototype deformations from centrifugal model tests. Proc VII conf on soil mechanics and foundation engineering. Brighton.
- Bastos, I. J. F. (2017). Uma proposta de envoltória de resistência ao cisalhamento para solos arenosos artificialmente cimentados na região metropolitana de Fortaleza. Dissertação de mestrado. Departmanto de Engenharia Hidráulica e Ambiental, Programa de pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Ceara, Fortaleza, CDD 627, 127p.
- Bell, F. G. 2000. Engineering properties of soils and rocks. Oxford, UK:Blackwell.
- Bernuy, C., Hor, B., Kim, S., Song, M., & Alqoud, S. Y. (2018). LNG tanks on rigid inclusions: Kuwait. Innovative Infrastructure Solutions, 3(1), 80.
- Bezerra, J.E. (2003). Estudo do comportamento de fundações em radier estaqueado: conceitos e aplicações. Dissertação de mestrado em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Publicação G.DM 104-03, 193 p.
- Berthelot, P., Frossard, A., Glandy, M. (2010). Rigid inclusions: Calculation parameters and reception criteria for the distribution layer of the vertical rigid element. International Symposium: Rigid Inclusions in Difficult soft soil conditions, ISSMGE TC 36, UNAM, México, D.F.
- Bicalho, K. V., Bastiti, V.G. & Ximenes, R.B. (2014). Compressibilidade das argilas marinhas da Grande Vitória, ES, Brasil. Comunicações geológicas 101. Pp 1093-1095.
- Blanc, M., Raul, G., Thorel, L. and Almeida, M.S.S (2013). Centrifuge investigation of load transfer mechanisms in a granular matress above a rigid inclusions network. Journal Geotextiles and Geomembranes 36. 92-105.
- Blanc M, Thorel L, Girout R and Almeida M.S.S. (2014) Geosynthetic reinforcement of a granular load transfer platform above rigid inclusions: Comparison between centrifuge testing and analytical modelling. Geosynth.Int.21 (1): 37–52.
- Bohn, C. (2016). Serviceability and safety in the design of rigid inclusions and combined pile-raft foundations. Phd thesis. Université Paris-Est, NNT:2015PESC1096.
- Briançon, L. (2002). Renforcement des sols par inclusions rigidez. Etat de l' art. IREX, Paris, 185p.
- Briançon, L. & Simon, B. (2012). Performance of pile-supported embankment over soft soil: full-scale experiment. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 138, No. 4, 551–561.

- Briançon, L., Dias, D., & Simon, C. (2015). Monitoring and numerical investigation of a rigid inclusions–reinforced industrial building. *Canadian Geotechnical Journal*, 52(10), 1592-1604.
- Briançon, L. and Simon, B. (2017). Pile-supported embankment over soft soil for a high-speed line. *Geosynthetics International*.
- Briaud, J.L. (2013). Introduction to geotechnical engineering. New Jersey: John Wiley & Sons.
- Brinkgreve, R.B.J.; Engin E. & Swolfs W.M. (2014). Plaxis 2D Anniversary Edition, Plaxis bv.
- Brinkgreve, R.B.J.; Kamarswamy S. & Swolfs W.M. (2015). Plaxis 3D Anniversary Edition, Plaxis bv.
- Brinkgreve, R. B. J., Kumarswamy, S. & Swolfs, W. M. (2016). Plaxis 2016. Delft, the Netherlands: Plaxis bv.
- British Standard, (2010). BS 8006. Code of practice for strengthened/reinforced soils and others fills, section 8.
- Caicedo, B., Velásques, R. & Monroy, J. (2003). Modelación física en centrífuga geotécnica. *Memorias III Encuentro de Ingenieros de Suelos y Estructuras*, Bogotá, Colombia: 1-31.
- Camapum de Carvalho, J., Nunes, P.M, Berberian, D. & Ferreira, E.S. (1987). Influencia del pH del líquido de saturación en la colapsibilidad. VIII Congr. Panamericano de Mec. De Suelos e Ing. De fundaciones, Colombia, 1:1-8.
- Camapum de Carvalho, J., Mortari, D, Silva, P.R. & Paixão, M.M.O.M. (1993). Avaliação da colapsividade de um solo poroso em consequência de um aterro. 27 reunião anual de pavimentação, Belem, 255-263.
- Camapum de Carvalho, J., Alves, A. R., Duarte, L. C. M., & Silva, J. P., (2010). Caracterização de um solo colapsível de Brasília por métodos diretos de quantificação de potencial de colapso. Congresso Brasileiro de mecânica dos solos e engenharia geotécnica.
- Carlsson, B. 1987. "Armerad jord beräkningsprinciper för vertical väggar, branta slänter, bankar på lös undergrund, bankra på pälår," Linköping, Sweden: Terrateam AB.
- Castelli, F. & Lentini, V. (2011). Evaluation of the bearing capacity of footings on slopes. *International Journal of Physicall Modelling in Geotechnics*. 12 (3). 112-118.
- Chen, R.P., Chen, Y.M., Han, J., Xu, Z.Z., (2008^a). A theoretical solution for pile-supported embankments on soft soils under one-dimensional compression. *Canadian Geotechnical Journal* 45, 611–623.
- Chen, Y.M., Cao, W., Chen, R.P., (2008^b). An experimental investigation of soil arching within basal reinforced and unreinforced piled embankments. *Geotextiles and Geomembranes* 26, 164–174.
- Chen, R. P., Xu, Z. Z., Chen, Y. M., Ling, D. S., & Zhu, B. (2010). Field Tests on Pile-Supported Embankments over Soft Ground. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 136(6), 777–785.
- Cheng, Z. and Lucarelli, A. (2016). Plastic Hardening Model II: Calibration and validation. *Applied Numerical Modeling in Geomechanics*. Gomez, Detournay, Hart & Nelson (eds) Paper: 06-03. Itasca International Inc., Minneapolis, ISBN 978-0-9767577-4-0.
- Chevalier, B., Villard, P., and Combe, G. (2011). Investigation of load transfer mechanisms ing geotechnical earth structures wigh thin fill platforms reinforced by rigid inclusions. *International Journal of Geomechanics*. 11 (3): 12
- Clough, G. W., Sitar, N., Bachus, R. C., Rad, N. S. (1981). Cemented sands under static loading. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, New York. ASCE, v. 107, n. GT6, p. 799-817.
- Collin, J. G., Watson, C. H. & Han, J. (2005). Column-supported embankment solves time constraint for new road construction. *Proceedings of Geo-Frontiers 2005 – Contemporany issues in Foundation Engineering – GSP 131*, Austin, Texas, USA. pp 1-10.

