

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE MARINGÁ CENTRO DE
TECNOLOGIA DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL – Mestrado**

MARIA CAROLINA BOGUCHESKI

**CAPACIDADE DE CARGA EM SOLOS REFORÇADOS COM
COLUNAS DE BAMBU: Aplicação da teoria de geocélulas**

MARIA CAROLINA BOGUCHESKI

**CAPACIDADE DE CARGA EM SOLOS REFORÇADOS COM
COLUNAS DE BAMBU: aplicação da teoria de geocélulas**

Dissertação apresentada como parte dos requisitos necessários para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Estadual de Maringá.

Orientador: Prof. Dr. Jeselay Hemetério Cordeiro dos Reis

MARINGÁ
2025

MARIA CAROLINA BOGUCHESKI

**CAPACIDADE DE CARGA EM SOLOS REFORÇADOS COM COLUNAS
DE BAMBU: aplicação da teoria de geocélulas**

Dissertação apresentada como parte dos requisitos necessários para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Estadual de Maringá.

Aprovada em ____/____/____

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Jeselay Hemetério Cordeiro dos Reis (Orientador) – UEM/PCV

Prof. Dr. Jesner Sereni Ildefonso – UEM/PEU

Prof. Dr. Danilo Rinaldi Bisconsini- UTFPR/PPGEC-PB

Ao meu esposo Alysson por me apoiar em todas as
decisões desta trajetória.

AGRADECIMENTOS

A Deus, pelo dom da vida e por me permitir evoluir diariamente.

À Universidade Estadual de Maringá pela infraestrutura e suporte nesta caminhada.

Ao Professor Jeselay pela orientação, auxílio e compreensão ao longo de toda a pesquisa.

Aos professores pelos insumos, motivação e dedicação.

Aos funcionários pela disposição e atenção.

Ao meu esposo Alysson, pelo apoio, paciência e por ser meu braço direito.

À minha mãe, por nunca me deixar desistir de nenhum sonho e ser a minha fonte de inspiração.

Ao meu irmão João Vitor, por existir e me fazer querer ser um exemplo melhor.

À minha avó, por todas as orações e incentivos.

A todos os colegas do curso pela troca de conhecimento e por tornar o mestrado mais leve.

O sucesso é a soma de pequenos esforços repetidos
diariamente

Robert Collier

RESUMO

O aumento das cargas transportadas por veículos exige que as vias tenham uma capacidade de suporte de carga cada vez maior. Para tanto, é necessário que os solos sejam reforçados, preferencialmente com materiais sustentáveis, já que a exploração desenfreada de materiais gera consequências negativas ao meio ambiente. As geocélulas são estruturas tridimensionais, unidas entre si de modo a possibilitar o confinamento de materiais em seu interior. O bambu é uma planta reflorestável de grande abundância no Brasil, entretanto, o seu reuso não é explorado em toda a sua potencialidade. Atualmente, há uma gama de estudos de reforços de solos com geocélulas, entretanto, ainda não há pesquisas que utilizam o bambu como material de confecção deste tipo de reforço. Neste trabalho fez-se um estudo experimental da capacidade de carga do solo reforçado com colunas de bambu, no qual foram realizados ensaios de prova de carga em placa circular de 200 mm em modelos de grande escala apoiada solo reforçado com colunas de bambu em 06 situações diferentes (1- Coluna Chanfrada com Nó – D45 mm e H=10 cm, 2- Coluna Chanfrada Lisa – D45 mm e H=10 cm, 3- Coluna Chanfrada Lisa – D65 mm e H=15 cm, 4 - Coluna Chanfrada com Nó – D45 mm e H=15 cm, 5 - Coluna Reta Lisa – D45 mm e H=15 cm, 6. Coluna Chanfrada com Nó – D65 mm e H=15 cm) com arranjos de: 01 coluna, 05 colunas, 10 colunas e 20 colunas de bambu. De modo adicional, os resultados foram interpretados usando métodos analíticos de Koerner (1998) , Presto (2008), Shitaram e Hedge (2013) e Avesani Neto et al. (2013) deduzidos para aplicações em geocélulas. Os ensaios mostraram que houve um aumento na capacidade de suporte, sendo a melhor capacidade de suporte obtida com o solo reforçado com mais de uma coluna de bambu em razão do efeito de grupo. Além disso, os ensaios possibilitaram identificar um comportamento diretamente proporcional na capacidade de carga com o diâmetro dos modelos e com a altura das colunas, ademais, a presença do chanfro representou um ganho na capacidade de suporte. Dos métodos analíticos, o que mais se aproxima com a capacidade de suporte obtido experimentalmente foram os de Presto (2008) e Avesani Neto et al. (2013). Conclui-se que o reforço de maiores diâmetros e maiores alturas possuem maior capacidade de suporte, já os chanfrados também em função do efeito de confinamento.

Palavras-chave: Bambu. Reforço de Solo. Sustentabilidade. Geocélulas. Solo Arenoso.

ABSTRACT

The increase in vehicle loads requires roads to have an increasingly greater load-bearing capacity. To achieve this, soils must be reinforced, preferably with sustainable materials, as the unbridled exploitation of these materials has negative consequences for the environment. Geocells are three-dimensional structures joined together to allow for the confinement of materials within them. Bamboo is a reforestation plant abundant in Brazil; however, its reuse is not fully explored. Currently, there are a range of studies on soil reinforcement with geocells; however, there is no research yet using bamboo as a material for this type of reinforcement. In this work, an experimental study of the load capacity of soil reinforced with bamboo columns was carried out, in which load test tests were carried out on a 200 mm circular plate in large-scale models supported by soil reinforced with bamboo columns in 06 different situations (1- Beveled Column with Knot - D45 mm and H = 10 cm, 2- Smooth Beveled Column - D45 mm and H = 10 cm, 3- Smooth Beveled Column - D65 mm and H15 cm, 4 - Beveled Column with Knot - D45 mm and H = 15 cm, 5 - Smooth Straight Column - D45 mm and H = 15 cm, 6. Beveled Column with Knot - D65 mm and H = 15 cm) with arrangements of: 01 column, 05 columns, 10 columns and 20 bamboo columns. Additionally, the results were interpreted using analytical methods of Koerner (1998) , Presto (2008), Shitaram and Hedge (2013) and Avesani Neto *et al.* (2013) deduced for applications in geocells. The tests showed an increase in bearing capacity, with the best bearing capacity obtained with soil reinforced with more than one bamboo column due to the group effect. Furthermore, the tests revealed a directly proportional behavior in load capacity with the diameter of the models and the height of the columns. Furthermore, the presence of the chamfer represented an increase in bearing capacity. Of the analytical methods, the one that most closely matches the experimentally obtained bearing capacity was Presto (2008) and Avesani Neto *et al.* (2013). It is concluded that reinforcement with larger diameters and greater heights has greater bearing capacity, while chamfered reinforcement also has a greater bearing capacity due to the confinement effect.

Key-words: Bamboo. Soil strengthening. Sustainability. Geocell. Sand soil.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1- Geocélula de diferentes materiais.....	19
Figura 2- Diferentes formatos de geocélulas	24
Figura 3- Padrões de arranjos	25
Figura 4 - Efeito de confinamento	31
Figura 5- Efeito de espraçamento de tensões	31
Figura 6- Efeito de membrana.....	32
Figura 7- Detalhamento das colunas de brita.....	34
Figura 8- Estrutura anatômica do colmo do bambu	35
Figura 9- Microscopia eletrônica do bambu	37
Figura 10- Gráfico tensão x deformação	42
Figura 11- Valores médios do limite de resistência à compressão de base, meio e ápice dos colmos do Bambusa tulldoides.....	45
Figura 12 - Configuração de ensaio.....	54
Figura 13 - Curva Carga x Deslocamento	55
Figura 14 - Configuração de teste	56
Figura 15 - Gráfico pressão x deslocamento.....	58
Figura 16 - Aterro analisado.....	59
Figura 17- Curvas tensão (kPa) x deslocamento (mm) das provas de carga realizadas.....	61
Figura 18 - Comparativo entre o método experimental e numérico	61
Figura 19 - Representação das camadas dos ensaios SGC1 e SGB1	65
Figura 20 - Curva tensão x recalque do solo não reforçado (S) e do solo reforçado com uma geogrelha natural de bambu (SGB1) e comercial da marca Maccaferri (SGC1)	66
Figura 21- Percentual passante em cada peneira no ensaio de granulometria	75
Figura 22- Curva granulométrica da areia	75
Figura 23- Modelo 1 - Coluna Chanfrada com Nó – D45 H10 -CCND45H10	77
Figura 24- Modelo 2 - Coluna Chanfrada Lisa– D45H10-CCLD45H10	78
Figura 25- Modelo 3 - Coluna Chanfrada Lisa– D65H15-CCLD65H15	79
Figura 26- Modelo 4 - Coluna Chanfrada com Nó– D45H15-CCND45H15	80
Figura 27- Modelo 5 - Coluna Reta Lisa– D45H15-CRLD45H15	81
Figura 28- Modelo 6 - Coluna Chanfrada com Nó– D65H15-CCND65H15	82
Figura 29- Representação do modelo 1 – CCND45H10	83
Figura 30- Representação do modelo 2 – CCLD45H10	83
Figura 31- Representação do modelo 3 – CCLD65H15	84
Figura 32- Representação do modelo 4 – CCND45H15	84
Figura 33- Representação do modelo 5 – CRLD45H15	85
Figura 34- Representação do modelo 6 – CCND65H15	85
Figura 35- Representação do conjunto de 1 coluna.....	86
Figura 36- Representação do conjunto de 5 colunas	86
Figura 37- Representação do conjunto de 10 colunas	87
Figura 38- Representação do conjunto de 20 colunas	87
Figura 39 - Fluxograma da pesquisa.....	88
Figura 40- Configuração de ensaio com 1 coluna de bambu	89
Figura 41- 1 coluna de bambu	90
Figura 42- Configuração de ensaio com 5 colunas de bambu.....	91
Figura 43- 5 colunas de bambu.....	92
Figura 44- Configuração de ensaio com 10 colunas de bambu.....	93
Figura 45- 10 colunas de bambu.....	93
Figura 46- Configuração de ensaio com 20 colunas de bambu.....	94
Figura 47- 20 colunas de bambu.....	95
Figura 48- Materiais utilizados nos ensaios.....	96
Figura 49- Representação do conjunto de prova de carga.....	98
Figura 50- Gráfico tensão x deslocamento para o modelo 1 CCND45H10.....	101

Figura 51 - Gráfico tensão x deslocamento para o modelo 2 CCLD45H10	101
Figura 52- Gráfico tensão x deslocamento para o modelo 3 CCLD65H15	102
Figura 53- Gráfico tensão x deslocamento para o modelo 4 CCND45H15	102
Figura 54- Gráfico tensão x deslocamento para o modelo 5 CRLD45H15	103
Figura 55- Gráfico tensão x deslocamento para o modelo 6 CCND65H15	103
Figura 56 - Gráfico rigidez (k) x pressão modelo 1 CCND45H10	104
Figura 57- Gráfico rigidez (k) x pressão modelo 2 CCLD45H10	104
Figura 58- Gráfico rigidez (k) x pressão modelo 3 CCL65H15	105
Figura 59- Gráfico rigidez (k) x pressão modelo 4 CCND45H15	106
Figura 60- Gráfico rigidez (k) x pressão modelo 5 CRLD45H15	106
Figura 61- Gráfico rigidez (k) x pressão modelo 6 CCND65H15	107
Figura 62- Gráfico tensão x deslocamento para o modelo 1 (CCND45H10) extrapolado	109
Figura 63 - Gráfico tensão x deslocamento para o modelo 2 CCLD45H10 extrapolado	110
Figura 64- Gráfico tensão x deslocamento para o modelo 3 CCLD65H15 extrapolado	110
Figura 65 - Gráfico tensão x deslocamento para o modelo 4 CCND45H15 extrapolado	111
Figura 66 - Gráfico tensão x deslocamento para o modelo 5 CRLD45H15 extrapolado	112
Figura 67 - Gráfico tensão x deslocamento para o modelo 6 CCND65H15 extrapolado	112
Figura 68 -Gráfico pressão x deslocamento com critérios modelo 1 CCND45H10	113
Figura 69- Gráfico pressão x deslocamento com critérios modelo 2 CCLD45H10	114
Figura 70- Gráfico pressão x deslocamento com critérios modelo 3 CCLD65H15	114
Figura 71- Gráfico pressão x deslocamento com critérios modelo 4 CCND45H15	115
Figura 72- Gráfico pressão x deslocamento com critérios modelo 5 CRLD45H15	116
Figura 73- Gráfico pressão x deslocamento com critérios modelo 6 CCND65H15	116
Figura 74- Comparativo das pressões de ruptura obtida para os diferentes critérios modelo 1 CCND45H10	117
Figura 75- Comparativo das pressões de ruptura obtida para os diferentes critérios modelo 2 CCLD45H10	117
Figura 76 - Comparativo das pressões de ruptura obtida para os diferentes critérios modelo 3 CCLD65H15	118
Figura 77- Comparativo das pressões de ruptura obtida para os diferentes critérios modelo 4 CCND45H15	118
Figura 78- Comparativo das pressões de ruptura obtida para os diferentes critérios modelo 5 CRLD45H15	119
Figura 79- Comparativo das pressões de ruptura obtida para os diferentes critérios modelo 6 CCND65H15	119
Figura 80- Comparativo da influencia do nó entre os modelos 3 e 6	120
Figura 81- Comparativo da influencia do nó entre os modelos 1 e 2	120
Figura 82- Comparativo da influencia do diâmetro entre os modelos 1 e 6	121
Figura 83- Comparativo da influencia do chanfro entre os modelos 4 e 5	121
Figura 84- Comparativo da influencia da altura entre os modelos 1 e 4	122

LISTA DE TABELAS

Tabela 1- Propriedades do bambu <i>Guadua angustifolia</i>	41
Tabela 2- Resultados de resistência à tração.....	42
Tabela 3- Grau de sanidade das amostras tratadas, em contato com o solo	43
Tabela 4- Valores médios das propriedades físicas de <i>Bambusa tuldooides</i> , em função da posição e local de retirada das amostras	44
Tabela 5- Valores médios de módulo de elasticidade na compressão (MOE) e da relação MOE/Me12% do <i>Bambusa tuldooides</i>	45
Tabela 6- Diâmetro e espessura da parede dos colmos do <i>Bambusa Tuldooides</i> nas partes média e basal	46
Tabela 7- Resultados dos ensaios à compressão paralela em amostra da parte basal0- Resultados dos ensaios à compressão paralela em amostra da parte basal	47
Tabela 8- - Resultados dos ensaios à compressão paralela em amostra da parte médiaa 11 - Resultados dos ensaios à compressão paralela em amostra da parte média	48
Tabela 9- Resultados dos ensaios à compressão paralela em amostra da parte basal.....	48
Tabela 10- Resultados dos ensaios à flexão estática.....	49
Tabela 11- Valores médios de resistência à tração	50
Tabela 12- Resultados dos ensaios de MOR e MOE.....	51
Tabela 13- Propriedades dos materiais utilizados	54
Tabela 14- Propriedades do solo.....	56
Tabela 15- Propriedades dos reforços utilizados	57
Tabela 16- Resumo das dimensões utilizadas por diferentes autores para cálculo da capacidade de carga em placa.....	63
Tabela 17- Resumo dos resultados das tensões para o recalque de 25 mm	65
Tabela 18- Características da areia.....	74
Tabela 19- Comparativo valores de rigidez modelo 1 CCND45H10.....	107
Tabela 20- Comparativo valores de rigidez modelo 2 CCLD45H10	108
Tabela 21- Comparativo valores de rigidez modelo 3 CCLD65H15	108
Tabela 22- Comparativo valores de rigidez modelo 4 CCND45H15	108
Tabela 23- Comparativo valores de rigidez modelo 5 CRLD45H15.....	108
Tabela 24- Comparativo valores de rigidez modelo 6 CCND65H15.....	109
Tabela 25- Comparativo métodos analíticos com capacidade de carga extrapolada - modelo 1 CCND45H10.....	122
Tabela 26- Comparativo métodos analíticos com capacidade de carga extrapolada - modelo 2 CCLD45H10.....	122
Tabela 27- Comparativo métodos analíticos com capacidade de carga extrapolada - modelo 3 CCLD65H15.....	123
Tabela 28- Comparativo métodos analíticos com capacidade de carga extrapolada - modelo 4 CCND45H15.....	123
Tabela 29- Comparativo métodos analíticos com capacidade de carga extrapolada - modelo 5 CRLD45H15.....	123
Tabela 30- Comparativo métodos analíticos com capacidade de carga extrapolada - modelo 6 CCND65H15.....	123
Tabela 31- Fator de melhoria extrapolação.....	123

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	13
1.1. JUSTIFICATIVAS	14
1.2.OBJETIVOS	15
2. REVISÃO DE LITERATURA.....	16
2.1. SOLO REFORÇADO.....	16
2.2. GEOCÉLULAS	18
2.3. BAMBU.....	34
2.4. ESTUDOS EXPERIMENTAIS.....	52
2.5. ESTUDOS ANALÍTICOS	68
3. MATERIAIS E MÉTODOS.....	74
3.1. AREIA	74
3.2. COLUNAS DE BAMBU.....	76
3.3. MODELOS DE PESQUISAS	76
4. RESULTADOS E DISCUSSÃO.....	101
4.2. DISCUSSÃO	123
5. CONCLUSÃO	127

1. INTRODUÇÃO

Desde primórdios antes de Cristo, haviam indícios de ações humanas para melhorar as características mecânicas do solo, como por exemplo, os relatos de utilização de materiais vegetais incorporados à argila na confecção de tijolos de barro. Entretanto, foi no início da segunda metade do século XX que houve uma intensificação do conceito de reforço de solos.

A avaliação da capacidade de carga do solo é de suma importância para a segurança e eficiência das fundações em obras de engenharia civil, de modo a evitar problemas como recalques, fissuras, ou situações mais graves que afetem a estabilidade das estruturas. Solos arenosos, por suas características de baixa coesão, alta permeabilidade e variação de densidade, requer maiores cuidados, especialmente em regiões costeiras ou de aterros.

A capacidade de suporte do solo diz respeito à pressão máxima que ele é capaz de aguentar sem colapsar ou apresentar deformações significativas. Esse conceito é essencial na elaboração de fundações, pois assegura a segurança e a estabilidade da estrutura a ser erguida. Diversos fatores influenciam essa capacidade, incluindo a natureza do solo, a sua resistência ao cisalhamento, a densidade e a profundidade em que a fundação se encontra.

Atualmente há uma grande quantidade de alternativas que visam melhorar a capacidade de carga de um solo. Dentre elas pode-se destacar: os solos reforçados com geotexteis, solos reforçados com geogrelhas, os solos reforçados com geocélulas e solos reforçados com colunas de solo-cimento, solo-cal, entre outras alternativas.

Apesar disso, existe uma grande preocupação em se desenvolver soluções ambientalmente sustentáveis. Nesse sentido, o uso de bambu tem sido largamente estudado com diferentes aplicações em reforços de solos. No entanto, essas aplicações necessitam de uma maior compreensão do mecanismo de ruptura mobilizado e consequentemente, a apresentação de uma formulação matemática adequada para o cálculo da capacidade de carga.

A hipótese levantada neste trabalho é que as micro colunas de bambu mobiliza resistências semelhantes ao de geocélulas. Isso ocorre pelo fato das micro colunas se constituírem em colunas vazadas (ocas), proporcionando um confinamento do solo no interior das colunas.

As geocélulas são um tipo de reforço, cuja estrutura é tridimensional, usualmente composta de tiras poliméricas de grande espessura, soldadas entre si de modo a formar células interconectadas que podem receber em seu interior solo ou outros materiais granulares para preenchê-las (IGS, 2012). As propriedades mecânicas desse reforço proporcionam uma

redistribuição de tensões, diminuindo assim deformações permanentes, sendo elas: a restrição da deformação lateral, aumento da rigidez e da resistência ao cisalhamento em função das tensões de confinamento.

1.1. JUSTIFICATIVAS

De acordo com Sá *et al.* (2016), o bambu se apresenta como uma alternativa atrativa para a indústria da construção, em conformidade com os conceitos de sustentabilidade e renovação. Sua habilidade de se renovar rapidamente, sem precisar de replantio após a extração, é uma característica significativa quando comparada a outras madeiras e materiais convencionais. Isso não apenas minimiza os danos ao meio ambiente, mas também favorece um ciclo eficaz de utilização dos recursos naturais. Somado à isso, a sua utilização pode ter um impacto positivo na diminuição da pegada de carbono relacionada à construção civil, visto que, ao se desenvolver, o bambu absorve carbono do ar, ajudando a reduzir parte das emissões provenientes de outros materiais de construção.

Além das vantagens ecológicas, Sá et al. (2016) elenca que o bambu costuma ter um custo de produção inferior ao de materiais tradicionais, principalmente devido ao seu cultivo acessível e ao seu rápido desenvolvimento. Essa característica torna o bambu uma opção financeiramente atrativa, especialmente em áreas onde há uma ampla disponibilidade do recurso. Assim, o bambu não apenas se destaca como uma opção ecológica e sustentável, mas também apresenta benefícios financeiros, tornando-se uma alternativa promissora para lidar com os desafios atuais da construção civil.

Concomitantemente, a aplicação da teoria de geocélulas — inicialmente elaborada com materiais poliméricos tridimensionais — trata de um artifício eficaz para sanar exigências no que tange as solicitações mecânicas que o solo a ser reforçado requer, por meio de elementos verticais confinantes. Ao assimilar a técnica de confinamento lateral proporcionada pelas geocélulas ao uso de colunas de bambu, têm-se a conciliação entre teoria e prática que subsidia o desenvolvimento substancial da capacidade de carga de solos pouco resistentes.

Frente ao aumento contínuo da infraestrutura urbana do Brasil, somado à necessidade de reuso de materiais e a busca por materiais alternativos, que visam o menor impacto ambiental possível, surge o solo reforçado com colunas de bambu. Tendo em vista que esse tipo de colunas requer um processo de fabricação simples, com baixo impacto ao meio ambiente, em comparação com materiais sintéticos, utilizando uma planta reflorestável, de fácil manejo, cujas

características mecânicas permitem seu uso como reforço de solos que exijam .

Dessa forma, a presente pesquisa justifica-se pela relevância de aprofundar o conhecimento técnico-científico a respeito do comportamento de solos reforçados com materiais naturais, propiciando a adoção de soluções mais sustentáveis e ambientalmente responsáveis. Já que ao integrar uma base teórica consolidada — como a teoria de geocélulas — à avaliação de uma técnica inovadora utilizando colunas de bambu, têm-se fundamentos técnicos que possam viabilizar o desenvolvimento de projetos de infraestrutura mais eficientes e sustentáveis, sobretudo em contextos com restrições econômicas ou ambientais.

1.2.OBJETIVOS

1.2.1. Objetivo Geral

Avaliar a capacidade de carga de solo reforçado com micro colunas de bambu utilizando a teoria de geocélulas.

1.2.2. Objetivos Específicos

- Avaliar o efeito do arranjo de colunas;
- Analisar os mecanismos de ruptura mobilizados;
- Avaliar a influencia das dimensões das colunas (diâmetro e comprimento) no valor da capacidade de carga;
- Avaliar a adequação de métodos analíticos para previsão da capacidade de carga de solos reforçados com geocélulas para cálculo da capacidade de carga de solos reforçados com micro colunas de bambu.

2. REVISÃO DE LITERATURA

2.1. SOLO REFORÇADO

2.1.1. Definições e Conceitos

De acordo com a NBR 16920:1, solo reforçado se refere ao maciço terroso que recebe reforços resistentes à tração com o intuito de se obter um compósito com melhores características mecânicas. Um solo reforçado engloba um sistema composto por três elementos: solo, elementos de reforço (inclusões) e elementos de face (paramento), de modo a conferir resistência interna e estabilidade geral superiores ao solo original e consequentemente restringindo seus deslocamentos.

O tratamento de solos é empregado quando as propriedades do solo existente não são suficientes para suportar as cargas de edificações, infraestruturas ou projetos de engenharia. Essa técnica é essencial em várias circunstâncias para assegurar a estabilidade, segurança e longevidade da estrutura. Ou seja, os reforços de solo absorvem esforços de tração oriundos de deformações laterais do solo quando se encontra com sobrecarga. Isso ocorre por meio de adesão e atrito, onde o espaçamento das camadas possibilita a distribuição dos esforços do maciço, resultando na geração de forças de tração nos reforços. Esses mecanismos de interação podem ser, em geral, de dois tipos, conforme elenca a NBR 16920:1: escorregamento do solo sobre o reforço (mecanismo de cisalhamento direto), e arrancamento do reforço do solo (mecanismo de arrancamento).

Diversos estudos empregam reforços em casos onde o solo possui baixa capacidade de carga (como o caso de solos fracos ou compressíveis), com a presença de recalques diferenciais, quando o solo irá receber uma carga adicional, em aterros não compactados ou recentes, e ainda, em casos em que não houver a possibilidade de aguardar o recalque natural do solo ocorrer. Vale ressaltar que, a Associação Brasileira de Normas Técnicas recomenda que sejam realizados ensaios de sondagem, análise granulométrica, ensaios de permeabilidade e resistência e ainda, identificação do lençol freático para a escolha correta do tipo de reforço adequado.

Os elementos de reforço, de acordo com a NBR 16920:1 relata, podem ser do tipo metálico (tiras, grelhas soldadas, barras e malhas) ou do tipo geossintético (geotêxteis, geogrelhas, geotiras e geobarras), usualmente empregados em muros, aterros e taludes, sendo possível o emprego de tipos distintos de elementos de reforço, com a condição de que possuam comportamento de tensão x deformação, resistência à tração e vida útil em conformidade com as solicitações de projeto.

Os mecanismos de interação desenvolvidos em um elemento de solo reforçado são caracterizados pela mobilização de forças de atrito de interface e/ou resistência passiva dos

elementos transversais, ao longo do comprimento das inclusões, resultando na geração de forças de tração nos reforços. Esses mecanismos de interação podem ser simplificados como: a) escorregamento do solo sobre o reforço (mecanismo de cisalhamento direto); b) arrancamento do reforço do solo (mecanismo de arrancamento).

O solo reforçado é utilizado quando é necessário aumentar a capacidade de carga e estabilidade do solo, especialmente em situações onde o solo natural não é suficiente para suportar as cargas aplicadas ou para conter encostas inclinadas. Aplicações comuns incluem muros de contenção, taludes, reforço de fundações e obras de infraestrutura como estradas e ferrovias.

2.2. GEOCÉLULAS

2.2.1. Definições e Conceitos

De acordo com Koerner (1998), a geocélulas tratam-se de um tipo de geossintético cuja estrutura é tridimensional, usualmente na forma de um favo de mel, cujas dimensões são diâmetro inicial da cavidade da célula d_0 e altura h_g , e possibilitam que um material denominado de preenchimento seja incorporado ao seu interior de modo que fique confinado, como consequência, resulta em uma força de confinamento adicional exercida pela geocélula sobre o solo, impossibilitando que seja disperso. As geocélulas mais comuns são confeccionadas com polímeros, como por exemplo: ePsostruipiturorapileno (PP), polietileno (PE), polipropileno (PP) e nova liga polimérica (NPA).

Martins, Macedo e Pinho-Lopes (2024) reuniram diferentes métodos de projeto para geossintéticos e, com ênfase em geocélulas. Para esse tipo de geossintético específico, os autores destacam a influência da geocélula como dois grandes grupos: para aumento da pressão de confinamento (Seção Aumento da Pressão de Confinamento), e aumento na capacidade de suporte (Seção Capacidade de Suporte), a depender do método de cada pesquisador, tendo ainda outros métodos que estimam a altura da camada de base diretamente com e sem reforço (Seção Altura da Camada de Base). Para tanto, utiliza-se como fundamentação os seguintes ensaios: triaxiais monotônicos, triaxiais cíclicos, ensaios cúbicos em larga escala com carga cíclica e métodos analíticos.

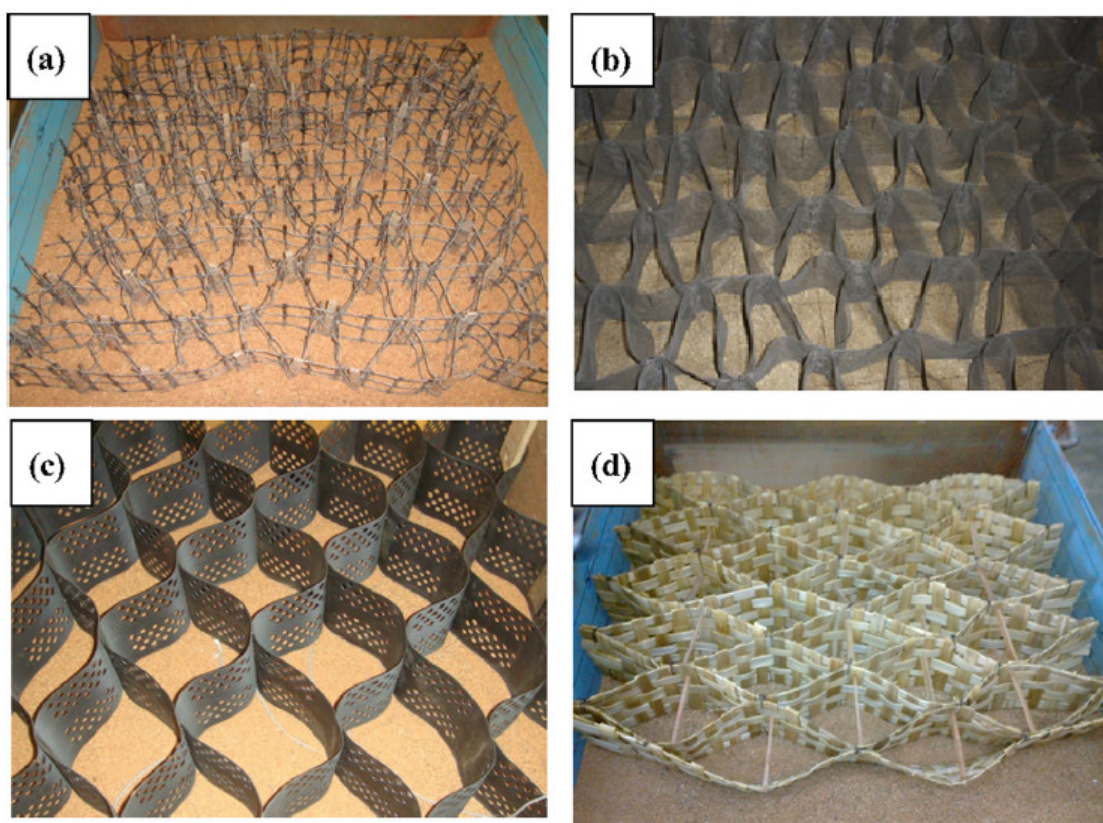
Para comparativo do efeito do reforço, Martins, Macedo e Pinho-Lopes (2024) empregam diferentes métodos para análise da capacidade de carga do reforço aplicado para vias não pavimentadas. Para tanto, os autores estabelecem que o solo seja homogêneo e com a mesma resistência ao cisalhamento. Com isso, obtiveram que o aumento da pressão de confinamento é função da geocélula (M) e do seu diâmetro (d), outro aspecto observado pelos autores foi que a camada de reforço do subleito deve ser no mínimo da altura das geocélulas.

2.2.2. Influência das Dimensões

Para caracterização das geocélulas, Hedge (2017) cita que inclui a determinação da dimensão das células, as proporções das dimensões, espessura, rigidez do material, densidade, área de superfície, força de tensão e resistência de costura. Outros aspectos essenciais diz respeito as propriedades avançadas da geocélulas, como fatores de redução de fluência, durabilidade a degradação UV e resistência do projeto em 50 anos. E ainda, quando se trata de projetos

submetidos às condições climáticas variáveis, Hedge (2017) diz que requer determinar propriedades como resistência a fissuração por estresse ambiental (ESCR), coeficiente de expansão térmica (CTE), e tempo de indução oxidativa (OIT). O autor ressalta que é importante conhecer a carga de suporte de aplicação e as características da superfície do material para poder estimar seu desempenho. O mais comum são geocélulas com textura da superfície em formato de copos, as quais determinam a rugosidade da superfície – que é responsável pelo atrito entre o material e o solo. Quanto aos materiais comumente que são feitas as geocélulas, podemos citar: a) geogrelha, b) geonet, c) neoloy e d) bambu, a Figura 1 representa geocélulas de diferentes materiais, conforme a ordem elencada imediatamente anterior.

Figura 1- Geocélula de diferentes materiais



Fonte: Hedge (2017)

Krishna e Latha (2023) estudaram a influência das dimensões de geocélulas utilizadas como reforços. Em todos os casos, considerou-se um grupo de geocélulas, todas preenchidas com solo. O princípio da geocélula consiste, de acordo com os autores, no desenvolvimento de uma tensão de confinamento na parede celular a partir da aplicação de uma carga externa. Logo, ao empurrar a parede, este confinamento adicional é reproduzido como coesão aparente, refletindo em acréscimo da resistência ao cisalhamento do solo e impedindo sua propagação lateral. Além

disso, as paredes de cada célula paralela às paredes das células vizinhas possibilitam tensões laterais opostas, que refletem em um comportamento do conjunto como uma almofada ou colchão rígido com maior resistência e rigidez. Isso ocorre em razão da redistribuição das cargas aplicadas, permitindo que o conjunto de geocélulas atue como uma viga, reduzindo magnitude das tensões que atuam no solo próximo, já que não há a propagação da superfície de falha como teria em solos não reforçados.

De acordo com Krishna e Latha (2023), a evolução da geometria das geocélulas ocorreu de forma lenta ao longo do tempo, uma vez que há mais de cinco décadas havia relatos de reforços usando camadas de geocélulas, fabricadas no local usando geossintéticos planos, conectando as células com resinas ou aditivos e preenchendo-as com solos granulares. Atualmente as conexões foram aprimoradas para juntas de encaixe, laminação fotográfica e soldagem ultrassônica. Da maneira similar, a geometria das células também passou por várias transformações, de quadrada, circular, retangular, losango e hexagonal para favo de mel, configuração esta que concede ao solo reforçado o preenchimento máximo com um perímetro mínimo de células.

A configuração da geocélula, segundo Krishna e Latha (2023), refere-se ao formato, tamanho, quantidade e localização das geocélulas. Ou seja, trata da altura (H), largura total (b), formato da cavidade e tamanho da abertura da cavidade (d) - ou diâmetro do círculo equivalente – o padrão de arranjo, profundidade de embutimento(u) e o número de camadas da geocélula, e são fatores que contribuem para o desempenho das geocélulas na capacidade de suporte do solo, os quais serão especificados na sequência.

2.2.2.1. Altura das Geocélulas (H)

Krishna e Latha (2023) observaram que houve uma melhora na eficiência de geocélulas com o aumento da altura das geocélulas até um determinado valor considerado ideal, sendo após este número, estabilizou-se ou declinou. A tendência observada pelos autores é que à medida que a altura aumenta, a área de superfície das geocélulas também se eleva, ao passo que a resistência ao atrito também, auxiliando na contenção de movimentação do solo. Ainda nesse viés, Krishna e Latha (2023) descrevem que o material de preenchimento na altura adequada, fica confinado na forma correta, refletindo em um intertravamento na interface solo-geocélula que não permite deslocamentos laterais. Ou seja, impede o efeito de arrasto. Em contrapartida, alturas elevadas possibilitam que o efeito de flambagem e deformação locais travem o aumento da rigidez no cisalhamento e à flexão, impedindo a transferência de cargas na camada de reforço. Os autores recomendam uma profundidade para as geocélulas inferior ao dobro da largura da base, uma vez

que se torna praticamente nulo o efeito abaixo do bulbo de tensões.

Outro fato elencado por Krishna e Latha (2023), é que o aumento da altura das geocélulas viabiliza a atuação do solo como um corpo composto, fornecendo ancoragem. Além de elevar a rigidez à flexão e ao cisalhamento do solo reforço em razão do crescente momento de inércia, que redistribui a carga em uma área maior, desse modo, aumentando a capacidade de carga e reduzindo recalques.

O aumento da altura das geocélulas pode refletir em problemas relacionados à compactação no campo, segundo Krishna e Latha (2023), isso ocorre em função da diminuição da densidade do solo de preenchimento. O comportamento de geocélulas com alturas inferiores por sua vez, refletem similarmente membros flexurais, enquanto que maiores alturas possibilitam um comportamento de viga profunda. Krishna e Latha (2023) ressaltam que a resistência à tração oriunda das geocélulas possui uma parcela de contribuição para a melhoria do desempenho a depender da elevação da altura das geocélulas. Já para geocélulas de alturas relativamente inferiores, Krishna e Latha (2023) descrevem uma variação linear de deformações ao longo da profundidade das geocélulas, refletindo em deformação máxima na parte inferior. Os autores fazem uma analogia à variação de deformações de flexão no decorrer da profundidade de vigas rasas e profundas: camadas de geocélulas de menor altura se comportam de maneira semelhante a uma viga fina carregada centralmente sob cargas com deformações compressivas na parte superior e deformações de tração na parte inferior, e ao ampliar essa altura, as deformações de tração tendem a aumentar e se propagam por toda a profundidade das geocélulas.

