

PROVAS DE CARGA COM E SEM REFORÇO DE GEOGRELHA EM CAMPO
EXPERIMENTAL DE SOLO TROPICAL NA CIDADE DE MACAÉ/R.J.

Douglas Magno de Mendonça

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio de Janeiro – Campus Macaé, como requisito parcial para aquisição do título de engenheira civil.

Orientador: Gustavo Vaz de Mello Guimarães

Co-orientador: Lucas Marques Pires da Silva

Macaé
Março de 2020

PROVAS DE CARGA COM E SEM REFORÇO DE GEOGRELHA EM CAMPO
EXPERIMENTAL DE SOLO TROPICAL NA CIDADE DE MACAÉ/R.J.

Douglas Magno de Mendonça

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO APRESENTADO AO CURSO DE
ENGENHARIA CIVIL DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO – CAMPUS
MACAÉ, COMO REQUISITO PARCIAL PARA AQUISIÇÃO DO GRAU DE
ENGENHEIRA CIVIL

Examinado por:

Prof. Gustavo Vaz de Mello Guimarães
Universidade Federal do Rio de Janeiro

Engº. Lucas Marques Pires da Silva
COPPE/UFRJ

Prof. João Alberto Machado Leite
Universidade Federal do Rio de Janeiro

MACAÉ, RJ - BRASIL

MARÇO DE 2020

Mendonça, Douglas Magno de.

Provas de carga com e sem reforço de geogrelha em campo experimental de solo tropical na cidade de Macaé/RJ – UFRJ/Macaé - Macaé 2020.

X, 120 p.: il.; 29,7 cm.

Orientador: Gustavo Vaz de Mello Guimarães

Projeto de Graduação – UFRJ/ Macaé/ Curso de Engenharia Civil, 2020.

Referências Bibliográficas: p. 114 - 117.

1. Introdução, 2. Reforço de solo focando geotêxteis, 3. Capacidade de carga, 4. Comparação entre as normas de prova de carga ABNT NBR 6489/1984 e ABNT NBR 6489:2019, 5. Campo experimental, 6. Provas de Carga, 7. Apresentação e Análise dos resultados, 8. Conclusões.

I. Medonça, Douglas Magno de, II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Campus Macaé, Curso de Engenharia Civil III. Provas de carga com e sem reforço de geogrelha em campo experimental de solo tropical na cidade de Macaé/RJ.

Dedico este trabalho aos meus pais Maria Cavalcanti e Luiz Mendonça, pilares da minha formação como ser humano e principalmente a Deus, por que eu não merecia nada, mas Ele escolheu me amar e hoje tenho tudo.

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais por terem me dado suporte durante minha toda minha jornada, nunca me deixando faltar nada.

Aos meus irmãos, que sempre foram pilares que me motivaram e me ajudaram nas fases difíceis da minha vida.

Aos meus amigos e colegas de classe, que caminharam comigo e compartilharam de momentos difíceis, felizes e de estudo.

Ao meu amigo e orientador Gustavo Guimarães, que não apenas me indicou a trajetória, mas a percorreu comigo.

Ao meu amigo e coorientador Lucas Marques, que sempre esteve disponível para tirar minhas dúvidas.

A UFRJ Macaé, seu corpo docente, direção e administração, possibilitando a minha graduação na cidade a qual eu nasci.

Resumo do Projeto de Graduação apresentado à Universidade Federal do Rio de Janeiro/ Campus Macaé como parte dos requisitos necessários para obtenção do grau de Engenharia Civil.

PROVAS DE CARGA COM E SEM REFORÇO DE GEOGRELHA EM CAMPO
EXPERIMENTAL DE SOLO TROPICAL NA CIDADE DE MACAÉ/R.J.

Douglas Magno de Mendonça

Março/2020

Orientador: Gustavo Vaz de Mello Guimarães

Co-orientador: Lucas Marques Pires da Silva

Curso: Engenharia Civil

RESUMO: O presente trabalho avalia o efeito na capacidade de carga de uma fundação superficial através da inserção de reforço de material geossintético (geogrelha de polietileno). Através de três provas de carga realizadas em campo experimental, de solo tropical em Macaé/Rio de Janeiro, avaliou-se a capacidade de carga do solo natural sem reforço, do solo sem reforço com uma camada de solo compactado e do solo reforçado com geogrelha sob uma camada de solo compactado. Tal ensaio é normatizado pela ABNT NBR 6489 que recentemente foi revisada, assim o presente trabalho também faz uma comparação entre a versão atual (2019) e a anterior (1984) da referida norma. Foram realizadas comparações entre previsão e desempenho das três provas de carga. Foi possível concluir que a instalação do reforço contribuiu bastante para a redução dos recalques.

Palavras-chave: Prova de carga em placa, Geogrelha, Solo tropical

Abstract of Undergraduate Project presented to the Federal University of Rio de Janeiro/ Macaé Campus as part of the requisites required to obtain the degree of Civil Engineer.

LOAD TESTS PERFORMED WITH AND WITHOUT GEOGRID ON TROPICAL SOIL IN
MACAÉ/R.J.

Douglas Magno de Mendonça

March/2020

Advisor: Gustavo Vaz de Mello Guimarães

Co-advisor: Lucas Marques Pires da Silva

Course: Civil Engineering

ABSTRACT: The present work evaluates the effect on the bearing capacity of a shallow foundation with and without geogrid. Three load tests were performed on tropical soil in Macaé/R.J. The first load test was performed at natural soil condition, the second one in a compact layer soil over the natural soil and the third one at a compact layer over a geogrid above the natural soil. The load test in Brazil is standardized by ABNT NBR 6489, which was recently revised. So the last edition of ABNT NBR 6489 (1984) is compared to the new version (2019). Comparisons were made between prediction and performance of the three load tests. The results showed that the geogrid was very helpful to mitigating the settlement at load tests.

in the load capacity and mitigate the repression with the inclusion of geogrid reinforcement.

Key-Words: Load tests, Geogrid, Tropical soil

Sumário

1. INTRODUÇÃO	9
1.1 OBJETIVOS	9
1.2 METODOLOGIA	10
1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO	10
2. REFORÇO DE SOLOS FOCANDO EM GEOTÊXTEIS	11
2.1 HISTÓRICO	11
2.2 GEOSINTÉTICOS	12
2.2.1 REFORÇOS METÁLICOS	13
2.2.2 GEOTEXTEIS	13
2.2.3 GEOGRELHAS	14
2.2.4 TIPOS DE POLÍMEROS	15
2.2.5 FLUÊNCIA E DEFORMABILIDADE	15
2.3 PROPRIEDADES, ENSAIOS, NORMAS E APLICABILIDADES	16
2.3.1 PROPRIEDADES E ENSAIOS	16
2.3.2 NORMAS E APLICABILIDADES	18
2.4 FUNÇÃO DO REFORÇO	20
2.4.1 RESISTÊNCIA, DEFORMAÇÃO, RIGIDEZ À TRAÇÃO	21
2.4.2 COMPORTAMENTO EM FLUÊNCIA SOB TRAÇÃO	21
2.4.3 RESISTÊNCIA AOS ESFORÇOS DE INSTALAÇÃO	22
2.4.4 RESISTÊNCIA À DEGRADAÇÃO AMBIENTAL	22
2.4.5 INTERAÇÃO MECÂNICA COM O SOLO ENVOLVENTE	23
2.4.6 FATORES DE REDUÇÃO	23
2.5 INTERAÇÃO SOLO-REFORÇO	24
3. CAPACIDADE DE CARGA	26
3.1 TEORIA DE TERZAGHI (1943)	26
3.2 TEORIA DE HANSEN (1961)	29
3.3 TEORIA DE VESÍC (1975)	30
3.4 EFICIÊNCIA DA APLICAÇÃO DE REFORÇO	38
3.4.1 BREVE HISTÓRICO	38
3.4.2 GANHO DE CAPACIDADE DE CARGA	38
3.4.3 EFEITO DA PROFUNDIDADE DE INSTALAÇÃO DO REFORÇO	40
3.4.4 EFEITO DO COMPRIMENTO DO REFORÇO	42