- Combarieu O. (1974) Effet d'accrochage et méthode d'évaluation du frottement négatif. Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 71, 93-107.
- Combarieu O. (1990) Foundations superficielles sur sol amélioré par inclusions rigides verticales. Revue française de géotechnique, n° 53, 33-44.
- Consoli, N. C., Cruz, R. C., Fonseca, A. V., Coop, M. R. (2012). Influence of cement voids ratio on stress dilatancy behavior of artificially cemented sand. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, New York. ASCE, v. 138, n. 1, p. 100-109.
- Costa, C.B. (2018). Modelagem geológica-geotécnica do entorno dos bairros Mata da Praia e Jardim da Penha (Vitória, ES, Sudeste do Brasil). Dissertação de mestrado em Engenharia Civil. Universidade Federal do Espírito Santo (UFES). P177.
- Coulomb, C.A. 1776. Essai sur une application des règles de maximis et minimis a quelques de stratique relatifs a l' architecture. In: Memoires de mathematique et de physique. Presentes a l' academie royale des sciences, Paris 7: 343-382.
- Cozzolino, V. M. N.; Nogami, J. S. Classificação geotécnica MCT para solos tropicais. Solos e Rochas, v.16, n.2, p.77-91, 1993.
- Cuccolillo, T., Coop, M. R. (1999). On the mechanical of structured sands. Géotechnique, London, v. 49, n. 6, p. 741-760.
- Demerdash M. A., 1996. An experimental study of piled embankments incorporating geosynthetic basal reinforcement. Thèse de doctorat de l'université de Newcastle-upon-Tyne. Deutsche Gesellschaft für Geotechnik eV. _2004_. Entwurf der empfehlung 'bewehrte erdkörper auf punktförmigen linienförmigen traggliedern, Ernst & Sohn, Berlin.
- Dinh, A, Q. (2010). Etude sur modèle physique des mécanismes de transfert de charge dans les sols renforcés par inclusions rigides. Application au dimensionnement, PhD thesis, Lunam University, LPCP, Nantes.
- Dudley, J.H. (1970). Review of collapsing soils. Journal of the soils mechanics and foundation division, ASCE, 96 (SM3): 935-947.
- EBGEO. (2011). Recommendations for design and analysis of earth structures using geosynthetic reinforcements, Wiley, Berlin.
- Ellis, E., Aslam, R. (2009a). Arching in piled embankments: comparison of centrifuge tests and predictive methods. Part 1 of 2. Ground Engineering 42, 34-38.
- Ellis, E., Aslam, R. (2009b). Arching in piled embankments: comparison of centrifuge tests and predictive methods. Part 2 of 2. Ground Engineering 42, 28-31.
- Fagundes, D.F., Almeida, M.S, Girout, R., Blanc, M. & Thorel, L. (2015). Behaviour of piled embankment without reinforcement. Proceedings of the institution of civil engineers – Geotechnical Engineering. 168, pp 514-525.
- Fagundes, D. F. (2016). Modelagem Centrífuga de Aterros Estruturados, Tese de doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.
- Fagundes, D.F., Almeida, M.S, Thorel, L., Blanc, M. (2017). Load transfer mechanism and deformation of reinforced piled embankments. Journal Geotextiles and Geomembranes. Volume 45, pp 1-10.
- Fellenius, B. H. (1984). Negative skin friction and settlement of piles. Second international seminar, pile foundations, Nanjang, Singapore. 12p
- Fellenius, B. H. (2006). Basics of foundation design. Electronic edition, Alberta, Canada.
- Ferreira, S.R.M. & Lacerda, W.A. (1993). Variações de volume em solo colapsível medidas através de ensaios de laboratório e campo. Solos e rochas: Revista Brasileira de Geotecnia, São Paulo, vol 16. P 245 – 253.
- Ferreira, S.R.M. & Fucale, S.P. (1999). Características de variação de volume em solos colapsíveis do estado de Pernambuco. Congresso Brasileira de Geologia de Engenharia.

- Ferreira, R. S. M. 2007. "Collapsible and swelling soils: An overview of Brazil." In Vol. 1 of Proc., Brazilian Symp. On Unsaturated Soils, 593–618. Salvador, Brazil: Federal University of Bahia Press.
- Fonseca, E. C. A. (2017). Estudo experimental do comportamento de aterros estacados reforçados com geossintéticos. Tese de doutorado, Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, D.F.
- Fonseca, E. C. A & Palmeira, E.M (2018). An evaluation of the accuracy of design methods for geosynthetic reinforced piled embankments. *Canadian Geotechnical Journal*. 56(6): 761-773
- Freitas-Silva, F.H. & Campos, J.E.G. (1998). *Geologia do Distrito Federal. Inventário Hidrogeológico e dos recursos hídricos superficiais do Distrito Federal*. Brasília: Sematec: IEMA. MMA-SRA.
- Garnier, J. C & Pecker, A. (1999). Use of Centrifuge tests for the validation of innovative concepts in foundation engineering. 2nd Int. Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Lisbon, 7p.
- Garnier, J.C. Gaudin, S.M., Springman, P.J. Culligan, D.J., Goodings, D., König, B.L., Kutter, R., Phillips, M.F., Randolph, L., Thorel, L. (2007). Catalogue of scaling laws and similitude questions in geotechnical centrifuge modelling. *International Journal of Physical modelling in geotechnics*, 7, (3), pp 1-24.
- Girault, P. (1964). A new type of pile foundation. Proc. Conf. On Deep Foundations, Mexican Society of Soil Mech, Vol 1, Mexico, D.F.
- Girout, R., Blanc, M., Dias, D., Thorel, L. (2014). Numerical analysis of a geosynthetic-reinforced piled load transfer platform – validation on centrifuge test. *Journal Geotextiles and geomembranes* 42. 525-539.
- Girout, R., Blanc, M., Thorel, L., Fagundes, D.F., Almeida, M.S., (2016). Arching and deformation in a piled embankment: centrifuge test compared to analytical calculations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 04016069.
- Girout, R., Blanc, M., Thorel, L. and Dias, D. (2018). Geosynthetic reinforcement of pile supported embankments. *Geosynthetics International*, 25 (1). pp 37-49.
- Gomez, R. (2012). Inclusiones Rígidas – Análise Comparativo de los Métodos Analíticos y los Métodos Numéricos. Dissertação de mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Centro de Estudios y Experimentacion de Obras Públicas, UNED, Madrid - Espanha, 110 p.
- Guido, V.A., Knueppel, J.D., Sweeney, M.A., 1987. Plate loading test on geogrid reinforced earth slabs. Proc. of Geosynthetics'87, New Orleans, USA, février 1987. Industrial Fabrics Association International, St Paul, MN, USA, pp. 216–225.
- Gutierrez, M.N.H. (2005). Influências dos aspectos estruturais no colapso de solos do Norte do Paraná. Tese de Doutorado em Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, Publicação G.TD 9841, 310 p.
- Hansen, J. B. (1970). A revised and extended formula for bearing capacity. *Dan. Geotech. Ins., Bulletin No 28*.
- Hartmann, D. A. (2012). Modelagem em centrífuga de aterros estruturados com reforço de geossintéticos. Dissertação de mestrado, Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós Graduação e pesquisa de engenharia (Coppe), Universidade Federal de Rio de Janeiro, R.J, 133p.
- Hewitt, V.M. (2011). Possible Effects of the Negative Friction over Piles Induced by the Bogota Soils Subsidence Phenome. (In Spanish). Tesis de Maestría en Geotecnia, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Colombia, Bogotá D. C., Colombia, 159 p.
- Hewlett, W.J. & Randolph, M.F. (1988). Analysis of piled embankment. *Ground Eng.* 21 (3), pp 12-18.
- Holm, G. (1997). Panel discussion: Deep mixing lime-cement columns. *Proceedings of the Fourteenth international conference on soil mechanics and foundation engineering*,