2.2.2.2. Tamanho do bolso ou tamanho da abertura (d)

Krishna e Latha (2023) destacam que em razão do tamanho da cavidade das geocélulas ser inversamente proporcional às tensões de confinamento oriundas do material de preenchimento, o oposto também é válido, sendo a redução do tamanho da cavidade gerar um aumento nas tensões de confinamento propiciadas pelas células, elevando assim, a coesão aparente. Ou seja, o solo confinado nas cavidades das geocélulas resulta em aumento da tensão de confinamento, e dessa forma, controla recalques e elevações no solo reforçado.

Entretanto, assim como a altura das geocélulas, Krishna e Latha (2023) condicionam a melhora no desempenho de estruturas reforçadas com geocélulas até um determinado valor ótimo, pois a diminuição das dimensões da cavidade das células possibilitam um acréscimo na sua área de superfície, ampliando assim a pressão lateral ativa no interior da parede da geocélula, que reflete em aumento da rigidez geral oferecida pelo compósito de solo

reforçado com geocélulas. Sendo este valor desprezível após um determinado valor.

2.2.2.3. Proporção de Aspecto das Geocélulas (H/d)

Krishna e Latha (2023) definem a relação de aspecto das geocélulas como a relação entre a altura das geocélulas e o tamanho de seu bolso. Desse modo, a relação de aspecto das geocélulas varia conforme as dimensões envolvidas variam.

2.2.2.4. Largura da camada de geocélula

De acordo com Krishna e Latha (2023) o comportamento das tensões atuantes no solo não se restringem à vertical abaixo da carga aplicada, e sim se distribuem além da área carregada. Por conseguinte, o reforço do solo deve abranger no mínimo a área do solo sob tensão e, desejável, projetar-se um pouco além dela, assegurando a ancoragem e aderência apropriadas.

Assim como nos casos anteriores, Krishna e Latha (2023) sugerem que a largura da camada de geocélulas melhora o comportamento do solo reforçado apenas até determinado valor considerado ótimo, pois ao ultrapassá-lo os efeitos são insignificantes.

O alargamento das geocélulas propicia um acréscimo na rigidez desse material, segundo Krishna e Latha (2023), por meio da resistência de suporte final originada do confinamento do conjunto de reforço. Isso é, a carga possui uma área mais ampla para se distribuir, fator de grande importância uma vez que a zona de influência da carga localiza-se logo abaixo da camada de geocélulas, de forma oposta ao solo não reforçado, que possui sua zona de influência por volta de duas vezes a largura da área carregada. Elevando-se exorbitantemente as larguras, a probabilidade de flambagem e deformação local ocorrerem é maior, gerando um amortecimento dos efeitos da rigidez à flexão e ao cisalhamento das geocélulas. A análise feita por Krishna e Latha (2023) foi de que a extensão das geocélulas além da zona de influenciada das fundações possibilita derivar a ancoragem secundária através da resistência friccional e passiva na interface solo-geocélula.

Krishna e Latha (2023) perceberam que deformações compressivas surgiam em ambas as bordas para casos em que a largura do colchão de geocélulas fosse relativamente grande em comparação com a largura da sapata. Ao passo que quando a largura era menor, o colchão de geocélulas tinham um comportamento semelhante a de uma coluna esbelta, que possui o mecanismo de transferência de carga igual ao de uma estaca. Já para o aumento da largura, o reforço atua como uma viga composta, que redistribui a carga da sapata ao longo de uma área maior.

De acordo com Mehrjardium, Behradum e Tafreshib (2018), existem diversos benefícios para um solo reforçado, como: economia, instalação simples, além de melhorar o desempenho e confiabilidade em diversas áreas da engenharia geotécnica. Para aprofundar os benefícios do melhoramento do solo por meio de reforços, os autores reuniram uma série de pesquisas anteriores sobre o assunto, para confirmar a teoria de que o efeito de escala interfere na capacidade de carga e assentamento das fundações em solos reforçados com camadas de geocélulas, visto que há um número escasso de pesquisas que tratam destes efeitos específicos.

O primeiro aspecto elencado por Mehrjardium, Behradum e Tafreshib (2018), foi acerca de como a maneira de instalação da geocélula interfere no aumento da capacidade de suporte de aterros, sendo preferível para atingir melhores resultados com um processo de compactação. Além disso, os autores identificaram que existem faixas de valores considerados ótimos para a razão entre a dimensão da abertura da geogrelha e o diâmetro das partículas de aterro. Ou seja, no intervalo de tamanho máximo dos agregados ($D_{m\acute{a}x}$) entre 0,7 e 1,35 há menos quebra de partículas de aterro e maiores ângulos de distribuição de carga.

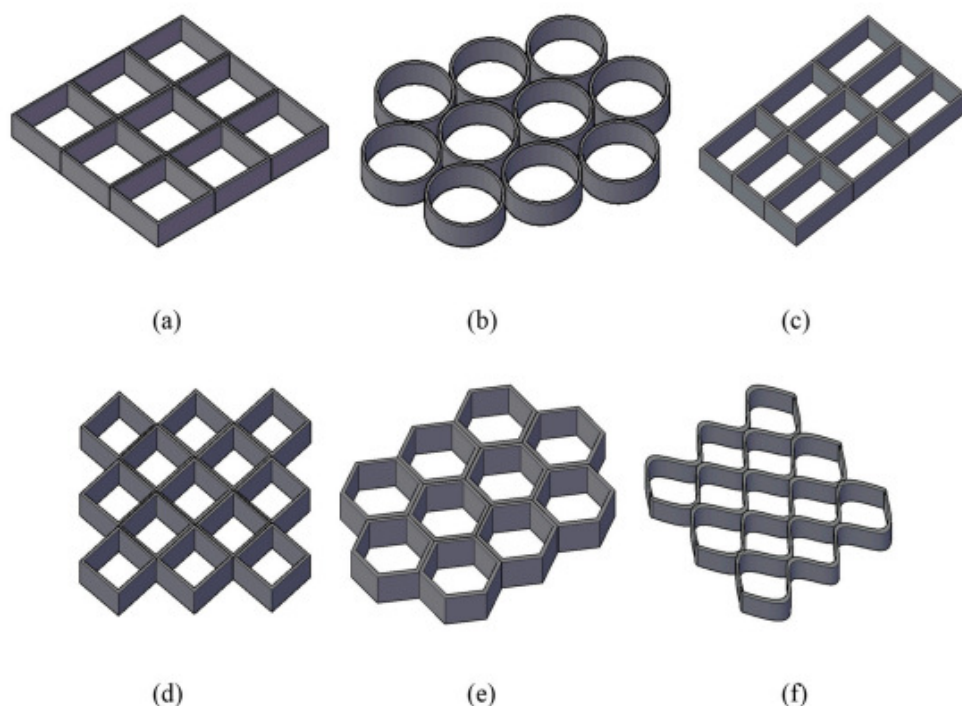
Mehrjardium, Behradum e Tafreshib (2018) descrevem que os parâmetros-chave que influenciam na diminuição do recalque vertical (deformação permanente) são: a geometria da grade, rigidez, formato da seção transversal da nervura e resistência da junção. Os autores enfatizam que a dimensão da abertura da geogrelha em relação ao tamanho nominal das partículas de lastro trata-se de um dado relevante e de grande influência no reforço, sendo considerado um valor ótimo de aproximadamente 4 vezes o tamanho médio do grão do solo. E ainda, Mehrjardium, Behradum e Tafreshib (2018) acrescentam que para melhor eficiência do reforço, a largura da base deve possuir por volta de 13 a 25 vezes o tamanho médio do grão do aterro.

Por fim o texto apresentado por Mehrjardium, Behradum e Tafreshib (2018) indica que se trata de uma análise ou relatório técnico acerca da aplicação de geocélulas para o fortalecimento de solos, abordando a urgência de novas pesquisas para entender como diferentes variáveis geométricas afetam o funcionamento do sistema. Uma conclusão chave é que, embora haja uma quantidade considerável de estudos sobre geogrelhas (um outro método de reforço de solo), ainda existem lacunas relevantes na investigação das geocélulas, especialmente no que tange às variações geométricas. A sugestão de que a largura da abertura das geogrelhas deve ser aproximadamente 0,2 vezes a largura da base é fundamentada em investigações prévias acerca das geogrelhas. No entanto, no que diz respeito às geocélulas, a falta de estudos que analisem como variáveis como a dimensão da placa de carga, a granularidade do solo e a largura das aberturas das geocélulas influenciam o desempenho do solo reforçado é um aspecto central desta pesquisa.

2.2.2.5.Formato de bolso das geocélulas

O histórico do formato geométrico das geocélulas trazido por Krishna e Latha (2023), apresenta diversas transformações, iniciando com a aplicação de geocélulas circulares ou quadradas no início do seu emprego como reforço de solo, passando desde células no formato quadrada, circular, retangular, losango e hexagonal para favo de mel. A Figura 2 representa os diferentes formatos de cavidades das geocélulas.

Figura 2- Diferentes formatos de geocélulas

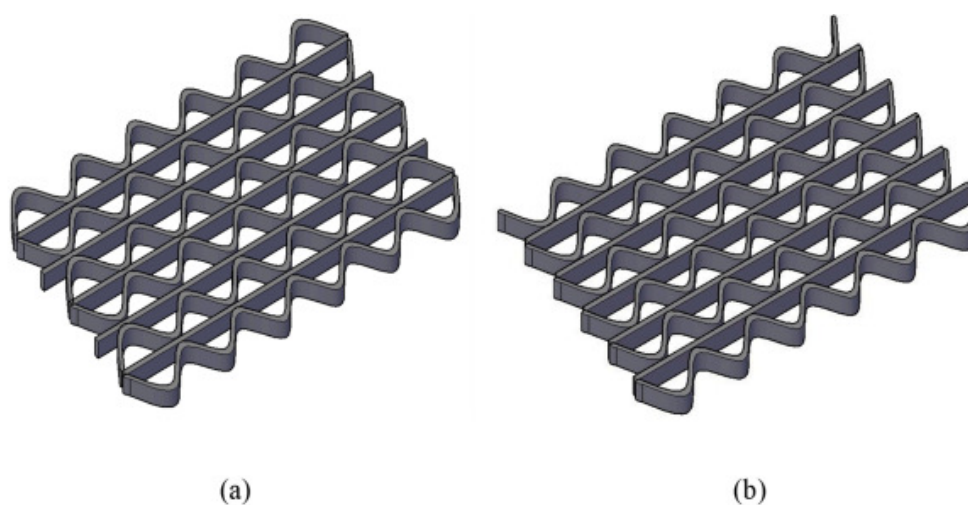


Fonte: Krishna e Latha (2023)

2.2.2.6.Padrão de arranjo

O padrão de arranjo é mais significativo segundo Krishna e Latha (2023) para geocélulas fabricadas no local usando geogrelhas, sendo essa execução feita em dois padrões diferentes: de diamante, representado pela letra a) e chevron, representado pela letra b), conforme mostrado na Figura 3.

Figura 3- Padrões de arranjos



Fonte: Krishna e Latha (2023)

Krishna e Latha (2023) elenca que em ambos os padrões a fabricação exige que as tiras de geogrelha sejam levantadas na direção vertical e transversal inicialmente, para posteriormente inserir tiras diagonais entre as grades transversais por meio de juntas de encaixe. Segundo os autores, o que difere os padrões é que o chevron compara-se com o padrão de diamante, em razão da presença de mais juntas, fato que possibilita que a falha de algumas juntas pode não levar à falha de todo o colchão. Já o padrão de diamante requer conexões envolvendo três grades. Krishna e Latha (2023) destacam uma maior vantagem no emprego de geocélulas cujo padrão é o Chevron em razão de que o modelo fornece maior rigidez à flexão, especialmente em recalques mais altos. Isso ocorre pois na falha do solo por cisalhamento em recalques maiores, o solo em torno se deforma e se desloca para cima, movendo a superfície e diminuindo a densidade do preenchimento da geocélula. Ao empregar o reforço do tipo Chevron, parte da carga aplicada é absorvida pelas paredes da geocélula.

2.2.2.7. Profundidade de embutimento de geocélulas (u)

Segundo Krishna e Latha (2023), a profundidade ideal de embutimento das geocélulas varia em decorrência de diversos fatores, como: da carga aplicada, altura da camada da geocélula, tamanho da cavidade da geocélula, tipo de solo e número de camadas da geocélula. Entretanto, deve-se levar em consideração que se a camada da geocélula for inserida imediatamente abaixo da base, tensões localizadas maiores irão se acumular nas paredes da geocélula, ocasionando a falha por flambagem. E se posicionadas de forma rasa, impedirão a mobilização de confinamento

adequado no interior do reforço e o atrito da interface nas partes superior e inferior da camada da geocélula em razão da diminuição da tensão normal devido à sobrecarga. Ou seja, a denominada “almofada de solo” existente entre a fundação e a camada de geocélula possibilita que haja um atrito efetivo nas interfaces geocélula-solo, comportando-se como um sistema rígido, que distribui a carga sobre uma área maior do solo. Esse fenômeno, segundo os autores, é visualizado a partir das deformações medidas ao longo da altura da parede da geocélula.

Vale ressaltar que as almofadas de solo executadas em solos coesivos, conforme Krishna e Latha (2023), devem aplicar a carga de base diretamente sobre a almofada de geocélulas, sem qualquer almofada de solo mole, para de modo que não haja a compressão lateral do solo coesivo.

2.2.2.8. Número de camadas de geocélulas (N)

Krishna e Latha (2023) trazem um diagrama esquemático por meio da Figura ... que trata de uma fundação reforçada com múltiplas camadas de geocélulas. O fato observado pelos autores é que o acréscimo no número de camadas de geocélulas reflete em um desempenho superior em razão do aumento da área de contato solo-geocélula. Além disso, o aumento no número de camadas propicia um aumento na resistência ao atrito, melhora no efeito de confinamento e distribuição uniforme de tensões na parte inferior da fundação. Krishna e Latha (2023), também observam que quanto mais camadas de geocélulas, o volume de solo reforçado se eleva, e como consequência tem-se um aumento geral na rigidez. Múltiplas camadas de reforço localizadas abaixo da área submetida a carregamento propicia o encapsulamento de todo o bulbo de pressão no solo, resultando na interrupção das deformações laterais e verticais.

No que tange a utilização de múltiplas camadas, Krishna e Latha (2023) sugerem que o aumento do número de camadas é vantajoso até determinado ponto, pois a resistência do reforço de geocélulas não se torna superiores de forma linear, e sim apenas até um limite. Ou seja, camadas inferiores ao bulbo de tensões não tem influencia considerável na capacidade de suporte do solo, sendo a resistência e rigidez consideradas mínimas.

Para cargas cíclicas, Krishna e Latha (2023) observam que o número de camadas de reforço tende a aumentar a capacidade de absorção de energia com o aumento de carga, como efeito, a magnitude das tensões e choques remetidos ao solo subjacente diminui. Porém, diverge das condições de carga estática no que se refere aos níveis de recalque maiores, pois se torna desprezível diante de um número maior de ciclos de carga em conjuntos fortemente reforçados no decorrer do carregamento cíclico.

Já em leitos de fundação reforçados com duas camadas de geocélulas, Krishna e Latha

(2023) relatam que as tensões de tração geradas abaixo das geocélulas refletiram em uma descontinuidade das células, separando-as em células individuais. Em razão da separação do conjunto, houve um deslizamento relativo entre as camadas, decaindo o desempenho do reforço. Isto é, as tensões não se propagaram para profundidades maiores do solo.

Em seu trabalho de revisão bibliográfica Kadhum e Albusoda (2020) relatam que o desempenho de fundações em anel possui influência direta na capacidade de suporte quando os solos estão reforçados ou não. Reunindo pesquisas de diferentes autores, Kadhum e Albusoda (2020) concluíram que a capacidade de suporte de solos granulares aumenta conforme o número de camadas até a proporção do raio de fundação em anel equivalente a 0,40, e após esse valor tende a diminuir linearmente. A tendência observada é que à medida que a razão do raio do anel diminuía, a área da superfície aumentava. Como efeito, a superfície de atrito entre a base e o solo era acrescida, também havia um acréscimo da capacidade de suporte da base até que a razão do raio alcançasse o valor de 0,4. Os autores afirmam que, em razão de diversas pesquisas convergirem para o mesmo valor, trata-se de um indicativo para o uso de geogrelha para reforçar o solo.

Quanto ao número de camadas, Kadhum e Albusoda (2020) descrevem que pelo menos quatro pesquisas distintas apresentam três camadas como o número ideal de camadas de reforço para o solo, sendo após esse número, a capacidade de carga permanece constante. Outro aspecto observado refere-se à profundidade desse reforço, sendo em sapatas circulares, valores aproximados de 0,3D de profundidade são considerados como valores ideais, e o valor de 4D considerado como crítico. Ou seja, a capacidade de carga é influenciada pela profundidade e do número de camadas de reforços, sendo que quanto maior o número de camadas, maior a capacidade de suporte e ainda, quanto maior a profundidade, a capacidade de suporte diminui.

Kadhum e Albusoda (2020) também analisaram a influência dos fatores da capacidade de carga, sendo que a maioria dos pesquisadores utilizados como referência pelos autores observaram que o fator N é ligado ao atrito entre a superfície da sapata e o solo, sendo assim, aumentado ao passo que a razão dos raios e do ângulo de atrito interno diminui, sobretudo aplicado em superfícies da sapata áspera. Já o fator N_c , é proporcional ao valor da razão do raio e o valor do ângulo de atrito, sendo valores obtidos entre 0,25 e 0,50.

Os mecanismos de falha e movimentação do solo para fundações também foram elencados na revisão bibliográfica de Kadhum e Albusoda (2020), que detalham o reforço do solo como um aspecto a ser considerado na falha e deslocamento de solos granulares sem coesão, isso em razão da redução significativa destes efeitos.

Kadhum e Albusoda (2020) abordam também aspectos físicos, como a densidade do solo

um fator de influência na capacidade de carga, pois possibilita um aumento no ângulo de atrito interno e consequentemente aumentando a coesividade do solo. Há ainda uma melhora na capacidade de carga do solo a depender do tamanho das partículas do solo, sendo que quanto mais grossas, eleva-se a área de contato e o atrito entre a sapata e o solo.

Por fim, é possível verificar pelo acervo de pesquisas apresentados por Kadhum e Albusoda (2020) que reforços no solo aumentam de fato a capacidade de suporte e reduzem o recalque, entretanto a taxa de melhoria depende da disposição e tamanho do reforço, bem como da quantidade de camadas.

2.2.3. Influência das Propriedades da Geocélula

Para Krishna e Latha (2023), a rigidez e a rugosidade da superfície do material da geocélula são fatores de grande influencia na performance do reforço. Sendo a rugosidade superficial das geocélulas de suma importância para estimular a resistência ao atrito na interface. Ou seja, a rigidez das geocélulas é crucial para anular as tensões de membrana advindas das paredes celulares, que suportam a carga ofertada pelas geocélulas. Caso a razão de aspecto seja próxima da unidade, existe a possibilidade de haver o efeito de membrana tensionada em grandes deslocamentos.

2.2.3.1. Rugosidade da superfície das geocélulas

Krishna e Latha (2023) concluem que o desempenho da geocélula está intimamente relacionado com a rugosidade de sua superfície, uma vez que o aumento da rugosidade das paredes da geocélula gera um acréscimo no ângulo de atrito da interface entre as paredes da célula e o solo de preenchimento. Tratando-se da resistência ao atrito vertical provenientes das tensões de confinamento acrescidas no decorrer das paredes da geocélula, esta resiste à carga aplicada e é homogeneizada em uma área maior. Todavia, os autores observaram que em superfícies altamente rugosas, a tendência foi oposta, tornando a resistência e deformação do reforço inferior. Apesar de ter sua relevância, Krishna e Latha (2023) deixam claro que a rugosidade da superfície das paredes da geocélula não possui o mesmo nível de importância que a resistência à tração das geocélulas possui.

2.2.3.2.Rigidez das Geocélulas

Krishna e Latha (2023) descrevem a rigidez das geocélulas como a rigidez à tração e à flexão das paredes celulares. Isso significa que a capacidade de suporte e os fatores de melhoria da rigidez do solo reforçado estão relacionados ao módulo de elasticidade das geocélulas. A característica benéfica desse tipo de geossintético comparado à outros do mercado, refere-se à elevados níveis de rigidez à tração e à flexão, em razão de sua forma e configuração, o resultado é uma maior capacidade de suporte de carga e somado à deformações laterais inferiores tanto submetidos a carregamentos estáticos quanto cíclicos.

Krishna e Latha (2023) afirmam que o aumento da rigidez das geocélulas resulta em tensões de confinamento mais eficazes ao longo de suas paredes. Contudo, os autores indicam que a relação entre rigidez e desempenho não é linear: geocélulas com rigidez moderada ainda podem apresentar um desempenho satisfatório, comparável ao de geocélulas mais rígidas.

2.2.3.3.Propriedades do solo de preenchimento

O preenchimento das geocélulas pode ser feito com solos coesivos ou não coesivos. Krishna e Latha (2023) mostram que a melhoria no desempenho proporcionada pelas geocélulas está mais ligada ao próprio sistema de reforço do que ao tipo de material utilizado. Embora solos não coesivos e de granulação grossa sejam preferidos por oferecerem maior atrito na interface, diversas pesquisas trazidas pelos autores evidenciam a eficácia de usar solos marginais que estão disponíveis na região. No entanto, para maximizar os benefícios das geocélulas, é fundamental que o material de preenchimento possua boa drenagem e baixa plasticidade.

2.2.4. Mecanismos de Ruptura Mobilizados

Outro aspecto observado por Hedge (2017), refere-se ao comportamento da geocélula submetida a variações de temperatura, umidade, pressão, outras tensões, e retração das dimensões originais, já que todas essas alterações podem contribuir para a alteração da geometria do material, que pode enfraquecer o confinamento e compactação, levando à degradação e até ruptura da estrutura. Dentre os mecanismos mobilizados de estruturas tridimensionais podemos citar: efeitos de confinamento, efeito de laje e efeito membrana, os quais serão descritos na sequência.

2.2.4.1. Propriedades Mecânicas das Geocélulas

De acordo com Chen *et al.* (2013), o confinamento ocasionado por geocélulas aumenta a resistência ao cisalhamento do solo granular e consequentemente, aumenta a resistência do solo melhorando assim a capacidade de suporte e/ou previne a erosão do solo. Partindo desse princípio, a aplicação de geocelulas é ampla, como por exemplo, no controle da erosão de encostas e margens de rios, ampliando a capacidade de suporte de pavimentos e fundamentos, no reforço de terrenos e declives suaves, além de proteger margens e leitos de canais.

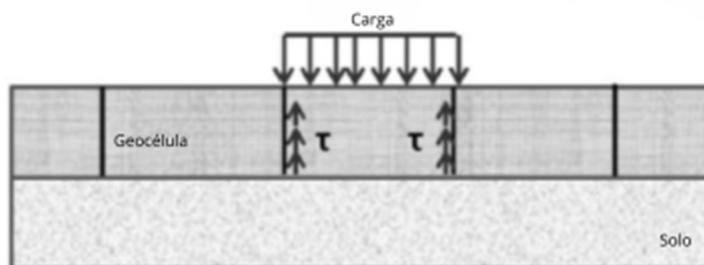
Hedge (2017) ilustra que essa melhora da resistência é reflexo de uma série de mecanismos que, quando atuam em conjunto, trazem uma melhora na capacidade de carga de um solo. Os mecanismos elencados pelo autor são: o efeito de confinamento, de membrana e o efeito laje (espraiamento de tensões).

a) Efeito de confinamento

Zhang *et al.* (2010) relata que o formato tridimensional da geocélula possibilita sobre o material de enchimento o efeito denominado de confinamento, ou seja, essa propriedade restringe o espalhamento lateral do material e assim, melhorando a resistência de cisalhamento. O mecanismo que ocorre é que a resistência interfacial oriunda do contato entre o solo e a geocelula mobiliza a coesão aparente e o atrito da interface, elevando o confinamento lateral e reduzindo a deformação lateral inferior, e dessa forma, otimizando a distribuição de tensões no subleito. (ZHANG et al. 2010).

A Figura 4 ilustra o mecanismo do efeito de confinamento, conforme é possível visualizar, as setas superior refere-se ao carregamento aplicado, enquanto que as setas inferiores na figura representam o efeito de confinamento. Esse efeito contribui com a capacidade de carga da camada reforçada de duas maneiras: pelo aumento da resistência e deformabilidade do solo de enchimento provocado pela tensão de atrito proveniente do contato do material de enchimento com as paredes da célula; e através das tensões horizontais que são induzidas na geocélula e dissipadas entre as células adjacentes, mobilizando as resistências passivas do solo confinado (AVESANI NETO, BUENO E FUTAI, 2013).

Figura 4 - Efeito de confinamento

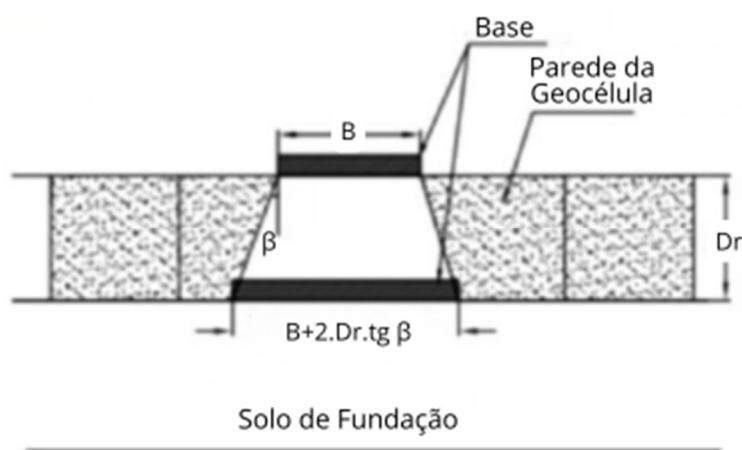


Fonte: Adaptado de Hedge (2017)

b) Efeito de espraio de tensões

Segundo Avesani Neto *et al.* (2013b), o espraio de tensões é o mecanismo onde ocorre a transferência de cargas para o solo de fundação em uma área maior que a originária, dessa forma, essa dispersão reduz a tensão, conforme representado na Figura 5, onde a sapata é representada com a dimensão B no topo do solo, enquanto que o efeito de espraio de tensões representado na parte inferior do reforço, este que está a uma profundidade representada por D_r . Ou seja, este fenômeno não depende de deslocamentos relevantes para ocorrer. É importante destacar que o efeito laje só é possível em razão da estrutura tridimensional de células interconectadas e preenchidas.

Figura 5- Efeito de espraio de tensões



Fonte: Adaptado de Hedge (2017)

c) Efeito de membrana

Neto *et al.* (2013b) relata que o carregamento ocasiona no material de reforço uma tendência a deflexão de forma côncava, similar a uma membrana. Entretanto, a rigidez do material

e a ancoragem das extremidades da origem a uma força para cima, sendo assim contrária a carga normal no plano, o resultado deste fenômeno é a transferência e redistribuição para as extremidades, mobilizando a resistência ao cisalhamento na interface solo/reforço, como ilustra a Figura 6, cuja parte basal da geogrelha é representada pela linha curva inferior, a carga normal ao plano é representada nas extremidades pelas letras ‘T’, esta que faz uma angulação alfa com a curva da sapata submetida ao efeito. Ou seja, o efeito de membrana proporciona um aumento na capacidade de suporte do solo de fundação e redução dos deslocamentos e é fruto de carregamentos normais ao plano agindo sobre uma camada de material compreensível.

Figura 6- Efeito de membrana



Fonte: Adaptado de Hedge (2017)

Hedge (2017) elenca que os estudos do passado envolvendo aplicações com geocélulas se restringem, basicamente, à engenharia de fundações, cujo foco era mensurar a capacidade de carga do solo melhorado com geocélulas. Neste contexto, o autor relata que muitos pesquisadores desenvolviam esquemas de soluções analíticas, entretanto, estas possuíam algumas deficiências em suas aplicações. Além disso, as aplicações com geocélulas se restringiam basicamente à fundações e aterros, sendo o desafio do século 21 a exploração de novas aplicações utilizando geocélulas na engenharia geotécnica.

Atualmente o foco dos pesquisadores, de acordo com Hedge (2017), é entender o comportamento das geocélulas submetidas à carregamentos cíclicos, já que trata-se de um comportamento que necessita de maior compreensão. O autor comenta ainda que, as aplicações utilizando geocélulas estão crescendo, e hoje em dia abrangem ferrovias, paredes de contenções, fundações de máquinas, pavimentos de asfalto reciclados, oleodutos enterrados, entre outras.

Dentre as tendências estão ainda, a descoberta que a geocélula possui capacidade de reduzir a profundidade usual e a tensão vertical transferidas ao subleito, além da tensão confinante que o formato deste tipo de reforço proporciona melhorar subleitos francos e moderados.

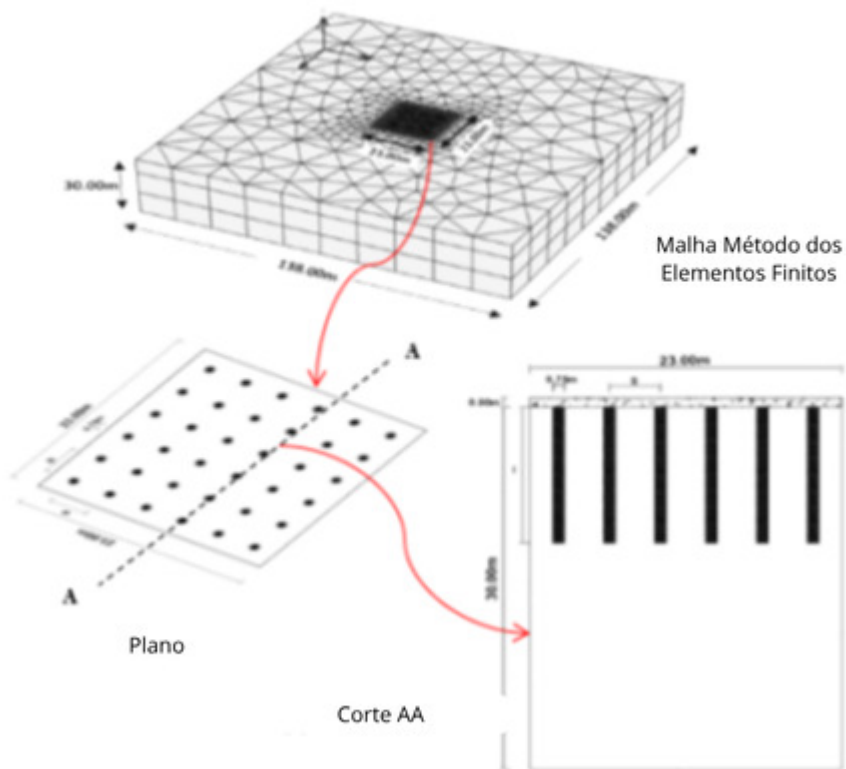
Tratando-se de carregamentos cíclicos, estes necessitam de maior exploração, entretanto,

Hedge (2017) relata que há discussões sobre o tema, que ganha cada vez mais popularidade no âmbito de aplicações envolvendo oleodutos e outras utilizações subterrâneas, bem como em pavimentação urbana e estruturas temporárias. Comumente, para estudos de tráfego de veículos, pesquisadores utilizam carregamentos estáticos para estimar a deformação e o dano, além de fazer uso de estruturas planares para proteção de oleodutos, como geotexteis e geogrelhas, as quais trazem benefícios à estrutura, reduzindo a tensão vertical e deformação. Porém, estruturas tridimensionais possuem maiores vantagens se comparadas às planares, como a tensão confinante, e carregamentos cíclicos refletem uma situação mais próxima da realidade.

2.2.5. Efeito do Arranjo de Colunas

Kazzaz e Al-Obaydi (2021) avaliaram numericamente, por meio do método dos elementos finitos o efeito do espaçamento entre colunas de brita como reforço de solo argiloso mole, cujos parâmetros foram definidos pela lei de Mohr-Coulomb, identificando uma relação entre a capacidade de carga e à redução de recalque. Para tanto, os autores analisaram colunas com seções de diferentes formatos, sendo circular, quadrada e retangular, com razões de comprimento (L/d) e espaçamento (s/d) distintas, aplicando-as no software PLAXIS-2D. A discretização da malha e configurações do padrão do arranjo das colunas são mostradas na Figura 7.

Figura 7- Detalhamento das colunas de brita



Fonte: Adaptado de Kazzaz e Al-Obaydi (2021)

Os resultados obtidos por Kazzaz e Al-Obaydi (2021) indicam que quanto menor o espaçamento (s/d), menor o recalque do solo, sendo o efeito mais significativo em colunas mais longas. Enquanto que em colunas curtas ao diminuir o espaçamento, o recalque reduziu-se em menos de 10%. Quanto à capacidade de carga, houve um aumento de forma mais moderada com a redução do espaçamento. Já para a forma da seção, os efeitos foram desprezíveis se comparados ao comprimento e o espaçamento das colunas.

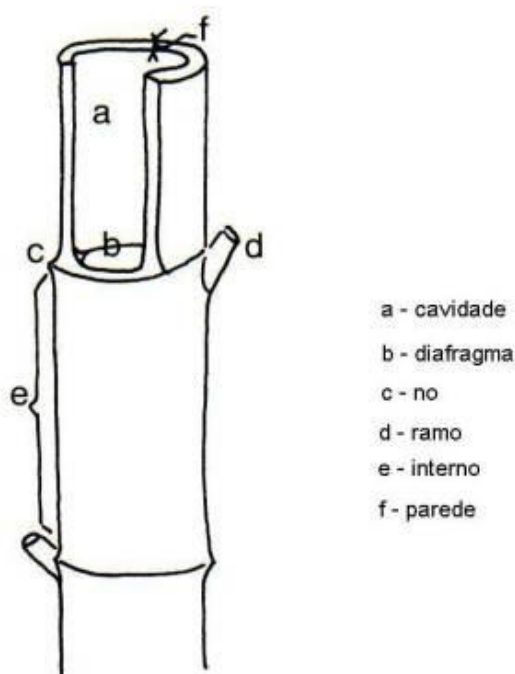
2.3. BAMBU

2.3.1. Definições e Conceitos

Ruschi, Hilling e Ceolin (2018) descrevem o bambu como uma planta perene que cresce rápido, feita de materiais ligno-celulósicos e com células de parênquima. Este tecido tem uma estrutura circular com células chamadas floema primário e xilema primário, o que torna a planta resistente e flexível. Existem bambus herbáceos e não lignificados, com apenas alguns centímetros, e lenhosos de porte médio e grande, com diâmetros de mais de 20 cm.

De acordo com Cabanas (2018), o bambu é composto por cavidade, diafragma, nó, ramo, interno e parede. Assim, o conjunto cilíndrico que compõe as peças de bambu são denominados colmos, as estruturas que separam de forma transversal cada porção oca são os entre nós, já no interior da planta, esta parte é chamada de diafragma, cuja função é fornecer rigidez, flexibilidade e resistência aos colmos, a composição do colmo de um bambu é representada pela Figura 8, cuja cavidade é representada pela letra 'a', o diafragma pela letra 'b', os nós da peça pela letra 'c', o ramo onde crescem novas folhas pela letra 'd', a parte externa pela letra 'e' e por fim a letra 'f' descreve a espessura do colmo.

Figura 8- Estrutura anatômica do colmo do bambu



Fonte: UNESP 2024, página da web

Ruschi, Hilling e Ceolin (2018) comentam que diferentemente da maioria das plantas ligno-celulósicas, o bambu adulto não possui um tronco único, mas sim um conjunto de colmos empilhados que formam uma haste. Esses colmos são os principais componentes estruturais da planta e são acompanhados de raízes, rizomas, ramos, folhas e flores, que desempenham papéis essenciais na sobrevivência e reprodução do bambu.

Vale ressaltar que o número de colmos em uma haste de bambu pode variar conforme a espécie, conforme elencado por Ruschi, Hilling e Ceolin (2018). Os colmos, tratam-se da parte da planta que emerge do solo, possuem uma estrutura cilíndrica e oca, podendo ser arqueados, semi-arqueados ou eretos. Eles são formados por dois nós, e o comprimento dos entrenós – as seções

entre dois nós – pode variar bastante entre as espécies. A característica usual é que os entrenós são mais longos na parte central do colmo e nas espécies que começam seu crescimento mais cedo. Outro aspecto elencado pelos autores diz respeito à espessura das paredes dos colmos, que influencia diretamente as propriedades mecânicas da planta, como sua resistência e flexibilidade.