4. COMPARAÇÃO ENTRE AS NORMAS DE PROVA DE CARGA ABNT NBR 6489:1984 E ABNT NBR 6489:2019.....	46
4.1 COMPARAÇÃO ENTRE OS ITENS RELEVANTES DAS DUAS NORMAS E COMENTÁRIOS.....	46
4.2 REFERÊNCIAS NORMATIVAS.....	46
4.3 TERMOS E DEFINIÇÕES.....	47
4.4 MÉTODO DE ENSAIO.....	50
4.4.1 PRINCÍPIO.....	50
4.4.2 APARELHAGEM DE APLICAÇÃO DE CARGA.....	51
4.4.3 PREPARAÇÃO DA PROVA DE CARGA.....	53
4.4.4 EXECUÇÃO DA PROVA DE CARGA.....	56
4.4.5 EXPRESSÃO DOS RESULTADOS.....	60
5. CAMPO EXPERIMENTAL.....	63
5.1 LOCALIZAÇÃO.....	63
5.2 CARACTERÍSTICAS DO SOLO.....	64
5.2.1 GRANULOMETRIA.....	64
5.2.2 COMPRESSÃO UNIAXIAL.....	65
5.2.3 CISALHAMENTO DIRETO.....	67
5.3 SONDA GEM A PERCUSSÃO COM MEDIDA DE N_{SPT}.....	70
5.3.1 EXECUÇÃO DO ENSAIO.....	70
6. PROVAS DE CARGA.....	74
6.1 PLACA 74	
6.2 GEOGRELHA.....	75
6.3 SISTEMA DE REAÇÃO.....	76
6.4 SISTEMA DE APLICAÇÃO E MEDIDA DE CARGA.....	77
6.4.1 MACACO HIDRÁULICO.....	77
6.4.2 ANEL DINAMOMÉTRICO.....	78
6.4.3 PROLONGADORES E BILHA.....	79
6.5 SISTEMA DE MEDIDA DOS DESLOCAMENTOS.....	80
6.6 CRITÉRIOS PARA REALIZAÇÃO DA PROVA DE CARGA.....	81
6.7 MONTAGEM DAS PROVAS DE CARGA E EXECUÇÃO DOS ENSAIOS..	82
6.7.1 PROVA DE CARGA 1 (PLACA EM SOLO NATURAL).....	83
6.7.2 PROVA DE CARGA 2 (PLACA EM SOLO COMPACTADO).....	85

6.7.3 PROVA DE CARGA 3 (PLACA COM GEOGRELHA EM SOLO COMPACTADO).....	88
7. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	91
7.1 PROVA DE CARGA 1.....	91
7.2 PROVA DE CARGA 2.....	92
7.3 PROVA DE CARGA 3.....	93
7.4 DESEMPENHO	95
7.4.1 AS TRÊS PROVAS DE CARGA.....	95
7.4.2 GANHO DE CAPACIDADE DE CARGA.....	97
7.5 PREVISÃO.....	102
7.5.1 PREVISÃO PELA TEORIA DE TERZAGHI (1943)	102
7.5.2 PREVISÃO PELA TEORIA DE VESIC (1975)	104
7.6 PREVISÃO VERSUS DESEMPENHO	106
8. CONCLUSÕES	108

1. INTRODUÇÃO

Quando o assunto é trabalhar com solos, é comum pensar imediatamente em suas características mais comuns (e menos favoráveis): heterogeneidades, descontinuidades, grandes variações granulométricas, baixa resistência a tração/cisalhamento, grande variação de permeabilidade, deformabilidades, erodibilidade, etc. Por conta dessas características, sempre se procurou realizar as obras de engenharia em sítios mais nobres (mais favoráveis), buscando solos homogêneos, mais resistentes, isentos da presença da água, pouco deformáveis e pouco erodíveis, mesmo que resultasse em um maior custo.

Contudo, a sociedade vem desenvolvendo cada vez mais com o passar dos dias, ocasionando no crescimento urbano das cidades. Este crescimento acaba por impossibilitar as obras nos terrenos mais nobres, pois os mesmos já estão ocupados. É neste momento que as novas soluções geotécnicas se sobressaem, sendo necessário conviver com as situações adversas, no qual as investigações podem indicar que os solos necessitam de tratamentos, reforços e etc., para que então seja possível concretizar grandes obras.

Entre as inovadoras soluções geotécnicas utilizadas para contornar limitações do solo a ser trabalhado, se encontra o uso de geossintéticos, que vem resultando em soluções rápidas, leves, esbeltas, confiáveis e econômicas. Mesmo se mostrando uma alternativa viável, o uso de geossintéticos como reforço de fundações diretas não é prática comum no Brasil. Isto ocorre provavelmente pela falta de experiência prática e de casos históricos na região. Visando ampliar este conceito, verifica-se neste trabalho a aplicação deste método em um solo tropical. Tal metodologia consiste em aumentar a capacidade de carga em fundações diretas, inserindo uma ou mais camadas de geossintéticos no solo abaixo da fundação.

1.1 Objetivos

O objetivo principal deste trabalho é avaliar o ganho de capacidade de carga de uma fundação superficial, em solo tropical, reforçado com geogrelha. Além disso, como

objetivo secundário, apresentam-se as principais modificações da mais recente revisão da norma brasileira de execução de provas de carga em placas.

1.2 Metodologia

A metodologia utilizada foi baseada em uma breve revisão bibliográfica sobre os produtos geossintéticos existentes e a norma brasileira que rege o ensaio de prova de carga. Além disso, foram realizadas provas de carga em placa de pequena dimensão em solo tropical na cidade de Macaé, Rio de Janeiro. No total foram realizadas três provas de carga: uma em solo natural; uma em solo compactado e uma em solo compactado com reforço de geogrelha.

1.3 Estrutura do trabalho

Esta introdução é sucedida pelo segundo capítulo, onde são apresentadas revisões bibliográficas sobre reforço de solos com foco em geotêxteis.

No terceiro capítulo é abordado o tema tradicional de capacidade de carga de fundações superficiais. Algumas considerações sobre o efeito na capacidade de carga com a utilização do reforço com geotêxteis são apresentadas.

O quarto capítulo, por sua vez, apresenta as principais alterações entre as mais recentes revisões da norma de provas de carga NBR 6489: 1984 e 2019.

No quinto capítulo são apresentadas as características pertinentes do campo experimental em solo tropical situado na cidade de Macaé, Rio de Janeiro.

Já no sexto capítulo são introduzidas as características técnicas das três provas de carga em placas realizadas no campo experimental.

O sétimo capítulo apresenta e analisa os resultados obtidos nas três provas de cargas em placas. Para isso são usadas técnicas e teorias clássicas no meio geotécnico.

Por fim, no oitavo capítulo estão dispostas as conclusões, considerações finais e sugestões para futuras pesquisas.

2. REFORÇO DE SOLOS FOCANDO EM GEOTÊXTEIS

2.1 Histórico

Segundo Ehrlich e Becker (2009), as estruturas de contenção são elementos imprescindíveis em uma grande variedade de obras e projetos de engenharia, como pontes, rodovias, píeres atracadouros, ferrovias, prédios, usinas, barragens e etc., cuja função é basicamente suportar o empuxo de terra conferindo segurança a um talude e uso do espaço ao redor ou acima do seu terrapleno superior.

Durante muito tempo, as estruturas de contenção atirantadas ou não, eram em concreto armado ou ciclópico apenas. Em casos onde havia solos pouco resistentes ou alturas de solo significativas a conter, tais técnicas se mostravam inviáveis financeiramente (Ehrlich e Becker, 2009), o que levou ao desenvolvimento de diversos tipos de estruturas de contenção, substituindo as tidas como tradicionais em diversas aplicações. O uso de geossintéticos como reforço foi uma das técnicas que surgiu ao decorrer dos anos.

Conforme Mitchel e Villet (1987), houve casos de estruturas de contenção construídas com solo reforçado por fibras vegetais há cerca de 5 mil anos, como no Zigurate de Ur, no atual Iraque. Zigurartes eram templos construídos por meio de camadas de barro reforçadas por juncos e galhos, cujas alturas atingiam 50 m ou mais, onde o faceamento era constituído por tijolos de barro secos ao sol, unidos por argamassa asfáltica. Na China, galhos de árvores foram utilizados por pelo menos um milênio como reforço de barragens de terra, inclusive a grande muralha da China possui trechos com solo reforçado.

Mesmo que a técnica de solo reforçado tenha sido aplicada a milhares de anos, apenas recentemente que foi desenvolvido o moderno conceito para sua aplicação, mais precisamente na década de 1960, na França, por Henry Vidal (Vidal 1969). Durante as décadas de 1960 e 1970, difundiu-se uma técnica com inclusões metálicas denominada Terra armada, que consiste em um muro de solo reforçado com fitas metálicas galvanizadas e faceamento de concreto armado cruciforme.