- publications comitee of the XIV ICSMFE, Vol 4, Post Conference Proceedings, Hamburg, pp. 2481-2482.
- Horgan G. J., Sarsby R. W., 2002. The arching effect of soils over voids incorporating geosynthetic reinforcement. In: Delmas S., Gourc J.P. Eds. Proc. of the 7th Int. Conf. on Geosynthetics, 22-27 septembre 2002, Nice. Lisse, Pays-Bas : Swets & Zeitlinger, 2002, pp. 373-378.
- Horikoshi & Randolph (1996). Centrifuge modelling of piled raft foundations on clay. *Geotechnique* 46. (4): 741-752.
- Ipea (2017). A construção de um novo programa habitacional para o Distrito Federal. Secretaria de estado de gestão do territorio e habitação, subsecretaria de planejamento e política urbana. Governo do Distrito Federal.
- Irex (2012). Asiri National Project. Recommendations for the design construction and control of rigid inclusion ground improvements. IREX's Soil Specialist Cluster, France.
- Jenck, O., Dias, D. & Kastner, R. (2005). Soft ground improvement by vertical rigid piles – two-dimensional physical modelling and comparison with current design methods. *Soils and Foundation*, 45, No. 6, 15–31.
- Jenck, O. (2007). Le renforcement des sols compressibles par inclusions rigides verticales. Modélisation physique et numérique. PhD thesis, INSA de Lyon.
- Jenck, O., Dias, D., and Kastner, R. (2007a). Two-Dimensional Physical and Numerical Modeling of a Pile-Supported Earth Platform Over Soft Soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Volume 133:3 (295), ASCE.
- Jenck, O., Dias, D., and Kastner, R. (2007b). Three-Dimensional Numerical Modeling of a Piled Embankment. *International Journal of Geomechanics*, Volume 9:3 (103), ASCE.
- Jenck O, Dias D, Kastner R. (2009). Discrete element modelling of a granular platform supported by piles in soft soil – validation on a small-scale model test and comparison to a numerical analysis in a continuum. *Comput Geotech*;36:917–27.
- Jennings, J. E. (1977). A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due collapse of grain structure. Proceedings sixth regional conference for Africa on Soils Mechanics and Foundation Engineering, Durban, South Africa.
- Jennings, J. E. & Knight, K. (1957). The additional settlement of foundations due to a collapse of structure of sandy subsoils on wetting. IV International Conference on Soil Mechanic and Foundation Engineering. Londres, Vol. 1, p 316-319.
- Jennings, J. E. & Knight, K. (1975). A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due collapse of grain structure. Proceedings sixth regional conference for Africa on Soils Mechanics and Foundation Engineering, Durban, South Africa.
- Juran, I., and Riccobono, O. 1991. “Reinforcing soft soils with artificially cemented compacted sand columns.” *J. Geotech. Geoenviron.*, 117(7).
- La Rochelle, P., and Lefebvre, G. 1971. “Sampling disturbance in champlain clays”. *Sampling of soil and rock. ASTM Spec. Tech. Pub.* 483, 143-163.
- JTRP, Joint Transportation Research Program.(2012). Identification and Behavior of Collapsible Soils. Indiana Department of Transportation and Purdue University. Report Number: FHWA/IN/JTRP-2011/12.
- Kempfert H. G., Stadel M., Zaeske D., 1997. Berechnung von geokunststoffbewehrten Tragschichten über Pfahlelementen. *Bautechnik* , vol.12, pp.818-825.
- Kempfert H. G., Zaeske D., Alexiew D., 1999. Interactions in reinforced bearing layers over partially supported underground. In: Proc. of the 12th European Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (12th ECSMGE), 7-10 juin 1999, Amsterdam, Pays-Bas. Rotterdam: Balkema, 1999, vol. 3, pp. 1527-1532.

- Kempfert H. G, Göbel C, Alexiew D and Heitz C (2004) German recommendations for reinforced embankments on pile-similar elements. Proceedings of EuroGeo 3, Munich, Germany, pp. 279–284.
- Kulhawy, F. H & Mayne, P. W. (1990). Manual on estimating soil properties for foundation design. No EPRI-EL-6800. Electric Power Research Inst., Palo Alto, CA; Cornell Univ., Ithaca, NY. Geotechnical Engineering Group.
- Lade, P. V., Overton, D. D. (1989). Cementation effects in frictional materials. Journal of Geotechnical Engineering, New York. ASCE, v.115, n.10, p. 1373-1387.
- Laurent, Y., Dias, D., Simon, B., and Kastner, R. (2003). A 3D finite difference analysis of embankments over pile-reinforced soft soil. In Proceedings of the International Workshop on Geotechnics of Soft Soils-Theory and Practice. Verlag Glückauf, Noordwijkerhout, the Netherlands. pp. 271–276.
- Le Hello, B., and P. Villard. (2009). “Embankments reinforced by piles and geosynthetics numerical and experimental studies dealing with the transfer of load on the soil embankment.” Eng. Geol. 106 (1): 78–91.
- Leroueil, S., Vaughan, P. R. (1990). The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks. Géotechnique, London, v. 40, n.3, p. 467-488, 1990.
- Lopes, A. B. S. (2016). Estudo da Proposta de uma centrífuga geotécnica para a Universidade de Brasília. Monografia de projeto final em Engenharia Civil, Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, D.F.
- López, R.; Shao, L.; Lam Po, I.;&Gularte, F. (1999). Composite ground reinforcement foundation system for large capacity grain domes under static and seismic loads. Proc. XI PCSMGE, Foz do Iguaçu, v. 1, pp. 1-16.
- Love, J.P., and Milligan, G.W.E. 2003. Design methods for basally reinforced pile supported embankments over soft ground. Ground Engineering, 3: 39–43.
- Low, B.K., Tang, S.K Choa, V. (1994). Arching in piled embankments. ASCE Journal of Geotechnical Engineering 120 (11), 1917-1938.
- Madabhushi, G., Elis, (2014). Centrifuge modelling for civil engineers. Florida: CRC Press. 292p.
- Mattson, N., Menoret, A., Simon, C., and Ray, M. (2013). Case study of a full-scale load test of a piled raft with an interposed layer for a nuclear storage facility. Géotechnique, 63: 965–976.
- Mendonça, M.B. (1990). Comportamento de solos colapsáveis da região de Bom Jesus da Lapa - Bahia. Dissertação de mestrado. COPPE/UFRJ – Rio de Janeiro.
- Mendoza, M.J. (2006). On the soil arching and bearing mechanisms in a structural fill over piled foundations, International Symposium: Rigid Inclusions in Difficult soft soil conditions, ISSMGE TC 36, UNAM, México, D.F.
- Munfakh, G.A., Abramson, L.W., Barksdale, R.D. and Juran I. (1987). In situ ground reinforcement. ASCE, Geotechnical Special Publication. No. 12, pp 1-17.
- Mánica, M.A, Gens, A., Vaunat, J. and Ruiz, D.F. (2018). Nonlocal plasticity modelling of strain localization in stiff clays. Computers and Geotechnics Journal 103: 138-150.
- NGG. (2003). Nordic handbook-Reinforced soils and fills, Nordic Geotechnical Society, Stockholm.
- Nogami, J. S.; & Villibor, D. F. Caracterização e classificação gerais de solos para pavimentação: Limitações do método tradicional, apresentação de uma nova sistemática. In: Reunião anual de pavimentação, 15., 1980, Belo Horizonte. Anais... Belo Horizonte: 1980.
- Nogami, J. S.; & Villibor, D. F. Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos. São Paulo: Villibor, 1995. 240p