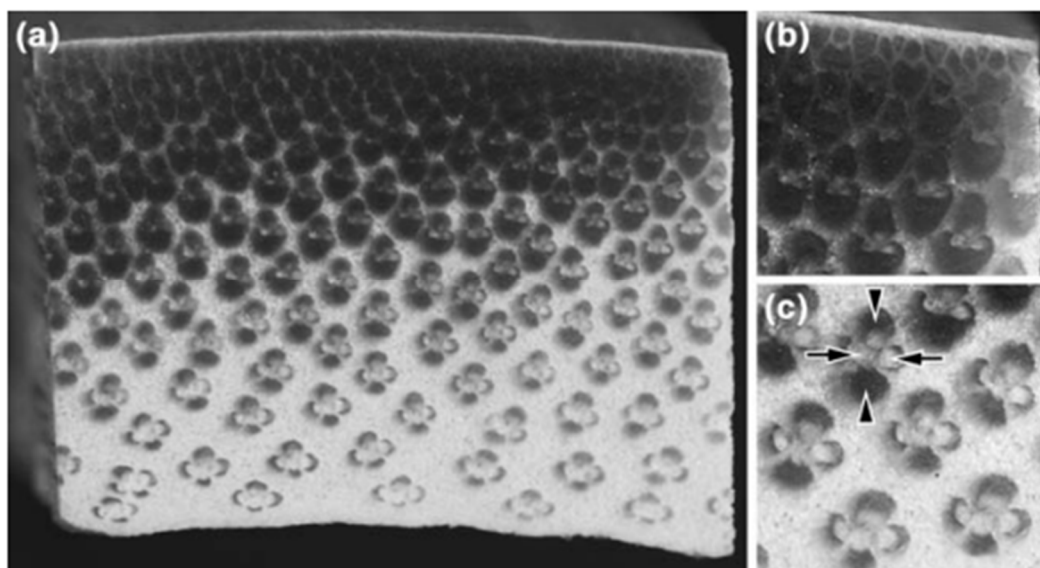
Além disso, o colmo é complementado por um sistema de ramificação aérea, composto por ramos e folhas, cujo florescimento e a frutificação do bambu ocorrem apenas entre 30 e 130 anos, a depender da espécie, o que torna essas etapas um fenômeno raro e peculiar entre os bambus.

Já os rizomas, de acordo com Ruschi, Hilling e Ceolin (2018), são caules subterrâneos que desempenham funções vitais no bambu, como a captação e o transporte de nutrientes, ademais, servem para o armazenamento de reservas. A principal característica dos rizomas é sua capacidade de reprodução vegetativa, pois podem gerar novos brotos ou novos rizomas lateralmente. Apesar de possuírem anatomia e funcionalmente diferentes dos colmos, possuem também características semelhantes, como a presença de nós e entrenós. No entanto, os seus entrenós se apresentam de forma menor em comprimento e diâmetro em comparação com os colmos.

Nos entrenós dos colmos e dos rizomas, há os feixes vasculares, que Ruschi, Hilling e Ceolin (2018) relatam serem formados por elementos de vaso de metaxilema, floema, bainha de fibras de protoxilema e, em algumas espécies, por feixes adicionais de fibras. A função desses feixes vasculares é transportar água, nutrientes e produtos da fotossíntese, acrescido da função de suporte estrutural, que confere à planta resistência e rigidez em suas hastes e raízes.

Os estudos de Obataya, Kitin e Yamauchi (2007) descrevem que o colmo do bambu se trata de um cilindro oco de paredes finas separado por nós, essas paredes por sua vez, consistem no córtex e no tecido fundamental das células do parênquima – composto por feixes vasculares com bainhas densas dispersas de forma não uniforme similares à espuma, cuja densidade do material como um todo varia de 0,41 a 0,66 g/cm³. A estrutura microscópica de uma seção transversal de bambu é representada na Figura 9, onde Obataya, Kitin e Yamauchi (2007) perceberam na forma ampliada do córtex e tecido fundamental – estrutura fibra-espuma - do bambu analisado, a presença de vasos de metaxilema – elementos que os órgãos vegetais possuem antes de completar seu crescimento, transformando-os posteriormente em xilema – representados por setas, e ainda, nas pontas das setas, a presença de fibras de um feixe vascular.

Figura 9- Microscopia eletrônica do bambu



Fonte: Obataya, Kitin e Yamauchi, 2007, p.389.

Ghavami e Marinho (2005) relatam que o bambu possui sua estrutura externa composta por sistemas subterrâneos de: rizomas, colmos, galhos e folhas, além da presença de flores e/ou frutos, eventualmente. Os colmos por sua vez, tratam-se de hastes, na maioria das vezes ocas, compostas por uma série alternada de nós e entrenós (fechados), com a presença ou não de água, essa parte do bambu é constituída de fibras, vasos e condutores de seiva, as quais se distribuem de forma desigual na seção transversal, e são envolvidos por matriz denominada parênquima. A distinção dos colmos se dá em relação à espécie, comprimento, espessura da parede, diâmetro, espaçamento dos nós e resistência.

A geometria percebida por Ghavami e Marinho (2005) é que os bambus possuem diminuição gradual de diâmetro no sentido da base para o topo, além da espessura da parede e o comprimento internodal também variarem ao longo da planta. Sendo que, na parte basal, os comprimentos interno são menores, enquanto na parte central do colmo atingem o valor máximo e, na parte superior, decrescem. (Ghavani e Marinho, 2005)

Ghavami e Rodrigues (2000) descrevem que o colmo dos bambus pode ser visto como um material compósito cuja estrutura é formada por fibras longas e alinhadas de celulose embebida em uma matriz de lignina. Um fato observado pelos autores é que há uma concentração de fibras maior quanto mais próximo da casca estão. A justificativa apresentada é que essa anatomia possibilita ao material uma maior resistência às cargas de vento no decorrer da vida do material na natureza. Ou seja, quanto mais próximo à espessura da casca do bambu, maior o número de fibras e como conseqüência mais resistente às solicitações é o material.

Liese (1980) afirma que o bambu é uma planta composta por fibras, células parenquimosas e vasos, na proporção de aproximadamente 40%, 50% e 10%, respectivamente, cujo percentual varia de forma mínima entre as espécies.

Os conjuntos vasculares integram os tecidos de condução da seiva e as fibras, que apresentam resistência mecânica que, por sua vez, são “imersas” em uma matriz de lignina (parênquima). Os vasos têm, como função, o transporte de nutrientes da raiz às demais partes da planta e, como os colmos de bambu são bastante esbeltos, os vasos são reforçados por um tecido (esclerênquima) que lhes dá resistência. O conjunto vascular é o componente estrutural mais variado do colmo do bambu; sua forma, tamanho e distribuição, variam no internó e ao longo do comprimento (altura) do colmo. A base do colmo apresenta uma estrutura completamente diferente quando comparada com a parte central e topo do colmo (Liese, 1998). A Figura 9 mostra imagens dos conjuntos vasculares dos bambus adquiridas num microscópio eletrônico de varredura (MEV), obtidas por Liese (1980).

Ghavami e Marinho (2005) *aput* Culzoni (1986) complementam que a estrutura fibrosa do bambu, em formato de feixes, resiste à esforços de tração axial, entretanto, quando solicitado axialmente, há ruptura por cisalhamento, isso se dá em razão das fibras estarem imersas em uma matriz de lignina. Além disso, há discrepância entre os feixes e na mudança de seção (comum na parte dos nós da planta), gerando uma interrupção nas fibras e resultando em falha nas resistências de compressão normal, cisalhamento ou fendilhamento nestes locais.

Ghavami & Hombeeck (1981) observaram que o rompimento ocorre geralmente no nó, fato que confirma a concentração de tensões neste ponto. Outro aspecto verificado é que a resistência basal no decorrer do colmo possui uma maior concentração de carga de ruptura, em função da área transversal ser ainda maior. Dessa forma, Ghavami (1989) constata que as propriedades mecânicas do bambu são influenciadas predominantemente por: espécie, idade, tipo de solo, condições climáticas, época de colheita, teor de umidade das amostras, localização das mesmas em relação ao comprimento do colmo, presença ou ausência de nós nas amostras testadas e tipo do teste aplicado (Ghavami, 1989).

2.3.2. Propriedades Mecânicas

A afirmação de Ghavami e Marinho (2005) destaca que as características mecânicas do bambu são afetadas por uma série de variáveis, como: a espécie, o tipo de solo, as condições climáticas, a época de colheita, a idade, sua localização ao longo do colmo, pela presença ou

ausência de nós nas amostras testadas e pelo tipo de teste aplicado. Esses fatores, combinados ou isolados, são os responsáveis por tornar as propriedades mecânicas do bambu tão variáveis e dependentes do contexto em que é cultivado, processado e testado.

Dunkelberg (1985) afirma que, nos testes de compressão, os nós são mais importantes quando as cargas estão concentradas na direção perpendicular às fibras do colmo, o que pode aumentar a resistência em até 45% em relação às seções sem nós. Quando uma carga de compressão é aplicada paralelamente à fibra, as seções do colmo com nós podem ser cerca de 8% superiores às seções sem nós.

A análise das propriedades mecânicas do bambu e suas variações estruturais ao longo do colmo são fundamentais para entender como ele pode ser utilizado de maneira eficaz na engenharia de estruturas e outros usos industriais. A divisão do colmo em diferentes seções, cada uma com características particulares, reflete as adaptações fisiológicas e mecânicas que a planta desenvolve para se sustentar e crescer. Hidalgo-López (2003) fez um estudo sobre as variações de resistência nas diferentes partes do bambu, ou seja, a resistência mecânica do bambu altera no decorrer de seu colmo, com diferenças significativas de base para topo:

- a) **Parte superior:** a seção superior do colmo em geral tende a ser mais resistente, em particular quanto à compressão e flexão da planta. Isso ocorre devido à maior rigidez das fibras e pela distribuição dos elementos de reforço nas regiões mais altas.
- b) **Parte mediana:** a parte intermediária do colmo, seção esta cujo os internós são mais longos, apresenta-se como a parte de maior resistência à tração. A justificativa se dá em função do comprimento das fibras nesta região serem mais longas, possibilitando uma maior capacidade de resistir à força de tração.
- c) **Parte inferior:** a base do colmo, possui a tendência de ter os menores valores de resistência mecânica, tanto em compressão quanto em flexão e tração. Esse comportamento está atrelado à menor espessura das fibras e ao maior número de células parenquimatosas, as quais são mais macias e menos resistentes.
- d) **Resistência nos internós:** as regiões entre os nós apresentam variações na resistência tanto nas fibras nos nós e no centro, sendo que as extremidades dos internós, geralmente as fibras são mais curtas, enquanto no centro, elas se tornam mais longas. Como efeito, o centro do internó se torna mais resistente à compressão e tração, já que as fibras mais longas aumentam a rigidez e a capacidade de resistir a forças.
- e) **Resistência na parede do colmo:** a estrutura da parede do colmo também apresenta

diferenças de resistência ao longo de sua espessura, sendo que a resistência à tração e compressão aumentam na seção externa da parede, devido à maior quantidade de fibras que compõem essa camada. A camada interna, em comparação, é mais rica em parênquima e contém menos fibras, o que resulta em menor resistência mecânica.

- f) **Resistência nos nós:** tratam-se das regiões onde os colmos se conectam, as quais apresentam características bem distintas tanto na densidade e resistência, sendo que nos nós, a densidade é maior devido à menor quantidade de células parenquimatosas, o que contribui para um aumento da resistência à compressão. Contudo, a resistência à tração, flexão e cisalhamento nos nós é menor do que nos internós. Este fato está relacionado à descontinuidade estrutural na seção transversal do colmo, acarretando em pontos de fraqueza onde os feixes de fibras se desviam e perdem continuidade, comprometendo assim a distribuição homogênea das forças de tração e compressão.

Quanto às propriedades físicas do bambu, Hidalgo-López (2003) elencam:

- a) **Massa específica:** Refere-se à densidade do bambu e está diretamente relacionada à sua resistência mecânica. Bambu mais denso geralmente apresenta maior resistência e rigidez.
- b) **Umidade natural:** O bambu fresco possui uma umidade natural elevada, o que pode comprometer suas propriedades mecânicas. Já o bambu maduro na condição seco apresenta melhores propriedades de resistência, já que a umidade pode reduzir a rigidez e aumentar a possibilidade de degradação do material.
- c) **Absorção de água:** estudos anteriores mostram que o bambu tem uma certa capacidade de absorver água, o que pode afetar sua resistência em longo prazo. A absorção excessiva de água pode reduzir a resistência à compressão e flexão.
- d) **Variações dimensionais e coeficientes de dilatação:** por se tratar de um material orgânico, o bambu apresenta variações dimensionais com a umidade e a temperatura. O coeficiente de dilatação térmica do bambu pode ser uma consideração importante em aplicações estruturais, especialmente em ambientes com grandes oscilações de temperatura.

Ghavami e Marinho (2005) estudaram as propriedades físicas, mecânicas e meso estruturais do colmo do bambu da espécie *Guadua angustifolia*, com idade média de três anos. Inicialmente os autores determinaram as resistências à tração, compressão e cisalhamento interlaminar das partes basais, centrais e superiores (topo) da planta, por meio de três corpos de prova sem nó e três com nó, seguindo as recomendações das normas do INBAR (1999).

Os resultados de resistência à tração, módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson da parede do colmo do bambu *Guadua angustifolia*, estudado por Ghavami e Marinho (2005) estão apresentados na Tabela 1, onde é possível verificar que o bambu atinge uma resistência média à tração de 86,96 MPa. Sendo que a parte central do colmo apresentou maior resistência, com 95,80 MPa no corpo de prova sem nó e 82,62 MPa no corpo de prova com nó. Os autores observaram que os corpos de prova sempre rompem no nó ou próximo a essa região da planta. O topo do bambu analisado sem nó, apresentou maior valor da resistência à tração, 115,84 MPa, enquanto que no corpo de prova com nó perceberam uma menor resistência, 64,26 MPa.

Tabela 1- Propriedades do bambu *Guadua angustifolia*

Parte do bambu	Resistência à tração (MPa)	Módulo de elasticidade (GPa)	Coeficiente de Poisson
Base sem nó	93,38	16,25	0,19
Base com nó	69,88	15,70	-
Centro sem nó	95,80	18,10	0,25
Centro com nó	82,62	11,10	-
Topo sem nó	115,84	18,36	0,33
Topo com nó	64,26	8,00	-
Valor médio	86,96	14,59	0,26

Fonte: Ghavami e Marinho (2005)

Ghavami e Marinho (2005) analisaram que a resistência à compressão é geralmente três vezes menor que a resistência à tração, os resultados para as resistências à tração foram observados na Tabela 2. A resistência média de resistência obtida pelos autores foi de 29,48 MPa, aumentando da base para o topo. Sendo que a tensão máxima ocorreu na parte do topo da planta, correspondente a 34,52 MPa para o corpo de prova sem nó, e de 29,62 MPa com nó. Já na base, a resistência diminui para 25,27 MPa no corpo de prova com nó e 28,36 MPa sem nó. A média do módulo de elasticidade longitudinal às fibras foi de 12,58 GPa, modificando de 9,00 GPa na base a 15,80 GPa na região do topo, ambos em corpos de prova com nó. Já o coeficiente de Poisson médio obtido no ensaio de resistência à compressão foi de 0,34.

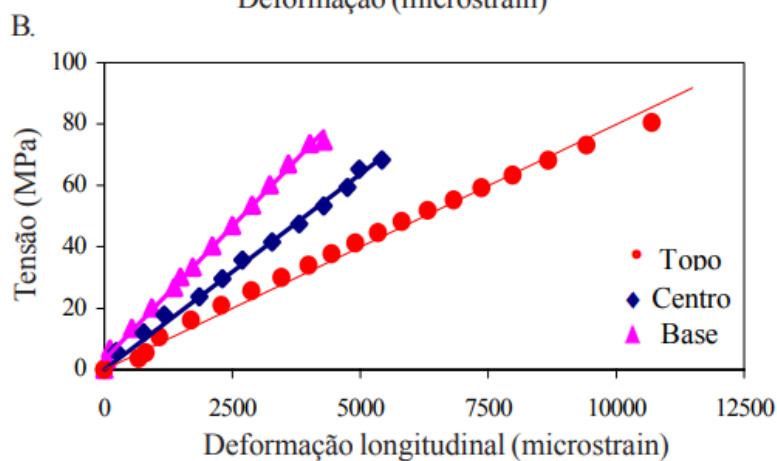
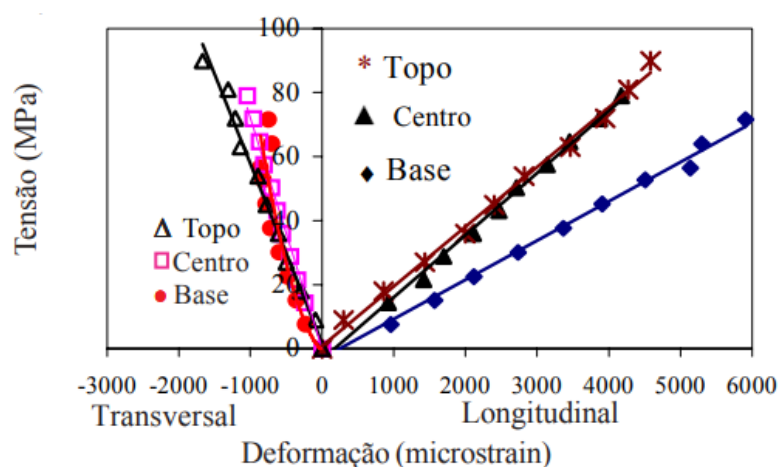
Tabela 2- Resultados de resistência à tração

Parte do bambu	Resistencia à tração (MPa)	Módulo de elasticidade (GPa)	Coefficiente de Possion
Base sem nó	28,36	14,65	0,27
Base com nó	25,27	9,00	0,56
Centro sem nó	31,77	12,25	0,36
Centro com nó	28,36	12,15	0,18
Topo sem nó	25,27	11,65	0,36
Topo com nó	31,77	15,80	0,33
Valor médio	29,48	12,58	0,34

Fonte: Ghavami e Marinho (2005)

Desse modo, Ghavami e Marinho (2005) observaram que as curvas de tensão-deformação, representado na Figura 10 obtidas nos ensaios de tração e compressão, apontam que o bambu estudado possui comportamento quase linear, até o ponto de ruptura.

Figura 10- Gráfico tensão x deformação



Fonte: Ghavami e Marinho (2005)

Colli *et al.* (2006) estudaram as propriedades físicas e mecânicas do bambu da espécie *Bambusa tuldoidea*, além da durabilidade da planta tratada com ácido bórico e tanino condensável, submetida a organismos xilófagos. Para as análises, utilizaram colmos mais velhos e lignificados do bambu, cujo diâmetro à altura do peito corresponde a 1,2 metros. Sendo que os ensaios físicos e mecânicos, utilizaram das partes da base, meio e ápice dos colmos, sendo amostras do nó e do entrenó, para representar o comportamento de cada parte da planta.

Para a caracterização do teor de umidade, massa específica básica, massa específica a 12% de umidade e o coeficiente de contração volumétrica, Colli *et al.* (2006) seguiram as recomendações da norma NBR 7190/97, com as devidas adaptações, já que devido a geometria do bambu não há a possibilidade de extração de amostras retangulares.

No ensaio de preservação, os autores avaliaram a degradação do bambu tratado previamente com ácido bórico e tanino condensável (extraído de acácia negra), em diferentes concentrações, conforme preconiza a norma ASTM D-3345 (1994). O critério de avaliação foi feito por meio de verificação da longevidade dos cupins, em ambiente com monitoramento de temperatura e umidade do ar, mediante recomendações da norma IUFRO (1970). (Colli *et al.*, 2006)

Colli *et al.* (2005) também avaliaram as amostras de bambu submetidas a tratamento químico, cujo método empregado foi o de pressão de célula cheia, ou seja, vácuo inicial e posterior pressão em autoclave). Já os ensaios de biodegradação laboratorial ocorreram de duas formas: inicialmente em frascos de vidro, onde os corpos de prova foram submetidos às intempéries e à ação de organismos xilófagos. E em análise de campo, onde os corpos de prova foram deixados *in situ* pelo período de um ano, a uma profundidade de 15cm, verticalmente, segundo as recomendações da norma da IUFRO (1970). O grau de sanidade observado nas estacas está representado na Tabela 3, cujas melhores estacas são as tratadas com borato de cobre cromado (CCB) e a sanidade mais comprometida das estacas foram obviamente as da testemunha, ou seja, houve uma melhora na integridade de todas as estacas tratadas.

Tabela 3- Grau de sanidade das amostras tratadas, em contato com o solo

Tratamentos	Grau de Sanidade das Estacas
(T1) Testemunha	5,17
(T2) Boro 1,2% e tanino 5%	7,33
(T3) Boro 5% e tanino 1,2%	9,00
(T4) CCB	10,00

Nota 10: estacas sadias; Nota 9: estacas levemente atacadas; Nota 7: estacas moderadamente atacadas, Nota 4: estacas intensamente atacadas; Nota 0: estacas totalmente destruídas.

Fonte: Colli *et al.* (2005)

Os resultados para as propriedades físicas e para o limite de resistência à compressão obtidos por Colli *et al.* são apresentados na Tabela 4, onde é possível observar que os valores de massa específica básica e a 12% de umidade, decresce da base para o ápice quando se trata do nó, havendo comportamento inverso para o internódio. Enquanto que as contrações volumétricas, parcial e total, nos internódios, são crescentes da base para o ápice do colmo. Já na região do nó, as contrações têm os seus menores valores no meio do colmo e os valores de contrações são sempre maiores que os valores de contrações nos internódios.

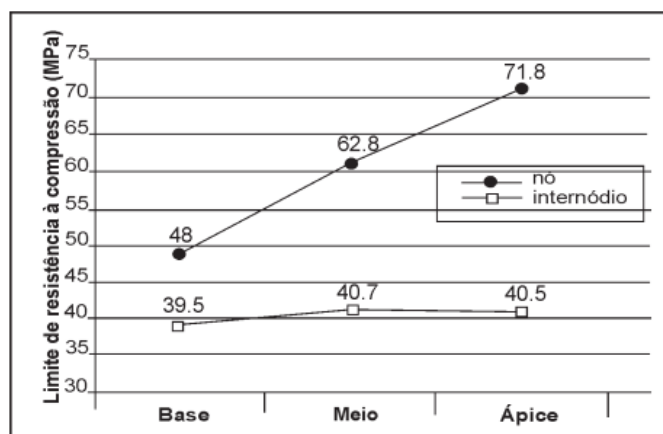
Tabela 4- Valores médios das propriedades físicas de *Bambusa tuldoidea*, em função da posição e local de retirada das amostras

Posição	Região	Meb kg/m ³	Me12 % kg/m ³	CVP %	CVT %
Base	Nó	532	763	19,9	28,6
Meio	Nó	506	715	18,9	26,5
Ápice	Nó	473	713	23,7	28,7
Média		504	730	20,8	28,7
Base	Internódio	458	617	16,1	21,1
Meio	Internódio	537	730	16,9	22,5
Ápice	Internódio	608	733	19,1	23,6
Média		534	693	17,4	22,4

Fonte: Colli *et al.* (2005)

Os autores ressaltam que houve uma maior resistência mecânica no internódio, cujos valores são crescentes em direção ao ápice, os valores de resistência são demonstrados na Figura 11. A diferença de resistência entre as partes do nó e do internódio ocorre em razão da orientação axial das fibras no internódio e pela quantidade de células parenquimatosas na região dos nós ser superior, as quais se tratam de células estruturais, e sim de reserva. Enquanto que o acréscimo de resistência conforme a altura do colmo, é justificada por Colli *et al.* (2006) em razão da alta concentração de feixes fibrovasculares, por unidade de área, ao passo que fica mais próximo do ápice.

Figura 11- Valores médios do limite de resistência à compressão de base, meio e ápice dos colmos do *Bambusa tuldooides*



Fonte: Colli *et al.* (2005)

Na Tabela 5 estão valores do módulo de elasticidade e sua relação com a massa específica à 12% de umidade. O MOE médio é de 23.887, no caso do bambu o valor foi de 31,49, demonstrando que o bambu foi um material leve e extremamente rígido.

Tabela 5- Valores médios de módulo de elasticidade na compressão (MOE) e da relação MOE/Me12% do *Bambusa tuldooides*

Colmo	MOE (Mpa)	MOE/Me12%
1	26.047	33,63
2	23.807	30,14
3	25.499	30,00
4	26.359	35,15
5	21.778	32,50
6	19.832	27,54
Média	23.887	31,49

Fonte: Colli *et al.* (2005)

Colli *et al.* (2006) concluem que a massa específica é geralmente maior em internódios do que nos nós, em razão da região dos internódios tenderem a uma estrutura mais homogênea e menos complexos em termos de estrutura interna. Já a diferença na massa específica entre nós e internódios reduz quando o bambu alcança uma umidade constante de 12%, sugerindo que a absorção de umidade pode equiparar as divergências de densidade, uma vez que o bambu tende a expandir ou contrair dependendo da quantidade de água presente. As contrações volumétricas, que tratam da redução no volume do bambu no decorrer do processo de secagem, foram maiores nos nós do que nos internódios, esse fenômeno ocorre em função da estrutura mais compacta e densa

dos nós, que tende a sofrer mais deformações ao perder água em comparação com os internódios, que têm uma estrutura mais homogênea.

O limite de resistência à compressão nos internódios é maior do que nos nós, o que se observa também no comportamento mecânico de muitas espécies vegetais, onde a estrutura mais homogênea e menos densa (internódios) suporta melhor a compressão do que a estrutura mais densa e irregular (nós), segundo os autores. O bambu conhecido como *Bambusa tuldooides* possui um módulo de elasticidade elevado, o que indica que se trata de um material robusto, capaz de suportar bem deformações sob pressão. Ademais, o uso de CCB (borato de cobre cromado) como tratamento revelou-se eficiente em testes de campo, mostrando resistência a infestações de insetos. Assim, o bambu tratado com CCB é mais durável em relação à decomposição biológica e à ação de pragas, tornando-o uma opção vantajosa para uso em ambientes externos. Em termos de eficácia, o tratamento com uma concentração mais alta de boro demonstrou melhores resultados, indicando que quantidades elevadas de boro proporcionam uma proteção mais eficaz contra pragas, possivelmente devido à sua ação biocida mais intensa. (Colli *et al.* 2006)

Da Silva, Teixeira e do Valle (2020) apontam características físico-mecânicas para o bambu da espécie *Bambusa Tuldooides*, extraído da região do Distrito Federal, com a finalidade de utilização no dimensionamento de estruturas. Para tanto, fundamenta-se em normas como a ISO 22156:2004, ISO 22157-1(2004) e ISSO 22157-2 (2004), fazendo uso de colmos com até 5 metros de comprimento e diâmetro médio de 40 mm das peças, os resultados das amostras estão representados na Tabela 6.

Tabela 6- Diâmetro e espessura da parede dos colmos do Bambus Tuldooides nas partes média e basal

Colmo	Parte Basal		Parte Média	
	D médio (mm)	T médio (mm)	D médio (mm)	T médio (mm)
1	38,25	12	37	6,5
2	41	11	38,75	5,25
3	39,5	11,75	37,5	5
4	36,75	11,25	35,5	5,75
5	41,5	11,5	39,25	5,25
6	36,25	10	36	4,5

Fonte: Da Silva, Teixeira e Valle (2020)

Os autores também analisaram a massa específica da parte basal do colmo, as quais variaram entre 835 a 948 kg/m³ , enquanto que a parte média variou entre 1013 a 1083 kg/m², refletindo em um aumento da densidade sentido vertical do colmo da base para o topo.

Já para a compressão paralela às fibras, Da Silva, Teixeira e Valle (2020) concluíram que há uma maior carga de ruptura nas amostras na parte basal em relação a parte média, conforme apresentado na Tabela 7, a justificativa para este fato é relação ao maior diâmetro do colmo estar na parte basal, entretanto, os maiores valores de tensão de compressão foram obtidos nas amostras da parte média, em razão da maior densidade de fibras por área, os valores da parte média estão representados na Tabela 8.

Tabela 7- Resultados dos ensaios à compressão paralela em amostra da parte basal

Amostra	% de umidade	Fult	σ_{ult} (N/mm ²)
1-B	12,22	58770,4	59,4
2-B	11,83	69077,0	66,7
3-B	12,56	70636,2	69,0
4-B	11,53	52317,7	58,1
5-B	12,16	50130,8	46,3
6-B	12,37	35685,9	43,33
Média			57,1
Coef. de Variação - CV(%)			18,31

Fonte: Da Silva, Teixeira e Valle (2020)

Outra análise feita por Da Silva, Teixeira e Valle (2020) é em relação ao cisalhamento paralelo às fibras, os quais estão apresentados na Tabela 9, é possível observar um valor médio de tensão de cisalhamento paralelo às fibras na ordem de 1,2 N/mm² que alterna de 0,8 N/mm² até 1,6 N/mm². Outro aspecto verificado pelos autores é a indiferença significativa das amostras com nó e sem nó.

Tabela 8- - Resultados dos ensaios à compressão paralela em amostra da parte média 11 - Resultados dos ensaios à compressão paralela em amostra da parte média

Amostra	% de umidade	Fult	σ_{ult} (N/mm ²)
1-M	11,03	42020,9	67,5
2-M	10,61	46649,5	84,5
3-M	10,39	42589,6	83,5
4-M	10,69	44600,0	83,0
5-M	10,49	41295,2	73,7
6-M	10,30	39922,3	89,7
Média			80,3
Desvio Padrão			8,13
Coef. de Variação - CV(%)			10,13

Fonte: Da Silva, Teixeira e Valle (2020)

Tabela 9- Resultados dos ensaios à compressão paralela em amostra da parte basal

Colmo 02	Fult (N)	σ_{ult} (N/mm ²)
B-shear c/ N	1601,0	0,8
M-shear c/ N	1058,0	1,0
B-shear s/ N	1967,0	1,1
M-shear s/ N	892,0	1,1
Colmo 03	Fult (N)	σ_{ult} (N/mm ²)
B-shear c/ N	3012,0	1,4
M-shear c/ N	1266,0	1,3
B-shear s/ N	2223,0	1,1
M-shear s/ N	1262,0	1,6
Colmo 04	Fult (N)	σ_{ult} (N/mm ²)
B-shear c/ N	2525,0	1,5
M-shear c/ N	1099,0	1,2
B-shear s/ N	1848,0	1,2
M-shear s/ N	1079,0	1,4
Média		1,2
Coef. de Variação - CV(%)		19,2

Fonte: Da Silva, Teixeira e Valle (2020)

Da Silva, Teixeira e Valle (2020) elenca pouca variabilidade nos resultados do Módulo de Elasticidade e no Módulo de Ruptura, obtidos no ensaio de flexão estática, os quais ficaram por volta de 34,113 N/mm² e 155 N/33², respectivamente. Os dados estão presentes na Tabela 10.

Tabela 10- Resultados dos ensaios à flexão estática

Corpo de Prova	% umidade	MOE (N/mm ²)	σ_{ult} (N/mm ²)
Flexão Médio 01	10,21	30586,45	126,92
Flexão Médio 02	10,50	31676,39	144,87
Flexão Médio 03	10,40	32755,50	150,63
Flexão Médio 04	11,15	35924,27	174,78
Flexão Médio 05	10,48	34186,65	166,51
Flexão Médio 06	10,00	35852,26	157,73
Flexão Médio 07	10,94	30036,75	156,10
Flexão Médio 08	10,72	34893,90	149,08
Flexão Médio 09	10,45	36768,80	149,91
Flexão Médio 10	10,32	36740,61	164,31
Flexão Médio 11	14,12	35283,74	161,05
Flexão Médio 12	12,07	34651,22	164,59
Média		34113,04	155,54
Coef. de Variação (CV%)		6,81	8,03

Fonte: Da Silva, Teixeira e Valle (2020)

Da Motta *et al.* (2017) estudou as propriedades mecânicas do bambu da espécie *Bambusa Vulgaris Vittata* com a finalidade de utilização dos colmos da planta na construção de sistemas hidráulicos alternativos de distribuição de água à baixa pressão. Para tanto, os autores determinaram a massa específica, as resistências à compressão, à tração e à flexão.

Os resultados dos ensaios de massa específica dos colmos obtidos por Da Motta *et al.* (2017), indicaram uma massa específica média de 0,74 g/cm³, que possui relação com a sua estrutura atômica e forma macroscópica, ou seja, trata-se de um parâmetro dependente do conteúdo, diâmetro das fibras e espessura da parede das células, além de alternar a depender da posição do colmo e da espécie de bambu utilizada.

Já a resistência à compressão pesquisada pelos autores, resultou em um valor médio de 49,36 MPa, sem alterações significativas entre a base, o meio e o topo do colmo. Para a resistência

à tração, Da Motta *et al.* (2017) observaram que não há variação com a região do colmo, um adendo seria se houvessem ensaiados amostras com a presença dos nós da planta, que reduziria consideravelmente a resistência.

Da Motta *et al.* (2017) confirma com a explicação de Lima, Willrich e abro Jr (2005), que:

As fibras são as principais responsáveis pela resistência dos bambus, tendo em geral uma distribuição de 40 a 90% a parte externa e de 15 a 30% na parte interna. As fibras do bambu são orientadas no sentido paralelo ao eixo do colmo, por isso, a resistência à tração longitudinal às fibras é sempre bem expressiva e é elevada se comparada a outros materiais podendo para algumas espécies atingir até 370 MPa.

(Da Motta *et al.*, 2017, p. 23)

Da Motta *et al.* (2017) traz um comparativo entre as massas específicas do bambu brasileiro com diferentes materiais resistentes e amplamente utilizados na construção civil, como: aço, ferro e fibras de PVC por meio da Tabela 13, onde é visível que a razão de eficiência do bambu analisado é consideravelmente maior que os demais materiais analisados.

Tabela 11- Valores médios de resistência à tração

Material	Resistência à tração (MPa)	Massa específica (g/cm³)	Razão
Aço 303	500	7,86	63,61
Ferro fundido	280	7,70	36,36
Fibras de PVC	70	1,45	48,28
Bambu brasileiro	126	0,74	170,27

Fonte: Da Motta *et al.* (2017)

Por fim, Da Motta *et al.* (2017) analisou a resistência à flexão estática da planta e apresentou os resultados por meio da Tabela 14. É possível verificar que nessa propriedade mecânica houve uma maior diferença para cada parte do colmo do bambu.

Tabela 12- Resultados dos ensaios de MOR e MOE

Posição				Média
	Base	Meio	Topo	
MOR (MPa)	112	146	151	136,33
MOE (MPa)	11.255	13.879	14.132	13.089

Fonte: Da Motta *et al.* (2017)

Obataya, Kitin e Yamauchi (2007) ressaltam ainda que o bambu é mais flexível que a madeira, em razão da possibilidade que o material possui de realizar curvaturas máximas maior que a madeira analisada. Ou seja, apesar do bambu se curvar mais que a madeira, não se pode afirmar que é completamente elástico, pois na análise microscópica feita pelos autores em testes de flexão cíclica, observa-se uma flambagem microscópica nas células de parênquima, permitindo assim, uma grande deformação compressiva sem a flambagem em larga escala das fibras do esclerênquima, concluindo dessa forma que o bambu não era tão flexível elasticamente, mas tinha excelente ductilidade.

2.4. ESTUDOS EXPERIMENTAIS

De acordo com Hedge (2017), os primeiros estudos de análise do comportamento de solos reforçados com geocelulas foram feitos por Rea e Mitchell em 1978, os quais estudaram o comportamento da base circular apoiada em um leito de areia reforçado com geocélulas de papel. O ensaio consistia em um tanque conectado ao macaco hidráulico para aplicar a carga, essa por sua vez, que era transferida ao solo por meio de uma placa de aço, medidores de mostrador e células de carga foram os artifícios para medição do deslocamento do solo e da carga aplicada, respectivamente.

Hedge (2017) elenca que, após os estudos com geocelulas de papel, muitos pesquisadores utilizaram diferentes materiais para confecção de geocelulas de reforço de solos, dentre as principais estão: polipropileno, poliéster e polietileno de alta densidade (PEAD). O resultado dos estudos apresentaram alta resistência e durabilidade.

Hedge (2017) em estudo do estado da arte das geocélulas no que tange a engenharia geotécnica descreve os principais métodos de estudos experimentais envolvem Modelo de Testes Laboratoriais e Estudo Triaxial.

Os ensaios laboratoriais, usualmente estudam a eficiência das geocélulas por meio de um arranjo, que conta com um tanque conectado por um macaco hidráulico submetido à aplicação de carga. Hedge (2017) afirma que a geometria da célula, as propriedades do solo de fundação, o material de preenchimento e o efeito basal da geocélula são fatores que influenciam o desempenho da fundação, em termos de melhora na capacidade de carga e redução do deslocamento.