No início da década de 1970 surgiram também as primeiras aplicações de muros reforçados com fibras poliméricas, conhecidos como geossintéticos. O geotêxtil foi o primeiro geossintético utilizado sistematicamente em geotecnia, tendo sido empregado a partir dos anos 1950, nos Estados Unidos, como elemento de drenagem. No Brasil, houve registros de aplicações empíricas de geotêxteis na estabilização de taludes na década de 1970, porém só em 1986 que se teve notícia de um projeto racional de muro de solo reforçado (Carvalho; Pedrosa; Wolle, 1986).

Com base na filosofia do solo reforçado e no rápido desenvolvimento da indústria petroquímica, começaram a surgir, nas décadas seguintes, vários materiais sintéticos de elevada resistência a tração, capazes de reforçar solos. O desenvolvimento dos geossintéticos foi rápido. Atualmente as geogrelhas são os geossintéticos mais empregados para reforço dos solos (Ehrlich e Becker, 2009). Este material possui larga aceitação e crescente demanda atualmente, por possibilitar a redução de custo em obras e ser de fácil implementação.

2.2 Geossintéticos

Geossintético é o termo genérico que descreve um produto em que ao menos um de seus componentes é produzido a partir de um polímero sintético ou natural, sob a forma de manta, tira ou estrutura tridimensional, utilizado em contato com o solo ou outros materiais, em aplicações de engenharia geotécnica e civil (ABNT NBR ISO 10318). Geossintéticos possuem propriedades que contribuem na melhoria de obras geotécnicas, nas quais podem, a depender o tipo, exercer funções de: reforço filtração, drenagem, proteção, separação, controle de fluxo (impermeabilização) e controle de erosão superficial.

Nota-se pela definição acima a versatilidade do produto, que abrange a uma alta gama de necessidades da engenharia civil e geotécnica. Os principais tipos de geossintéticos são os geotêxteis, as geogrelhas, as georedes, as geomembranas, as geocélulas, os geotubos e os geocompostos. Onde cada um possui suas características e propriedades específicas. Independente a alta aplicabilidade e diversos tipos de geossintéticos, este trabalho dará ênfase aos produtos voltados para o reforço, particularmente as geogrelhas. Os reforços metálicos e geotêxteis também serão

mencionados devido ao histórico e sua alta aplicabilidade e função de reforço, respectivamente.

Os geossintéticos usados em reforço, estão sujeitos a solicitações mecânicas, seja durante a execução da construção ou durante a vida útil da obra. Nessa função, a propriedade requerida ao produto é a resistência a tração.

2.2.1 Reforços metálicos

Conforme Ehrlich e Becker (2009), os reforços metálicos foram os primeiros da era moderna, sendo as tiras de aço utilizadas no sistema Terra armada. As dimensões das tiras variam conforme as exigências de cada obra. A espessura deve incluir um valor (espessura de sacrifício) adicional para compensar as perdas por corrosão. Conforme a vida útil da obra e o grau de agressividade do meio, as espessuras de sacrifício, definidas conforme a ABN (NBR 9286/1986), podem encarecer a obra. Malhas de gabião podem ser utilizadas como reforços metálicos também, obedecendo as mesmas restrições quanto a corrosão.

A invenção da tecnologia Terra Armada por Henri Vidal, em 1960, é reconhecida como uma das grandes inovações da engenharia civil. Fez com que surgisse um grupo de empresas Terra Armada, disseminadas por todo mundo, grupo este conhecido como TAI (Tèrre Armée Internationale). Hoje, este grupo já atingiu a marca de dois milhões de metros quadrados de estruturas de Terra Armada construídos pelos 5 continentes.

2.2.2 Geotexteis

É um material têxtil plano, permeável, polimérico (sintético ou natural), podendo ser não tecido, tricotado ou tecido, utilizado em contato com o solo e/ou outros materiais em aplicações da engenharia geotécnica e civil (ABNT NBR ISO 10318). Tal material possui propriedades mecânicas e hidráulicas que permitem variadas aplicações numa obra geotécnica, como separação, proteção, filtração, drenagem, controle de erosão, reforço e impermeabilização quando impregnado com material asfáltico.

O Geotêxtil não tecido é um material composto por fibras cortadas ou filamentos contínuos, distribuídos aleatoriamente, os quais são interligados por processos mecânicos, térmicos ou químicos. De acordo com esses processos são classificados em: agulhados, termoligados ou resinados. Os termoligados, por fusão parcial das fibras obtidas por aquecimento. Já os resinados têm as fibras unidas por produtos químicos.

O Geotêxtil tecido é um material oriundo do entrelaçamento de fios, monofilamentos ou laminetes (fitas), segundo direções preferenciais denominadas trama (sentido transversal) e urdume (sentido longitudinal). Os geotêxteis tricotados têm suas fibras interligadas por tricotamento dos fios e são utilizados basicamente para reforço.

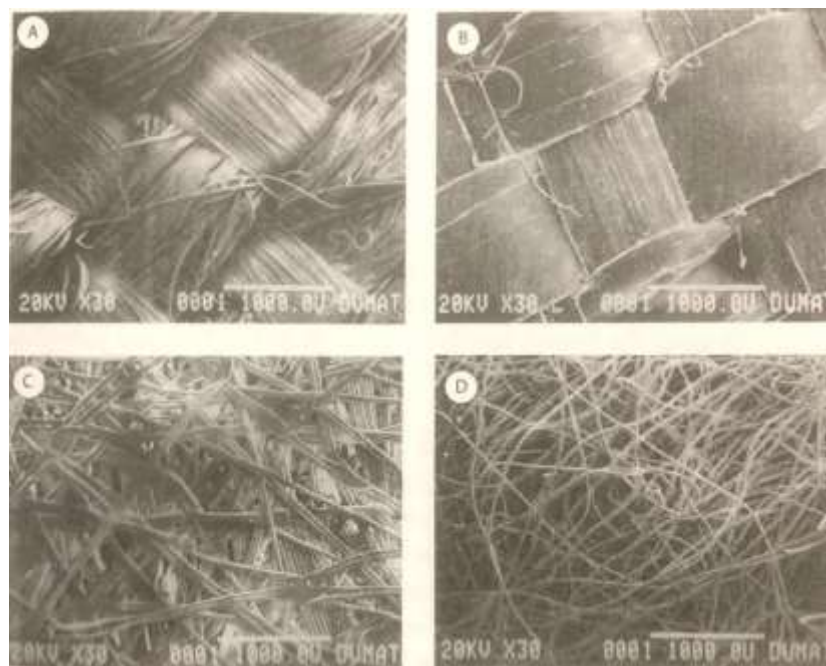


Figura 2.1 – Microfotografias de geotêxteis com diferentes estruturas: (A) tecido multifilamento; (B) tecido monofilamento; (C) não tecido agulhado; (D) não tecido termoligado. (Koerner 1998).

Fonte: (Ehrlich e Becker, 2009, apud Koerner, 1998)

Os geotêxteis podem ser reforçados para melhorar ainda mais suas propriedades mecânicas, através da introdução de elementos como costuras, fios de aço, fios sintéticos e outros.

2.2.3 Geogrelhas

Geogrelha é uma estrutura polimérica plana, constituída por uma malha aberta e regular de elementos de tração completamente conectados, que podem ser unidos por extrusão, solda ou “interlooping” ou entrelaçamento, e cujas aberturas são maiores que os elementos constituintes (ABNT NBR ISO 10318).

As geogrelhas caracterizam-se pela baixa deformabilidade e elevada resistência à tração, podendo ser unidirecional quando apresentar elevada resistência em apenas uma direção ou bidirecional se possuir elevada resistência em duas direções ortogonais. As geogrelhas são comumente denominadas em função de seu processo de fabricação, sendo extrudadas, soldadas ou tecidas. Denominação esta, que está de acordo com a IGS (*International Geosynthetic Society*).

A geogrelha extrudada é obtida através do processo de extrusão seguido por estiramento, podendo ser unidirecional ou bidirecional.

A geogrelha soldada: composta por elementos de tração longitudinais e transversais, produzidos geralmente a partir de feixes de filamentos têxteis sintéticos, recobertos por um revestimento protetor e soldados nas juntas. Tem-se também, atualmente, geogrelhas soldadas com raios laser, com elementos extrudados.

A geogrelha tecida (entrelaçamento) é composta por elementos de tração longitudinais e transversais produzidos geralmente a partir de feixes de filamentos têxteis sintéticos, tricotados ou intertecidos nas juntas e recobertos por um revestimento.

2.2.4 Tipos de polímeros

Os principais tipos de polímeros usados na fabricação de geotêxteis são a poliamida (PA), o polietileno (PE), o poliéster (PET) e o polipropileno (PP).

Os polímeros comumente utilizados na fabricação de geogrelhas são o polipropileno de alta densidade (PEAD), o poliéster (PET) e o polipropileno (PVA).