- Nunez, M., Briançon, L., and Dias, D. 2013. Analyses of a pile-supported embankment over soft clay: full-scale experiment, analytical and numerical approaches. *Engineering Geology*, 153: 53–67.
- Obrzud, R. F & Truty, A. (2018). *The hardening soil model - a practical guidebook*. Zace Services. Switzerland.
- Okyay, U. S. (2010). “Etude expérimentale et numérique des transferts de charge dans un massif renforcé par inclusions rigides: Application à descas de chargements statiques et dynamiques.” Ph.D. thesis, Institute National des Science Appliquees (INSA), Univ. of Lyon, Lyon, France.
- Okyay, U.S., and Dias, D. 2010. Use of lime and cement treated soils as pile supported load transfer platform. *Engineering Geology*, 114: 34–44.
- Okyay, U.S., Dias, D., Thorel, L. & Rault, G. (2014). Centrifuge modelling of a pile-supported granular earth-platform. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 140, No. 2, 1–12.
- Oliveira, J. R. M. S., (2005). *Modelagem em centrífuga de um problema de interação solo estrutura*. Tese de doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, R.J, Brasil.
- Palmeira, E.M. (1996). *Instrumentação geotécnica*. Notas de aula, Publicação G.A.P – 005/96, Programa de Pós-graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 72p.
- Pecker, A (2004). Le pont de Rion Antirion en Grèce, le défi sismique. 550 conférence Prononcée à l’Université de Tous les savoirs.
- Pecker, A (2004). Design and construction of the Rion Antirion Bridge. *Geo Trans*.
- Pereira MS, De HC, Tsuha C, Vilar OM, Schiavon JA, Tibana S, Saboya F Jr, Dias D (2019) Performance evaluation of a collapsible soil reinforced with compacted lateritic soil columns. *J Geotech Geoenviron Eng*.
- Perez, R.F. (2017). *Inclusões rígidas para o controle de recalques nos solos colapsáveis do Distrito Federal*. Dissertação de mestrado, Publicação G.DM-284/17, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, DF, 160p.
- Pinilla, J., Cerato, A., and Snethen, D. 2011. "Influence of Curing Time on the Resilient Modulus of Chemically Stabilized Soils." *Geotechnical Testing Journal* 34, no. 4: 364-372.
- Polido Lemos, S. G. F., Almeida, M. S. S., Consoli, N. C., Nascimento, T. Z. and Polido, U. F. 2020. “Field and Laboratory Investigation of Highly Organic Clay Stabilized with Portland Cement.” *Journal of Materials in Civil Engineering*. 32., no 4.
- Prietto, P. D. M. 1996. “Study of the mechanical behavior of an artificially cemented soil.” MSc Thesis, Federal University of Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brazil.
- Pinto, C.S (2013). *Aterros estaqueados através de modelos físicos 1G*. Dissertação de mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, R.J, Brasil.
- Quigley, P.; O’Malley, J. & Rodgers, M. (2003). Performance of a trial embankment constructed on soft compressible estuarine deposits at Shannon, Ireland. *Proc of the Int. Workshop on Geotechnics of Soft Soils, Theory and Practice*. Noordwijkerhout, pp. 619-624.
- Rault G, Thorel L, Néel, A (2010). Mobile tray for simulation of 3D load transfer in pile-supported earth platforms. In *Proceedings of the 7th ICPMG International Conference on Physical Modelling in Geotechnics* (Springman S, Laue J and Seward L (eds)). Taylor and Francis, Zurich, Switzerland, pp. 261–266.
- Rebolledo, J.F.R; León, R.F.; Camapum De Carvalho, J. (2019a). Obtaining the mechanical parameters for the hardening soil model of Tropical soils in the city of Brasília. *Soils and Rocks*, 42(1):61-74.
- Rebolledo, J.F.R; León, R.F.; Camapum De Carvalho, J. (2019b). Performance Evaluation of Rigid Inclusion Foundations in the Reduction of Settlements. *Soils and Rocks*, 42(3):265-279