Enquanto que o ensaio triaxial corresponde a um tipo de ensaio de laboratório o qual solicita o corpo de prova em três direções. Hedge (2017) relata que o melhoramento da força e rigidez de um solo por meio de reforço com geocélula pode ser estudado utilizando ensaios triaxiais. Os resultados de pesquisas de vários autores relatados por Hedge (2017) indicam que há uma alteração significativa na coesão aparente do solo com o uso deste tipo de reforço, especialmente em solos não coesivos. Em complementação a este fato, Zhang et al (2006) afirmam que o solo reforçado com elementos tridimensionais é possível observar por meio do ensaio triaxial uma melhora não só na coesão aparente, mas também no ângulo de atrito interno do solo. Chen et al (2013) fez uso de ensaio triaxial para solo arenoso reforçado com geocélula, a experiência dos autores foi com geocélulas de diferentes geometrias, entre elas, formato circular, retangular e hexagonal, e observou-se que o formato circular possui melhor desempenho.

A utilização de geocélulas para reforço de solos é amplamente utilizada na engenharia

geotécnica, como o caso de Zhang *et al.* (2010), que utilizaram um método simples de cálculo da capacidade de carga para um aterro rodoviário apoiado por geocélulas em solo argiloso, bem como estudo experimental por meio da capacidade de carga em placa do aterro reforçado com geocelulas oriundas de um instituto de pesquisas de aplicação de resina da China, cujo material de preenchimento utilizado foi brita.

O cálculo consistiu na consideração dos três mecanismos: o efeito de confinamento, o espraçamento de tensões e o efeito de membrana, os quais foram verificados por um experimento de laboratório e comparados com o método de Koerner, por meio da equação:

$$p_{rs} = p_s + \Delta p = p_s + \Delta p_1 + \Delta p_2 = p_s + \frac{2h_c \tan \theta_c}{b_n} p_s + \frac{2Ts \sin \alpha}{b_n}$$

A parcela considerada para o efeito de confinamento e espraçamento de tensões fez uso da seguinte expressão:

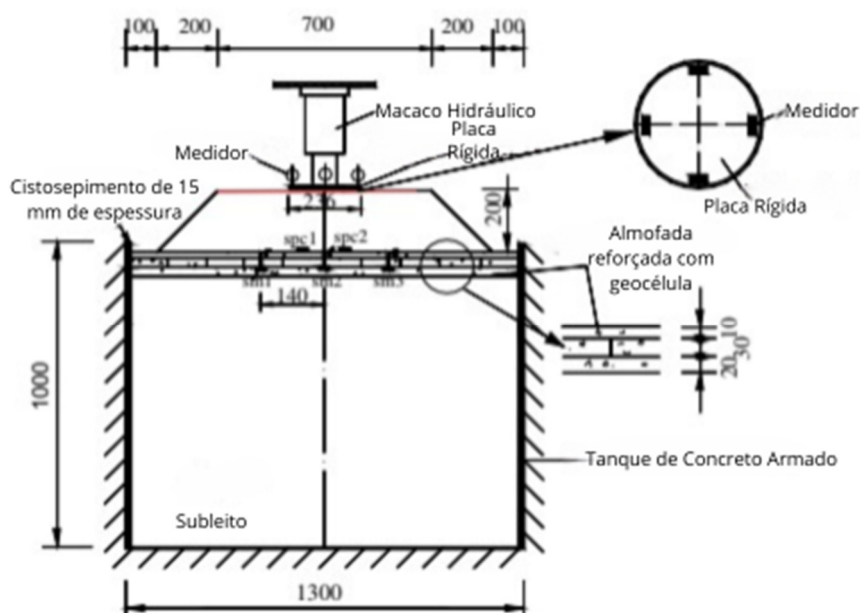
$$\Delta p_1 = p_r - p_s = \frac{2h_c \tan \theta_c}{b_n} p_s$$

Enquanto que a parcela que diz respeito ao efeito de membrana obedeceu a equação:

$$\Delta p_2 = \frac{2Ts \sin \alpha}{b_n}$$

O estudo de laboratório feito pelos autores consistiu em ensaio de capacidade de carga em placa em um tanque de concreto medindo 1300 x 650 x 1000 mm, com aplicação da carga por meio de um macaco hidráulico, cuja carga foi medida por célula de carga e os deslocamentos verticais por três medidores anexados na placa de aço de 236 mm e 10 mm de espessura, o reforço de geocelula por sua vez, foi acomodada na base do aterro há uma profundidade de 200 mm da placa, conforme ilustra a Figura 12.

Figura 12 - Configuração de ensaio



Fonte: Adaptado de Zhang *et al.* (2010)

As propriedades dos materiais utilizados no ensaio estão resumidas na Tabela 13.

Tabela 13- Propriedades dos materiais utilizados

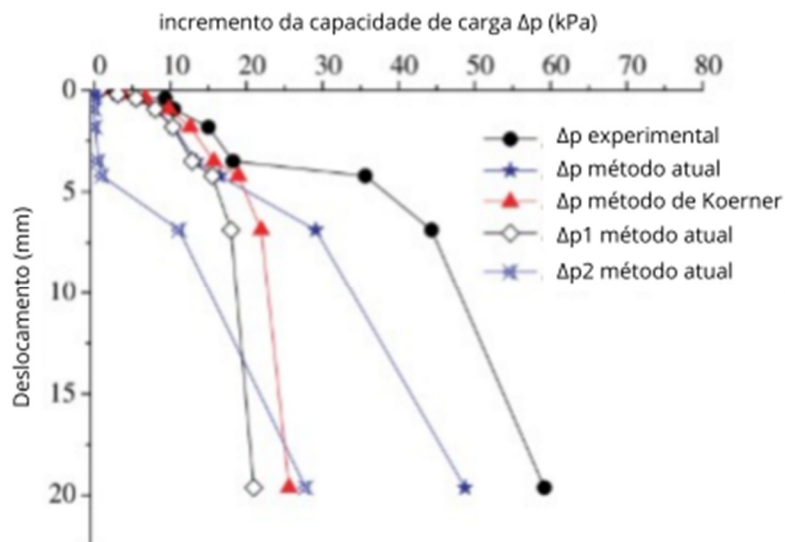
Solo da camada	Argila	Teor de Umidade	46%
		Densidade	1620 kg/m ³
Material de preenchimento da geocélula	Brita argilosa	Diâmetro máximo das partículas	10 mm
	Areia argilosa	Teor de Umidade	25%
		Densidade	1810 kg/m ³
		Diâmetro	236 mm

Fonte: Adaptado de Zhang *et al.* (2010)

Os resultados obtidos por Zhang *et al.* (2010) e os obtidos pelo método de Koerner são demonstrados na Figura 13, conforme a legenda, os autores obtiveram resultados muito mais próximos do método de Koerner com os seus resultados experimentais quando o recalque da

fundação é grande. O estudo também indicou que o reforço com geocélula aumentou significativamente a capacidade de suporte do subleito analisado.

Figura 13 - Curva Carga x Deslocamento

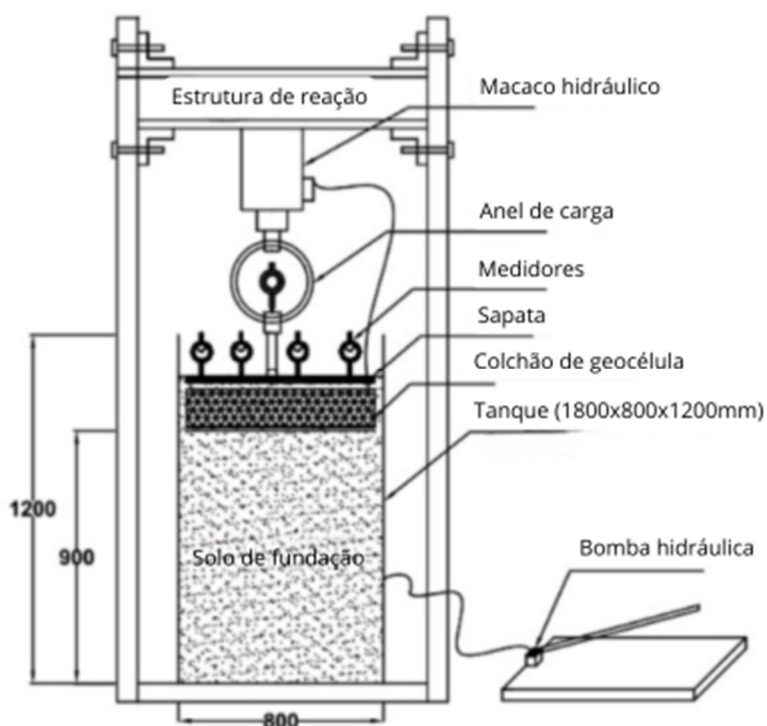


Fonte: Adaptado de Zhang *et al.* (2010)

Shitaram e Hedge (2013) no intuito de reforçar um aterro na Índia, realizou um estudo de caso aplicando um reforço com geocélula sobre a lama vermelha assentada e macia, além de aplicação de um modelo analítico desenvolvido para estimar a capacidade de carga do subleito argiloso reforçado com geocelula e a combinação de geocelula com geogrelha, ambas de polipropileno.

O material em questão - lama vermelha - consiste no resíduo de uma indústria de alumínio. Para obter uma comparação realista com o campo, o leito argiloso foi preparado com coesão não drenada de 10 kPa, acomodado em um tanque de ferro fundido com 1800 mm de comprimento, 800 mm de largura e 1200 mm de altura, conectado à uma estrutura de carregamento interligado internamente a um macaco hidráulico operado manualmente, para medição das cargas aplicadas, os autores utilizaram um anel de carga e quatro medidores de deslocamento na placa de aço de 20 mm de espessura com largura de 150 mm e comprimento de 750 mm foi utilizada como base. A sapata foi revestida internamente com uma fina camada de areia com cola epóxi, a fim de torná-la áspera. A Figura 14 representa a visão esquemática da configuração de teste.

Figura 14 - Configuração de teste



Fonte: Adaptado de Shitaram e Hedge (2013)

As propriedades do solo encontradas pelos autores estão demonstradas na Tabela 14.

Tabela 14- Propriedades do solo

Parâmetros	Valores
Teor de Umidade (%)	20
Grau de Saturação (%)	95
Peso Específico dos Sólidos (kN/m ³)	20,2
Peso Específico Seco (kN/m ³)	14,81
Resistência ao Cisalhamento não drenado	10

Fonte: Adaptado de Shitaram e Hedge (2013)

Já as propriedades dos materiais de reforço, estão representadas na Tabela 15.

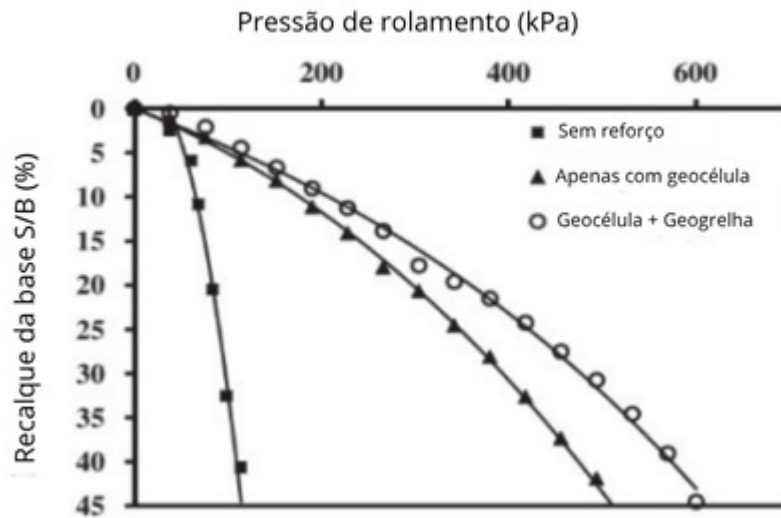
Tabela 15- Propriedades dos reforços utilizados

	Parâmetros	Quantidade
Geocélula	Polímero	Polietileno
	Tamanho da célula (mm)	250 x 210
	Nº de Células/m²	40
	Profundidade das Células (H)	150
	Espessura da tira (mm)	1,53
	Resistência da costura da célula (N)	2150 ($\pm 5\%$)
	Densidade (g/cm³)	0,95 ($\pm 1,5\%$)
	Força de rendimento (kN/m)	20
Geogrelha	Polímero	Polipropileno
	Tamanho da Abertura (mm)	35 x 35
	Resistência à tração final	20
	Massa por unidade de área	220
	Formato da abertura	Quadrado

Fonte: Adaptado de Shitaram e Hedge (2013)

Os resultados obtidos por Shitaram e Hedge (2013) estão ilustrados no gráfico de pressão x deslocamento da Figura 15 a qual apresenta uma melhora significativa na capacidade de carga com o solo reforçado, especialmente para o uso combinado dos dois reforços.

Figura 15 - Gráfico pressão x deslocamento



Fonte: Adaptado de Shitaram e Hedge (2013)

O método analítico de Shitaram e Hedge (2013) baseou-se na hipótese de que o efeito de resistência lateral e os mecanismos de efeito de dispersão de tensão vertical são originados em virtude da geocélula, enquanto o efeito de membrana é considerado pela geogrelha basal. Sendo que a parcela referente a resistência lateral é representada pela expressão:

$$\Delta p_1 = 2p_r \tan^2(45 - \frac{\varphi}{2}) \tan \delta$$

Já a dispersão de tensão vertical, é calculada pela expressão:

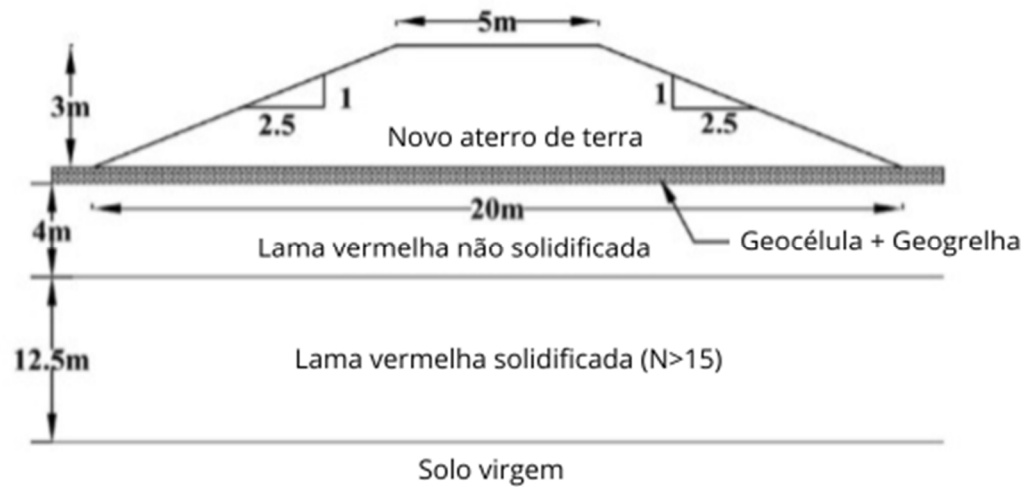
$$\Delta p_2 = p_r (1 - \frac{B}{B + 2D_r \tan \beta})$$

Enquanto que o efeito de membrana pela equação:

$$\Delta p_3 = \frac{2T \sin \alpha}{B}$$

Vale ressaltar que os dados foram obtidos pela proposta do aterro que tem as dimensões descritas na Figura 16, cuja base do aterro possui 20 metros, onde situa-se o reforço de geocélula e geogrelha, e altura de 3 metros. O solo abaixo do aterro é de lama vermelha na condição não drenada, e o subsolo a partir de 4 metros, com profundidade total de 12,5 metros situa-se a lama vermelha drenada e então está localizado o solo natural.

Figura 16 - Aterro analisado



Fonte: Adaptado de Shitaram e Hedge (2013)

O estudo experimental sugeriu que a capacidade de suporte do leito de fundação aumenta em 4 e 5 vezes devido ao fornecimento da combinação de geocélula e geogrelha. Além disso, o reforço da geocélula também reduz o recalque da base e o levantamento da superfície. Dessa forma, a combinação dos dois reforços se mostrou ser recomendado para uso como alternativa às técnicas de melhoramento do solo em solos argilosos. Outro aspecto observado pelos autores foi que o fornecimento da geogrelha basal não só mobiliza a resistência adicional do leito argiloso, mas também resiste ao movimento descendente do solo devido à penetração da sapata.

Já se tratando dos estudos analíticos, Shitaram e Hedge (2013) afirmam que são necessários mais estudos experimentais para estimar os fatores de forma da sapata mais adequados, calibrando assim o modelo analítico.

A busca por reforço do subleito da cidade de Maringá é escassa, Rudnick (2020) fez o reforço de materiais granulares com geossintéticos do tipo geocelular. Geocélulas referem-se a um modelo de geossintético que parte do princípio de confinamento do material, já que se trata de um material tridimensional que armazena uma porção do solo no interior de seus colmos. Sua geometria em formato celular, conforme Rudnick (2020) apud Avesani Neto, Bueno e Futai (2013), o efeito de confinamento contribui para a elevação da resistência e deformabilidade do solo de enchimento ocasionado pela tensão de atrito originada do contato do material de enchimento com as paredes da célula, e por meio das tensões horizontais, sejam elas induzidas na geocélula e dissipadas entre as células próximas, logo, movimentando as resistências passivas do solo confinado.

Uma forma de avaliar o comportamento mecânico das camadas de solo reforçado é através da curva tensão-deslocamento é a realização de ensaios de provas-de-carga estática. Após a caracterização do solo utilizado, Rudnick (2020) iniciou as provas de carga sendo essas realizadas seguindo as orientações da ASTM D1196 - *Standard Test Method for Nonrepetitive Static Plate Load Tests of Soils and Flexible Pavement Components, for Use in Evaluation and Design of Airport and Highway Pavements*. De modo que a aplicação de carga ocorreu por etapas, que foram:

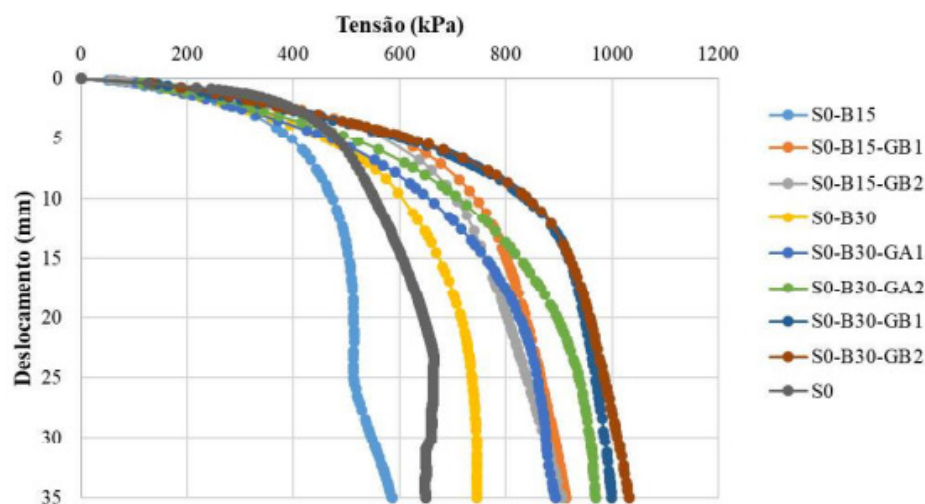
- 1) Carga de Assentamento: é aplicada uma carga que produza um deslocamento da ordem de 0,25 mm até 0,50 mm. Após a estabilização desse deslocamento a carga é zerada, e pode-se dar início a fase de carregamento.
- 2) Carregamento: A definição da magnitude dos intervalos de carga se dá em função do que se se espera obter como carga de ruptura. A norma recomenda, no entanto, que sejam feitos pelo menos 6 intervalos de carregamento para que se possa ter uma boa curva carga-deslocamento. A cada incremento a carga deve ser mantida até que a que a velocidade de deslocamento seja menor do que 0,03mm/min por 3 minutos consecutivos. Para tanto, foram feitas leituras do deslocamento para cada incremento de carga a cada 3 minutos por 12 minutos ou até que o deslocamento se estabilizasse.
- 3) Descarregamento: O descarregamento foi realizado em quatro etapas, respeitando os mesmos parâmetros de estabilização que o carregamento.

(RUDNICK, 2020 – p. 93)

Com o objetivo de prever a capacidade de carga das geocélulas, Rudnick (2020) criou modelos numéricos capaz de prever a capacidade de carga das camadas de solo reforçado. Os resultados obtidos pela autora foram satisfatórios, sendo comprovada a eficiência do reforço com geocélula, que de acordo com os ensaios, obteve em seu melhor resultado um aumento de 80% na capacidade de carga. O modelo numérico criado

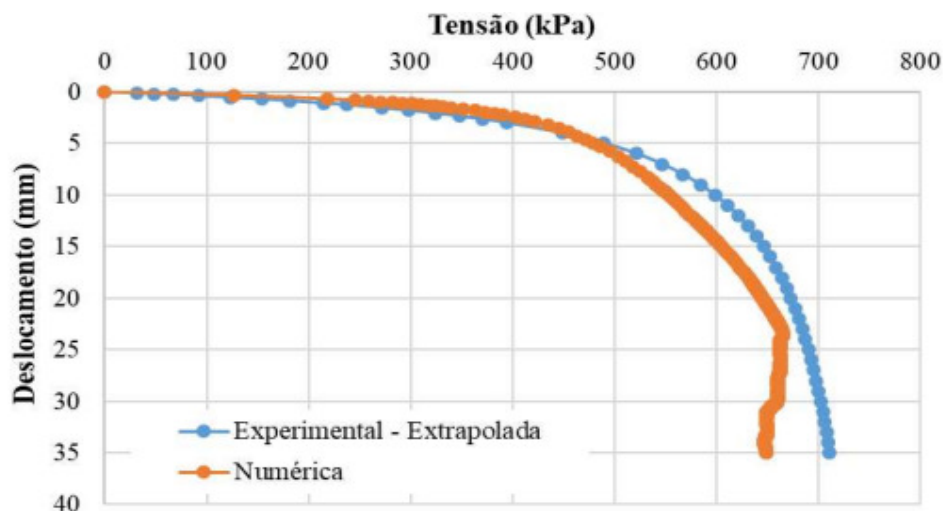
apresentou resultados condizentes com os resultados experimentais. As Figuras 17 e 16 representam os resultados das provas de carga e gráfico comparativo entre o método experimental e numérico, respectivamente.

Figura 17- Curvas tensão (kPa) x deslocamento (mm) das provas de carga realizadas



Fonte: Rudnick, 2020

Figura 18 - Comparativo entre o método experimental e numérico



Fonte: Rudnick, 2020

Com o intuito de reforçar o solo da região de Maringá/PR, Freitas (2018) buscou como alternativa viável nos aspectos ambiental, econômico e estrutural reforços com três misturas de materiais: solo-cimento, solo-cimento com pó de pedra e solo-fibra de PET.

O método utilizado pelo autor para avaliar o comportamento dos solos reforçados assim como os demais trabalhos, foi a prova de carga em placa, resultado na carga vs recalque da camada de sub-base, e o cálculo do módulo de reação vertical (kv). Além disso, Freitas (2018) utilizou para as composições de solo-cimento e solo-cimento e pó de pedra, ensaios de resistência à compressão simples (RCS), resistência à tração por compressão diametral (RTCD) e módulo de resiliência (MR), ambos para o tempo de cura de 28 dias. Enquanto que para a composição de solo e solo de fibra de garrafa PET, Freitas (2018) realizou o ensaio de resistência ao cisalhamento direto (RC). Outro aspecto do trabalho foi a análise das tensões por meio do software ELSYM5. Os resultados obtidos nos ensaios.

Freitas (2018) obteve em seus experimentos resistência média superior a 4,0 Mpa e 0,7 Mpa para os ensaios de RCS e RTCD. Além do resultado positivo, representando bom comportamento para o MR. Observou-se por meio do ensaio de RC, que o solo não perde resistência ao adicionar fibra em sua composição. Já para os resultados das provas de carga sobre as camadas de solo-cimento e solo-cimento e pó de pedra descrevem um aumento de capacidade de suporte, atingindo a tensão de ruptura de 1,98 MPa e 1,76 MPa respectivamente. Para a sub-base de solo fibra PET, não se houve ganhos representativos de capacidade de carga.

A Tabela 16 resume as dimensões principais dos diferentes estudos de capacidade de carga por meio da prova de carga em placa apresentados neste tópico.

Tabela 16- Resumo das dimensões utilizadas por diferentes autores para cálculo da capacidade de carga em placa

Título do Artigo	Autor	Dimensões do Tanque	Dimensões da Placa
Bearing capacity of geocell reinforcement in embankment engineering	Zhang <i>et al</i>	1300 x 650 x 1000 mm	236 mm de diâmetro e 10 mm de espessura
Design and construction if geocell foundation to support the embankment on settled red mud	Shitaram e Hedge	1800 x 800 x 1200 mm	sapata quadrada de 150 x 750 mm e 20 mm de espessura
Estudo experimental e numérico de camadas de solo reforçadas com geocélulas utilizando modelos em grande escala	Rudnick	1200 x 1200 x 1200 mm	172 mm de diâmetro e 20 mm de espessura
Avaliação do comportamento de sub-bases executadas com solo-cimento, solo-cimento e pó de pedra e solo-fibra de PET, por meio de prova de carga em placa	Freitas	<i>in situ</i> - cava de 1000 x 1000 x 300 mm	340 mm de diâmetro

Fonte: Autoria Própria, 2024

2.3.1. Estudos experimentais utilizando bambu

Guedes *et al.* (2019) observou a necessidade de buscar materiais alternativos para reforçar o solo. Visto que o solo possui como característica resistência à compressão porém não a tração, com isso, busca-se maneiras de compensar esse déficits de resistência mecânica. Apesar da existência de reforços de subleito com geogrelhas, é amplamente utilizadas geogrelhas de material sintético. Diante do exposto, surgiu a geogrelha de bambu, que tem como objetivo trazer maior resistência ao solo, especialmente a tração, mas também ser uma alternativa de material sustentável.

O solo analisado por Guedes *et al.* (2019) foi caracterizado como areia com

pouco pedregulho, sendo coletado nas dependências do Instituto Federal de Sergipe, no campus de Aracaju/SE. As geogrelhas utilizadas foram confeccionadas pelos próprios autores com peças de bambu medindo 1,20 metros de comprimento, cortadas em tiras de 2 centímetros de espessura. O tamanho final da malha obtida foi de 1 metro quadrado de área, composta por quadrados de lado com aproximadamente 10 centímetros, sendo que a fixação da grelha formada feita com o auxílio de pregos e arame de 1,3 milímetros de diâmetro.

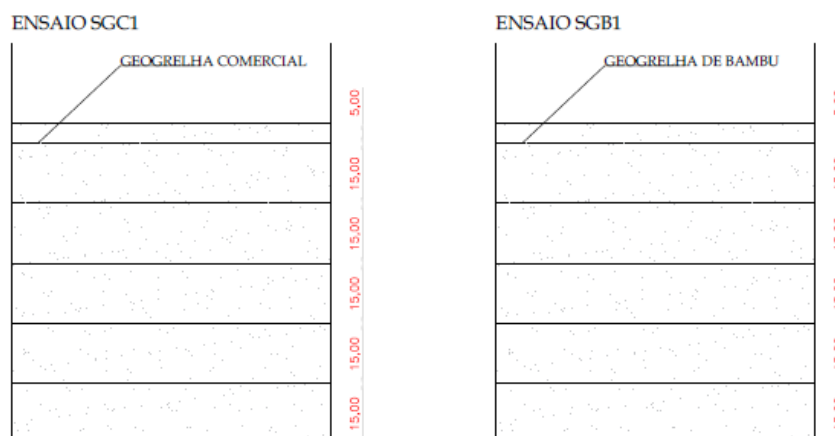
Guedes *et al.* (2019) fez um comparativo entre o solo reforçado com a geogrelha sintética comercial, da empresa Maccaferri, utilizando-se a do tipo MacGrid WG90, com a geogrelha de bambu, ambas de dimensões similares (em torno de 1 metro quadrado de área). Conforme os autores relatam, foram realizados cinco configurações das amostras a serem ensaiadas, sendo:

- 1º. Ensaio: Solo sem reforço (S);
- 2º. Ensaio: Solo reforçado com uma geogrelha comercial (SGC1);
- 3º. Ensaio: Solo reforçado com uma geogrelha de bambu (SGB1);
- 4º. Ensaio: Solo reforçado com duas geogrelhas de bambu (SGB2);
- 5º. Ensaio: Solo reforçado com três geogrelhas de bambu (SGB3).

(GUEDES *et al.*, 2019)

A preparação das amostras ocorreu de forma que o solo era colocado na caixa de experimento em camadas de 15 cm, por meio de marcações realizadas nas faces internas da caixa. Logo em seguida da acomodação da camada de areia, realizava-se a compactação manual com uso de um soquete de madeira de base retangular (20 cm x 40 cm) e peso de 7,4 kg. Com o intuito de uniformizar a energia de compactação, padronizou-se a altura de queda do soquete de 30 cm com aplicação de 4 golpes por região compactada. A configuração da caixa de amostragem para ambas geogrelhas são representadas na Figura 19.

Figura 19 - Representação das camadas dos ensaios SGC1 e SGB1



Fonte: Adaptado de Guedes *et al.* (2019)

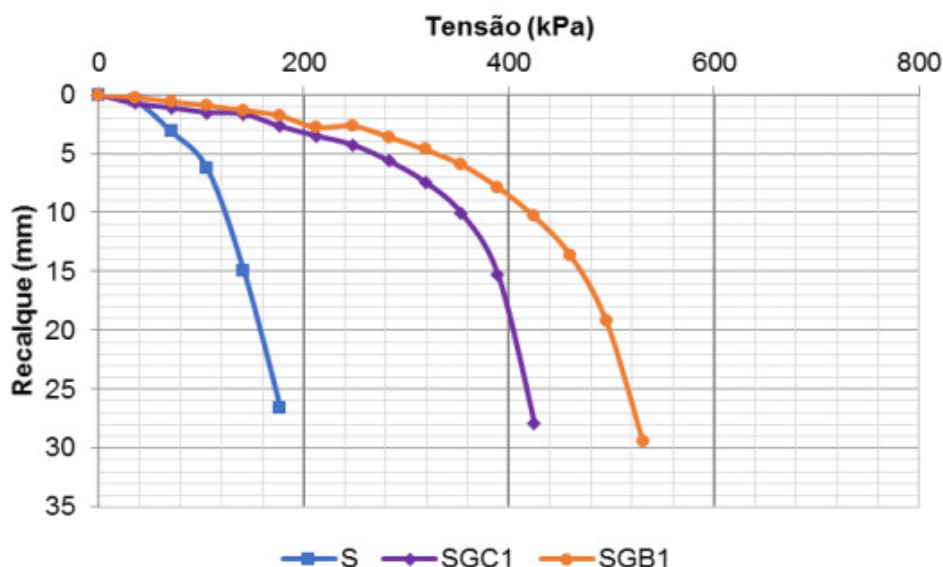
Após os ensaios de caracterização do solo, Guedes *et al.* (2019) realizaram ensaios de prova de carga direta sobre placa, com o intuito de verificar a resistência do solo em cada uma das cinco situações descritas anteriormente. Os ensaios foram executados com base nas diretrizes prescritas na NBR 6489 (ABNT, 1984), sendo aplicada cargas com acréscimos de 2,5 kN a cada estágio de aplicação. Os recalques eram monitorados, após aplicação da carga, com intervalos de leitura de 1, 2, 4, 8 e 15 minutos. O critério de parada dos ensaios, conforme relatam os autores, foram o limite de recalque máximo de 25 mm, além da visualização de aparecimento e propagação das fissuras na camada superficial do solo. Os resultados obtidos por Guedes *et al.* (2019) são demonstrados na Figura 20, que é possível visualizar que a geogrelha de bambu alcançou maiores tensões. Já a Tabela 17 traz um resumo dos resultados obtidos pelos autores para todos os ensaios realizados para o recalque de 25 mm.

Tabela 17- Resumo dos resultados das tensões para o recalque de 25 mm

ENSAIO	TENSÃO (kPa)	% DE GANHO DE CAPACIDADE DE CARGA
S	172,0	-
SGC1	416,2	142,0%
SGB1	515,2	199,5%
SCB2	534,4	210,7%
SCB3	636,6	270,1%

Fonte: Adaptado de Guedes *et al.*, 2019

Figura 20 - Curva tensão x recalque do solo não reforçado (S) e do solo reforçado com uma geogrelha natural de bambu (SGB1) e comercial da marca Maccaferri (SGC1)



Fonte: Guedes *et al.*, 2019

É possível observar na Tabela 17 que a inclusão de um reforço sintético traz um acréscimo de 142% na resistência do solo arenoso, enquanto que a geogrelha de bambu foi 11,2% mais eficiente que a geogrelha sintética, além de demonstrar um melhor comportamento frente a elevadas cargas.

Outro fator a ser observado, segundo Guedes *et al.* (2019), é que o aumento do número de linhas de reforço reflete em um ganho na capacidade de carga do solo, entretanto, esse incremento pode ser afetado pela compactação do solo nas aberturas da geogrelha e o nível de tensões transferidas nas linhas inferiores de reforço. De forma global, a estrutura que apresentou melhor comportamento foi com inclusão de três geogrelhas de bambu, possibilitando um ganho na capacidade de carga 270,1% maior que a do solo natural.

A busca por soluções alternativas e sustentáveis tem aumentado cada vez mais ao redor do mundo. Somado à isso, há o fato do grande consumo de pneus, os quais são produzidos em um número significativo a cada ano. Tendo em vista a problemática do descarte e alternativas de reuso dos pneus, Li *et al.* (2019) realizaram um estudo experimental em aterros utilizando este material como reforço e comparando a sua resistência às geocélulas comuns em diferentes camadas de solo. Para tanto, os autores realizaram uma série de ensaios em diferentes profundidades de embutimento das geocélulas, número de camadas de reforço, espaçamento vertical entre as

camadas e densidade ou rigidez do solo. Os experimentos foram realizados em escala de modelo de deformação plana, e a influência do solo local foi desprezada, já que o aterro foi construído em uma base rígida. O material utilizado como reforço consistiu em pneus usados de uma estação de reciclagem local, fixados mecanicamente uns aos outros por parafusos de fixação por fricção de alta resistência e fios, e areia limpa e sem conteúdo fino, oriunda de rio.

A obtenção dos parâmetros por Li *et al.* (2019) ocorreu utilizando sucção para o ângulo das encostas do aterro, de modo a controlar o teor de umidade da areia utilizada. A construção ocorreu por camadas, verificando o peso do solo úmido para controlar o volume necessário por camada. Já para medição dos deslocamentos, os autores fizeram uso de esferas de aço adjacentes ao vidro, dessa forma, acompanhando a movimentação dessas esferas. O ensaio de capacidade de carga consistiu em aplicação de carga vertical por meio de placa de carga e sensores de pressão em diferentes posições do aterro, o critério de encerramento dos ensaios foi a observação de um recalque relevante na placa de carga. Para reduzir o atrito, Li *et al.* (2019) aplicam uma camada lubrificante nos painéis laterais antes da montagem do aterro.

Os resultados observados por Li *et al.* (2019) foram um aumento do recalque com o aumento da pressão. Além disso, houve um aumento da taxa de recalque de forma gradual com o aumento da carga aplicada, refletindo em maiores deformações plásticas com o acréscimo de carga. Outro aspecto observado pelos autores consistiu na presença de rachadura nas superfícies do aterro com a elevação dos recalques em ambos os casos, com e sem reforço. Entretanto, as fissuras demoraram mais para aparecer nos aterros com reforços em comparação ao tempo em que as fissuras apareceram nos casos sem reforço. Li *et al.* (2019) observaram também que há uma profundidade ótima para localização da camada de reforço, uma vez que a profundidade entre 0,125B e 0,25B a capacidade de suporte se eleva, enquanto que valores superiores de profundidade, a capacidade tende a diminuir. Ainda se tratando das camadas, o acréscimo de uma terceira camada de reforço refletiu em uma melhora adicional na rigidez e resistência final, segundo Li *et al.* (2019). Por fim, os autores concluem que além de reduzir a tensão vertical máxima, o reforço também contribui para uma distribuição de tensão mais uniforme, isso pode prevenir áreas localizadas de alta tensão, o que também reduz as chances de falhas no aterro. A distribuição mais homogênea de tensões ajuda a minimizar os recalques (afundamento do solo) e deformações horizontais (como deslocamentos laterais), garantindo uma maior estabilidade do aterro. O uso de reforços, como o reforço com pneus usados, é mais eficaz em solos soltos ou macios. Isso ocorre porque aterros mais densos já possuem uma resistência natural maior à deformação, tornando o efeito do reforço menos perceptível nesses casos.

2.5. ESTUDOS ANALÍTICOS

Hedge (2017) descreve que entre os estudos analíticos mais utilizados para solo reforçado com geocélulas estão: o incremento da pressão confinante, a capacidade de carga, tensões e deformações de falha.

O incremento da pressão confinante utiliza de uma série de equações as quais calculam individualmente cada parcela de incremento de carga, tanto estática como cíclica.

Já a capacidade de carga possui vários métodos de cálculo, sendo os mais conhecidos o Método de Koerner, Presto, Zhao *et al.*, Sitharam e Hedge, os quais serão explanados a seguir.