2.2.5 Fluência e deformabilidade

Fluência é a deformação lenta e constante que o geossintético sofre quando tracionado, em decorrência do rearranjo molecular de sua matéria prima. Assim, o grau de fluência depende do polímero constituinte do geossintético, da temperatura ambiente e também do valor da carga de tração aplicada (CONSTANCIO, 2010).

Assim, como a fluência é uma propriedade comum a todos os tipos de polímeros, é de suma importância o entendimento de alguns conceitos básicos.

A fluência é a tendência do material de sofrer deformações crescentes ao longo do tempo, ao ser submetido a um carregamento de intensidade constante.

É importante observar que o efeito da fluência pode ser tão grande que, mesmo com adequada segurança com relação a ruptura, ao longo do tempo os deslocamentos referentes as fundações podem não ser mais compatíveis com as deformações da superestrutura.

Realizando ensaios de laboratório e analisando os tempos obtidos para ocorrer a ruptura, contra os respectivos percentuais de resistência a tração máxima, pode-se obter a curva de referência que permite prever a resistência à tração de referência do geossintético a cada momento, ao longo da vida útil da obra.

2.3 Propriedades, ensaios, normas e aplicabilidades

2.3.1 Propriedades e ensaios

Os ensaios executados sobre geotêxteis podem ser aplicados também a outros tipos de geossintéticos, como os geocompostos drenantes, por exemplo. Em razão disso, em geral, são denominados “ensaios em geotêxteis e produtos correlatos”. Esses ensaios podem ser divididos em quatro categorias: ensaios para determinação das propriedades físicas, ensaios para determinação das propriedades mecânicas, ensaios para determinação das propriedades hidráulicas e ensaios de desempenho.

A tabela 1 sintetiza as principais propriedades e tipos de ensaio executados com os geotêxteis e produtos correlatos, bem como as principais respectivas normas técnicas que orientam as rotinas de laboratório.

Tabela 1. – Quadro geral de ensaios

Ensaio realizado em geotêxteis e produtos correlatos		
Propriedades	Norma	Observação
Físicas		
Espessura nominal	ABNT NBR ISO 9863, ASTM D5199;	Medida sob carga de 2 kPa que pode variar para outros geossintéticos
Massa por unidade de área	ABNT NBR ISO 9864, ASTM D5261;	Corpos de prova com 100 cm ²
Porosidade	-	Determinação analítica
Mecânicas		
Compressibilidade	ABNT NBR ISO 25619;	Tensões usuais, de 10 a 200 kPa
Resistência a tração: - Faixa larga - Faixa restrita ou grab	ABNT NBR ISO 10319, ASTM D 4595; ASTM D 4632;	Dimensões dos CPs (C x L), mm: 100 x 150, área de tração 25 x 25
Resistência a punção - Estático (CBR) - Dinâmico (queda do cone)	ABNT NBR ISO 12236; ABNT NBR ISO 13433;	Pistão com diâmetro de 50 mm cone de 500 g, altura de queda de 500 mm
Resistência ao rasgo	ASTM D 4533;	-
Resistência ao estouro	ASTM D 3786;	-
Fluência	ABNT NBR 15226, ASTM D 5262, ISO 13431;	Tempos de ensaio podem variar de 1.000 a 10.000 horas de duração
Hidráulicas		
Permissividade	ABNT NBR ISO 11058, ASTM D4491;	Fluxo na direção normal ao geossintético
Transmissividade	ABNT NBR ISO 12958; ASTM D4716;	Fluxo através do plano do geossintético
Abertura de filtração Abertura aparente de filtração	ABNT NBR ISO 12956, AFNOR G 38 017; ASTM D4751;	Peneiramento por lavagem do solo bem graduado segundo diferentes procedimentos. Peneiramento a seco com esferas de vidro
Desempenho		
Resistências de interface: a) arrancamento b) cisalhamento direto c) plano inclinado	- ABNT NBR ISO 13427-1(*); ASTM D 5321 ABNT NBR ISO 13427-2;	Não há norma específica ainda Procedimento de mecânica dos solos; corpo de prova 300 mm x 300 mm -

Resistência à abrasão	ABNT NBR 15228, ASTM D 4886;	-
Filtração de longa duração	ASTM D 5101;	Verificação da calmatação do geotêxtil
Danos de instalação	ASTM D 5818(*), ISO 10722(*);	Carga repetida: material granular
(*) aplicável a diversos geossintéticos.		

Fonte: (VERTEMATTI, 2015)

2.3.2 Normas e aplicabilidades

A tabela 2 sintetiza as diferentes funções que os geossintéticos podem ser empregados para atender a aplicações de engenharia. É notável que o geotêxteis são os membros mais versáteis dessa família ao analisar a tabela, os demais sintéticos atendem a funções mais específicas.

Tabela 2. – Quadro geral de ensaios

Função dos vários geossintéticos nos projetos de engenharia							
Geossintético	Separação	Proteção	Filtração	Drenagem	Erosão	Reforço	Impermeabilização
Geotêxtil	X	X	X	X	X	X	X ^(*)
Geogrelha	X	-	-	-	-	X	-
Geomembranas	X	-	-	-	-	-	X
Georrede	-	X	-	X	-	-	-
Geocompostos Argilosos	-	-	-	-	-	-	X
Geocélula	-	X	-	-	X	X	-
Geotubo	-	-	-	X	-	-	-
Geofibras	-	-	-	-	-	X	-
* Quando impregnado com material asfáltico							

Fonte: (VERTEMATTI, 2015)

É importante ressaltar que a grande experiência acumulada com o uso de geossintéticos provém dos países do hemisfério norte, de clima temperado. Aspectos particulares do comportamento que possam ser afetados por questões climáticas típicas

dos trópicos e por condições ambientais próprias devem ser investigados com maior rigor para evitar imprevistos com o desempenho do material com o tempo.

No intuito de criar normas brasileiras adequadas às nossas condições climáticas, geológico-geotécnicas, tecnológicas e econômicas, foi criado o Comitê Brasileiro de Geossintéticos/ABNT, que vem atuando intensamente desde 1990. A tabela 3 sintetiza as normas brasileiras disponíveis a respeito dos geossintéticos.

Tabela 3 – Normas Brasileiras

Normas brasileiras de geossintéticos		
Número	Nome	Ano
ABNT NBR ISO 9862	Geossintéticos - Amostragem e preparação de corpos de prova para ensaios	2013
ABNT NBR ISO 9863-1	Geossintéticos — Determinação da espessura a pressões especificadas Parte 1: Camada única	2013
ABNT NBR ISO 9864	Geossintéticos — Método de ensaio para determinação da massa por unidade de área de geotêxteis e produtos	2013
ABNT NBR ISO 10318-1	Geossintéticos Parte 1: Termos e definições	2018
ABNT NBR ISO 10318-2	Geossintéticos Parte 2: Símbolos e pictogramas	2018
ABNT NBR ISO 10319	Geossintéticos — Ensaio de tração faixa larga	2013
ABNT NBR ISO 10320	Geotêxteis e produtos correlatos — Identificação na obra	2013
ABNT NBR ISO 10321	Geossintéticos — Ensaio de tração de emendas pelo método da faixa larga	2013
ABNT NBR ISO 11058	Geotêxteis e produtos correlatos — Determinação das características de permeabilidade hidráulica normal ao plano e sem confinamento	2013
ABNT NBR ISO 12236	Geossintéticos — Ensaio de punçionamento estático (punção CBR)	2013
ABNT NBR ISO 12957-2	Geossintéticos — Determinação das características de atrito Parte 2: Ensaio de plano inclinado	2013
ABNT NBR ISO 12957-1	Geossintéticos — Determinação das características de atrito Parte 1: Ensaio de cisalhamento direto	2013
ABNT NBR ISO 12956	Geotêxteis e produtos correlatos — Determinação da abertura de filtração característica	2013
ABNT NBR ISO 12958	Geotêxteis e produtos correlatos — Determinação da capacidade de fluxo no plano	2013
ABNT NBR ISO 13433	Geossintéticos — Ensaio de perfuração dinâmica (ensaio de queda de cone)	2013
ABNT NBR 15226	Geossintéticos - Determinação do comportamento em deformação e na ruptura, por fluência sob tração não confinada	2005

ABNT NBR 15228	Geotêxteis e produtos correlatos - Simulação do dano por abrasão - Ensaio de bloco deslizante	2005
ABNT NBR 15856	Geomembranas e produtos correlatos — Determinação das propriedades de tração	2010
ABNT NBR 16199	Geomembranas termoplásticas — Instalação em obras geotécnicas e de saneamento ambiental	2013
ABNT NBR ISO 25619-1	Geossintéticos — Determinação do comportamento em compressão Parte 1: Propriedades na fluência à compressão	2013

Fonte: Adaptado de (VERTEMATTI, 2015)

2.4 Função do reforço

Segundo Vertematti (2015), a função reforço utiliza a resistência à tração de um geossintético para reforçar ou restringir deformações em estruturas geotécnicas ou granulares.