- Reginato, A. & Ferrero, J. C. (1973). Collapse Potencial of Soils and soil Water Chemistry. International Conference on Soils Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, Proceedings, v. 2.2, pp 173-183.
- Reginato, A. (1970). Suelos colapsibles: Predicción de la susceptibilidad al colapso. Procedimientos segunda reunion Argentina de mecánica de suelos e ingeniería de fundaciones, Cordoba, Vol. 1, pp 1-7.
- Reséndiz, D. & Auvinet, G. (1973). Analysis of pile foundations in consolidating soil, Instituto de Ingeniería, UNAM, N°. E7.
- Rincon, E.R. (2016). Análise experimental do comportamento de sistemas radier estaqueado em solos moles em procesos de adensamento. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-119/16, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, DF, 237p.
- Rodríguez-Rebolledo, J.F. (2001). Uso de inclusiones rígidas para el control de asentamientos en suelos blandos. Tesis de maestría, Facultad de ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad de México, DF.
- Rodríguez-Rebolledo, J.F. & Auvinet, G. (2006). Rigid Inclusions in México city soft soils. Int. Symp: Rigid Inclusions in Difficult Soft Soil Conditions, TC36, México, DF. Pp 197-206.
- Rodríguez-Rebolledo, J.F. (2010). Modelado del comportamiento de pilotes e inclusiones sometidos a consolidación regional, en la zona lacustre de la ciudad de México. Tesis doctoral, Facultad de ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad de México, DF.
- Rodríguez, J.F.; Auvinent G. & Martínez H.E. (2015). Settlement analysis of friction piles in consolidating soft soils. DYNA, 82(192):211-220.
- Rogers, C.D.F., Dijkstra, T.A. & Smalley, I.J. (1994). Hydroconsolidation and subsidence of loess: Studies from China, Russia, North America and Europe: In memory of Jan Sajgalik. Engineering Geology, 37(2), 83-113.
- Roscoe, K. H., Schofield, A. N., & Wroth, C. P. (1958). On the Yielding of Soils. Géotechnique, 8(1), 22–53.
- Roscoe K. H. 1970. The influence of strains in soil mechanics. Géotechnique 20(2):129.
- Rowe, R. K. & Liu, K. W. (2015). Three-dimensional finite element modelling of a full-scale geosynthetic reinforced, pile-supported embankment. Canadian Geotechnical Journal, 52, No. 12: 2041–2054.
- Rui, R., A. F. van Tol, X. L. Xia, S. J. M. van Eekelen, G. Hu, and Y. Y. Xia. (2016). “Evolution of soil arching; 2D DEM simulations.” Comput. Geotech. 73: 199–209.
- Rui, R., A. F. van Tol, Y. Y. Xia, S. J. M. Van Eekelen, and G. Hu. (2018). “Evolution of soil arching: 2D analytical models.” Int. J. Geomech. 18 (6): 04018056.
- Rui, R., A. F., Han, J., Van Eekelen, & Wan, Y. (2018). Experimental investigation of soil arching development in unreinforced and geosynthetic reinforced pile supported embankments. Int. J. of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 145 (1): 04018103.
- Saxena, S. K., and Lastrico, R. M. 1978. “Static properties of lightly cemented sand.” J. Geotech. Engrg. Div., ASCE, f104(12), 1449-1465.
- Saboya, F. A., Santiago, P. de A. C., Martins, R. R., Tibana, S., Ramires, R. S., & Araruna, J. T. (2012). Centrifuge Test to Evaluate the Geotechnical Performance of Anchored Buried Pipelines in Sand. Journal of Pipeline Systems Engineering and Practice, 3(3), 84–97.
- Sanbonsuge, K.; Vasconcelos, K.; Bernucci, L. & Moura, E. (2017). Efeito da umidade inicial e do tempo de cura nas propriedades mecânicas de misturas solo – cimento. Revista Transportes. Pp 69-82.
- Santoyo, E. & Ovando, E. (2006). Geotechnical considerations for hardening the subsoil in Mexico City’s Metropolitan Cathedral. Proc. Int. Symp. Rigid Inclusions in Difficult Soft Soil Conditions, Mexico City, v. 1, pp. 171-178.

- Schanz, T., Vermeer, P.A., Bonnier, P.G. (1999). The hardening soil model: formulation and verification, *Beyond 2000 in Computational Geotechnics*, Balkema, Rotterdam.
- Schlosser, F.; Jacobsen, H.M.; & Juran, I. (1984). Le renforcement des sols. *Revue Française de Géotechnique*, 29:7-33.
- Schnaid, F., Prietto, P. D. M., Consoli, N. C. (2001). Characterization of cemented sand behavior in triaxial compression. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, New York. ASCE, v. 127, n. 10, p. 857-868.
- Schofield, A. N. (1980). Cambridge geotechnical centrifuge operations. *Geotechnique*, 30, No. 3: 227–268.
- Silva, J.P., Corgozinho, A.R., Martins, L.C. e Camapum de Carvalho, J. (2010). Caracterização de um solo colapsível de Brasília por métodos diretos de quantificação de potencial de colapso, COBRAMSEG, 2010.
- Silva, J. D. (2006). Estudo da colapsibilidade da argila porosa de Brasília pelo fluxo de contaminantes. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, D.F.
- Silveira, I. A. & Rodrigues, R. A. (2020). Collapsible Behavior of Lateritic Soil Due to Compacting Conditions. *International Journal of Civil Engineering*.
- Simon, B. & Schlosser, F. (2006). Soil Reinforcement by vertical stiff inclusions in France. *Int. Symp: Rigid Inclusions in Difficult Soft Soil Conditions*, TC36, México, DF.
- Simon, B. (2012). General report S5 Rigid Inclusions and Stone Columns. ISSMGE – TC 211 International Symposium on Ground Improvement IS-GI, Brussels.
- Specht, L. P. 2000. Comportamento de misturas solo-cimento-fibra submetidas a carregamentos estáticos e dinâmicos visando a pavimentação. [Behavior of soil-cement-fiber mixtures subjected to static and dynamic loads for paving]. [In Portuguese.] M.Sc. thesis, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil.
- Spotti, A. P. (2006). Aterro estaqueado reforçado instrumentado sobre solo mole. Tese de doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.
- Springman, S. M., Laue, J., Askarinejad, A., Gautray, N. F. (2012) On the design of ground improvement for embankments on soft ground. *International Conference on Ground Improvement and Ground Control*. ICGI Wollogong.
- Surarak, C., Likitlersuang, S., Wanatowski, D. (2012). Stiffness and strength parameters for hardening soil model of soft and stiff Bangkok clays. *Soils and Foundations*. (4). Pp 682-697.
- Svano, G., Iltad, T., Eiksund, G., and Want, A. (2000). Alternative calculation principle for design of piles embankments with base reinforcement. In *Proceedings of the 4th International Conference of Ground Improvement Geosystem*. Finnish Geotechnical Society, Helsinki, Finland.
- Taylor, R.N. (1995). Centrifuges in modelling: principles and scale effects, *Geotechnical centrifuge technology*, R.N. Taylor (Ed), Blackie Academic & Professional, London, UK, pp 19-33.
- Thaher, M. & Jesberger, H. L., (1991). The behavior of pile-raft foundations, investigated in centrifuge model tests. *Centrifuge 91, ISMFE, Rotterdam, Germany*: 225-234.
- Terzaghi, K. (1943). *Theoretical soil mechanics*, Wiley, New York.
- Thorel, L., Dupla, J.C., Rault, G., Canou, J., Baudouin, G., Dinh, A.Q., Simon, B. (2010). Pile supported earth platforms: two approaches with physical models. *Proceedings of the 7th physical modelling in geotechnics – springman, Laue & Seward*. London, ISBN 978-0-415-59288.
- Tran, T.V., Teramoto, S., Kimura, M., Boonyatee, T., & Vinh, L.B. (2012). Effect of ground subsidence on load sharing and settlement of raft and pile draft foundations. *World*