2.5.1. Método de Koerner (1998)

Este autor propõe uma solução analítica para estimar a capacidade de carga de subleito reforçado com geocélula levando em conta o efeito da resistência lateral na interface parede da geocélula e material de preenchimento, por meio da equação (1):

$$p_r = 2p \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \tan \delta + p_s \quad (1)$$

$$p_s = cN_c S_c + qN_q S_q + 0,5 \gamma N_\gamma S_\gamma \quad (1a)$$

Em que:

p_r - Capacidade de carga do solo reforçado (kPa)

p - Pressão aplicada na geocélula (kPa)

p_s - Capacidade de carga do solo sem reforço (Pa)

φ - Ângulo de atrito do material de preenchimento (°)

δ - Ângulo de cisalhamento da interface entre a parede da geocélula e o material de preenchimento (°)

c - Coesão do solo (kPa)

q - Carga (kPa)

B - Largura da sapata (m)

γ - Peso do Solo natural (kN/m³)

N_c, N_q, N_γ - Fatores de capacidade de carga (adimensional)

S_c, S_q, S_γ - Fatores de forma (adimensional)

2.5.2. Método de Presto (2008)

É um método empírico que considera a parcela de contribuição da geocélula, por meio da fórmula descrita na equação (2):

$$p_r = 2 \frac{h}{d} K_a p \tan \delta + p_s \quad (2)$$

$$p_s = C_u N_c (2a)$$

Em que:

p_r - Capacidade de carga do solo reforçado (kPa)

$\frac{h}{d}$ - Proporção da geocélula (adimensional)

K_a - Coeficiente de empuxo passivo (adimensional)

p - Pressão Vertical (kPa)

δ - Ângulo de cisalhamento da interface entre a parede da geocélula e o material de preenchimento (°)

p_s - Capacidade de carga do solo sem reforço (Pa)

C_u - Resistência ao cisalhamento do subleito (kPa)

N_c - Coeficiente de capacidade de carga (adimensional)

2.5.3. Método de Zhang *et al.* (2010)

A capacidade de carga de solos reforçados com geocélulas calculada pelos autores é utilizada para ajuste da curva de capacidade de carga, considerando duas propriedades mecânicas deste reforço: o dispraiamento de tensões e o mecanismo de membrana, conforme a equação (3):

$$p_r = p_s + \frac{2h_c \tan \theta_c}{b_n} p_s + \frac{2T \sin \alpha}{b_n} \quad (3)$$

Em que:

p_r - Capacidade de carga do solo reforçado (kPa)

p_s - Capacidade de carga do solo sem reforço (Pa)

b_n - Largura do carregamento uniforme (m)

h_c - Altura da camada de geocélula

θ_c - Ângulo de dispersão do reforço de geocélula (°)

T - Força de tensão do reforço de geocélula (kN/m)

α - Ângulo horizontal com a força de tensão T (°)

2.5.4. Método de Avesani Neto *et al.* (2013)

O método proposto considera o efeito das três propriedades mecânicas, sendo elas: o efeito da resistência lateral, o dispraiamento de tensões e o efeito membrana, de modo a obter a

capacidade de carga do solo por meio da equação (4):

$$p_r = p_s + 4 \frac{h}{d} K_0 p_s e \tan \delta + (1 - e)p \quad (4)$$

Em que:

p_r - Capacidade de carga do solo reforçado (Pa)

p_s - Capacidade de carga do solo sem reforço (Pa)

$\frac{h}{d}$ - Proporção da geocélula (adimensional)

K_0 - Coeficiente de empuxo em repouso (adimensional)

p - Carga aplicada no topo da geocélula (Pa)

e - Efeito de distribuição de tensão (adimensional)

δ - Ângulo de atrito na interface entre a parede da geocélula e o material de preenchimento (°)

2.4.5. Método de Sitharam e Hedge (2013)

Assim como o Método de Avesani Neto *et al.* (2013), o método propõe o cálculo da capacidade de carga de solos reforçados, considerando os três mecanismos, baseando em hipóteses do efeito de resistência lateral, dispraiamento de tensões e efeito membrana, o qual ocorre em razão da basal da geocélula. A fórmula que representa a capacidade de carga é representada pela equação (5):

$$p_r = p_s + 2p \tan^2(45 - \frac{\varphi}{2}) \tan \delta + p_s \left(1 - \frac{B}{B + 2D_r \tan \beta}\right) + \frac{2T \sin \alpha}{B} \quad (5)$$

Em que:

p_r - Capacidade de carga do solo reforçado (kPa)

p_s - Capacidade de carga do solo sem reforço (kPa)

p - Pressão aplicada na geocélula (kPa)

φ - Ângulo de atrito do material de preenchimento (°)

δ - Ângulo de atrito na interface entre a parede da geocélula e o material de preenchimento (°)

B - Largura da sapata (m)

D_r - Profundidade do reforço (m)

β - Ângulo de dispersão da carga (°)

T - Força de tensão basal no material (kN/m)

α - Ângulo de atrito horizontal com força de tensão T (°)

B_g - Largura basal da geocélula (m)

S - Deslocamento na superfície da sapata (m)

Já as tensões e deformações de falha referem-se ao método onde aplica-se uma carga vertical no conjunto solo-reforço e é medido o deslocamento horizontal por meio de um prato medidor. O

impacto deste deslocamento horizontal reflete no empuxo ativo da parede da geocélula, e a tensão horizontal gerada resulta em impactos no coeficiente passivo do solo. Ou seja, o efeito de confinamento da geocélula baseia-se em três mecanismos: coeficiente ativo sobre o carregamento na célula, coeficiente passivo na região adjacente a célula e tensão horizontal na parede da geocélula. (HEDGE, 2017)

2.4.6. Aplicações

Em reforços de solos, é crucial mensurar as tensões que se propagam ao longo das camadas de solo, visto que dessa forma, é possível prever a sua capacidade de suporte. Avesani Neto (2019) propôs uma teoria que determina os recalques superficiais em camadas de solos reforçados com geocélulas, bem como as tensões verticais propagadas para no subleito de fundação, mais especificamente, na região da interface dessas camadas. Para tanto, o autor baseou-se na teoria de espessuras equivalentes, a qual adapta a teoria da elasticidade a considerar uma equação para determinar os recalques de um sistema de duas camadas e de uma camada de solo reforçado com geocélulas sobre o subleito. Ou seja, é realizada uma adaptação de soluções rigorosas de cálculo de sistemas de duas camadas, como por exemplo, Burmister (1943, 1945a, 1945b, 1945c), Schiffman (1957), Jones (1962), De Barros (1966a, 1966b), Ueshita e Meyerhof (1967), Palmer e Barbeiro (1940), Odemark (1949), Freeman e Harr (2004), Ullidtz (1998), Steinbrenner (1934), Mitchell e Gardner (1971) e Poulos e Davis (1974).

Inicialmente, Avesani Neto (2019) desenvolve uma equação geral de deflexão sem fatores de correção, que leva em conta o assentamento da superfície e um sistema de superposição das deflexões das camadas individuais. De modo a manter a equivalência estrutural, o autor também formula uma equação da espessura equivalente, dessa forma, utiliza-se a espessura da camada em termos dos parâmetros elásticos da camada de subleito. Esse método difere dos demais autores estudados por Avesani Neto (2019) em razão da sua generalização para qualquer valor do coeficiente de Poisson, já que diversos autores restringem para o valor fixo de 0,5 deste parâmetro. Outro aspecto diz respeito ao fator proposto considerando apenas no termo referente à camada inferior, sem necessidade de fator de correção, além dos parâmetros de reforço de geocélulas utilizados serem marginais e não usuais como nos métodos de outros autores. Avesani Neto (2019) reduz seu método a uma solução de Boussinesq, de massa homogênea semi-finita, com a restrição do caso em que a camada inferior for uma base rígida, onde o autor considera a espessura infinita e portanto, a deflexão na camada inferior como zero.

O método proposto por Avesani Neto (2019) foi validado pelo autor por meio do experimento em campo feito por Saride (2013) e Saride et al. (2016), que consistiu em testes de carga

em placa realizados em uma rodovia estadual de Karnataka, na Índia, a qual foi deteriorada devido ao tráfego de veículos pesados. A recuperação do subleito consistiu em reforçar a sub base granular (GSB) e realizar os ensaios de carga em placa estáticos e cíclicos em três camadas: no subleito, na sub base sem reforço e na sub base reforçado, sendo as geocélulas a serem utilizadas como reforço de polietileno de alta densidade (PEAD), com paredes rugosas e perfuradas de altura igual a 150 mm e diâmetro de 192 mm. Os ensaios de carga em placas realizados diretamente no subleito foram considerados pelo autor como um problema de meio elástico homogêneo, e portanto, pode ser tratado pela teoria da elasticidade. Sabendo-se a geometria dos elementos do ensaio, como por exemplo, raio da carga circular, fator de forma e rigidez além do coeficiente de Poisson utilizado, o autor estipula uma equação para determinar o módulo de deformação apenas em função da relação carga-deflexão.

Avesani Neto (2019) ressalta ainda que “um resultado consistente está na escolha adequada de um valor de módulo de reação do subleito para uma faixa elástica de tensão-deformação”, sob essa ótica, o autor obtém o módulo de reação tendo como escolha a deformação compressiva vertical de 0,3%, que resulta em uma tensão de 27kPa e um recalque de 0,86mm. A classificação do solo pode ser obtida com base na equação do módulo de reação, fundamentando-se na escala de EUA-ACE (1990). A continuidade do experimento trata da deflexão do sistema, que segundo Avesani Neto (2019) “a deflexão do sistema também é uma função do fator de deflexão do sistema de duas camadas, que depende da relação entre a espessura da camada reforçada com geocélula e o raio de carga e entre os módulos de deformação das camadas reforçadas com geocélulas e do subleito. “ Ou seja, o módulo de deformação antes denominado, refere-se ao módulo de reação equivalente, que será calculado para cada camada utilizando os mesmos fatores dimensionais.

Para o cálculo de distribuições de tensões, Avesani Neto (2019) utilizou também das soluções do sistema de duas camadas propostas sem o fator de correção, considerando os mesmo dados geométricos e parâmetros elásticos, dessa forma, o autor obteve a espessura equivalente da camada reforçada com geocélulas, de modo a tratar o problema como sendo de meio elástico homogêneo, e assim, utilizar a teoria da elasticidade da massa semi-infinita homogênea, a qual pode ser calculada pela solução de Boussinesq, a qual depende apenas da carga na superfície, raio de carga e a profundidade, calculando assim a tensão vertical. Os resultados apresentados por Avesani Neto (2019) demonstram que a metodologia porposta pode ser utilizada de forma simples para determinação de recalques e propagação de tensões verticais, apresentando um erro irrisório se comparado com métodos rigorosos e os testes de campo.

O uso de geossintéticos como reforço de solos tem sido cada vez mais utilizado na engenharia geotécnica, pois se trata de um artifício de melhoria na capacidade de suporte e recalque das fundações. Tafreshi *et al.* (2015) propõe um método analítico fundamentado na teoria de “n

camadas” de solo e no recalque superficial do sistema equivalente, com a finalidade de estimar a pressão e resposta de assentamento de leitos de fundação reforçados ou não com geocélulas em múltiplas camadas e comparar os resultados com os obtidos em ensaios de carga em placa para validá-los. Os autores levam em conta os três mecanismos mobilizados na geocélula: efeito de resistência lateral, efeito de dispersão de tensões verticais e efeito de membrana, de modo a simular todos os efeitos considerando o solo e a camada de reforço como um material composto. Outra consideração de Tafreshi *et al.* (2015) diz respeito às simplificações realizadas nas camadas de geocélulas, considerando que o comportamento das camadas são consideradas, ou seja, se deformam apenas verticalmente, enquanto que as características do material composto estipuladas em teste triaxiais.

O assentamento de fundação do leito não reforçado, segundo Tafreshi *et al.* (2015), leva em conta um meio de solo semi-infinito, submetido a pressão uniforme na base circular flexível.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

3.1. AREIA

Para composição da camada de base dos ensaios, utilizou-se areia de quartzo, cuja granulometria obedece às recomendações da ABNT NBR 7181:2016. Os índices físicos deste material foram obtidos a partir dos ensaios de massa específica e ensaio de cisalhamento direto, os quais seguem as normas ABNT NBR 6457:2016 e ASTM D3080:2004, respectivamente e estão resumidos na Tabela 18, já a Figura 21 representa a quantidade passante de cada peneira, obtido no ensaio de granulometria e a Figura 22 o gráfico que representa a curva granulométrica do ensaio, onde é possível observar um comportamento acentuado, predominantemente no diâmetro entre 0,4 e 5 mm, caracterizando a areia como média.

Tabela 18- Características da areia

Propriedade	Valor
Massa Específica Sólidos ρ_s (g/cm ³)	2,68
Teor de Umidade médio (%)	0,36
Coesão (mPa)	0
Ângulo de atrito (°)	31
Peso Específico aparente seco (kN/m ³)	11,90

Fonte: Autoria Própria (2025)

The graph displays a grain size distribution curve. The x-axis represents the grain diameter in millimeters (DIÂMETRO DOS GRÃOS (mm)) on a logarithmic scale, ranging from 10^{-3} to 10^0 . The y-axis represents the percentage of material passing through a sieve (PORCENTAGEM PASSANTE (%)) on a linear scale from 0 to 100. The curve, labeled 'Curva Granulométrica', shows that the material is predominantly composed of fine particles, with a sharp increase in the percentage passing between 0.075 mm and 0.15 mm.

DIÂMETRO DOS GRÃOS (mm)	PORCENTAGEM PASSANTE (%)
0.075	0
0.15	0
0.3	0
0.6	0
1.2	0
2.5	0
5.0	0
10.0	0
20.0	0
40.0	0
75.0	0
150.0	0
300.0	0
600.0	0
1.2	0
2.5	0
5.0	0
10.0	0
20.0	0
40.0	0
75.0	0
150.0	0
300.0	0
600.0	0
1.2	0
2.5	0
5.0	0
10.0	0
20.0	0
40.0	0
75.0	0
150.0	0
300.0	0
600.0	0
1.2	0
2.5	0
5.0	0
10.0	0
20.0	0
40.0	0
75.0	0
150.0	0
300.0	0
600.0	0
1.2	0
2.5	0
5.0	0
10.0	0
20.0	0
40.0	0
75.0	0
150.0	0
300.0	0
600.0	0
1.2	0
2.5	0
5.0	0
10.0	0
20.0	0
40.0	0
75.0	0
150.0	0
300.0	0
600.0	0
1.2	0
2.5	0
5.0	0
10.0	0
20.0	0
40.0	0
75.0	0
150.0	0
300.0	0
600.0	0
1.2	0
2.5	0
5.0	0
10.0	0
20.0	0
40.0	0
75.0	0
150.0	0
300.0	0
600.0	0
1.2	0
2.5	0
5.0	0
10.0	0
20.0	0
40.0	0
75.0	0
150.0	0
300.0	0
600.0	0
1.2	0
2.5	0
5.0	0
10.0	0
20.0	0
40.0	0
75.0	0
150.0	0
300.0	0
600.0	0
1.2	0
2.5	0
5.0	0
10.0	0
20.0	0
40.0	0
75.0	0
150.0	0
300.0	0
600.0	0
1.2	0
2.5	0
5.0	0
10.0	0
20.0	0
40.0	0
75.0	0
150.0	0
300.0	0
600.0	0
1.2	0
2.5	0
5.0	0
10.0	0
20.0	0
40.0	0
75.0	0
150.0	0
300.0	0
600.0	0
1.2	0
2.5	0
5.0	0
10.0	0
20.0	0
40.0	0
75.0	0
150.0	0
300.0	0
600.0	0
1.2	0
2.5	0
5.0	0
10.0	0
20.0	0
40.0	0
75.0	0
150.0	0
300.0	0
600.0	0
1.2	0
2.5	0
5.0	0
10.0	0
20.0	0
40.0	0
75.0	0
1	

75

3.2. COLUNAS DE BAMBU

O material de reforço a ser utilizado trata-se de geocélulas em forma de colunas formadas por meio da planta de bambu, sendo a espécie *Bambusa Vulgaris* (bambu imperial), que tem como principal característica ser uma espécie de bambu entouceirante, de médio porte, com colmos tortuosos e elevado teor de amido. Este tipo é muito utilizado na construção, polpa e papel, móveis, andaimes e artesanatos.

3.3. MODELOS DE PESQUISAS

As colunas foram cortados entre nós, de modo a formar células de dimensões de:

- Modelo 1 - Coluna Chanfrada com Nó, Diâmetro de 45 mm e Altura de 10 cm – CCND45H10 (Figura 23).
- Modelo 2 - Coluna Chanfrada Lisa, Diâmetro 45 mm e Altura de 10 cm – CCLD45H10 (Figura 24)
- Modelo 3 - Coluna Chanfrada Lisa, D65 mm e H15 cm - CCLD65H15 (Figura 25)
- Modelo 4 - Coluna Chanfrada com Nó – D45 mm e H=15 cm – CCND45H15 (Figura 26)
- Modelo 5 - Coluna Reta Lisa – D45 mm e H=15 cm – CRLD45H15 (Figura 27)
- Modelo 6 - Coluna Chanfrada com Nó – D65 mm e H15 cm – CCND65H15 (Figura 28)

O critério para utilização de amostras de diferentes alturas, diâmetros e ainda com a presença ou não de nó ou chanfro foi analisar a influência da geometria das amostras na capacidade de carga.

Figura 23- Modelo 1 - Coluna Chanfrada com Nó – D45 H10 -CCND45H10



Fonte: Autoria Própria (2025)

Figura 24- Modelo 2 - Coluna Chanfrada Lisa– D45H10-CCLD45H10



Fonte: Autoria Própria (2025)

Figura 25- Modelo 3 - Coluna Chanfrada Lisa– D65H15-CCLD65H15



Fonte: Autoria Própria (2025)

Figura 26- Modelo 4 - Coluna Chanfrada com N6- D45H15-CCND45H15



Fonte: Autoria Própria (2025)

Figura 27- Modelo 5 - Coluna Reta Lisa- D45H15-CRLD45H15



Fonte: Autoria Própria (2025)

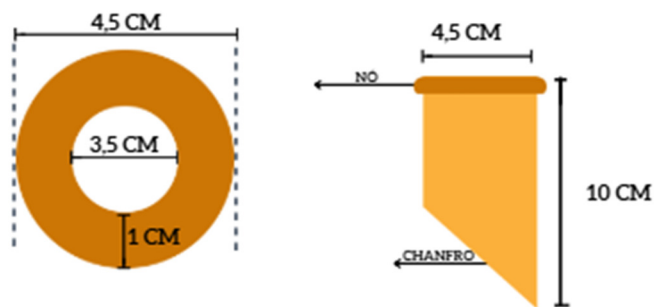
Figura 28- Modelo 6 - Coluna Chanfrada com Nó- D65H15-CCND65H15



Fonte: Autoria Própria (2025)

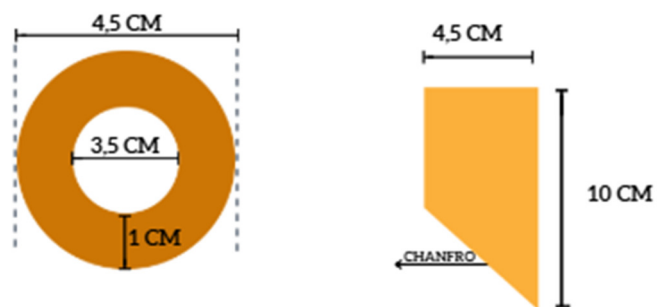
Todas os modelos foram feitos com a mesma espécie de bambu e são caracterizadas como colunas, permitindo o confinamento do material de enchimento no interior da célula, fornecendo tensões de confinamento na parede celular quando aplicada uma carga externa. Como efeito, ao empurrar a parede, este confinamento é reproduzido como coesão aparente, gerando um acréscimo da resistência ao cisalhamento do solo e refreando sua propagação lateral. Isso assegura que o material analisado possui as propriedades mecânicas similares de uma geocélula. As dimensões de cada amostra são representadas pelas Figuras 29 a 34.

Figura 29- Representação do modelo 1 – CCND45H10



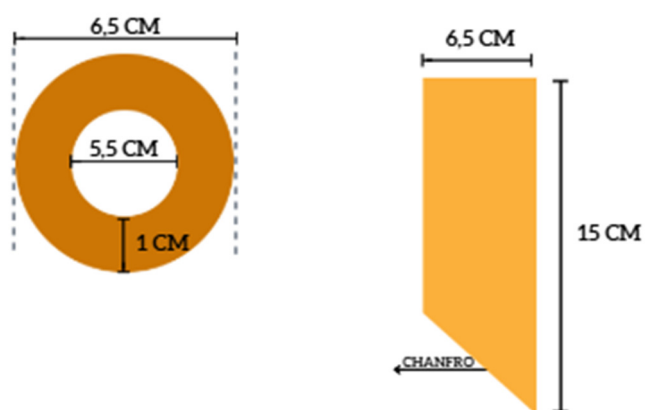
Fonte: Autoria Própria (2025)

Figura 30- Representação do modelo 2 – CCLD45H10



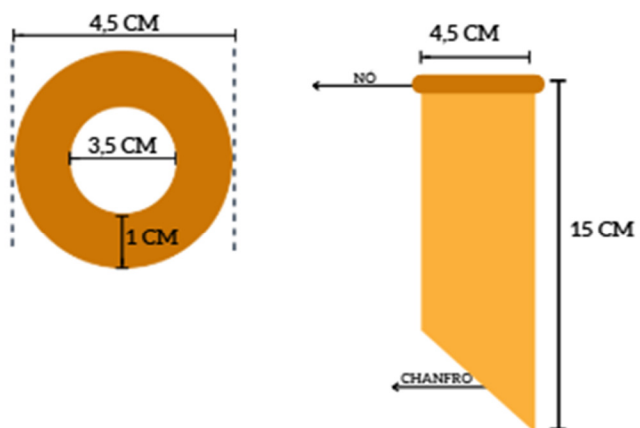
Fonte: Autoria Própria (2025)

Figura 31- Representação do modelo 3 – CCLD65H15



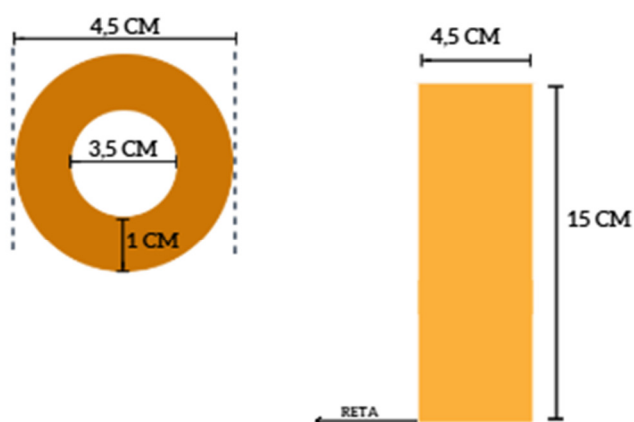
Fonte: Autoria Própria (2025)

Figura 32- Representação do modelo 4 – CCND45H15



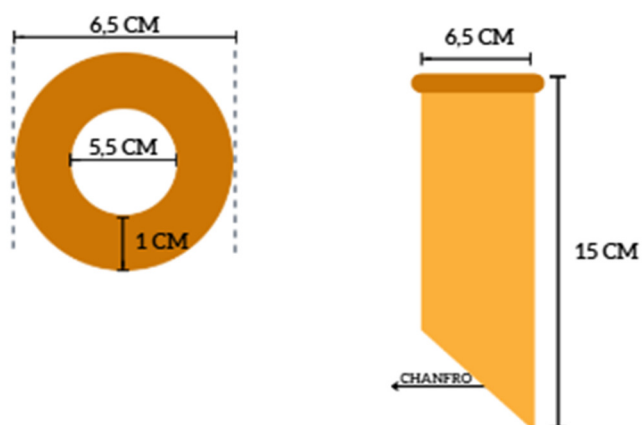
Fonte: Autoria Própria (2025)

Figura 33- Representação do modelo 5 – CRLD45H15



Fonte: Autoria Própria (2025)

Figura 34- Representação do modelo 6 – CCND65H15



Fonte: Autoria Própria (2025)

Cada modelo categorizado de 1 a 6 foi analisado em quatro ensaios, sendo o primeiro com apenas uma coluna de bambu, conforme a Figura 35, o segundo com cinco colunas, de acordo com a Figura 36, o terceiro com dez colunas, ilustrado pela Figura 37 e por fim o quarto ensaio de cada modelo contou com um arranjo de vinte colunas de bambu, representado pela Figura 38, um fluxograma da pesquisa é apresentado na Figura 39.

Figura 35- Representação do conjunto de 1 coluna



Fonte: Aatoria Própria (2025)

Figura 36- Representação do conjunto de 5 colunas



Fonte: Aatoria Própria (2025)

Figura 37- Representação do conjunto de 10 colunas



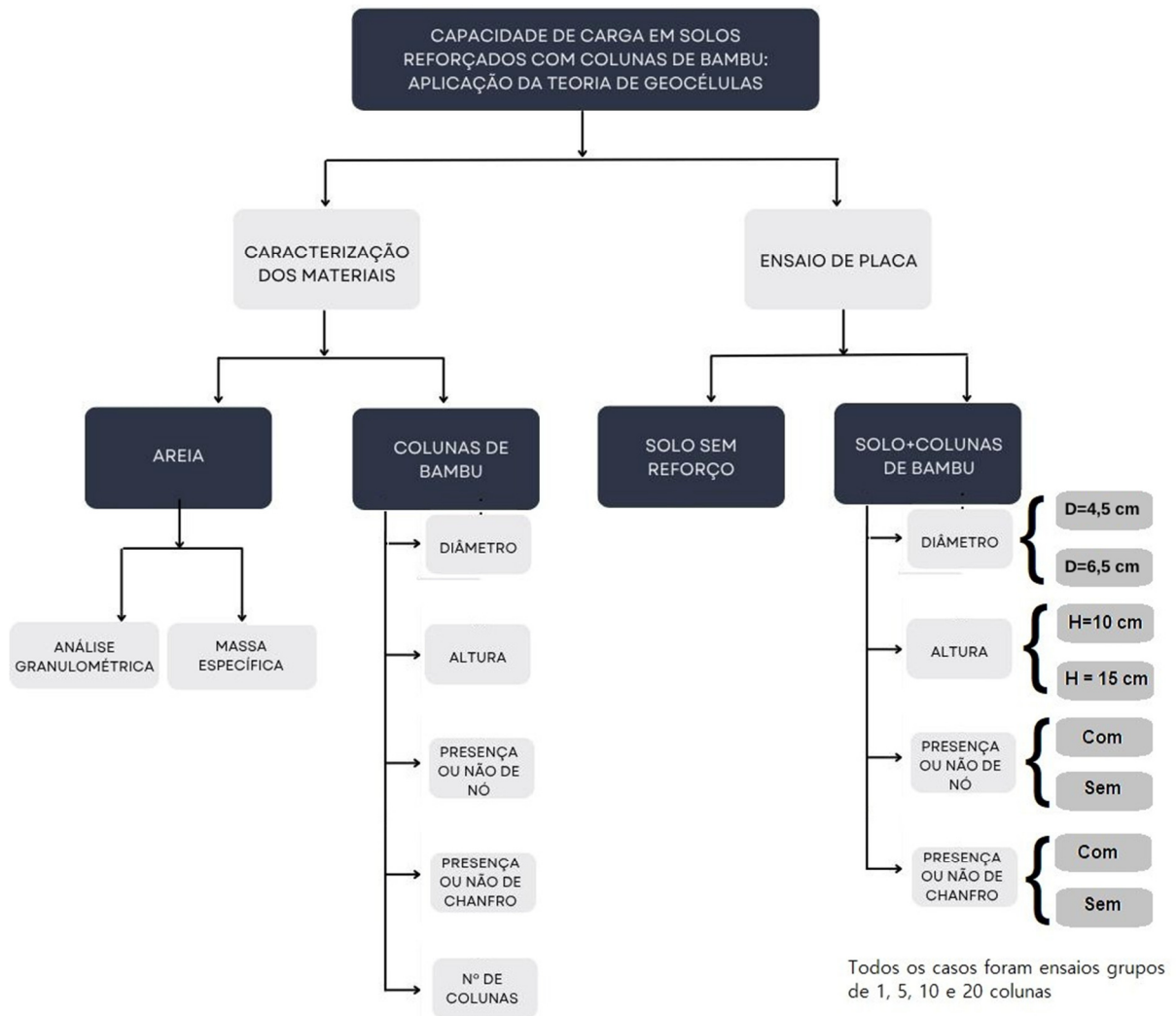
Fonte: Autoria Própria (2025)

Figura 38- Representação do conjunto de 20 colunas



Fonte: Autoria Própria (2025)

Figura 39 - Fluxograma da pesquisa

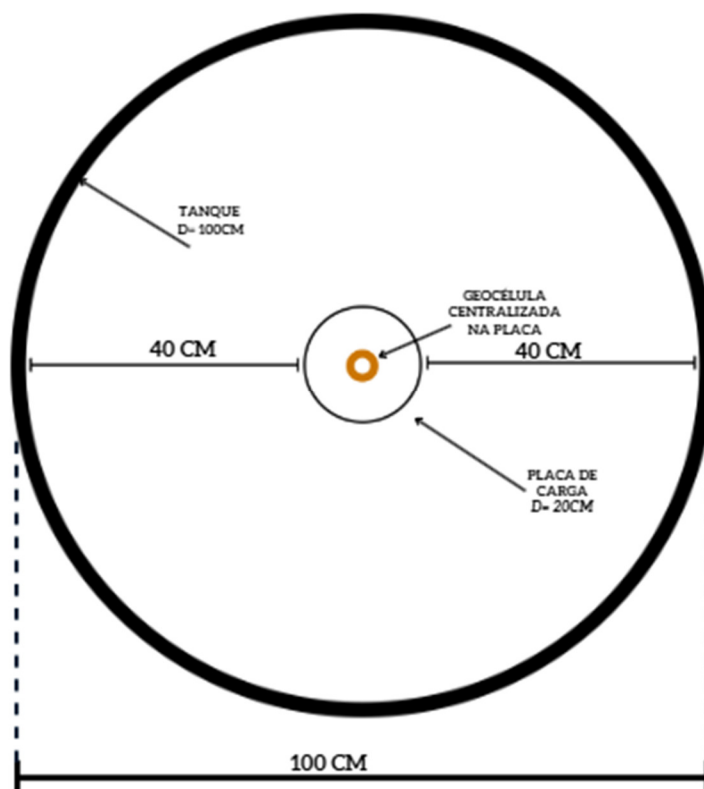


Fonte: Autoria Própria (2025)

A configuração de cada ensaio, ou seja, o arranjo das colunas de bambu no interior do tanque, bem como os espaçamentos estão representados nas Figuras 40 a 47, é possível observar que os ensaios com apenas uma coluna, a mesma se encontra centralizada no tanque, já as demais, se distanciam em aproximadamente 1 centímetro entre si. Vale ressaltar que a placa de carga de 20 centímetros de diâmetro está exatamente no centro do tanque de ensaio, deixando uma distância de 40 centímetros até a borda de cada lado, valor este para que não cause o efeito de borda, gerado se não obedecer a distancia de duas vezes o diâmetro da placa circular. Para considerar o efeito do bulbo de tensões, as colunas foram inseridas no topo da camada de solo, logo abaixo da placa de

carga, uma vez que Krishna e Latha (2023) recomenda que a profundidade para as geocélulas seja inferior ao dobro da largura da base da fundação utilizada.

Figura 40- Configuração de ensaio com 1 coluna de bambu



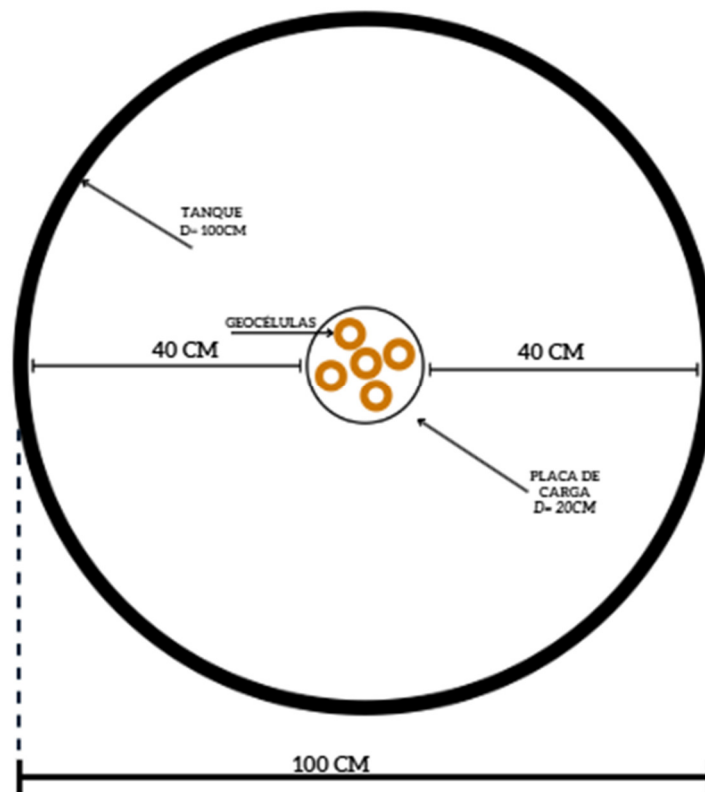
Fonte: Autoria Própria (2025)

Figura 41- 1 coluna de bambu



Fonte: Autoria Própria (2025)

Figura 42- Configuração de ensaio com 5 colunas de bambu



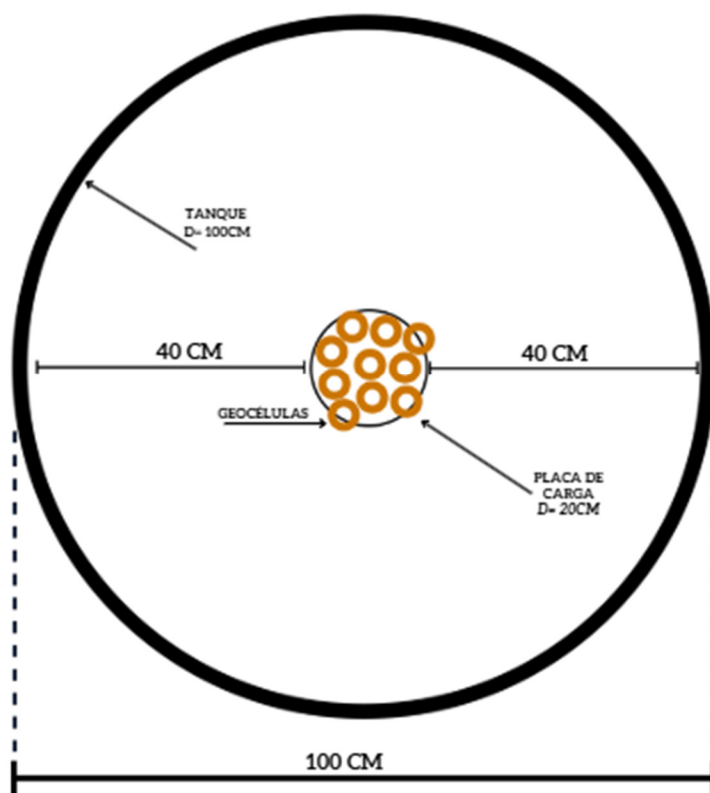
Fonte: Autoria Própria (2025)

Figura 43- 5 colunas de bambu



Fonte: Aatoria Própria (2025)

Figura 44- Configuração de ensaio com 10 colunas de bambu



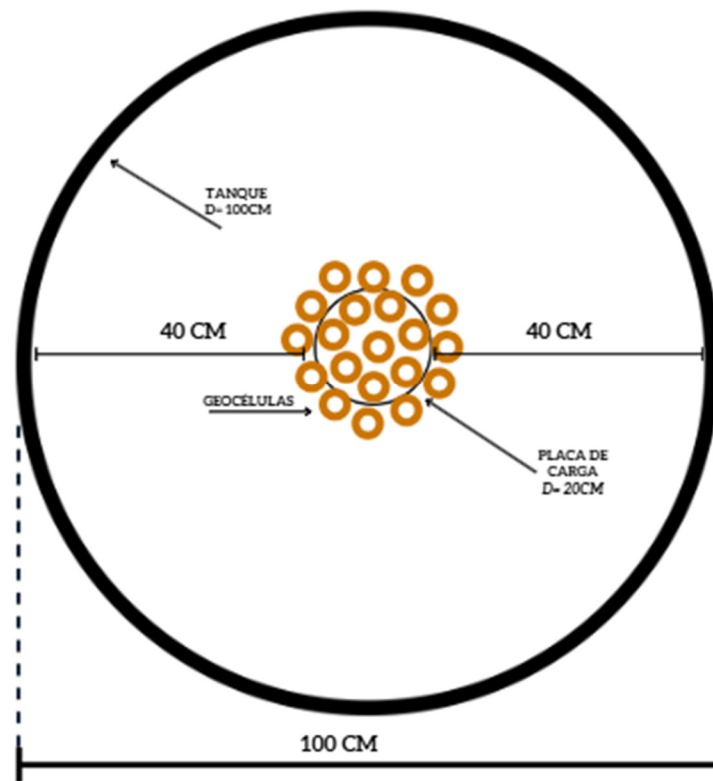
Fonte: Autoria Própria

Figura 45- 10 colunas de bambu



Fonte: Autoria Própria (2025)

Figura 46- Configuração de ensaio com 20 colunas de bambu



Fonte: Autoria Própria

Figura 47- 20 colunas de bambu

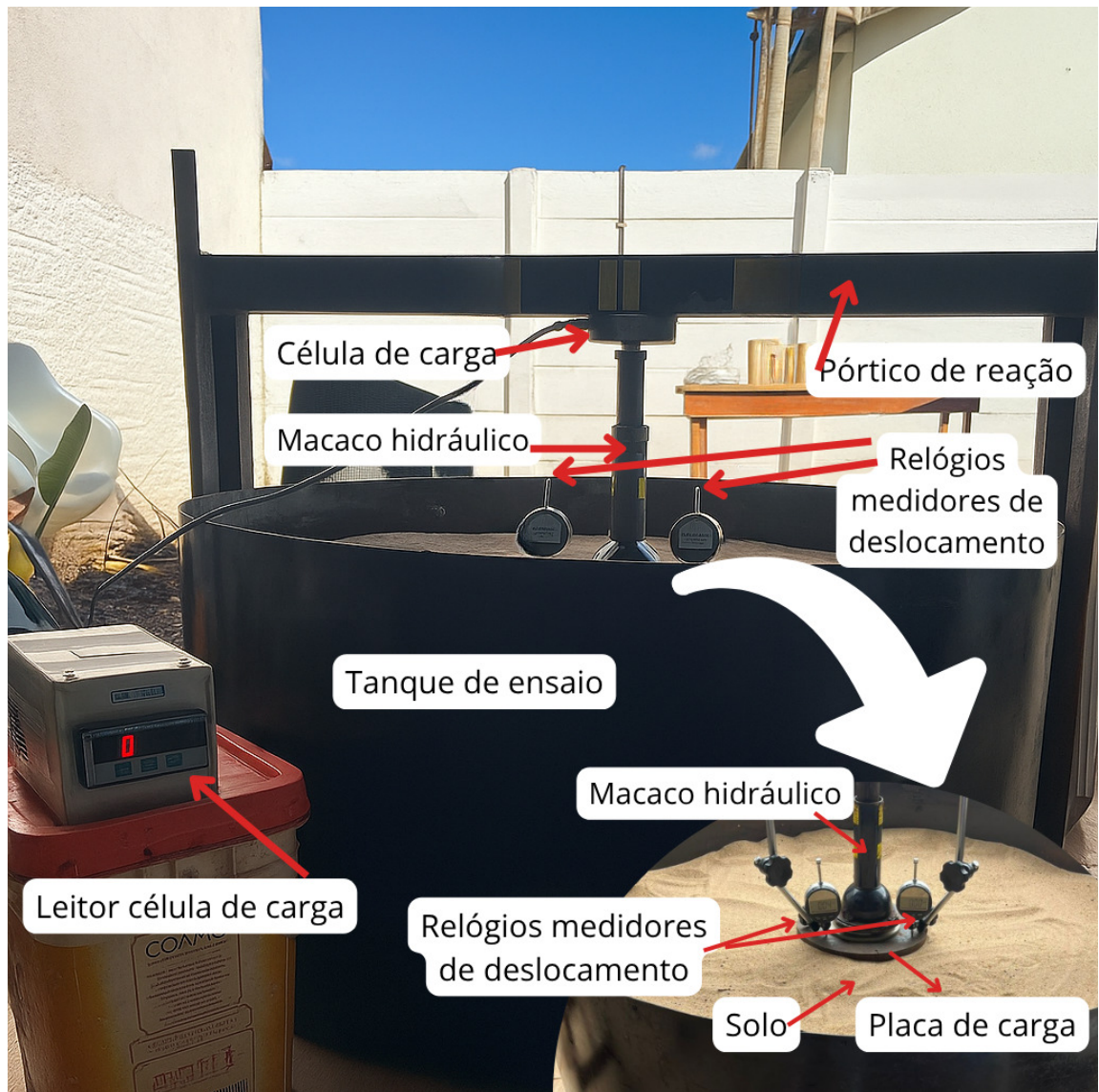


Fonte: Aatoria Própria (2025)

3.3.1. Prova de Carga

Para realização dos ensaios de prova de carga em escala reduzida, foi necessário um tanque metálico cilíndrico de diâmetro igual a 100 centímetros e altura de 50 centímetros, conforme Figura 48.