Segundo Schlosser & Than (1974), o princípio de solo reforçado é análogo ao concreto reforçado, de modo que é associado às características mecânicas do solo com a resistência à tração de um reforço, obtendo uma estrutura mecanicamente resistente e estável.

Portanto, a técnica conhecida por "solo reforçado" consiste na introdução de elementos convenientemente orientados com determinadas resistências a tração, aumentando assim a resistência do maciço rochoso e diminuindo a sua deformabilidade, melhorando também seu comportamento global à custa da transferência dos esforços para os elementos resistentes (reforços) (Sayão et al., 2012). O comportamento identificado para macios rochosos neste trabalho citado pode ser estendida também a maciços terrosos.

Mesmo que a função principal do geossintético em determinada obra seja o reforço, deve-se levar em consideração que ocorre variações nos tipos de solicitações quanto à intensidade, ao tempo de duração, ao mecanismo de interação, aos níveis de deformação, entre outros parâmetros, exigindo estudos diferenciados e específicos para cada aplicação. As propriedades dos geossintéticos variam de acordo com o seu tipo, de sua matéria-prima e das condições de contorno podendo intervir dependendo da sua

aplicação. Desta forma, a correta especificação do geossintético deve iniciar pelo estudo de suas propriedades relevantes.

Pode-se resumir como relevantes para o desempenho da função reforço, as seguintes propriedades: resistência a tração, alongação sob tração; taxa de deformação; módulo de rigidez a tração, comportamento em fluência, resistência aos esforços de instalação, resistência a degradação ambiental, interação mecânica com o solo envolvente, e fatores de redução.

2.4.1 Resistência, deformação, rigidez à tração

Segundo Vertematti (2015), dependendo do polímero usado, do processo e da qualidade da fabricação, assim como do tipo de geossintético, suas características podem sofrer significativas variações, proporcionando uma ampla gama de produtos disponíveis e adequados a cada tipo e porte de obra.

O ensaio de tração em faixa larga (ABNT NBR ISO 10319:2013) permite obter os valores da resistência à tração, a rigidez secante, a carga máxima por unidade de largura e a deformação na carga máxima. Tais valores são obtidos em laboratório e servem para o controle de qualidade e caracterização dos produtos.

Os valores de resistência e rigidez à tração desempenhada pelo geossintético na obra são funções da taxa de deformação imposta aos corpos de prova (velocidade de tracionamento nos ensaios) e da temperatura ambiente.

2.4.2 Comportamento em fluência sob tração

Grande parte dos estudos de fluência atualmente é baseada em ensaios não confinados, normalizados pela ABNT NBR 15226/2005.

A resistência à tração não confinada de um geossintético é determinada por meio do ensaio de tração de faixa larga, conforme a norma ABNT NBR ISO 10319/2013.

Neste ensaio, uma amostra de geossintético é fixada entre duas garras e levada a ruptura por tração. O monitoramento das cargas e deformações durante o ensaio, possibilita traçar a curva carga distribuída versus deformação do geossintético. O formato da curva varia significativamente de acordo com o tipo de geossintético, seu polímero e sua estrutura, em geral estas curvas não são lineares podendo-se calcular diferentes tipos de rigidezes: rigidez tangente inicial e a rigidez secante a origem.

Neste trabalho realizou-se reforço com geogrelha, no qual sua rigidez depende principalmente do polímero utilizado em sua fabricação.

A rigidez é expressa em kN/m e pode ser definida pela fórmula 2.1. Retornando o módulo J_r que é de grande peso na escolha do material disponível no mercado a ser utilizado como reforço.

$$J_r = \frac{T_r}{\varepsilon_r} \quad (2.1)$$

Onde:

J_r é o módulo de rigidez do reforço a tração;

T_r é a força de tração por unidade de largura no ensaio de faixa larga;

ε_r é a deformação correspondente da amostra do ensaio de faixa larga.

2.4.3 Resistência aos esforços de instalação

Durante a instalação em obra, o geossintético é submetido a esforços de manuseio, deslocamento, compactação dos materiais envolventes etc. Assim, quanto mais resistente o geossintético e menores forem os esforços de instalação, maiores serão suas características remanescentes.

2.4.4 Resistência à degradação ambiental

De um modo geral, amostras exumadas de obras com mais de 20 anos de vida mostram que os geossintéticos apresentam degradação ambiental desprezível, sendo a expectativa de vida, em alguns casos, de centenas de anos.

No entanto, quando existem elementos agressivos ou combinações capazes de desencadear a perda gradual de suas características mecânicas, os geossintéticos podem ser fornecidos com características extremamente resistentes aos ataques químicos e microbiológicos. Essas características são obtidas por meio de aditivos, banho com polímeros especiais ou fabricação por meio de técnicas diferenciadas. (VERTEMATTI, 2015).

2.4.5 Interação mecânica com o solo envolvente

Quanto maior a interação mecânica do geossintético com o solo, maior será sua eficiência como elemento de reforço, pois maior será a ancoragem e a mobilização da sua resistência à tração (VERTEMATTI, 2015).

Dois tipos característicos de comportamento se destacam nos geossintéticos para reforço dos solos, o comportamento contínuo e descontínuo. No comportamento contínuo, a interação com o solo adjacente se dá por meio das parcelas de adesão e atrito, como os geotêxteis tecidos e não tecidos. No comportamento descontínuo, a aderência conta também com a resistência passiva dos membros transversais, uma vez que o solo traspasa as malhas do geossintético, que é o caso das geogrelhas.

2.4.6 Fatores de redução

O conceito de Fator de Redução assume que ocorre uma significativa redução nas propriedades dos geossintéticos, advinda das condições de transporte, manuseio, armazenagem, instalação e solicitações durante a vida útil da obra (CONSTANCIO, 2010).

Pode-se reduzir o índice de resistência a tração (T_{max}) indicada pelo fabricante, para assim garantir a segurança e otimizar o uso do material. Tal redução é feita levando-se em conta vários fatores de redução parciais:

$$FRT = FRP_{FL} \times FRP_{DI} \times FRP_{MA} \times FRP_{AQ} \quad (2. 2)$$

onde:

FRT é o fator de redução global;

FRP_{FL} é o fator de redução parcial para a fluência em tração ($=T_{max}/T_{ref}$);

FRP_{DI} é o fator de redução parcial para danos mecânicos de instalação;

FRP_{MA} é o fator de redução parcial para degradação ambiental;

FRP_{AQ} é o fator de redução parcial para ataque químico.

Na prática, o que fazemos é determinar qual o menor T_{max} que atende a equação

$$T_{max} \geq FRT \times T_{req} \quad (2. 3)$$

Onde T_{req} é a tração requerida.

2.5 Interação solo-reforço

Os mecanismos básicos de interação solo-reforço apresentados pelas geogrelhas são distintos daqueles apresentados por outros reforços, como os geotêxteis, por exemplo. Nos geotêxteis e nas geobarras, a transferência de tensões se dá somente por atrito, em razão do seu formato. Como as geogrelhas são elementos de reforço vazados, o solo penetra nos vazios, e a interação entre geogrelha e solo ocorre por cisalhamento nas interfaces e por resistência passiva contra os elementos transversais (Ehrlich e Becker 2009).

Para o estudo de interação solo-geogrelha, emprega-se comumente três tipos de ensaios: cisalhamento direto da interface solo-reforço; cisalhamento direto com reforço inclinado; e arrancamento do reforço. A figura 2.2 apresenta o esquema estrutural para estes três tipos de ensaios quando submetidos a um carregamento distribuído (p.ex.: um aterro).