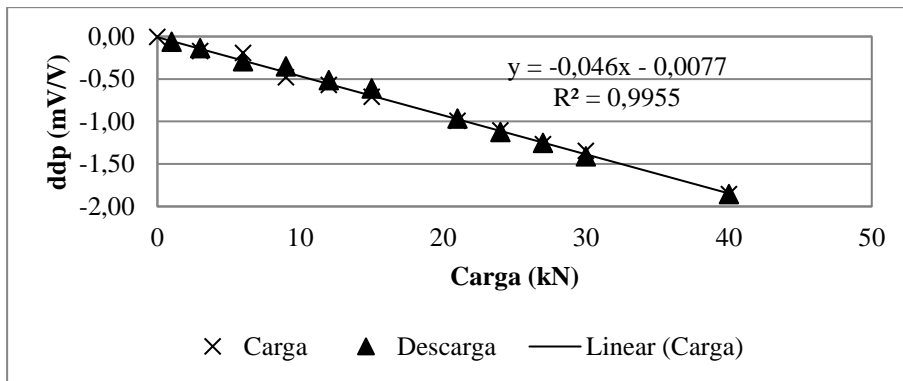
- Academy of Science, Engineering and Technology, *International Journal of Civil, Environmental, Structural, Construction and Architectural Engineering*, 6(2), 120-127.
- Van Eekelen, S. J. M., Bezuijen, A., Lodder, H. J. & van Tol, A. F. (2012a). Model experiments on piled embankments. Part I. Geotextiles and Geomembranes, 32, No. C, 69–81.
- Van Eekelen, S. J. M., Bezuijen, A., Lodder, H. J. & van Tol, A. F. (2012b). Model experiments on piled embankments. Part II. Geotextiles and Geomembranes, 32, No. C, 82–94.
- Van Eekelen, S. J. M., Bezuijen, A. & van Tol, A. F. (2015). Validation of analytical models for the design of basal reinforced piled embankments. *Geotextiles and Geomembranes*, 43, No. 1, 56–81.
- Van Eekelen, S. J. M., and Han, J. 2020. Geosynthetic-reinforced pile-supported embankments: state of the art. *Geosynthetics International.*, 27(2), 112-141.
- Vesic, A. S. (1970). *Load Transfer in Pile-Soil Systems*. School of Engineering, Duke University, Soil Mechanics Series, v. 23.
- Vesic, A. S. (1973). Analysis of ultimate loads of shallow foundations. *Journal of the soils mechanics and foundations division*. ASCE 99(SMI): 45-73.
- Vilar O. M, Rodrigues RA (2011). Collapse behavior of soil in a Brazilian region affected by a rising water table. *Can Geotech J* 48:226–233.
- Villard, P, Chevalier, B, Le Hello, B, Combe, G. (2009). Coupling between finite and discrete element methods for the modelling of earth structures reinforced by geosynthetic. *Comput Geotech* 20;36(5):709–17.
- Wang, S. L., and Baaj, H. 2020. “Treatment of weak subgrade materials with cement and hydraulic road binder (HRB)”. *Road Materials and Pavement Design*.
- Wood, H.J. (2003). The design and construction of pilesupported embankments for the A63 Selby Bypass. *Proc. of Foundations: Innovations, Design and Practice*, Dundee, pp. 941-950.
- Xing, H., Zhang, Z., Liu, H. & Wei, H. (2014). Large-scale tests of pile-supported earth platform with and without geogrid. *Geotextiles and Geomembranes*, 42, No. 6, 586–598.
- Zanziger, H. & Gartung, E. (2002). Performance of a geogrid reinforced railway embankment on piles. *Proc. Of the 7th Int. Conf. on Geosynthetics*, Nice, pp. 381-386.
- Zheng, G., Jiang, Y., Han, J. & Liu, Y. F. (2011). Performance of cement-fly ash-gravel pile-supported high-speed railway embankments over soft marine clay. *Marine Georesources and Geotechnology*, 29, No. 2, 145–161.
- Zhou, W.H., Lao, J.Y., Huang, Y., & Chen, R. (2016). Three-Dimensional Finite Element Modelling of Soil Arching in Pile-Supported Geogrid-Reinforced Embankments. *Advances in transportation Geotechnics 3. The 3rd International Conference on Transportation Geotechnics*. Volume 143, pp 607-614.
- Zhuang, Y., Ellis, E.A. and Yu, H.S. (2014). Finite element analysis of a piled embankment with reinforcement compared with BS 80006 predictions. *Geotechnique* 64 (11). pp 910-917.
- Zhuang, Y. & Ellis, E.A. (2016). Finite-element analysis of a piled embankment with reinforcement and subsoil. *Géotechnique*, 66, No. 7, 596–601.
- Zhuang, Y., Wang, K.Y. (2015). Three-dimensional behavior of biaxial geogrid in a piled embankment: numerical investigation. *Canadian Geotechnical Journal*. 52. 10. Pp 1629-1635.
- Zhuang, Y. & Wang, K.Y. (2016). Finite-element analysis on the effect of subsoil in reinforced piled embankments and comparison with theoretical method predictions. *International Journal of Geomechanics*, 16, No. 5, 1–15.
- Zur, A. & Wiseman, G.A. (1975). *Collapse settlement in compacted soils*. Council for Scientific and Industrial Research, Pretoria, South Africa.