Figura 48- Materiais utilizados nos ensaios



Fonte: Autoria Própria (2025)

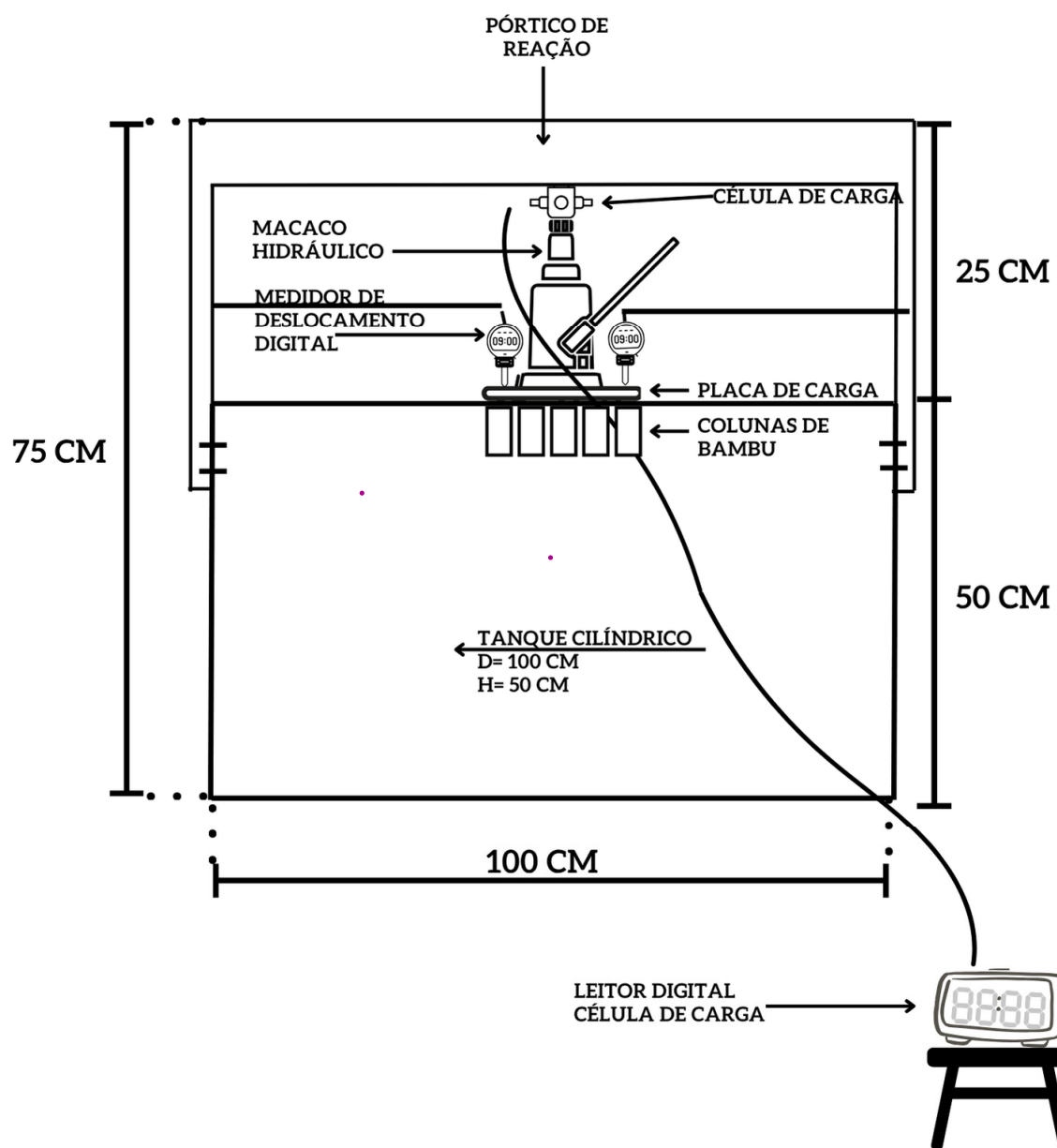
A camada de solo foi preparada de modo que o solo seja representado em seu estado natural, ou seja, distribuiu-se de forma uniforme a areia no interior do tanque a uma altura de queda do material de aproximadamente 10 centímetros acima da parte superior do mesmo, preenchendo o tanque até uma distância de 40 centímetros de altura, para que não houvesse influência no bulbo de tensões gerado pela placa de carga.

As provas de carga estática em placa consistem em um sistema para a incorporação de carga de compressão axial na parte superior da base, composto por: um macaco hidráulico do tipo garrafa; uma célula de carga; leitor digital da célula de carga; relógios comparadores com resolução de centésimo de milímetro; placa de carga com 200 milímetros de diâmetro; hastes metálicas e vigas de referência.

Para a aplicação da carga no decorrer dos ensaios de prova de carga, foi feito uso de um macaco hidráulico manual da modelo 09111-0K040, cuja sua capacidade máxima é de 1500 kg, o conjunto consiste no macaco hidráulico disposto sobre a placa de carga. Para a leitura e controle da carga aplicada, é necessário uma célula de carga e seu respectivo leitor, localizada sobre o macaco hidráulico e na parte inferior da viga de reação. Para as leituras de deslocamento serão utilizados dois relógios comparadores do tipo Digimess 30 mm com precisão de 0,01 mm, conectados sobre a placa, dispostos diametralmente e acoplados na viga de reação por meio de hastes metálicas interligadas a bases magnéticas. O conjunto completo está representado na Figura 49. O procedimento de ensaio completo foi feito conforme recomenda a norma ABNT NBR 16903:2020 – Prova de carga estática em fundação profunda.

A aplicação da carga ocorreu em estágios de 50kgf com leituras a cada 10 segundos, de forma constante a uma velocidade de 50N/s, enquanto que os recalques não foram estabilizados. O critério de parada foi a dificuldade de aplicar mais carga ao conjunto, com a iminência de abrir o fundo do tanque.

Figura 49- Representação do conjunto de prova de carga



Fonte: Autoria Própria (2025)

3.3.2. Extrapolação de resultados

Em razão do nível de recalque em cada ensaio ter sido diferente, optou-se por realizar a extrapolação de resultados, de modo que seja possível a comparação da capacidade de carga de cada modelo no recalque de 30 mm. Para tanto, foi necessário o cálculo da rigidez de cada curva por meio da equação (6):

$$k = \frac{\Delta P}{\Delta w} \quad (6)$$

Em que:

ΔP = variação de pressão em Pa;

Δw = variação do recalque em mm.

Em seguida, plotou-se o gráfico da rigidez com a variação de pressão, para obter a média do valor de rigidez, que foi aplicada na equação descrita neste tópico para adquirir os demais pontos de pressão da curva do gráfico pressão x deslocamento.

Os critérios de ruptura considerados no gráfico foram:

- Critério nº 1: recalque máximo equivalente a 10% do diâmetro da placa.
- Critério nº 2: recalque máximo igual a $D/30$, em que D é o diâmetro da placa.
- Critério nº 3: recalque total de 30mm.

Para efeito comparativo, calculou-se a rigidez pelo método da norma DNIT 055/2004 – ME - Pavimento rígido - Prova de carga estática para determinação do coeficiente de recalque de subleito e sub-base em projeto e avaliação de pavimentos - Método de ensaio, no qual a rigidez é obtida pela equação (7):

$$k = \frac{P}{w} = \frac{P_{0,127} - \frac{P_{ad}}{2}}{w} \quad (7)$$

Em que:

$P_{0,127}$ = Pressão obtida para o recalque de 0,127 cm;

P_{ad} = Pressão de adensamento;

w = Recalque, que segundo a referida norma, equivale a 0,127 cm.

Posteriormente, calculou-se o fator de melhoria (I_f) que é resultado do produto da pressão do solo reforçado ($P_{r \text{ reforço}}$) pela pressão do solo sem reforço ($P_{r \text{ solo}}$), conforme equação (8):

$$I_f = \frac{P_{r \text{ reforço}}}{P_{r \text{ solo}}} \quad (8)$$

3.3.3. Método Analítico

Os cálculos de capacidade de carga para os métodos analíticos de Koerner, Presto, Avesani Neto e Shitaram, obedecem as equações elencadas no capítulo 2.4 deste trabalho. Em todos os casos considerou-se a capacidade de carga do solo sem reforço como sendo de ruptura local, já que verificou-se visualmente que não houve mobilização do solo acima do seu nível normal. Outro aspecto considerado em todos os casos, é com relação aos mecanismos de ruptura considerados, em razão das geocélulas não estarem conectadas entre si, considerou-se apenas o efeito de confinamento nos cálculos, desprezando as demais parcelas referentes ao efeito de espraçamento de tensões e efeito membrana. Justamente por esta razão, não foi possível o cálculo pelo método de Zhang.

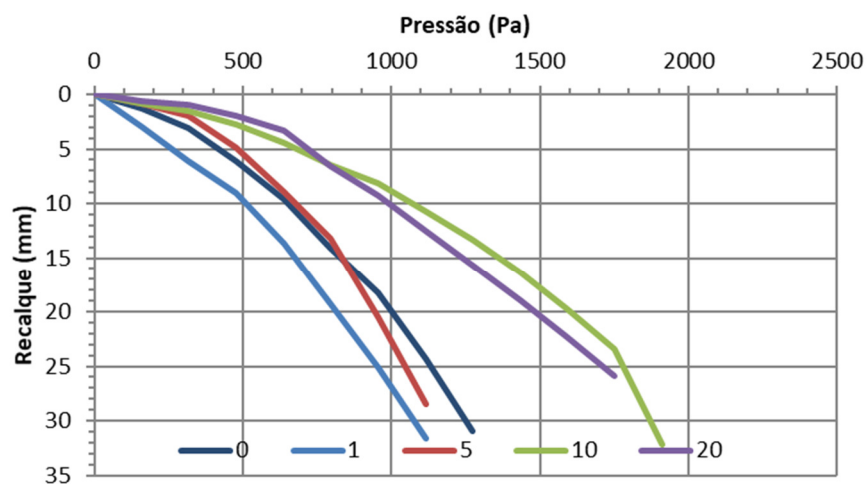
4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1. RESULTADOS

4.1.1. Resultados Experimentais

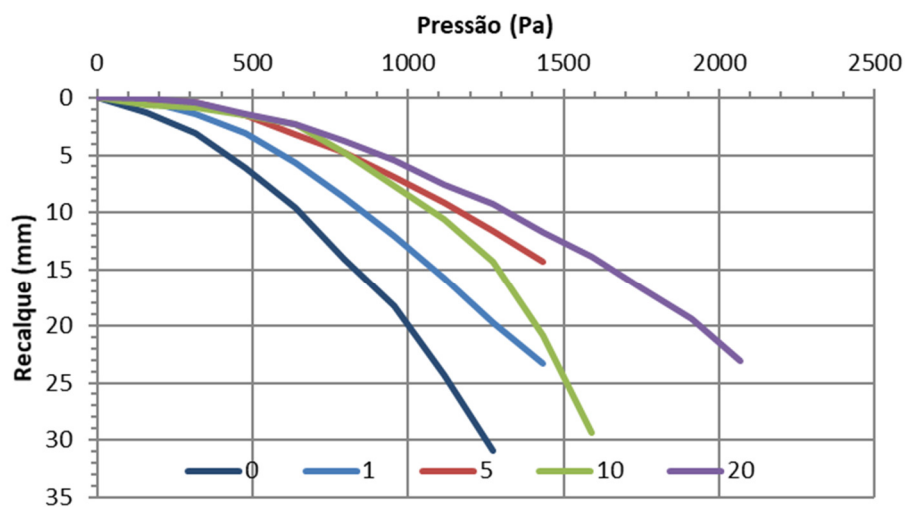
As Figuras 50 a 55 apresentam o comparativo entre as curvas pressão x deslocamento dos resultados dos ensaios para cada arranjo ensaiado e o solo sem reforço (amostra 0).

Figura 50- Gráfico tensão x deslocamento para o modelo 1 CCND45H10



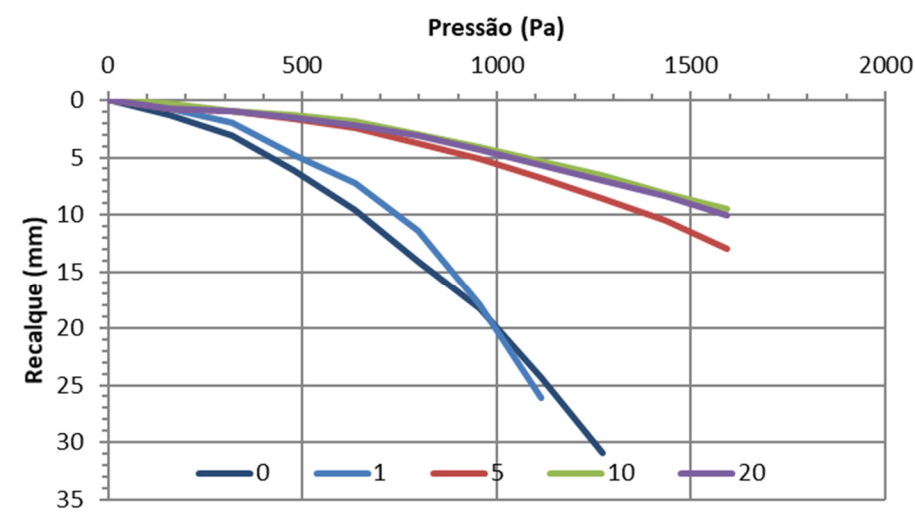
Fonte: Autoria Própria (2025)

Figura 51 - Gráfico tensão x deslocamento para o modelo 2 CCLD45H10



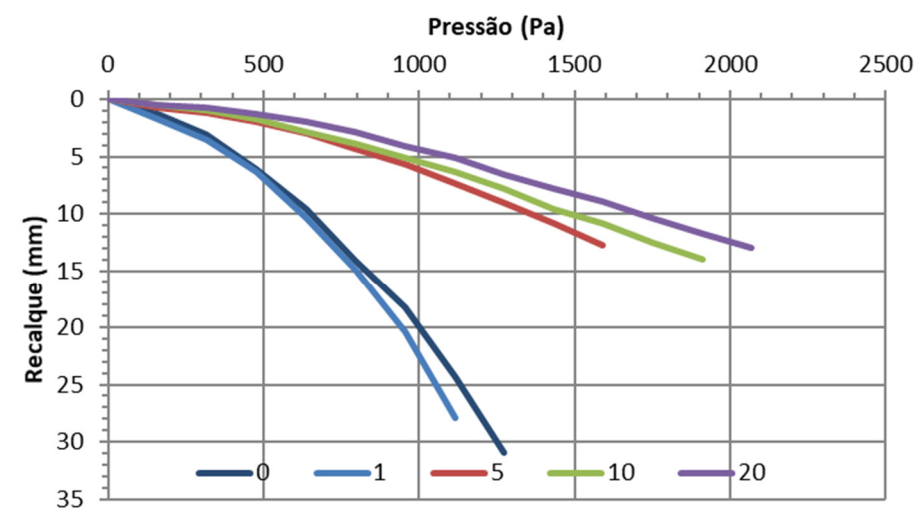
Fonte: Autoria Própria (2025)

Figura 52- Gráfico tensão x deslocamento para o modelo 3 CCLD65H15



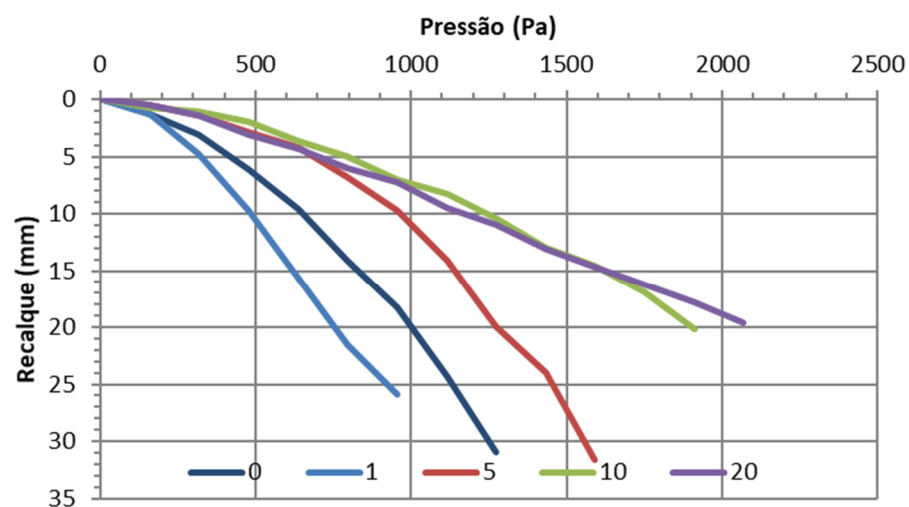
Fonte: Autoria Própria (2025)

Figura 53- Gráfico tensão x deslocamento para o modelo 4 CCND45H15



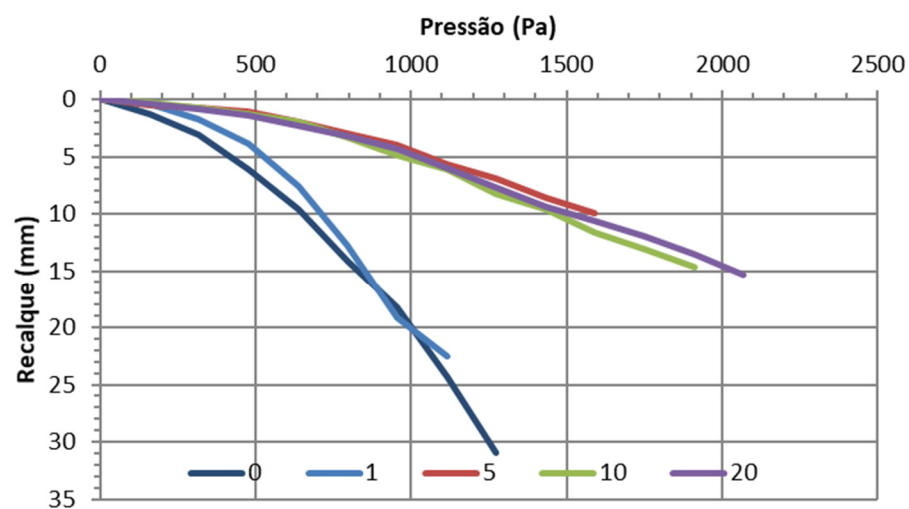
Fonte: Autoria Própria (2025)

Figura 54- Gráfico tensão x deslocamento para o modelo 5 CRLD45H15



Fonte: Autoria Própria (2025)

Figura 55- Gráfico tensão x deslocamento para o modelo 6 CCND65H15

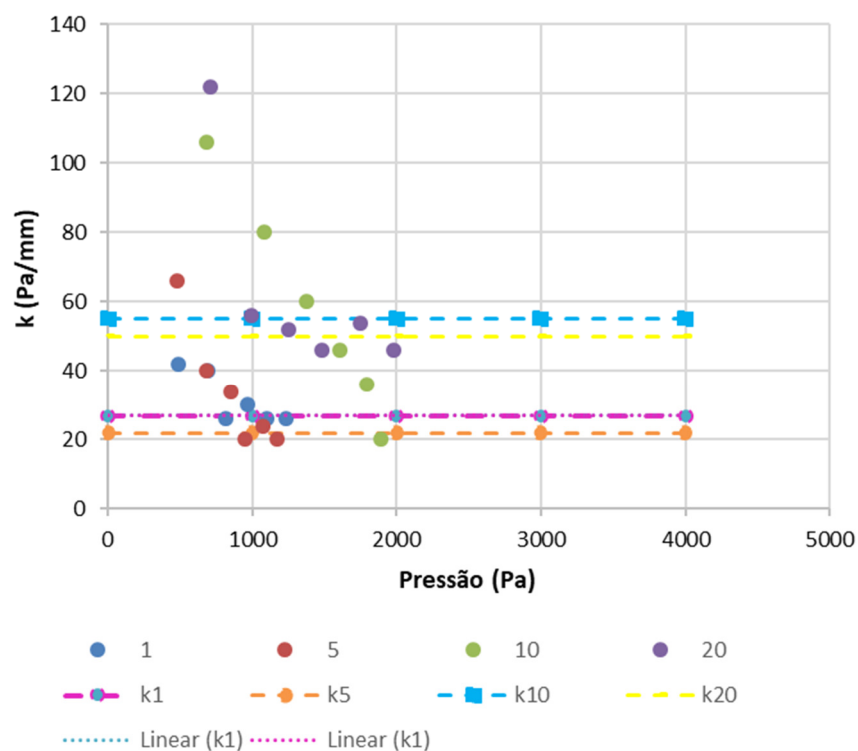


Fonte: Autoria Própria (2025)

4.1.2. Rigidez

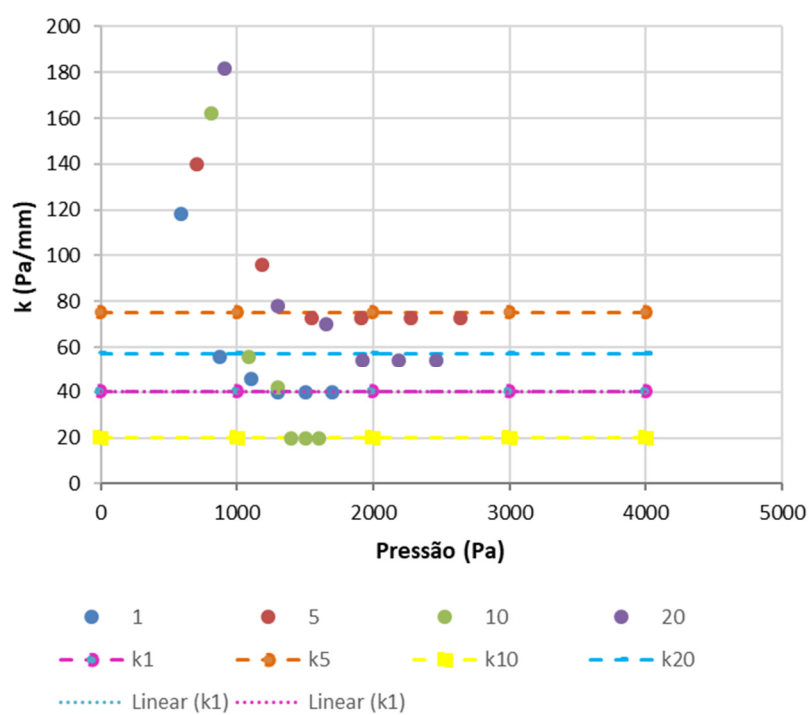
As Figuras 56 a 60 representam os valores obtidos para a rigidez das colunas de cada modelo nos quatro arranjos distintos.

Figura 56 - Gráfico rigidez (k) x pressão modelo 1 CCND45H10



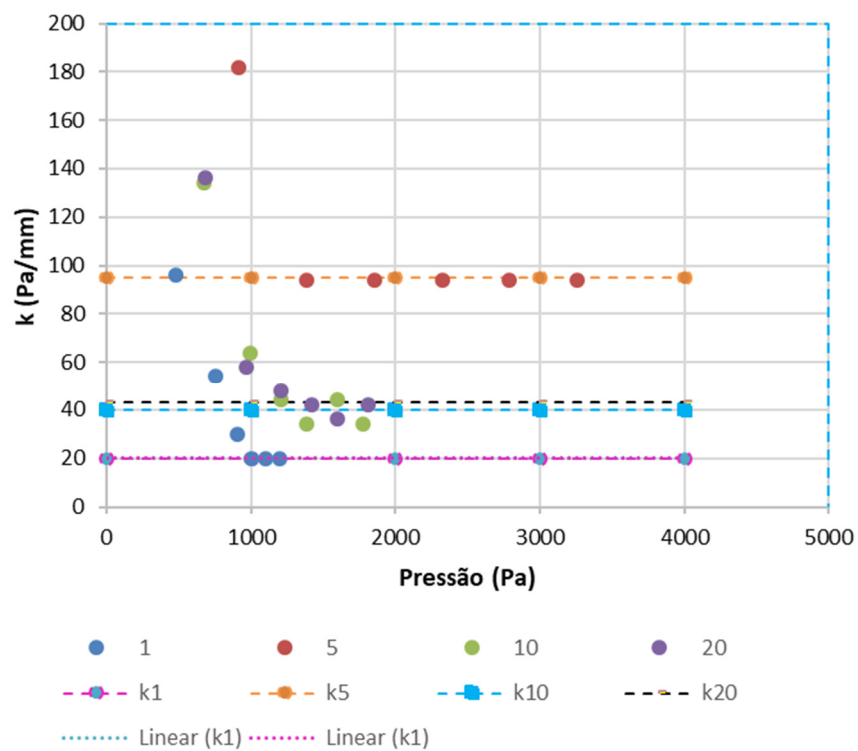
Fonte: Autoria Própria (2025)

Figura 57- Gráfico rigidez (k) x pressão modelo 2 CCLD45H10



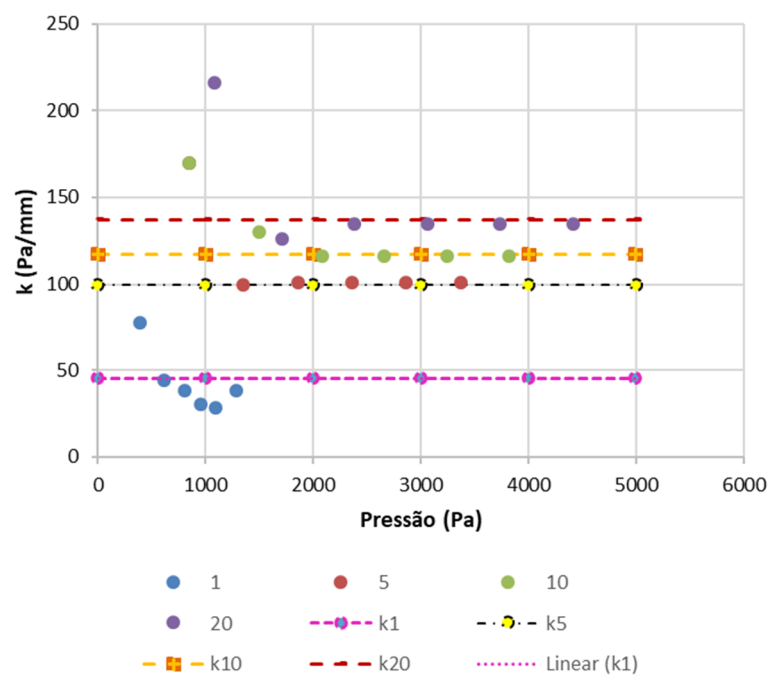
Fonte: Autoria Própria (2025)

Figura 58- Gráfico rigidez (k) x pressão modelo 3 CCL65H15



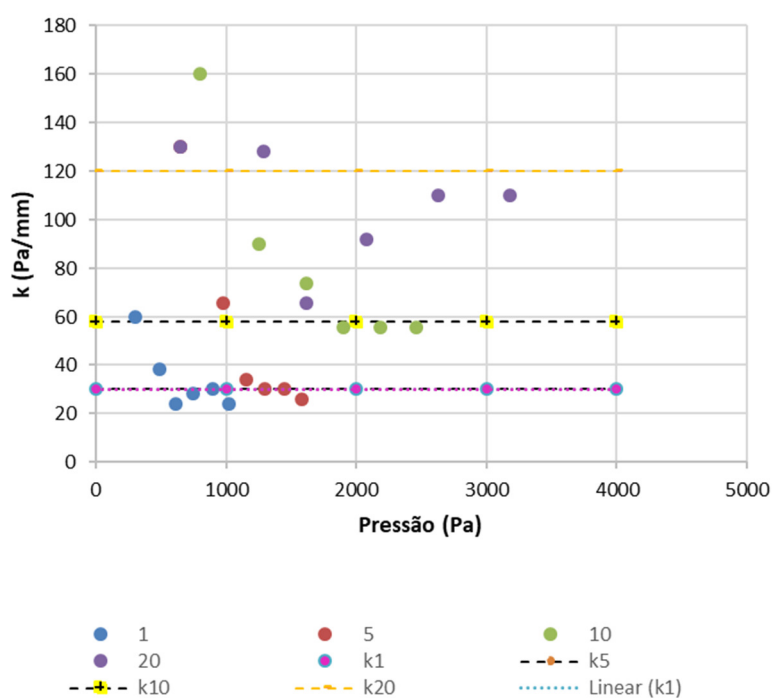
Fonte: Autoria Própria (2025)

Figura 59- Gráfico rigidez (k) x pressão modelo 4 CCND45H15



Fonte: Autoria Própria (2025)

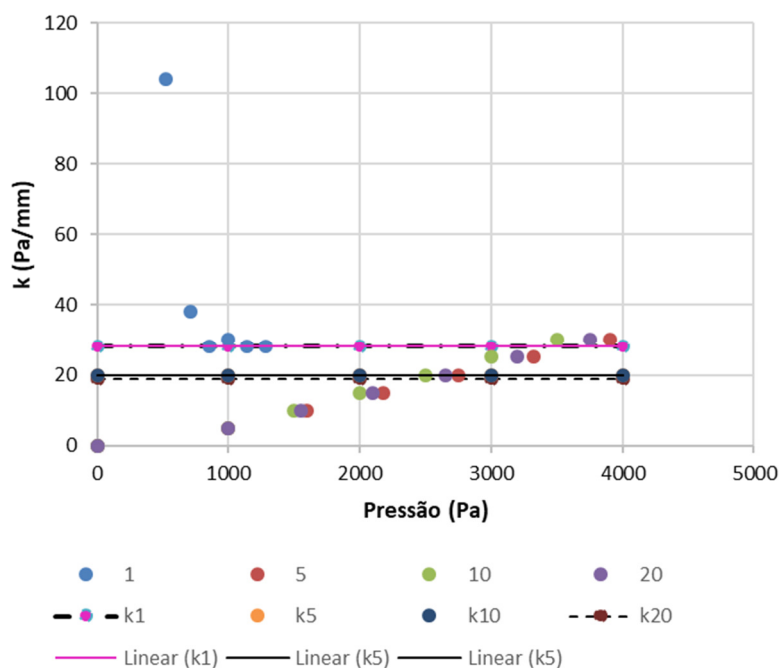
Figura 60- Gráfico rigidez (k) x pressão modelo 5 CRLD45H15



Fonte: Autoria Própria (2025)

Como os valores de pressões para o arranjo de uma e cinco colunas para o caso do modelo 5 são iguais, o gráfico encontra-se sobreposto.

Figura 61- Gráfico rigidez (k) x pressão modelo 6 CCND65H15



Fonte: Autoria Própria (2025)

As Tabelas 19 a 24 exibem o comparativo entre o valor da rigidez calculado pela norma do DNIT 055:2004 – ME e o calculado por meio da variação dos valores experimentais ($\Delta P/\Delta w$) para os seis modelos.