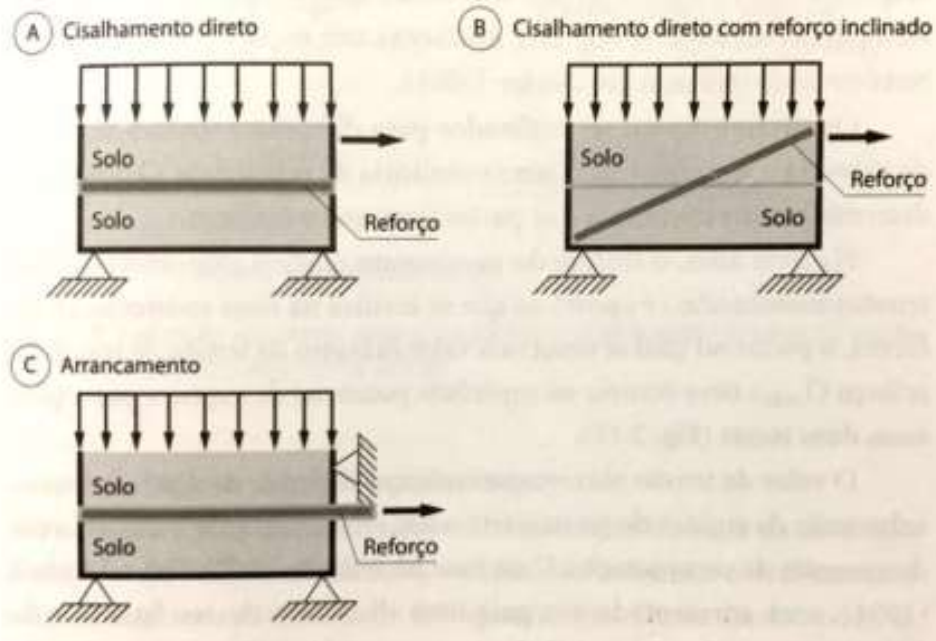


Figura 2.2 – Ensaio de: (A) cisalhamento direto da interface solo-reforço; (B) cisalhamento direto com reforço inclinado; (C) arrancamento do reforço. Fonte: (Ehrlich e Becker, 2009)

3. CAPACIDADE DE CARGA

Toda fundação deve ter sua capacidade de carga verificada. Cabe ressaltar que quando se menciona a capacidade de carga neste item está se referindo a capacidade de carga geotécnica da fundação.

3.1 Teoria de Terzaghi (1943)

O primeiro autor a apresentar fórmulas para o cálculo da capacidade de carga de fundações rasas e profundas foi Terzaghi (1925). Posteriormente Terzaghi (1943) deu ao problema um tratamento racional utilizando-se dos resultados obtidos por Prandtl (1920) na aplicação da Teoria da Plasticidade aos metais e Reissner (1924). Terzaghi (1943) define dois modos de ruptura do maciço de solo, se o solo é compacto ou rijo tem-se a ruptura geral (brusca), em outro extremo se o solo é fofo ou mole tem-se a ruptura local (não evidencia uma ruptura nítida) (CONSTANCIO, 2010).

Ao desenvolver a teoria de capacidade de carga, Terzaghi (1943) considerou as seguintes hipóteses.

- A sapata é corrida, isto é, o comprimento L é bem maior¹ do que a largura B , o que constitui um problema bidimensional;
- A profundidade de assentamento é inferior à largura da sapata ($D \leq B$)², situada acima da cota de apoio da sapata. Essa simplificação implica que a camada de solo superior à base da sapata pode ser substituída por uma sobrecarga de valor igual ao peso específico efetivo do solo multiplicado por sua espessura;
- O maciço de solo sobre a base da sapata é compacto ou rijo, isto é, trata-se de um caso de ruptura geral.

¹ Para efeitos práticos, os autores consideram sapata corrida quando $L/B > 5$ ou, às vezes, $L/B > 10$.

² Trata-se de restrição para tornar razoável a hipótese admitida; não confundir com definição de fundação superficial.

Terzaghi (1943) equacionou o estado de equilíbrio plástico de uma sapata rígida corrida de largura definida, carregada uniformemente, sobre um maciço semi-infinito na iminência da ruptura. Este equacionamento retorna à capacidade de carga do sistema solo sapata e é dado pela equação:

$$q_u = cN_c + q N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (3.1)$$

Sendo:

q_u = Capacidade de carga em kPa;

c = Intercepto de coesão em kPa;

q = Sobrecarga do solo sobre a fundação em kPa;

γ = Peso específico do solo em kN/m³;

B = Lado da fundação em m;

$K_{p\gamma}$ = coeficiente de empuxo passivo

N_c , N_q e N_γ = fatores de capacidade de carga que dependem do ângulo de atrito do solo (ϕ).

Para os solos mais resistentes (compacto ou rijo) o tipo de ruptura que comumente³ ocorre é a ruptura geral (brusca) e os coeficientes N_c , N_q e N_γ são obtidos através dos trabalhos de Prandtl (1920) e Reissner (1924) pelas expressões a seguir:

$$N_c = \cot \phi \left(\frac{a_\theta^2}{2 \cos^2(45^\circ + \frac{\phi}{2})} - 1 \right) \quad (3.2)$$

$$N_q = \frac{a_\theta^2}{2 \cos^2(45^\circ + \frac{\phi}{2})} \quad (3.3)$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \operatorname{tg} \phi \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \phi} - 1 \right) \quad (3.4)$$

³ O modo de ruptura não é dado somente pela resistência do solo, as dimensões da fundação também influenciam no modo de ruptura.

Onde:

$$a_{\theta} = e^{\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \operatorname{tg}\phi} \quad (3.5)$$

No outro extremo, caso de solos menos resistentes (fofo ou mole), o tipo de ruptura que comumente ocorre é a local. Assim, Terzaghi (1943) sugere minorar os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo, conforme a seguir:

$$\operatorname{tg}\phi' = \frac{2}{3} \operatorname{tg}\phi \quad (3.6)$$

$$c' = \frac{2}{3} c \quad (3.7)$$

A figura 3.1 apresenta um ábaco utilizado como alternativa para a obtenção dos fatores de capacidade de carga para solos mais resistentes (c e ϕ) N_c , N_q , N_γ e solos menos resistentes (c' e ϕ') N'_c , N'_q e N'_γ .

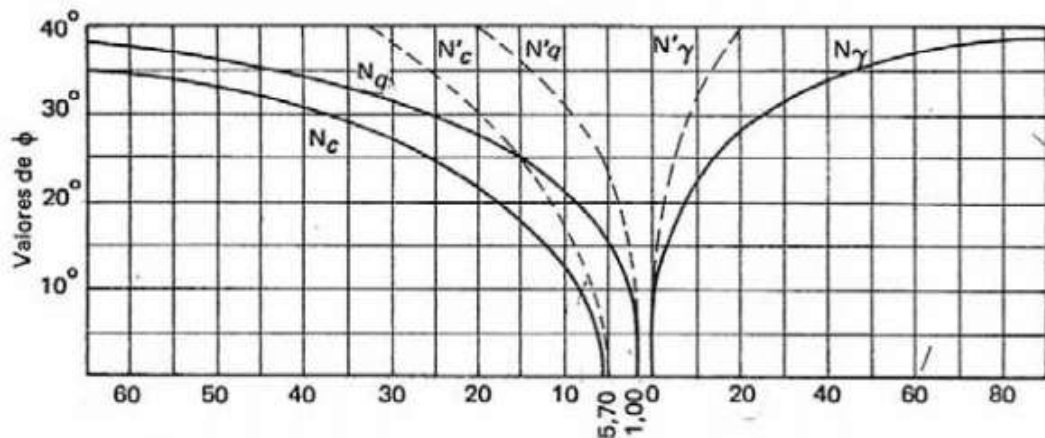


Figura 3.1 – Fatores de capacidade de carga.

Terzaghi (1943) propõe também a adaptação da fórmula deduzida a sapata corrida para sapatas de geometria circular de raio R e quadradas de lado B . O solo situado acima da base é substituído pela sobrecarga $q = \gamma D$, onde D é a profundidade de assentamento da base. A fórmula modificada fica da seguinte forma:

$$Q_u = \pi R^2 (1,3cN_c + \gamma DN_q + 0,6R \gamma N_\gamma) \quad (3.8)$$

$$Q_u = B^2(1,3cN_c + \gamma DN_q + 0,8 \frac{B}{2} \gamma N_\gamma) \quad (3.9)$$

3.2 Teoria de Hansen (1961)

Hansen (1961) fez importante contribuição ao cálculo da capacidade de carga de fundações submetidas a um carregamento qualquer. Utilizou o conceito de área efetiva da fundação para o caso de carga excêntrica. Introduziu fatores de forma, de profundidade e de inclinação de carga para considerar os efeitos da forma da fundação, sua profundidade e a inclinação da carga respectivamente. Hansen (1970), introduziu fatores de inclinação do terreno e de inclinação da base da fundação. Chegando a fórmula geral abaixo que fornece a tensão de ruptura que atua na área mais fortemente carregada da fundação.

$$q_u = \frac{Q_u}{A'} = cN_c s_c d_c i_c b_c g_c + qN_q s_q d_q i_q b_q g_q + \frac{B}{2} \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma \quad (3.10)$$

Onde:

s_c, s_q, s_γ = fatores de forma;

d_c, d_q, d_γ = fatores de profundidade;

i_c, i_q, i_γ = fatores de inclinação da carga;

b_c, b_q, b_γ = fatores de inclinação da base da fundação;

g_c, g_q, g_γ = fatores de inclinação do terreno;

A' = área efetiva de fundação;

B = largura efetiva da fundação.