APÊNDICES

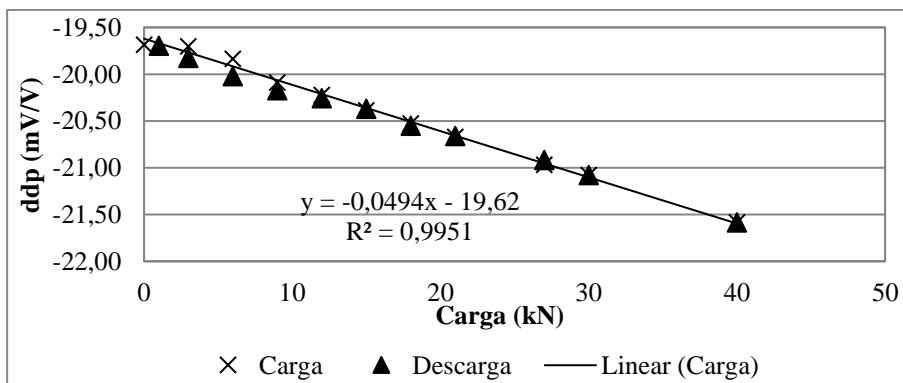
A-CURVAS DE CALIBRAÇÃO DE INSTRUMENTOS UTILIZADOS NO MODELO FÍSICO 1G

Células de carga tipo disco CC

Célula de carga 17409

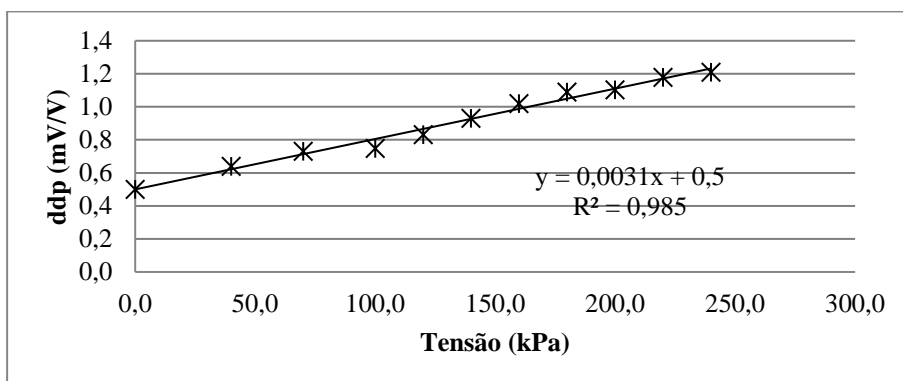


Célula de carga 17408

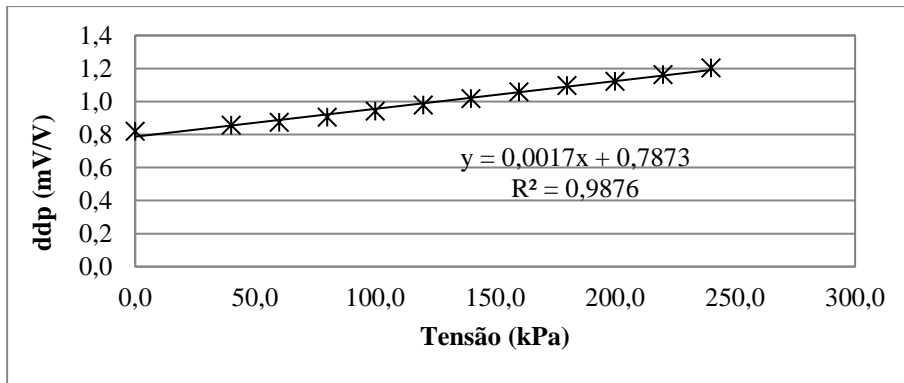


Células de tensão total CTT

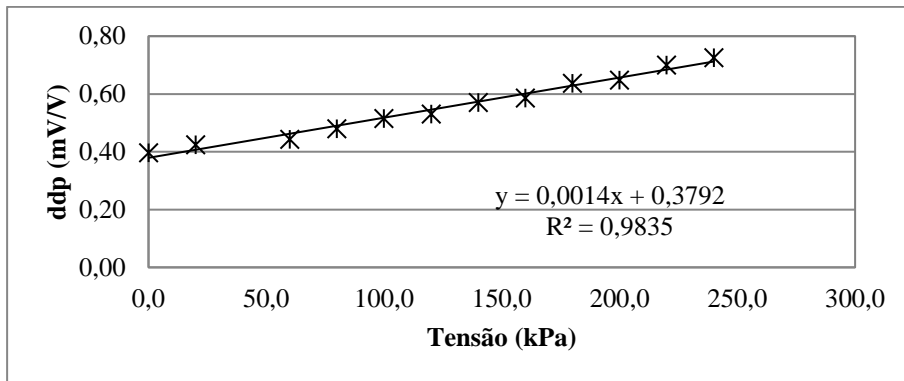
CTT 173504



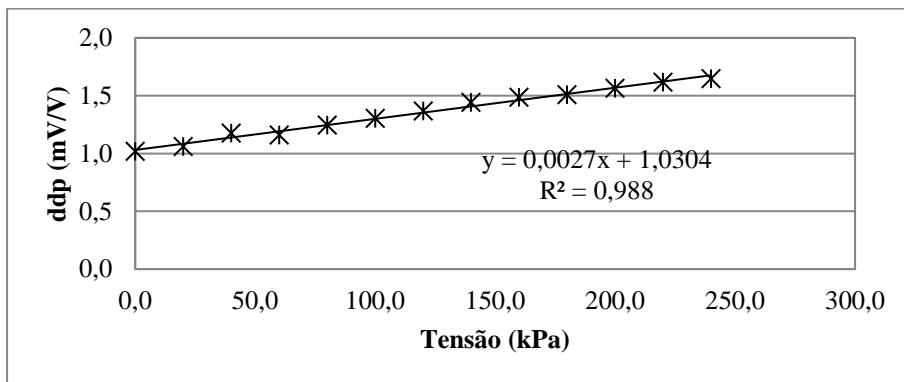
CTT 173503



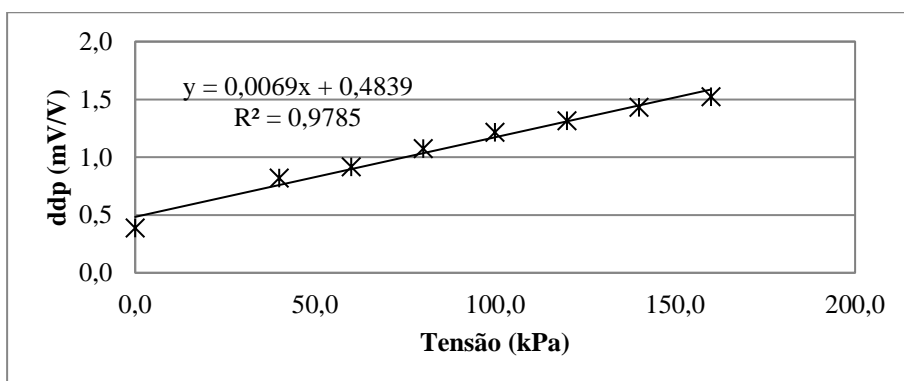
CTT 173505



CTT 173502



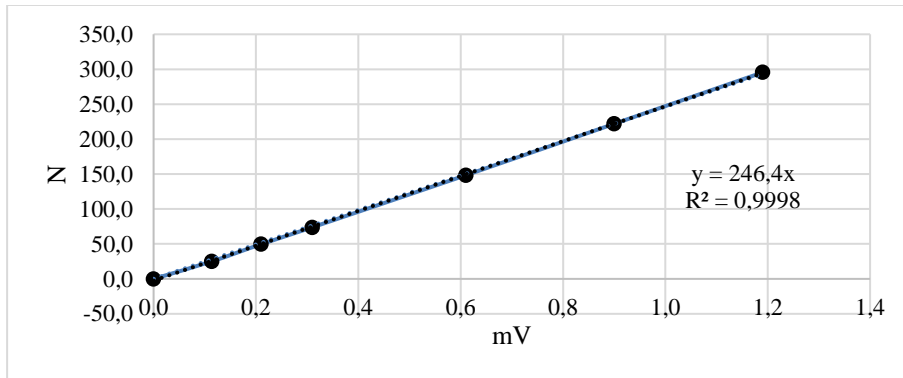
CTT 173501



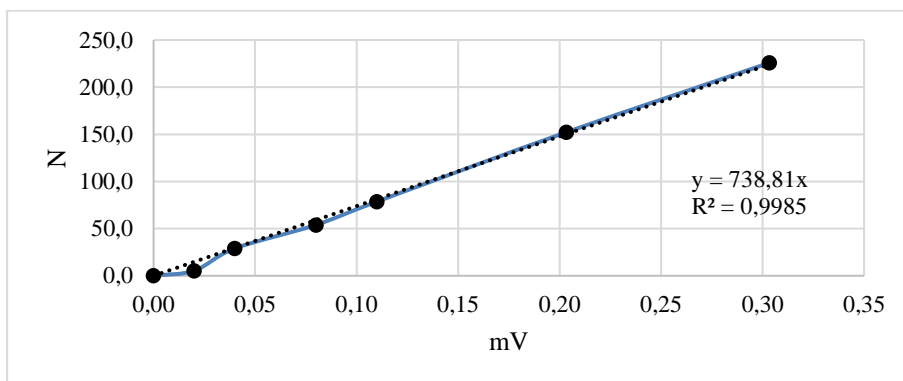
B-CURVAS DE CALIBRAÇÃO DE INSTRUMENTOS UTILIZADOS NO MODELO FÍSICO EM CENTRÍFUGA GEOTÉCNICA