Tabela 19- Comparativo valores de rigidez modelo 1 CCND45H10

Arranjo	k (DNIT)	k ($\Delta p/\Delta w$)
1	185,04	27,00
5	106,30	22,00
10	114,17	55,00
20	125,98	50,00

Fonte: Autoria Própria (2025)

Tabela 20- Comparativo valores de rigidez modelo 2 CCLD45H10

Arranjo	k (DNIT)	k ($\Delta p/\Delta w$)
1	66,93	40,00
5	114,17	75,00
10	122,05	20,00
20	122,05	57,00

Fonte: Autoria Própria (2025)

Tabela 21- Comparativo valores de rigidez modelo 3 CCLD65H15

Arranjo	k (DNIT)	k ($\Delta p/\Delta w$)
1	35,43	20,00
5	47,24	95,00
10	55,12	40,00
20	55,12	43,00

Fonte: Autoria Própria (2025)

Tabela 22- Comparativo valores de rigidez modelo 4 CCND45H15

Arranjo	k (DNIT)	k ($\Delta p/\Delta w$)
1	23,62	45,00
5	62,99	100,00
10	62,99	120,00
20	62,99	140,00

Fonte: Autoria Própria (2025)

Tabela 23- Comparativo valores de rigidez modelo 5 CRLD45H15

Arranjo	k (DNIT)	k ($\Delta p/\Delta w$)
1	39,37	30,00
5	59,05	30,00
10	55,12	58,00
20	51,18	120,00

Fonte: Autoria Própria (2025)

Tabela 24- Comparativo valores de rigidez modelo 6 CCND65H15

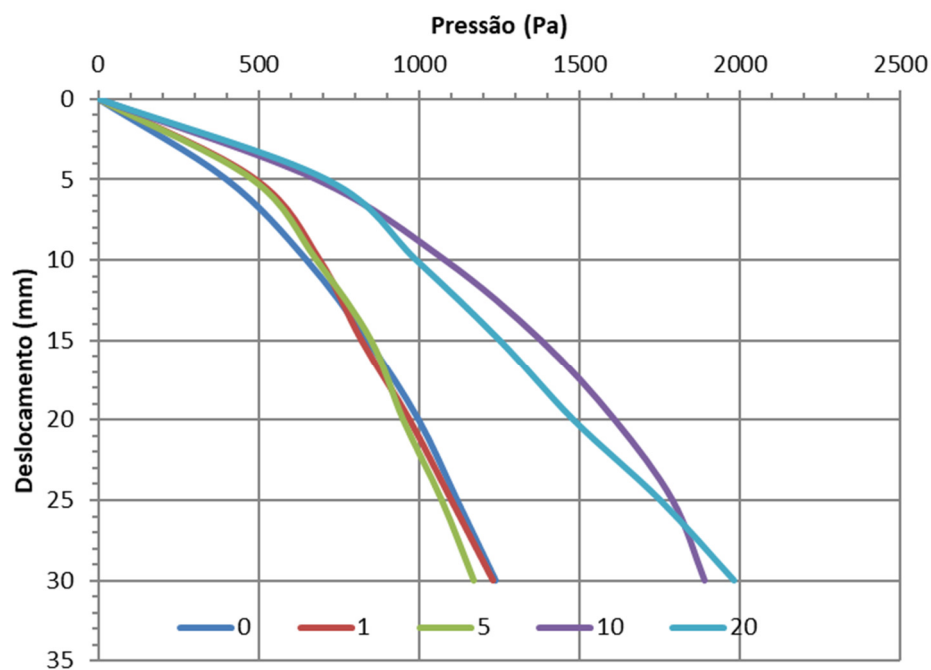
Arranjo	k (DNIT)	k ($\Delta p/\Delta w$)
1	31,50	28,00
5	47,24	20,00
10	19,68	20,00
20	19,68	19,00

Fonte: Autoria Própria (2025)

4.1.3. Extrapolação de resultados experimentais

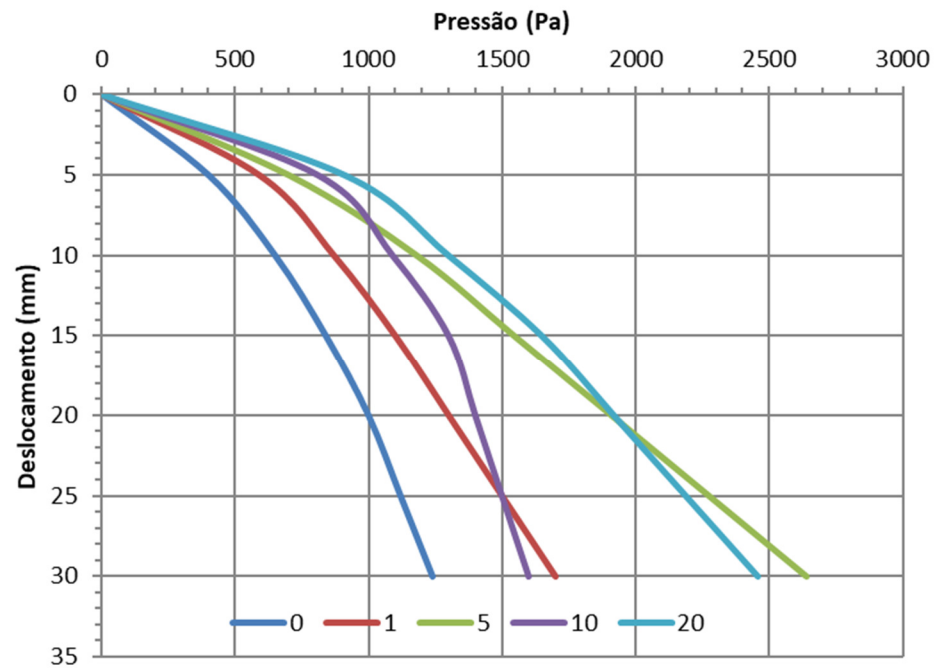
As Figuras 62 a 67 ilustram as curvas de diferentes arranjos de colunas para os modelos analisados para o recalque de até 30 mm.

Figura 62- Gráfico tensão x deslocamento para o modelo 1 (CCND45H10) extrapolado



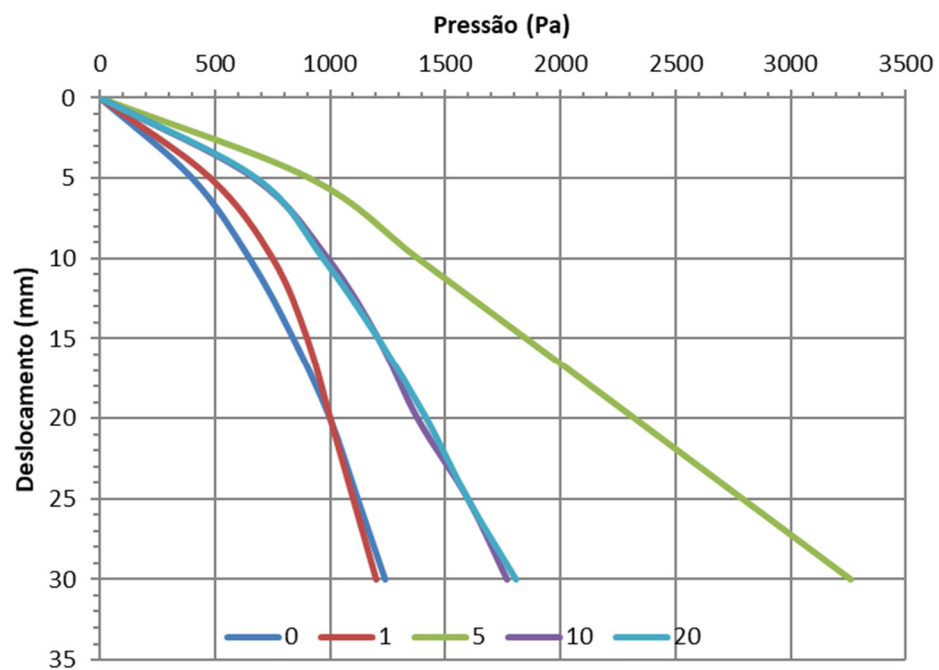
Fonte: Autoria Própria (2025)

Figura 63 - Gráfico tensão x deslocamento para o modelo 2 CCLD45H10 extrapolado



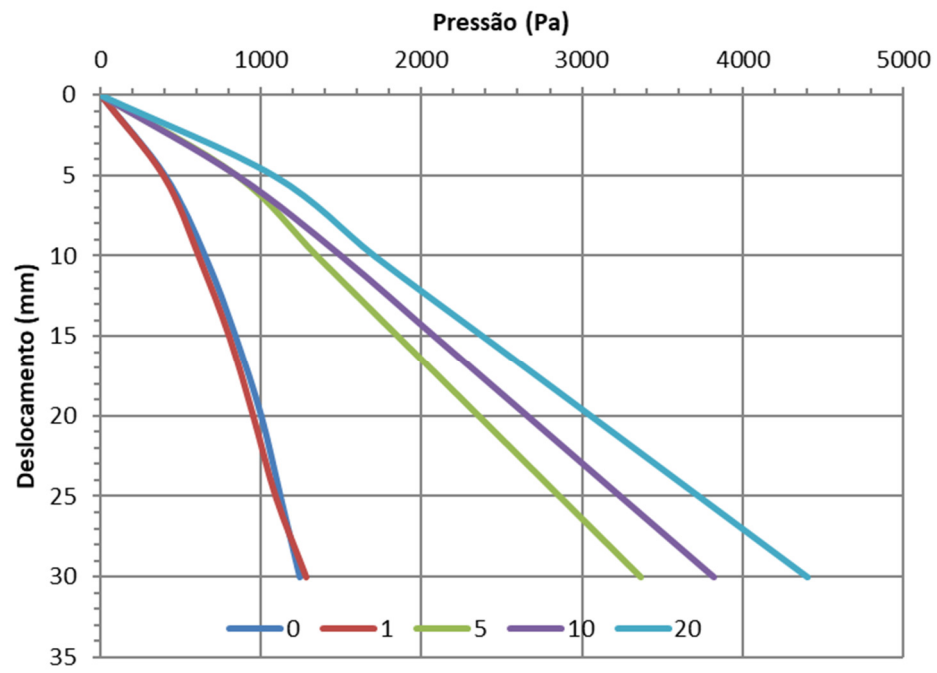
Fonte: Autoria Própria (2025)

Figura 64- Gráfico tensão x deslocamento para o modelo 3 CCLD65H15 extrapolado



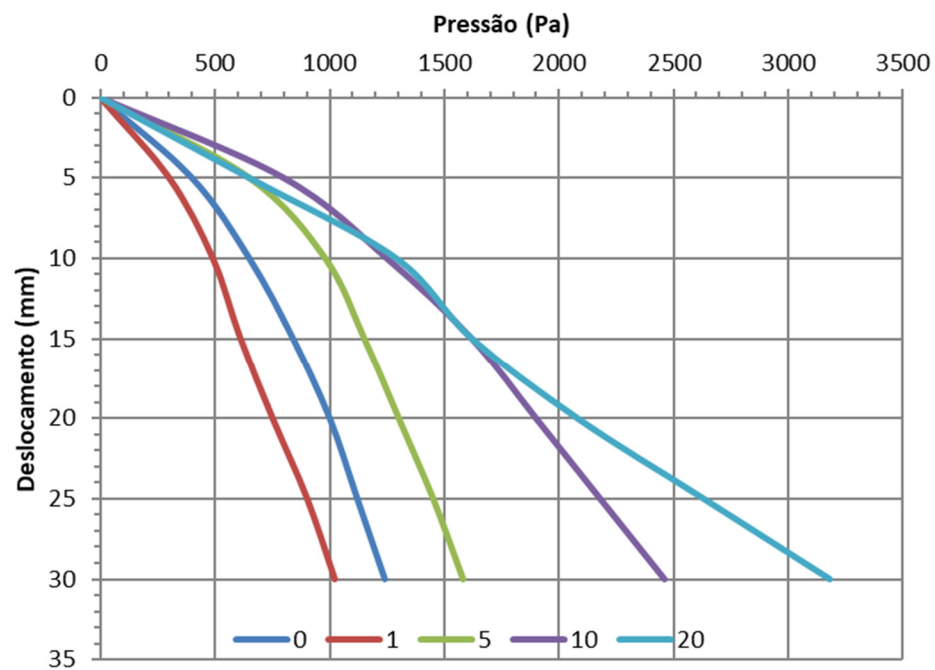
Fonte: Autoria Própria (2025)

Figura 65 - Gráfico tensão x deslocamento para o modelo 4 CCND45H15 extrapolado



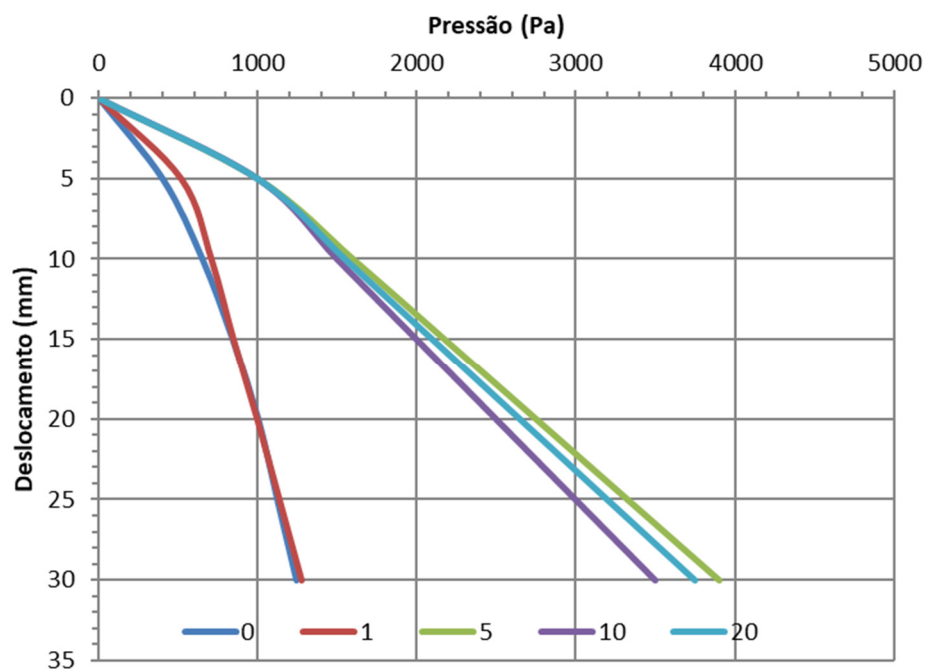
Fonte: Autoria Própria (2025)

Figura 66 - Gráfico tensão x deslocamento para o modelo 5 CRLD45H15 extrapolado



Fonte: Autoria Própria (2025)

Figura 67 - Gráfico tensão x deslocamento para o modelo 6 CCND65H15 extrapolado

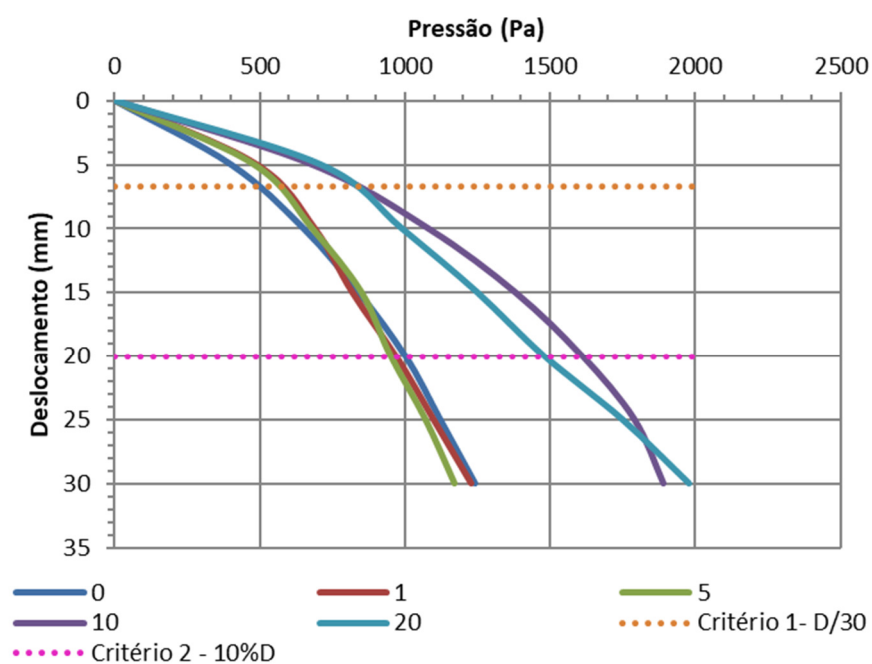


Fonte: Autoria Própria (2025)

4.1.4. Capacidade de carga para diversos critérios

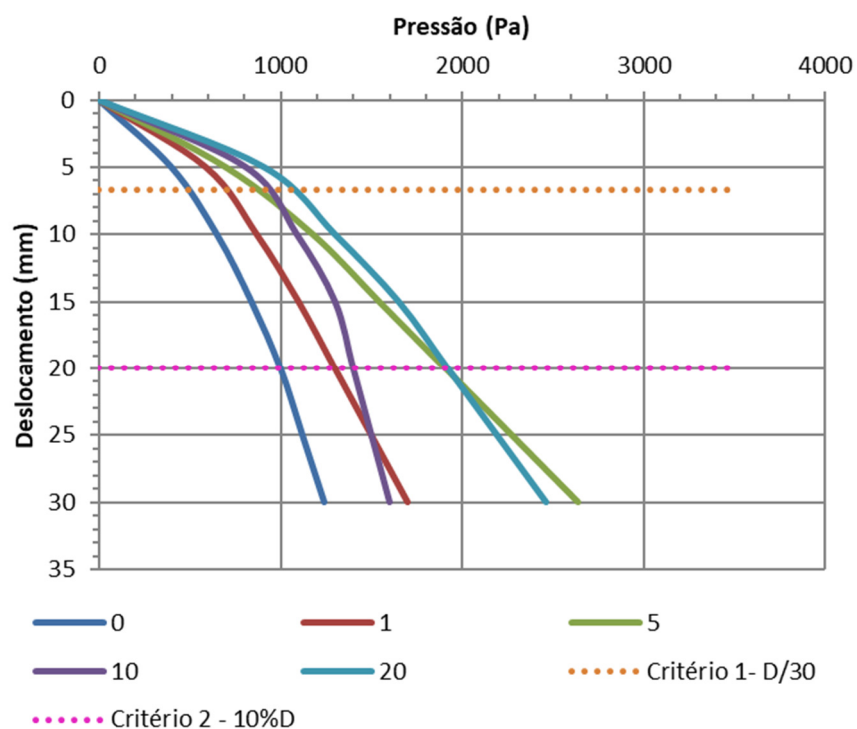
As Figuras 68 a 73 exibem as curvas de pressão x deslocamento com os critérios de análise do comportamento descritos em 3.3.2.

Figura 68 -Gráfico pressão x deslocamento com critérios modelo 1 CCND45H10



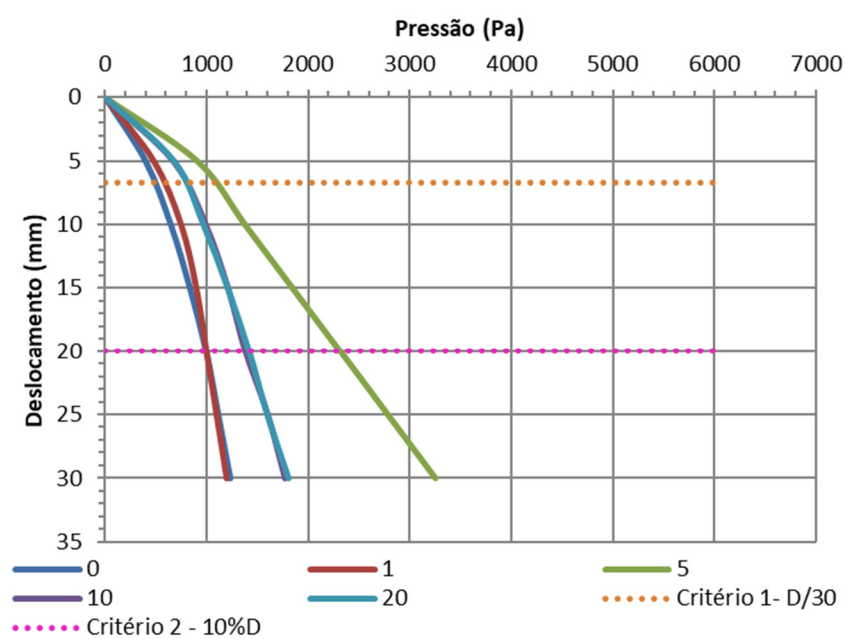
Fonte: Autoria Própria (2025)

Figura 69- Gráfico pressão x deslocamento com critérios modelo 2 CCLD45H10



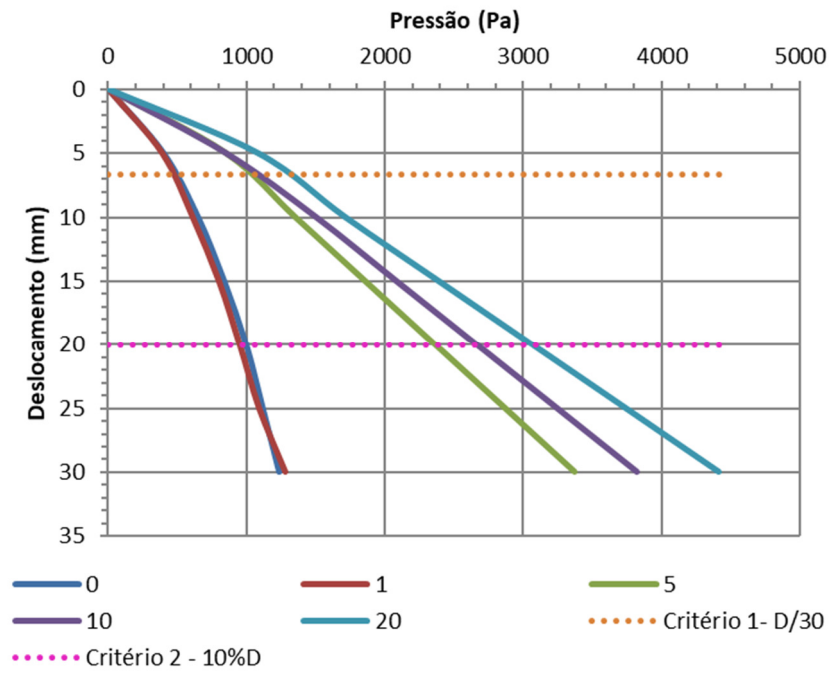
Fonte: Autoria Própria (2025)

Figura 70- Gráfico pressão x deslocamento com critérios modelo 3 CCLD65H15



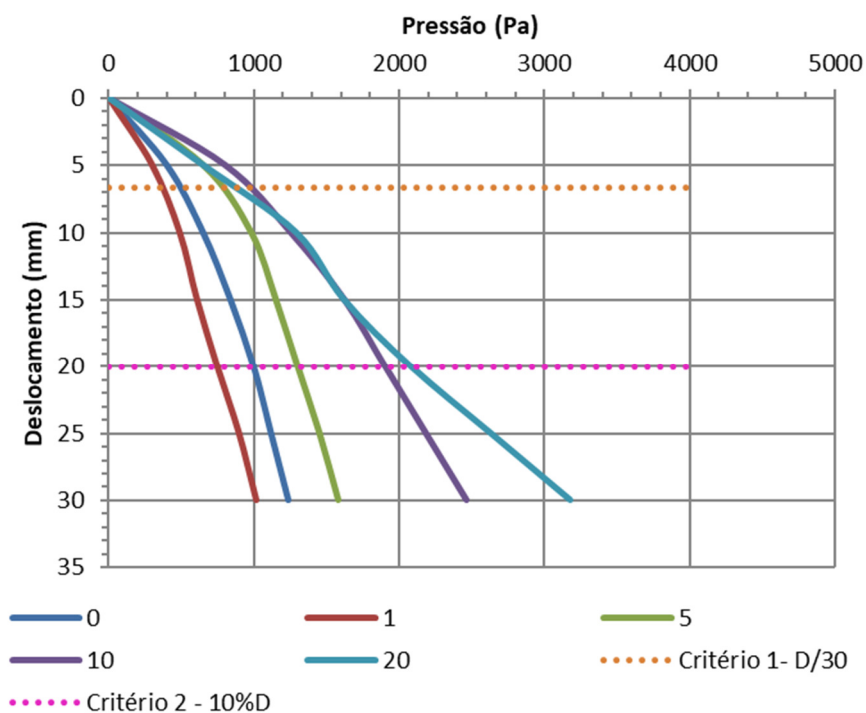
Fonte: Autoria Própria (2025)

Figura 71- Gráfico pressão x deslocamento com critérios modelo 4 CCND45H15



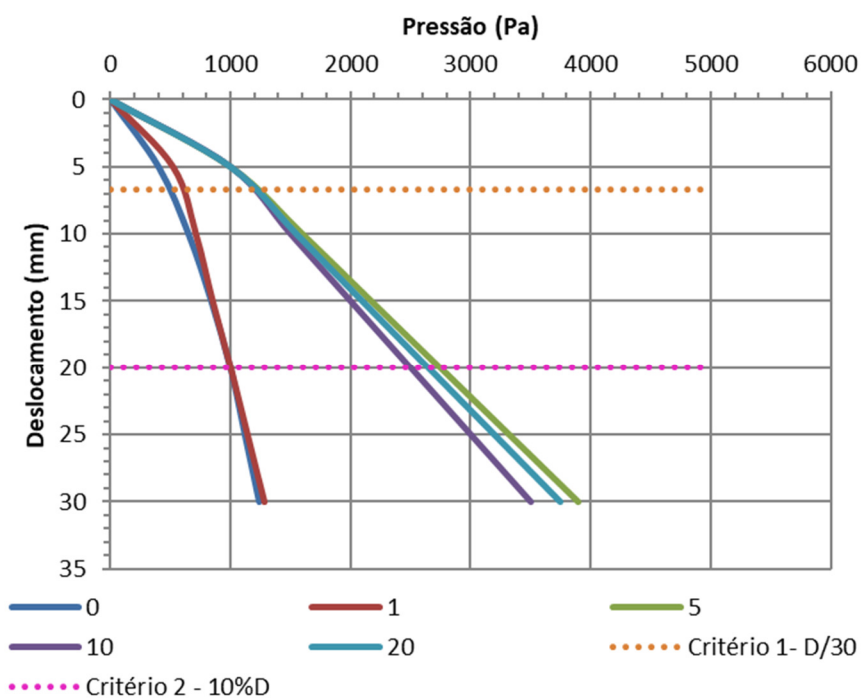
Fonte: Autoria Própria (2025)

Figura 72- Gráfico pressão x deslocamento com critérios modelo 5 CRLD45H15



Fonte: Autoria Própria (2025)

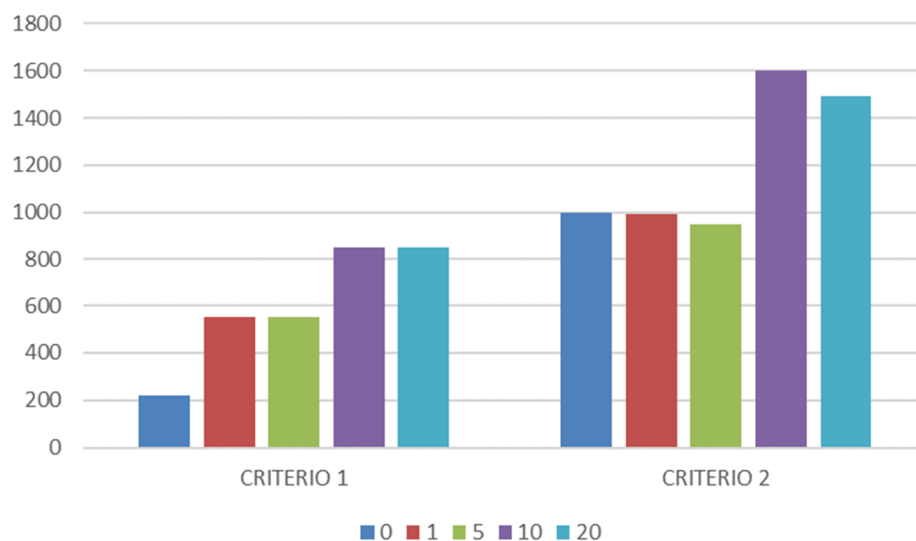
Figura 73- Gráfico pressão x deslocamento com critérios modelo 6 CCND65H15



Fonte: Autoria Própria (2025)

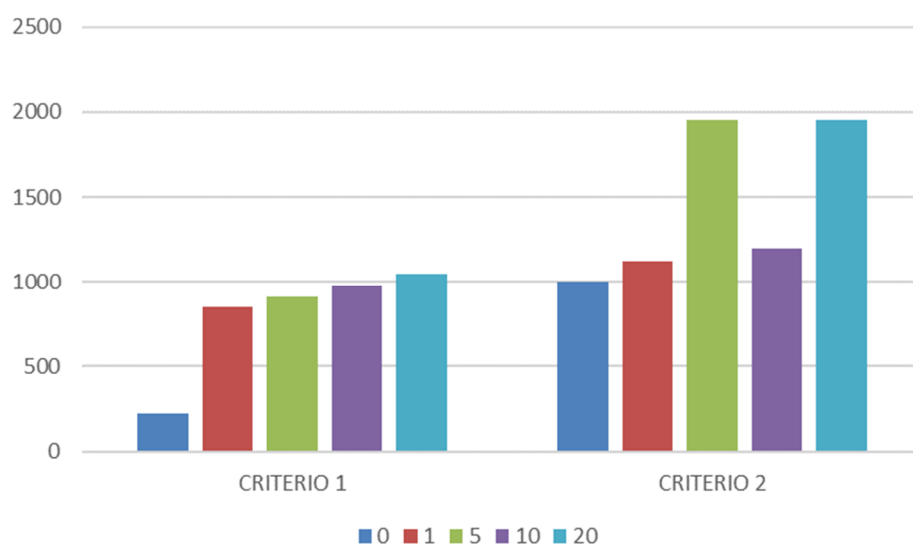
As Figuras 74 a 79 apresentam o comparativo entre os dois critérios elencados em 3.3.2.

Figura 74- Comparativo das pressões de ruptura obtida para os diferentes critérios modelo 1 CCND45H10



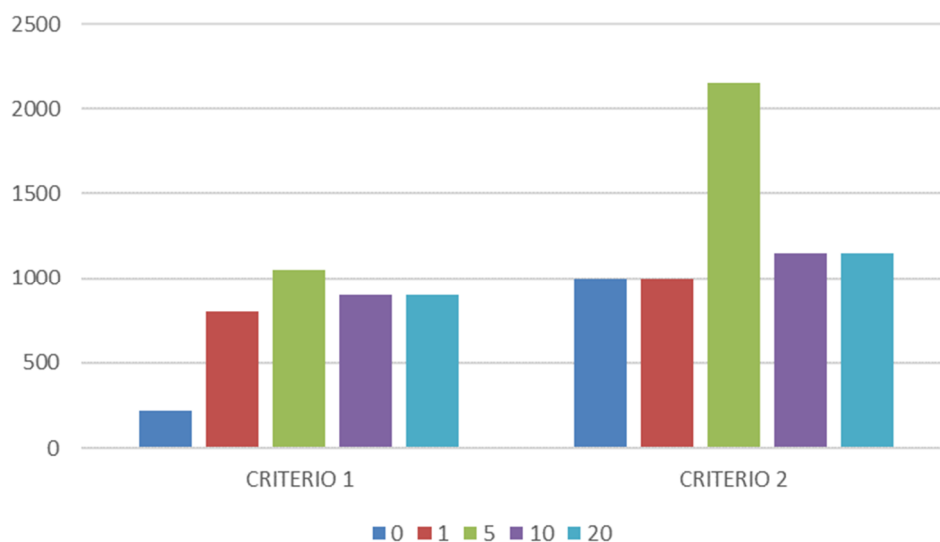
Fonte: Autoria Própria (2025)

Figura 75- Comparativo das pressões de ruptura obtida para os diferentes critérios modelo 2 CCLD45H10



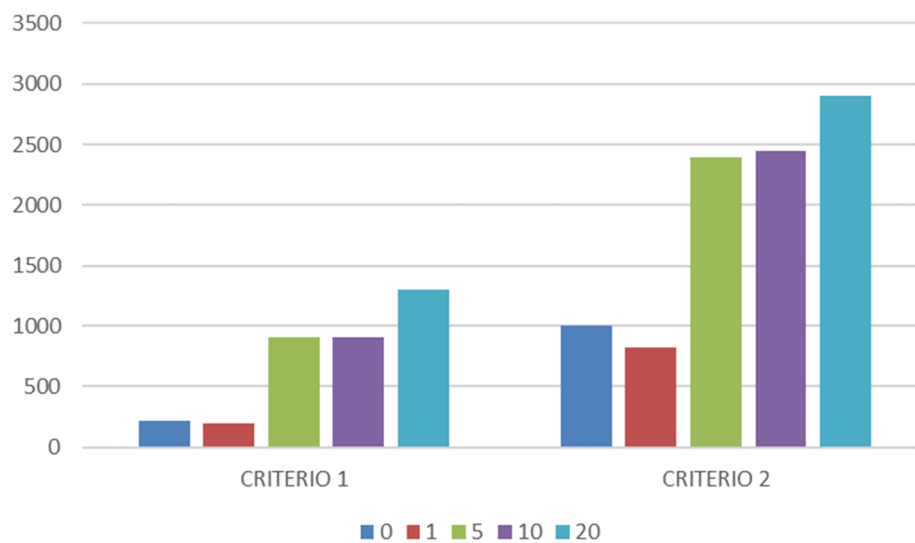
Fonte: Autoria Própria (2025)

Figura 76 - Comparativo das pressões de ruptura obtida para os diferentes critérios modelo 3 CCLD65H15



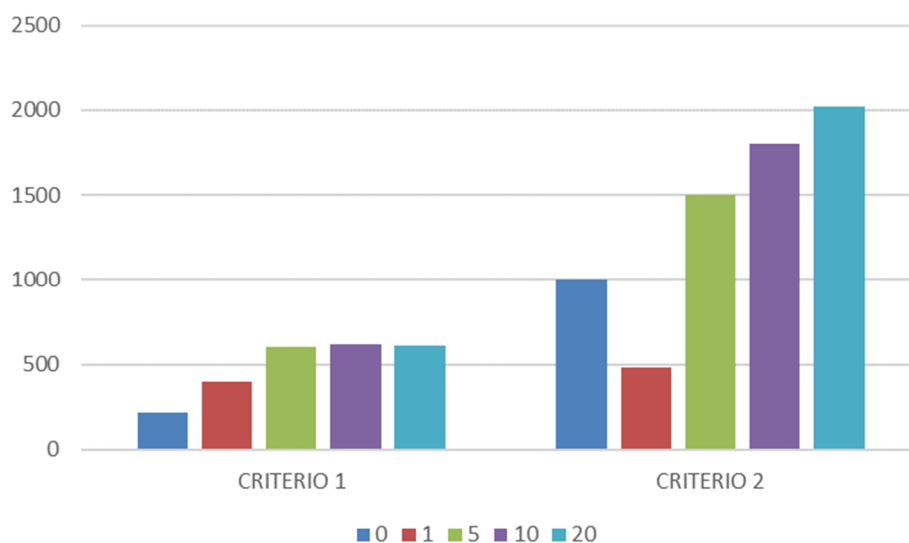
Fonte: Autoria Própria (2025)

Figura 77- Comparativo das pressões de ruptura obtida para os diferentes critérios modelo 4 CCND45H15



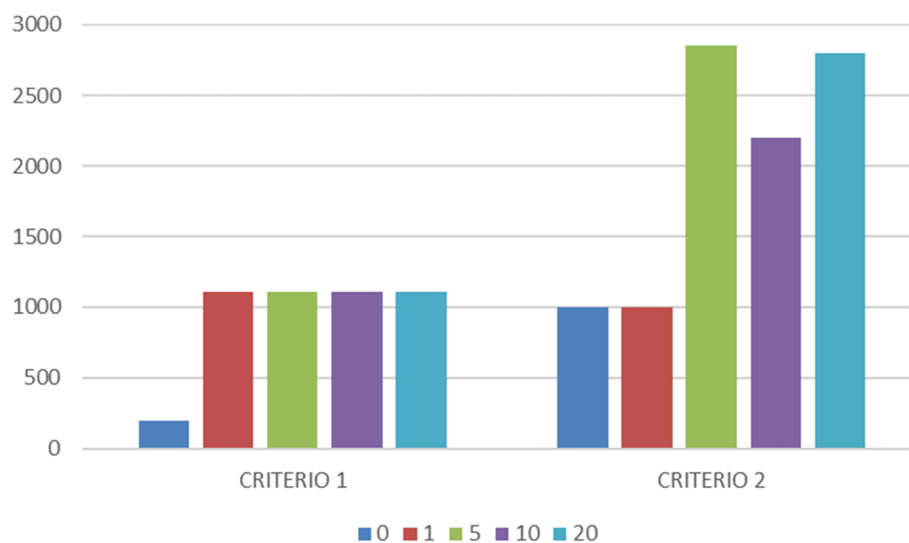
Fonte: Autoria Própria (2025)

Figura 78- Comparativo das pressões de ruptura obtida para os diferentes critérios modelo 5 CRLD45H15



Fonte: Autoria Própria (2025)

Figura 79- Comparativo das pressões de ruptura obtida para os diferentes critérios modelo 6 CCND65H15

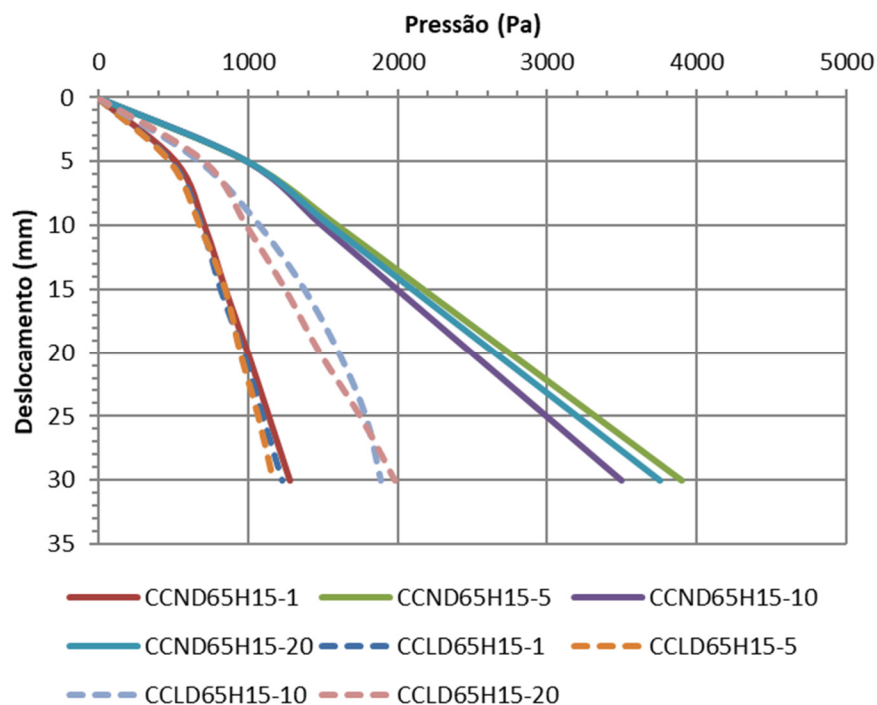


Fonte: Autoria Própria (2025)

As Figuras 80 a 84 representam o comparativo entre dois modelos de características

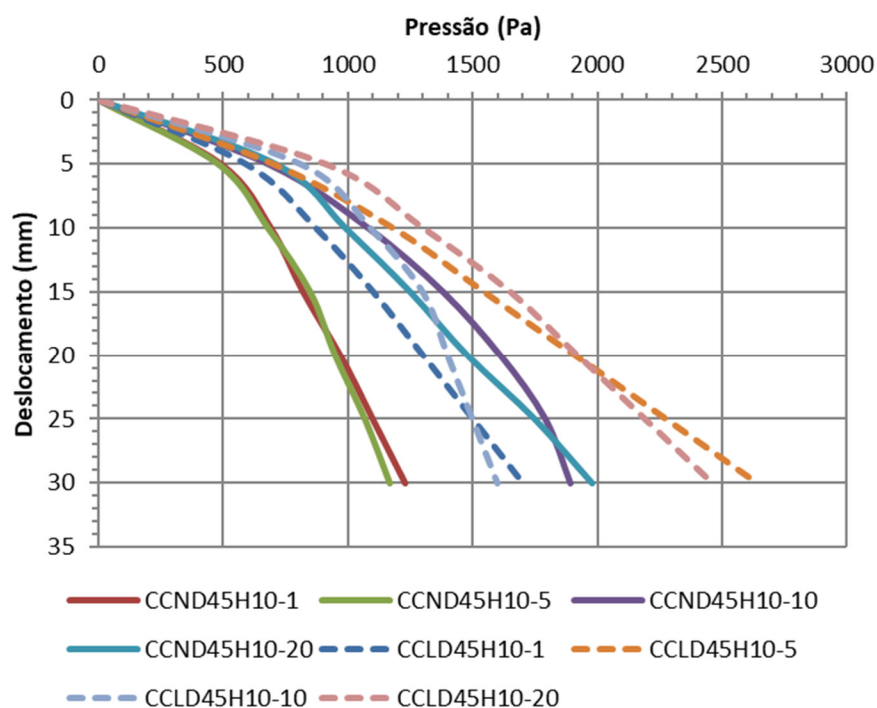
distintas para averiguar a influencia dos fatores elencados no títulos.