Para os fatores de capacidade de carga, Hansen propôs as seguintes expressões:

$$N_c = (N_q - 1) \cot g \phi \quad (3.11)$$

$$N_q = e^{\pi t g \phi} t g^2 \left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \quad (3.12)$$

$$N_{\gamma} = 1,5(N_q - 1)tg\phi \quad (3.13)$$

3.3 Teoria de Vesic (1975)

Vesic (1975) contribuiu significativamente para o cálculo da capacidade de carga tanto de fundações superficiais quanto profundas com sua teoria.

O conceito de modo de ruptura em relação a teoria de Terzaghi (1943) foi ampliado. Vesic (1975) relata a existência de 3 modos de ruptura do maciço de solo: ruptura geral (generalizada), ruptura local (localizada) e ruptura por punção, ilustrados na figura 3.2.

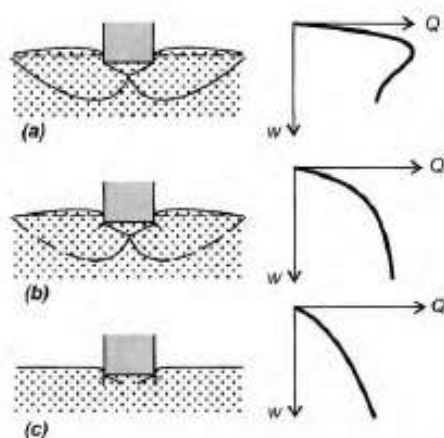


Figura 3.2 – ampliação dos modos de ruptura de acordo com Vesic, 1975

Fonte: (Veloso e Lopes, 2010)

Vesic (1975) atribui a ruptura generalizada pela caracterização da existência de um padrão de ruptura sob a fundação bem definido, consistindo de uma superfície de ruptura partindo de um bordo da fundação até o nível do terreno (Figura 3.2 a).

A ruptura localizada é caracterizada pela existência de um padrão de ruptura sob a fundação bem definido apenas imediatamente abaixo da fundação (Figura 3.2 b).

A ruptura por punção é caracterizado por um padrão de ruptura que não é fácil de se visualizar (Figura 3.2 c). A fundação tende a recalcar significativamente, em decorrência da compressão do solo subjacente. O solo externo a área carregada praticamente não é afetado e não há movimento do solo na superfície.

Quanto aos fatores de carga devido à coesão N_c e sobrecarga N_q , Vesic (1975) manteve os propostos por Hansen (1961). Para o fator em função do peso próprio (N_γ) propôs a seguinte expressão:

$$N_\gamma = 2(N_q + 1)tg\phi \quad (3.14)$$

Os fatores de capacidade de carga em função do ângulo de atrito propostos por Vesic (1975), seguem na tabela 4.

Tabela 4 – Fatores de capacidade de carga (Vesic,1975)

$\phi(^{\circ})$	N_c	N_q	N_γ	$\left(\frac{N_q}{N_c}\right)$	$tg\phi$
0	5,14	1,00	0,00	0,19	0,00
1	5,38	1,09	0,07	0,20	0,02
2	5,63	1,20	0,15	0,21	0,03
3	5,90	1,31	0,24	0,22	0,05
4	6,19	1,43	0,34	0,23	0,07
5	6,49	1,57	0,45	0,24	0,09
6	6,81	1,72	0,57	0,25	0,11
7	7,16	1,88	0,71	0,26	0,12
8	7,53	2,06	0,86	0,27	0,14
9	7,92	2,25	1,03	0,28	0,16
10	8,34	2,47	1,22	0,30	0,18
11	8,80	2,71	1,44	0,31	0,19
12	9,28	2,97	1,69	0,32	0,21
13	9,81	3,26	1,97	0,33	0,23
14	10,37	3,59	2,29	0,35	0,25
15	10,98	3,94	2,65	0,36	0,27
16	11,63	4,34	3,06	0,37	0,29
17	12,34	4,77	3,53	0,39	0,31
18	13,10	5,26	4,07	0,40	0,32
19	13,93	5,80	4,68	0,42	0,34

20	14,83	6,40	5,39	0,43	0,36
21	15,81	7,07	6,20	0,45	0,38
22	16,88	7,82	7,13	0,46	0,40
23	18,05	8,66	8,20	0,48	0,42
24	19,32	9,60	9,44	0,50	0,45
25	20,72	10,66	10,87	0,51	0,47
26	22,25	11,85	12,53	0,53	0,49
27	23,94	13,20	14,47	0,55	0,51
28	25,80	14,72	16,72	0,57	0,53
29	27,86	16,44	19,33	0,59	0,55
30	30,14	18,40	22,40	0,61	0,58
31	32,67	20,63	25,99	0,63	0,60
32	35,49	23,18	30,22	0,65	0,62
33	38,64	26,09	35,18	0,68	0,65
34	42,16	29,44	41,06	0,70	0,67
35	46,12	33,30	48,03	0,72	0,70
36	50,59	37,75	56,31	0,75	0,73
37	55,63	42,92	66,19	0,77	0,75
38	61,35	48,93	78,02	0,80	0,78
39	67,87	55,96	92,25	0,82	0,81
40	75,31	64,20	109,42	0,85	0,84
41	83,86	73,90	130,22	0,88	0,87
42	93,71	85,97	156,62	0,92	0,90
43	105,11	99,01	186,52	0,94	0,93
44	118,37	115,31	224,64	0,97	0,97
45	133,87	134,87	271,74	1,01	1,00
46	152,10	158,50	330,33	1,04	1,04
47	173,64	187,21	403,66	1,08	1,07
48	199,26	222,30	496,00	1,12	1,11
49	229,92	265,50	613,15	1,15	1,15
50	266,88	319,06	762,87	1,20	1,19

A expressão (3.1) desenvolvida por Terzaghi (1943) para o cálculo da capacidade de carga, foi desenvolvida para sapatas retangulares com comprimento muito maior do que a largura. O cálculo para fundações superficiais de formatos diferentes se mostrou

muito desafiador matematicamente. A estratégia para contornar tais dificuldades, foi realizar diversos ensaios com fundações de formatos diferentes, e a partir disso inserir fatores de correção de forma nos fatores da equação (3.1). A expressão passa a ser então:

$$q_u = cN_c s_c + q N_q s_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma \quad (3.15)$$

Tabela 5 – Fatores de forma (DE BEER, 1967, apud Vesic,1975)

Sapata	S_c	S_q	S_γ
Corrida	1,00	1,00	1,00
Retangular	$1 + \left(\frac{B}{L}\right)\left(\frac{N_q}{N_c}\right)$	$1 + \left(\frac{B}{L}\right)tg\phi$	$1 - 0,4\left(\frac{B}{L}\right)$
Circular ou quadrada	$1 + \left(\frac{N_q}{N_c}\right)$	$1 + tg\phi$	0,6

Onde:

B = largura efetiva da fundação;

L = comprimento efetivo da fundação.

Muitas vezes o carregamento na fundação é excêntrico, fazendo-se necessário correções a fórmula geral de capacidade de carga. A carga excêntrica gera uma carga adicional na horizontal, aumentando assim a complexidade.

Para a correção da expressão geral serão utilizados fatores de inclinação de carga (i_c, i_q e i_γ), introduzidos por BRINCH HANSEN (1961). Já a influência da excentricidade é feita a partir da redução da área real da base da fundação, sendo considerada, então, uma área efetiva ($B' \cdot L'$), para o cálculo da carga de ruptura. Neste ajuste, faz-se com que o centro geométrico da base da fundação coincida com o ponto de aplicação da carga. É importante observar que essa área efetiva só é introduzida no cálculo da carga, e não no da tensão de ruptura. (Aguiar, 2015). Logo tem-se:

$$B' = B - 2e_B \quad (3.16)$$

$$L' = L - 2e_L \quad (3.17)$$

$$q_u = cN_c s_c d_c i_c + qN_q s_q d_q i_q + \frac{B}{2} \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma \quad (3.18)$$

$$q_u = Q_u B' L' \quad (3.19)$$

Onde:

e_B = excentricidade na direção transversal;

e_L = excentricidade na direção longitudinal.