Células de carga

Célula LCF 450 ID 219206 (F₁)

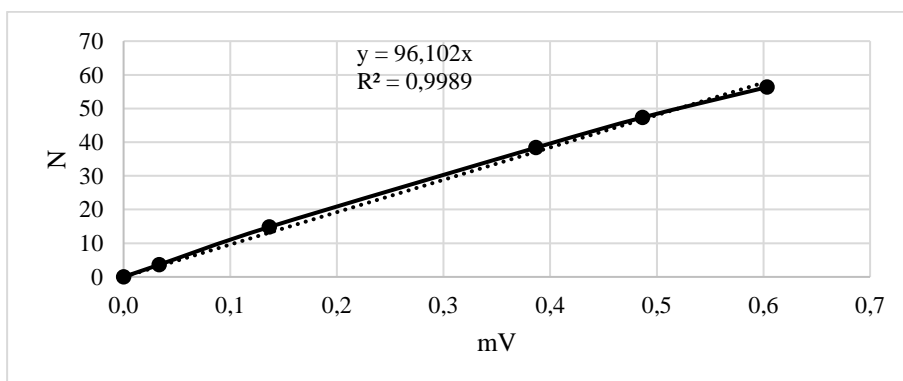


Célula LCM 325 ID 589259 (F_P)

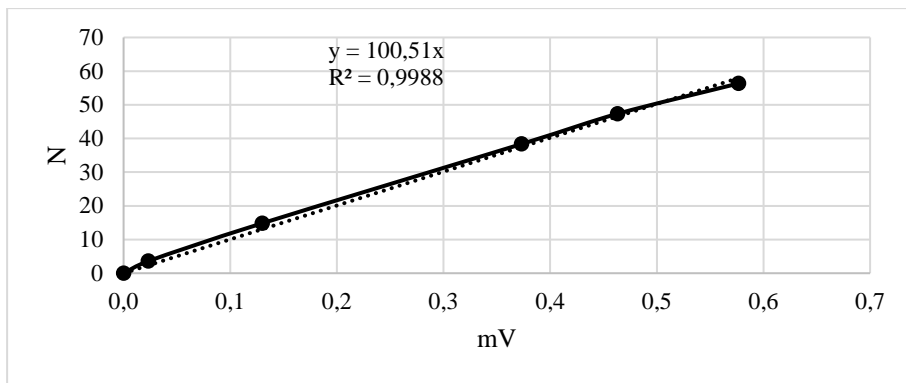


Células de carga miniatura

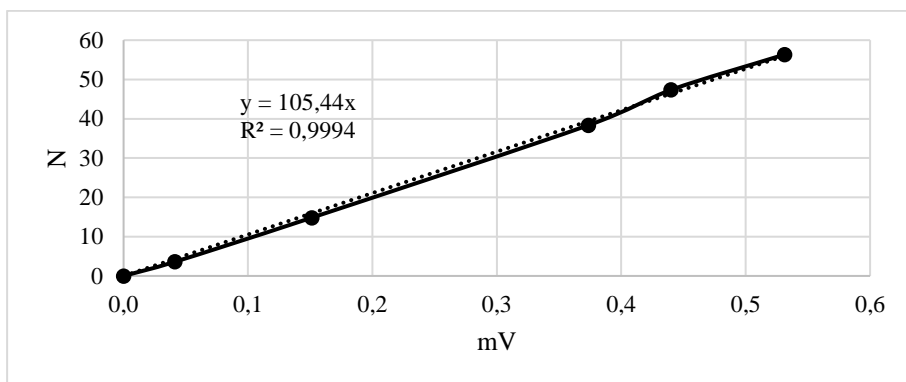
Célula LCM 200 ID 798266 (F₂)



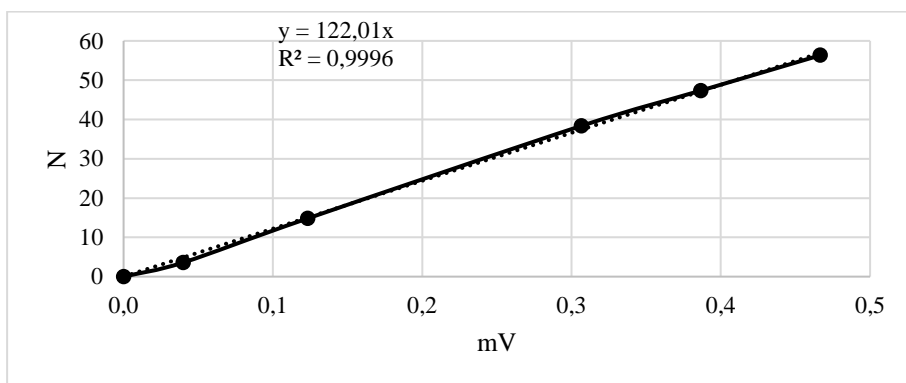
Célula LCM 200 ID 798267 (F₃)



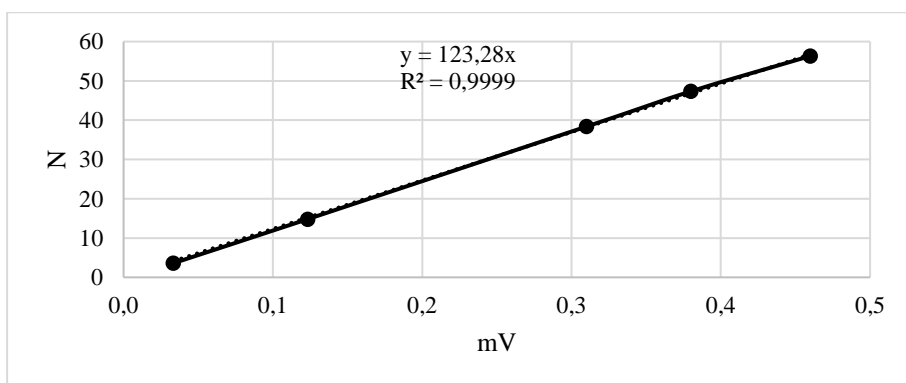
Célula LCM 200 ID 7218390 (F₄)



Célula LCM 200 ID 218391 (F₅)



Célula LCM 200 ID 582938 (F₆)



LVDT