Figura 80- Comparativo da influencia do nó entre os modelos 3 e 6



Fonte: Autoria Própria (2025)

Figura 81- Comparativo da influencia do nó entre os modelos 1 e 2



Fonte: Autoria Própria (2025)

Figura 82- Comparativo da influencia do diâmetro entre os modelos 1 e 6

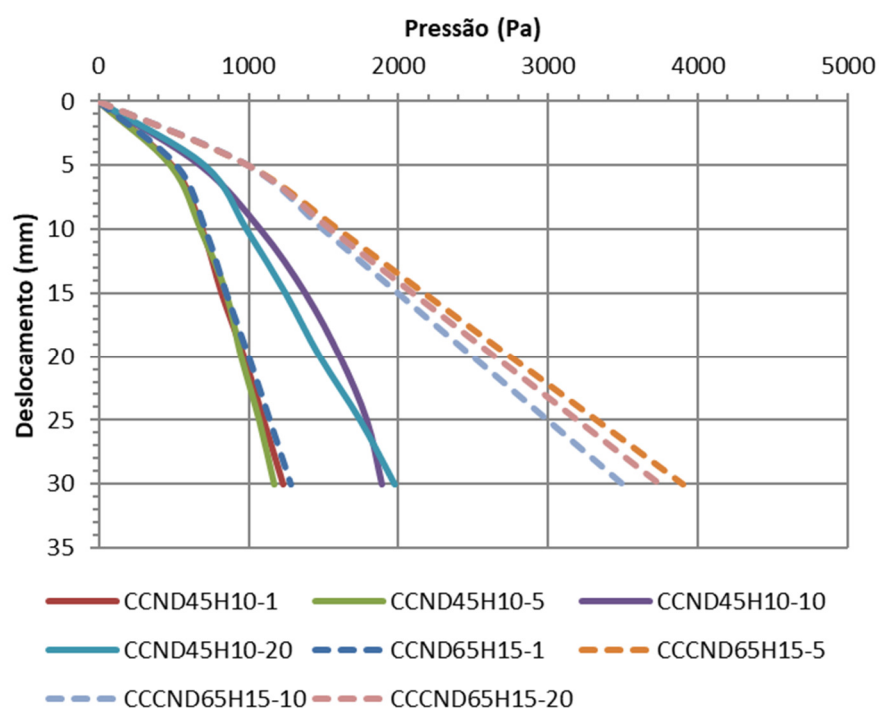


Figura 83- Comparativo da influencia do chanfro entre os modelos 4 e 5

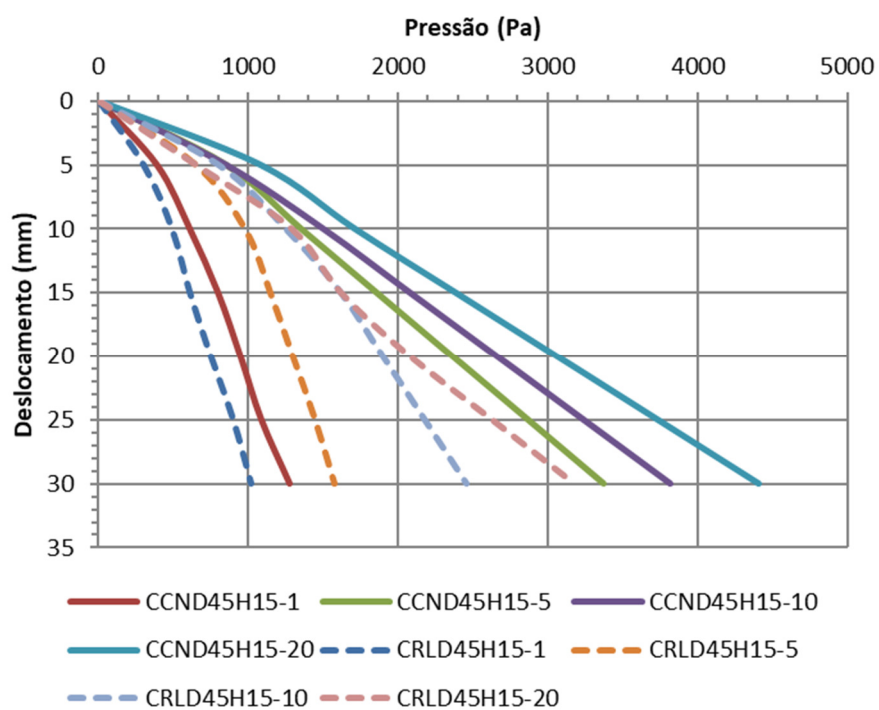
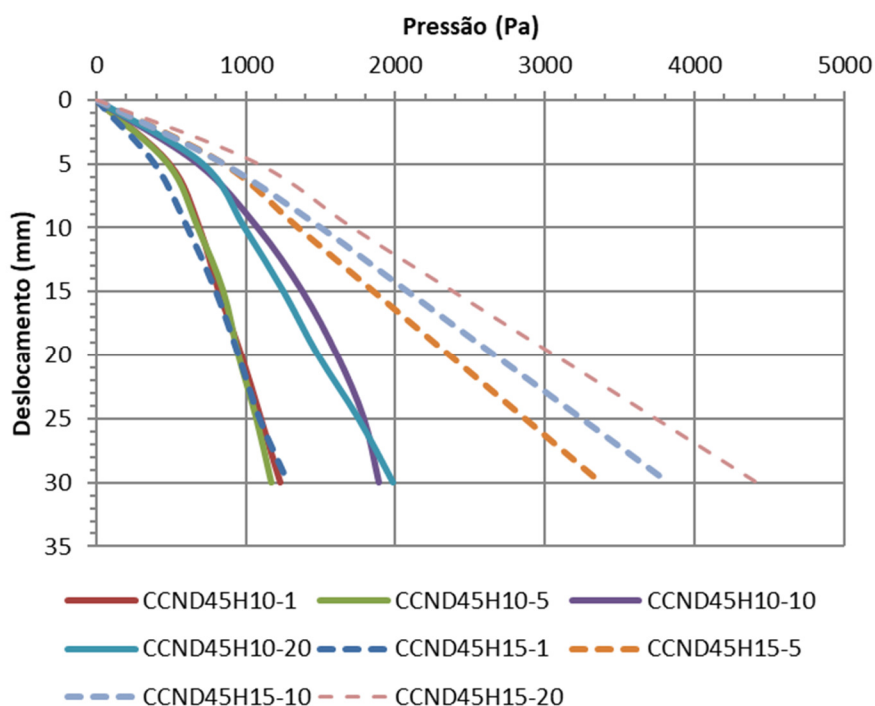


Figura 84- Comparativo da influencia da altura entre os modelos 1 e 4



Fonte: Autoria Própria (2025)

4.1.5. Métodos Analíticos

As Tabelas 25 a 30 apresentam os resultados obtidos para o método analítico dos seis modelos analisados.

Tabela 25- Comparativo métodos analíticos com capacidade de carga extrapolada - modelo 1 CCND45H10

Arranjo	Altura (cm)	Diâmetro (cm)	Pr extrapolado (kPa)	Pr Koerner (kPa)	Pr Presto (kPa)	Pr Avesani Neto et al. (kPa)	Pr Shitaram (kPa)
1	10	45	0,97	0,92	1,06	1,23	0,92
5			0,95	0,92	1,46	0,94	0,92
10			1,61	0,96	0,76	1,02	0,96
20			1,48	0,97	1,18	1,03	0,97

Fonte: Autoria Própria (2025)

Tabela 26- Comparativo métodos analíticos com capacidade de carga extrapolada - modelo 2 CCLD45H10

Arranjo	Altura (cm)	Diâmetro (cm)	Pr extrapolado (kPa)	Pr Koerner (kPa)	Pr Presto (kPa)	Pr Avesani Neto et al. (kPa)	Pr Shitaram (kPa)
1	10	45	1,30	0,94	1,11	0,99	0,94
5			1,91	0,97	1,17	1,02	0,97
10			1,40	1,00	1,23	1,06	1,00
20			1,92	1,02	1,28	1,09	1,02

Fonte: Autoria Própria (2025)

Tabela 27- Comparativo métodos analíticos com capacidade de carga extrapolada - modelo 3 CCLD65H15

Arranjo	Altura (cm)	Diâmetro (cm)	Pr extrapolado (kPa)	Pr Koerner (kPa)	Pr Presto (kPa)	Pr Avesani Neto et al. (kPa)	Pr Shitaram (kPa)
1	15	65	1,00	0,92	1,07	0,90	0,92
5			2,32	1,02	1,30	1,41	1,02
10			1,38	0,96	1,17	1,20	0,96
20			1,42	0,96	1,18	1,20	0,96

Fonte: Autoria Própria (2025)

Tabela 28- Comparativo métodos analíticos com capacidade de carga extrapolada - modelo 4 CCND45H15

Arranjo	Altura (cm)	Diâmetro (cm)	Pr extrapolado (kPa)	Pr Koerner (kPa)	Pr Presto (kPa)	Pr Avesani Neto et al. (kPa)	Pr Shitaram (kPa)
1	15	45	0,95	0,89	1,11	1,27	0,89
5			2,36	1,01	1,48	1,61	1,01
10			2,66	1,01	1,48	1,61	1,01
20			3,06	1,06	1,66	1,83	1,08

Fonte: Autoria Própria (2025)

Tabela 29- Comparativo métodos analíticos com capacidade de carga extrapolada - modelo 5 CRLD45H15

Arranjo	Altura (cm)	Diâmetro (cm)	Pr extrapolado (kPa)	Pr Koerner (kPa)	Pr Presto (kPa)	Pr Avesani Neto et al. (kPa)	Pr Shitaram (kPa)
1	15	45	0,75	0,87	1,04	1,09	0,87
5			1,30	0,96	1,32	1,42	0,96
10			1,90	0,99	1,44	1,56	0,99
20			2,08	0,96	1,32	1,42	0,96

Fonte: Autoria Própria (2025)

Tabela 30- Comparativo métodos analíticos com capacidade de carga extrapolada - modelo 6 CCND65H15

Arranjo	Altura (cm)	Diâmetro (cm)	Pr extrapolado (kPa)	Pr Koerner (kPa)	Pr Presto (kPa)	Pr Avesani Neto et al. (kPa)	Pr Shitaram (kPa)
1	15	65	1,00	0,93	1,09	1,11	0,93
5			2,75	1,04	1,35	1,39	1,04
10			2,50	1,04	1,35	1,39	1,04
20			2,65	1,04	1,35	1,39	1,04

Fonte: Autoria Própria (2025)

A Tabelas 31 apresenta os resultados do fator de melhoria de cada modelo de reforço do solo para as pressões extrapoladas.

Tabela 31- Fator de melhoria extrapolação

Modelo	Arranjo			
	1	5	10	20
1	1,21	1,19	2,01	1,85
2	1,63	2,39	1,75	2,40
3	1,25	2,90	1,73	1,78
4	1,19	2,95	3,33	3,83
5	0,94	1,63	2,38	2,60
6	1,25	3,44	3,13	3,31

Fonte: Autoria Própria (2025)

4.2. DISCUSSÃO

Para todas as situações, assim como esperado em materiais compressíveis - como o caso do solo - submetidos à pressão constante, à medida que a pressão aumenta, o recalque também

aumenta. Sendo que no modelo 1 – CCND45H10, a melhor curva corresponde ao arranjo de 10 colunas, cuja pressão foi de 1900Pa. Já para o modelo 2 - CCLD45H10, o melhor desempenho foi com o arranjo de 20 colunas, com a pressão de 2080Pa. Para o modelo 3 - CCLD65H15, os arranjos de 10 e 20 colunas atingiram resultados similares, com a capacidade de carga de 1600Pa. Enquanto que modelo 4 - CCND45H15, comportamento dos arranjos de 20 e 10 colunas foram próximos, obtendo a pressão de 2050 e 1900 Pa, respectivamente. O modelo 5 - CRLD45H15, houve a repetição do comportamento, sendo que o arranjo de 20 colunas atingiu a pressão de 2050Pa, e o arranjo de 10 colunas a pressão de 1900Pa. E por fim, o modelo 6 - CCND65H15 obteve três curvas de resultados próximos, sendo a de capacidade de carga superior 2080Pa, seguida da curva de 10 colunas com 1910Pa, e 5 colunas com 1600Pa. As curvas de menores ganhos ou até mesmo de resultado inferior ao solo sem reforço foram para o arranjo de 1 coluna.

Quanto à rigidez, para o cálculo pelo método experimental o modelo 1 CCND45H10 obteve a maior rigidez para o arranjo de 10 colunas, equivalente a 55,00Pa/mm, para o modelo 2 CCLD45H10, a maior rigidez foi de 75 Pa/mm para o arranjo de 5 colunas, o modelo 3 CCLD65H15 teve maior relevância de rigidez para 5 colunas, correspondente a 95 Pa/mm, o modelo 4 CCND45H15 a rigidez superior foi para 20 colunas, com 140 Pa/mm, o modelo 5 CRLD45H15 também de 20 colunas, com rigidez igual a 120 Pa/mm, já para o modelo 6 CCND65H15, o arranjo de 1 coluna obteve a rigidez de 28 Pa/mm.

No comparativo de cálculo da rigidez experimental com a calculado pelo método do DNIT, verificou-se que o modelo 1 obteve maiores diferenças. Entretanto, todos os modelos obtiveram diferenças com valores superiores para a norma do DNIT, sendo que o modelo 1 a diferença foi de 158,04 Pa/mm, o modelo 2 a diferença atingiu 102,05 Pa/mm, o modelo 3 foi de 47,76 Pa/mm, o modelo 4 77,01 Pa/mm, o modelo 5 68,82 Pa/mm, e por fim a diferença no modelo 6 foi de 27,24 Pa/mm.

Após a extrapolação, a capacidade de carga foi maior nos arranjos de mais de uma coluna. Para o modelo 1, o arranjo de 20 colunas se mostrou quase com a mesma capacidade de carga do modelo com 10 colunas, sendo as pressões obtidas de 1990Pa e 1900Pa, respectivamente. O modelo 2, destacando-se pelo melhor desempenho o resultado de 5 colunas, com a capacidade de carga de 2600Pa, logo seguido pelo arranjo de 20 colunas com 2400Pa. Para o modelo 3, o arranjo de 3350Pa foi demasiadamente superior aos demais, com a pressão de 3350Pa para o recalque de 30mm. O modelo 4 destacou-se pelo arranjo de 20 colunas com a pressão de 4200Pa. Já o modelo 5, obteve o comportamento similar entre os arranjos de 20 e 10 colunas até o recalque de 16mm, após o arranjo de 20 colunas se mostrou superior. Por fim,

o modelo 6 possui três curvas semelhantes, sendo a de 5 colunas a que adquiriu maior capacidade de carga com 3950Pa, seguida do arranjo de 20 colunas com 3890Pa e o arranjo de 10 colunas, equivalente a 3250Pa.

Analisando os critérios de ruptura 1 e 2 descritos em 3.3.2, é possível perceber que para o modelo 1 ambos os critérios tiveram como melhor desempenho o arranjo de 10 e 20 colunas. Enquanto que para o modelo 2, o critério 1 destacou-se o arranjo de 20 colunas e para o critério 2, o comportamento alterou, sendo o arranjo de 5 e 20 colunas superiores. Para o modelo 3 ambos os critérios destacou-se o arranjo de 5 colunas. Já para o modelo 4, a capacidade de carga foi superior para o arranjo de 20 colunas nos dois critérios. O modelo 5 houve um comportamento melhor para o arranjo de 10 colunas no critério 1, enquanto que no critério 2 os arranjos de 20 e 10 colunas se mostraram próximas na capacidade de suporte. Em conclusão, o modelo 6 apresentou resultados muito próximo entre diferentes arranjos, entretanto o arranjo de 5 colunas se sobressaiu.

Referente à influência do nó, o comparativo entre os modelos 3 (CCLD65H15) e 6 (CCND65H15), houve uma diferença significativa de aproximadamente 2800 Pa, cujo modelo com nó foi melhor. Já para o comparativo entre os modelos 1 (CCND45H10) e 2 (CCLD45H10), a diferença foi por volta de 1450Pa a mais de capacidade de carga para o modelo sem nó. O fato pode ser justificado devido à descontinuidade da resistência no nó, ou seja, trata-se de uma parte da coluna que não possui uniformidade.

Na análise da influência do diâmetro, o modelo 6 (CND65H15) apresentou-se superior em todos os arranjos, com exceção do arranjo de 1 coluna.

O efeito do chanfro foi relevante, sendo o modelo 1 (CCND45H10) com chanfro atingiu pressões em torno de 4180Pa, destacando-se na capacidade de suporte em comparação com o modelo 4 (CCND45H15), cujas colunas eram retas. O efeito pode ser justificado em razão da facilidade de embutimento no solo.

A altura também foi um fator de grande importância na análise, em que o modelo de maior altura, referente ao modelo 4 (CCND45H15), obteve uma capacidade de suporte de 2200Pa maior que o modelo 1 (CCND45H10). Isso se deve ao fato de que à medida que a altura aumenta, a área de superfície das geocélulas também aumenta, juntamente com a resistência de atrito também, propiciando a contenção de movimentação do solo. De modo geral, todos os modelos de alturas superiores obtiveram um melhor desempenho.

Quanto aos métodos analíticos, o mais conservador foi o de Koerner (1998). Os métodos que mais se aproximaram do método experimental de forma global, foram os métodos de Presto (2008) e Avesani Neto et al. (2013). Assim como o método experimental, os métodos analíticos

tiveram desempenhos superiores para os arranjos de mais de uma coluna. Se houvesse a interligação entre as colunas, os resultados seriam melhores, já que, se desprezou os efeitos de espraaiamento de tensões e membrana em razão da independência entre as peças.

O fator de melhoria também foi superior para todos os modelos analisados. Entretanto, no arranjo de uma coluna, a melhoria foi menor ou não houve melhoria, comparado ao solo sem reforço.

5. CONCLUSÃO

A partir dos resultados experimentais e analíticos, é possível perceber que o solo analisado teve sua capacidade de carga ampliada com o reforço, sendo válida a teoria de geocélulas para o reforço com micro colunas de bambu. Os destaques em desempenho foram os modelos com maiores diâmetros e alturas com arranjos de mais de uma coluna.

O arranjo de colunas se mostrou um fator de suma importância para ampliar a capacidade de carga, uma vez que os conjuntos de mais de uma coluna obtiveram melhores desempenhos que o solo sem reforço ou com apenas uma coluna. A hipótese dos resultados se deve em razão do efeito de grupo descrito por Kishna e Latha (2013) de elevar a rigidez à flexão e ao cisalhamento do solo reforço com o aumento de número de colunas em razão do crescente momento de inércia, que redistribui a carga em uma área maior, desse modo, aumentando a capacidade de carga e reduzindo recalques.

Em razão da ausência de interligação entre as colunas, desprezou-se o efeito de membrana, descrito por Zhang et al. (2010). Desse modo, considerou-se para cálculo da capacidade de carga apenas o mecanismo de ruptura de confinamento. Nessa ótica, podemos perceber que o efeito contribui com a capacidade de carga da camada reforçada em duas vertentes: pelo aumento da resistência e deformabilidade do solo de enchimento ocasionado pela tensão de atrito vinda do contato do material de enchimento com as paredes da célula, e por meio das tensões horizontais introduzidas na geocélula e dissipadas entre as células vizinhas, mobilizando as resistências passivas do solo confinado. Ou seja, mobiliza a coesão aparente e o atrito da interface, como consequência do confinamento, há uma redistribuição das tensões para o solo abaixo do reforço.

As dimensões das micro colunas também resultaram em quesitos de suma importância para a capacidade de carga. Conforme comentado no tópico de discussões, o diâmetro e a altura do reforço são diretamente proporcionais à capacidade de carga. Isto é, quanto maior o diâmetro e a altura, melhor o desempenho do reforço, pois à medida que a altura aumenta, a área de superfície das geocélulas também aumenta, enquanto que a resistência ao atrito também, cooperando para conter a movimentação do solo, este comportamento reflete em um intertravamento da interface solo-colunas, impossibilitando deslocamentos laterais e o efeito de arrasto.

A rigidez apesar de não possuir um comportamento linear, apresentou-se como influenciadora da capacidade de carga, uma vez que o aumento da rigidez das geocélulas resulta em tensões de confinamento mais eficazes ao longo de suas paredes.

Com as devidas adequações para os métodos analíticos, descartando-se os mecanismos de ruptura que não foram mobilizados, como o efeito de espraçamento de tensões e efeito de membrana, os métodos de analíticos de Koerner (1998), Presto (2008), Shitaram e Hedge (2013) e Avesani Neto et al. (2013) deduzidos se mostraram válidos para análise da capacidade de carga obtida experimentalmente.

Conclui-se que o reforço com colunas de bambu têm potencial de aplicação em subleitos, e que os reforços chanfrados possuem maior capacidade de suporte, em função do efeito de confinamento. O diâmetro foi uma característica significativa, sendo proporcional à capacidade de suporte. Além disso, a influência do comprimento das colunas, também se mostrou significativa, pois quanto maiores, mais resistentes ficaram o solo.

Para pesquisas posteriores, é recomendada a interligação das colunas, de modo a simular geocélulas sintéticas, as quais possuem os três mecanismos de ruptura: confinamento, espraçamento de tensões e membrana. Outro aspecto a ser analisado é o acréscimo de mais colunas, aumentar a escala da análise experimental e analisar a durabilidade das colunas de bambu.

REFERÊNCIAS

AL-KAZZAZ, Z. A., AL-OBAYDI, M. A. Effect of Spacing between Stone Columns on the Behavior of Soft Soil. **E3S Web of Conferences** **318**, 01006 <https://doi.org/10.1051/e3sconf/202131801006>. ICGE 2021

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). **Análise Granulométrica, NBR 7181**, Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2001). **Sondagens de Simples Reconhecimento com SPT, NBR 6484**, Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1990). **Ensaio de adensamento unidimensional, NBR 12007**, Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1986). **Ensaio de compactação, NBR 7182**, Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1987). **Índice de Suporte Califórnia, NBR 9895**, Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1984). **Determinação do limite de liquidez, NBR 6459**, Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1984). **Determinação do limite de plasticidade, NBR 7180**, Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1983). **Projeto Geotécnico, NBR 8044**, Rio de Janeiro.

ASTM D 1196/64. **Standard Test Method for Non repetitive Static Plate Load Tests of Soils and Flexible Pavement Components, for Use in Evaluation and Design of Airports and Highway Pavements**, 1977.

AVESANI NETO, J. O. Application of the two-layer system theory to calculate the settlements and vertical stress propagation in soil reinforcement with geocell. **Geotextiles and Geomembranes**. V 47, Issue 1, Fevereiro 2019, Pags 32-41. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2018.09.003>

BONIFÁCIO, G. A. **Propriedades geotécnicas de um solo residual de Basalto na região de Guarapuava – Pr**. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Tecnológica Federal do Paraná, 85p.

CHEN, R. H.; HUANG, Y. W.; HUANG, F. C. Confinement effect of geocells on sand samples under triaxial compression. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 37, p. 35 44, 2013. ElsevierLtda. Disponível em: <<http://dx.doi.org/10.1016/j.geotexmem.2013.01.004>>.

CHIOSSI, N. J. **Geologia aplicada à Engenharia**. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2013.

DA SILVA, F. R. TEIXEIRA, D. DO VALLE, I. **Determinação de propriedades físico mecânicas do bambu da espécie Bambusa tuldoides para uso na produção de estruturas**. Brasília, 2020

DE FREITAS, J. H. **Avaliação do comportamento de sub-bases executadas com solo-cimento, solo-cimento e pó de pedra e solo-fibra de pet, por meio de prova de carga em placa**.(Dissertação). Universidade Estadual de Maringá. Maringá, PR, 2018.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (2004). **Pavimento rígido - Prova de carga estática para determinação do coeficiente de recalque de subleito e sub-base em projeto e avaliação de pavimentos - Método de ensaio. DNIT 055**, Rio de Janeiro, 2004.

DUNKELBERG, K. *et al.* **Bamboo as a building material**. Institute for Lightweight structures (IL) Karl Krömer Verlag Stuttgart. ISBN 3-7828-2031-2 NR. 31. Stuttgart: University of Stuttgart, 1996.

EMPRESA BRASILEIRA DE PESQUISA AGROPECUÁRIA. **Sistema Brasileiro de Classificação dos Solos**. 3ed. Brasília, 2013.

GHAVAMI, K. Application of bamboo as a low-cost energy material in civil engineering. *In: SYMPOSIUM MATERIALS FOR LOW INCOME HOUSING*, 3., 1989, Mexico City. **Proceedings**. Mexico: CIB/RILEM, 1989. p.526-536.

GHAVAMI, K. HOMBEECK, R.V. Application of bamboo as a construction material. Part I- Mechanical properties & water - repellent treatment of bamboo, Part II- Bamboo reinforced concrete beams. *In: Latin American Symposium on Rational Organization of Building Applied to Low Cost Housing*, 1981, São Paulo. **Proceedings**. São Paulo: IPT/CIB, 1981. p. 49-66, v.1.

GHAVAMI, K.; MARINHO, A. B. Propriedades físicas e mecânicas do colmo inteiro do bambu da espécie *Guadua angustifolia*. **Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental**, v.9, n.1, p.107-114, 2005. Disponível em: < <https://doi.org/10.1590/S1415-43662005000100016>>

GHAVAMI, K. RODRIGUES, C.S. Engineering materials and components with plants. *In: CIB– Symposium, Construction & Environment*, 2000, São Paulo. **Proceedings**. São Paulo: Global Seven Editor, 2000. CD Rom

GUEDES, E. DE S. R.; SANTOS, I. S.; LIMA, G. P. L.; SANTOS, M. L. DE J. Estudo do uso do bambu como alternativa de reforço do solo. *In: SIMPÓSIO DE PRÁTICAS DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA DA REGIÃO SUL*, 12., 2019, Joinville. **Anais [...]**. Santa Catarina, 2019. p. 1-9.

GUTIERREZ, N. H. M.; BELINCANTA, A. **Características básicas dos solos constituintes do subsolo da cidade de Maringá: locais de alta a média vertente**. *In: SIMPÓSIO DE PRÁTICA DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA DA REGIÃO SUL – GEOSUL*. Paraná, 2004.

GUTIERREZ, N.H.M. (2005). **Influência de aspectos estruturais no colapso de solos do norte do Paraná**. Tese (Doutorado em Geotecnia)- Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 311p.

HEDGE, A. Geocellreinforcedfoundationbeds-pastfindings, presenttrendsandfuture prospects: A state-of-the-art review. **Constructionand Building Materials**, v. 154, p. 658-674. Elsevier Ltd. Disponível em: <<http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.07.230>>

KADHUM, M. Q., ALBUSODA, B. S. A Review on The Performance of Ring foundations resting on reinforced and unreinforced soil. IOP Conf. Series: **Materials Science and Engineering** 1105 (2021) 012086 IOP Publishing. DOI: 10.1088/1757-899X/1105/1/012086

KRISHNA, A.; LATHA, G.M. Evolution of Geocells as Sustainable Support to Transportation Infrastructure. **Sustainability** **2023**, 15, 11773. <https://doi.org/10.3390/su151511773>

KOERNER, R. M. **Design with geosynthetics**. Prentice-Hall ISBN 0-13-202300-8. Pags 614-649, v. 6., Englewood Cliffs, 1988.

LOPEZ. H, O. **Bambu: seu cultivo e aplicações na fabricação de papel, construção, arquitetura, engenharia, artesanato**. 17º ed. Estudios Técnicos Colombianos: Cali, Colombia, 1974.

JUNIOR, P. F.; PETSCH, C.; DALLA VILLA, M. E. C.; MANIERI, D. D. Relato de campo sobre os aspectos físicos do terceiro planalto paranaense (Maringá aos terraços do rio Paraná). **Boletim de Geografia**. Maringá, v. 28, n. 2, p. 199-209, 2010.

LADEIRA, A. T. *et al.* (2019). **Caracterização física, química e mineralógica de solos típicos do Noroeste do Paraná para fins de aplicação prática em obras geotécnicas**. In: XII Simpósio de Práticas de Engenharia Geotécnica da Região Sul. Outubro, 2019. Joinville, Santa Catarina, Brasil.

LIESE, W. The structure of bamboo in relation to its properties and utilization. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON INDUSTRIAL USE OF BAMBOO. 1992. Beijing, China. **Proceedings**. Beijing, 1992. p. 95-100.

LIESE, W. **The anatomy of bamboo culms**. In: INTERNATIONAL NETWORK FOR BAMBOO AND RATTAN (INBAR). 1998. China. Technical Report 20. China, 1998. 4p

LIHUA, L., FEILONG, C., FERREIRA, P., HENGLIN, X., HUANG, J. Experimental study of embankments with different reinforcement materials and spacing between layers. **Geotextiles and**

Geomembranes. V 47, Issue 4, Agosto 2019, Pags 477-482. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2019.03.003>

MARTINS, C.; MACEDO, J.; PINHO-LOPES, M. Geocells for Unpaved Roads: Analysis of Design Methods from the Literature. **International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering**. Abril, 2024. DOI: <https://doi.org/10.1007/s40891-024-00552-4>

MEHRJARDIA, G. T., BEHRADA, R., TAFRESHI, S.N.M. Scale effect on the behavior of geocell-reinforced soil. **Geotextiles and Geomembranes**. V 47, Issue 2, Abril 2019, Pags 154-163. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2018.12.003>

MOGHADDAS TAFRESHI, S.N., SHAGHAGHI T., TAVAKOLI G. M., DAWSON, A.R., GHADRAN, M. A simplified method for predicting the settlement of circular footings on multi-layered geocell-reinforced non-cohesive soils. **Geotextiles and Geomembranes**. V 43, Issue 4, Agosto 2015, Pags 332-344. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2015.04.006>

NAKASHIMA, P.; NÓBREGA, M. T. **Solos do terceiro planalto do Paraná**. I Encontro geotécnico do Terceiro Planalto Paranaense – ENGEOPAR. Paraná, 2003.

NETO, J. O. A. **Desenvolvimento de uma metodologia de cálculo e simulações numéricas aplicadas na melhoria da capacidade de carga de solos reforçados com geocélula**. 2013. Tese (Doutorado em Geotecnia) Universidade de São Paulo, São Carlos, 2013.

NOGAMI, J. S., VILLIBOR, D.F. (1981). Uma Nova classificação de Solos para Finalidades Rodoviárias. *In*: Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia, Rio de Janeiro. Anais. COPPE/UFRJCNpq-ABMS, Rio de Janeiro, p.30-41.

NOGAMI, J.S. & VILLIBOR, D.F. Uma nova classificação de solos para finalidades rodoviárias. Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia, Rio de Janeiro, 1981.

NOGUEIRA, J. B. **Índices Físicos dos Solos**. Escola de Engenharia de São Carlos. São Paulo, 1976. 53p.

OBATAYA, E. KITIN, P. YAMAUCHI, H. **Bending characteristics of bamboo**

(Phyllostachys pubescens) with respect to its fiber-foam composite structure. Wood Sci Technol, 2007. p.485-400.DOI 10.1007/s00226-007-0127-8.

PADOVAN, R. B. **O bambu na arquitetura: design de construções estruturais.** 2010. Dissertação (Mestrado em Design) Universidade Estadual Paulista. Bauru, 2010.

PINESE, J. P. P.; NARDY, A. J. R. **Contexto geológico da formação Serra Geral no terceiro planalto Paranaense.** I Encontro geotécnico do Terceiro Planalto Paranaense -ENGEOPAR. Paraná, 2003.

PEREIRA, M. A. R.; BERALDO, A. L. **Bambu de corpo e alma.** Bauru: Canal 6, 2007.

POPP, J. H. **Geologia Geral.** 7. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2017.

RUDNICK, T. **Estudo experimental e numérico de camadas de solo reforçadas com geocélulas utilizando modelos em grande escala.** (Dissertação). Universidade Estadual de Maringá. Maringá, PR, 2021.

RUSCH, F. BORDIGNON, G. CEOLIN, E. H. Morphology, density and dimensions of bamboo fibers: a bibliographical compilation. **Pesquisa Agropecuária Tropical**, Goiânia, v. 49, e55007, 2019. Disponível em: < <https://doi.org/10.1590/1983-40632019v4955007>>

SHITARAM, T. G. HEDGE, A. Technical note Design and construction of geocell foundation to support the embankment on settled red mud. **Geotextiles and Membranes**, v. 41, n. 11, p. 55-63, 2013. Elsevier Ltd. Disponível em: <<https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2013.08.005>>

VIBHOOSHA, M. P, BHASI, A., SITARAM, N. A Review on the Design, Applications and Numerical Modeling of Geocell Reinforced Soil. **Geotech Geol Eng** (2021) 39:4035–4057 [https://doi.org/10.1007/s10706-021-01774-3\(0123456789\(\).,-volV\)\(01234567 89\(\).,-volV](https://doi.org/10.1007/s10706-021-01774-3(0123456789().,-volV)(01234567 89().,-volV)

VILLIBOR, D.F. et al. **Pavimentos de baixo custo para vias urbanas:** bases alternativas com solos lateríticos. São Paulo: Arte & Ciência, 2007.

ZHANG, L.; ZHAO, M.; SHI, C.; ZHAO, H. Bearing capacity of geocell reinforcement in

embankment engineering. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 28, n. 5, p. 475-482, 2010. Elsevier Ltd. Disponível em: <<http://dx.doi.org/10.1016/j.geotexmem.2009.12.011>>.

ZHANG, L.; ZHAO, M.; SHI, C.; ZHAO, H. Triaxial tests of sand reinforced with 3D inclusions. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 24, n. 4, p. 201-209. 2006. Elsevier Ltd. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2006.03.004>>