Após a realização de correlações entre a direção da inclinação e a relação B/L com os coeficientes de inclinação de carga, obtidos através de uma grande quantidade de ensaios em sapatas pela DEGEBO, Hansen (1961) propôs:

$$i_q = \left[1 - \frac{P}{Q + B' L' c \cot \phi} \right]^m \quad (3.20)$$

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{P}{Q + B' L' c \cot \phi} \right]^{m+1} \quad (3.21)$$

$$i_c = 1 - \frac{mP}{B' L' c N_c} \quad (3.22)$$

Onde:

P = componente horizontal da carga;

Q = componente vertical da carga.

O fator m depende da direção da inclinação da carga, podendo ser m_B ou m_L caso a inclinação seja na direção B ou L respectivamente.

$$m = m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}} \quad (3.23)$$

$$m = m_L = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}} \quad (3.24)$$

Se a inclinação da carga fizer um ângulo ϕ com a direção de L, adota-se:

$$m_n = m_L \cos^2 \phi + m_B \sin^2 \phi \quad (3.25)$$

O efeito da profundidade de embutimento da fundação é contabilizado ao não desprezar a resistência ao cisalhamento do solo entre a cota de assentamento da fundação e a superfície. Portanto, os fatores de correção do efeito de profundidade (d_c, d_q e d_γ) aumentam o valor de cada um dos termos da equação geral. O cálculo dos fatores segue nas equações abaixo:

- Se $D/B \leq 1$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \frac{D}{B} \quad (3.26)$$

$$d_\gamma = 1 \quad (3.27)$$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \tan \phi} \quad (3.28)$$

Para $\phi = 0$

$$d_c = 1 - 0,4 \frac{D}{B} \quad (3.29)$$

- Se $D/B > 1$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \left(\frac{D}{B} \right) \quad (3.30)$$

$$d_\gamma = 1 \quad (3.31)$$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \tan \phi} \quad (3.32)$$

Para $\phi = 0$

$$d_c = 1 + 0,4 \tan^{-1} \left(\frac{D}{B} \right) \quad (3.33)$$

Tendo em vista que o procedimento executivo usual das fundações superficiais (escava-se, executa-se a fundação, reaterra-se), Vesic (1975) desaconselha a utilização dos fatores de profundidade (Velloso e Lopes, 2010). Isto se dá pelo fato do processo de escavação e reaterro alterar as características do solo, caso fosse assegurado que as condições permaneceriam as mesmas de antes da escavação, não haveria risco.

Existirão casos nos quais a superfície do terreno a ser trabalhado será inclinada, e em algumas situações pode ser vantajoso utilizar de fundações com base inclinada, pois facilitam a transmissão de cargas horizontais elevadas. Visando corrigir a equação geral para estes casos, Vesic (1975) propôs os seguintes fatores de inclinação de base da fundação (b_c , b_q e b_γ) e inclinação do terreno (g_c , g_q e g_γ):

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \tan \phi)^2 \quad (3.34)$$

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \tan \phi} \quad (3.35)$$

Para $\phi = 0$

$$b_c = 1 - \frac{2\omega}{\pi + 2} \quad (3.36)$$

$$g_q = g_\gamma = [1 - \tan \omega]^2 \quad (3.37)$$

$$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \tan \phi} \quad (3.38)$$

Para $\phi = 0$

$$g_c = 1 - \frac{2\omega}{\pi + 2} \quad (3.39)$$

onde:

α = ângulo de inclinação da base da fundação;

ω = ângulo de inclinação do terreno.

Para facilitar a compreensão das equações e das inclinações, segue a figura 3.3.

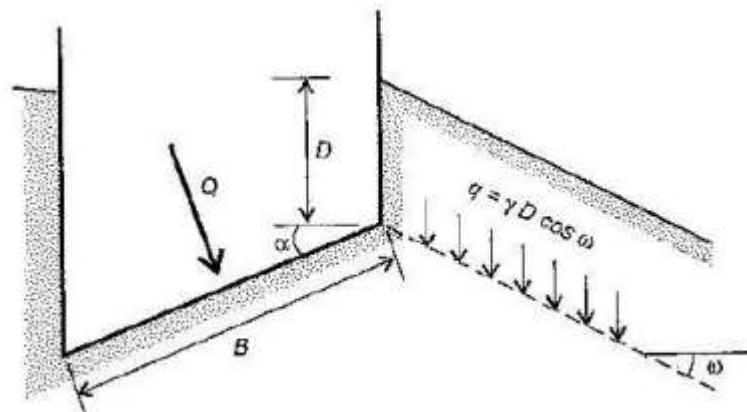


Figura 3.3 – Fundação com base inclinada e terreno em talude. (Vesic, 1975)

Vesic (1975) estudou mais detalhadamente o efeito da compressibilidade do solo e concluiu que a sugestão de Terzaghi (1943) pode dar resultados satisfatórios em alguns casos, embora nem sempre do lado da segurança. Desenvolveu, então, uma teoria bastante elaborada para a consideração desse efeito e propôs sua inclusão na equação geral de capacidade de carga (Eq. 3.10), por meio de fatores de correção c_c , c_q e c_γ (Velloso e Lopes, 2010):

$$c_q = c_y = \exp\{[(-4,4 + 0,6B/L)\tan \phi] + [(3,07\text{sen}\phi)(\log 2I_r)/(1 + \text{sen}\phi)]\} \quad (3.40)$$

$$c_c = c_q - \frac{1 - c_q}{N_c \tan \phi} \quad (3.41)$$

Para $\phi = 0$

$$c_c = 0,32 + 0,12 \frac{B}{L} + 0,6 \log I_r \quad (3.42)$$

Onde o índice de Rigidez I_r é por definição a razão entre o módulo de resistência cisalhante e a resistência ao cisalhamento.

$$I_r = \frac{G}{c + \sigma'_v \tan \phi} \quad \text{ou} \quad I_r = \frac{G}{S_u} \quad (3.43)$$

onde:

G = módulo cisalhante do solo;

σ'_v = Tensão vertical efetiva a profundidade de $B/2$, abaixo da cota de assentamento da fundação.

S_u = Resistência não drenada.

A redução da capacidade de carga devido aos efeitos de compressão é necessária quando o índice de rigidez do solo (I_r) é menor do que o índice de rigidez crítico ($I_{r,crit}$), definido como:

$$I_{r,crit} = \frac{1}{2} e^{\{(3,30 - 0,45B/L)\cot(45^\circ - \phi/2)\}} \quad (3.44)$$

Segundo Velloso e Lopes (2010), o índice I_r é de difícil determinação na prática para o caso das areias, pois o módulo cisalhante G varia com as tensões confinantes. Em situações não drenadas onde há um G associado a um S_u , a determinação é mais fácil, porém os índices obtidos são sempre maiores que o $I_{r,crit}$. Nos casos onde não se obtenha uma redução com a proposta de Vesic (1975), pode-se utilizar a proposta mais simples de Terzaghi (1943) descritas nas equações 3.6 e 3.7.

3.4 Eficiência da aplicação de reforço

Este item destina-se a apresentar uma visão geral da evolução na pesquisa do comportamento das fundações superficiais reforçadas. Apresentam-se contribuições relevantes alcançadas por pesquisadores da área, além de alguns parâmetros relevantes para analisar a eficiência na aplicação de reforço em fundações superficiais.

3.4.1 Breve histórico

Segundo Fabrin (1999), os precursores na pesquisa de ganho de capacidade de carga do solo pelo uso de reforço foram Binquet e Lee (1975a, 1975b), seguidos por Akinmusuru e Akinbolade (1981). Em ambos os trabalhos, os autores analisaram a influência de diferentes variáveis, tais como:

- número de camadas de reforço;
- espaçamento entre as camadas de reforço;
- rigidez do solo.

De uma forma geral os estudos conduzidos por aqueles autores demonstraram um aumento da capacidade de carga última do solo reforçado de duas a quatro vezes a capacidade de carga do solo sem reforço.

3.4.2 Ganho de capacidade de carga

A proporção de melhora da capacidade de carga de solos com a aplicação de reforço pode ser expressa de forma não dimensional como uma taxa de capacidade de carga, que é por definição a razão da capacidade de carga de um solo reforçado para o mesmo solo sem ser reforçado. Essa taxa de capacidade de carga é denominada em inglês de “Bearing Capacity Ratio – BCR”.

A magnitude deste valor depende de parâmetros que levam em consideração o comprimento da camada de reforço, a distância entre as camadas de reforço, a distância da cota de assentamento e a primeira camada de reforço, e o menor lado da fundação retangular.

A figura 3.4 mostra uma fundação rígida de lado transversal B com carregamento distribuído e os parâmetros considerados nas análises.

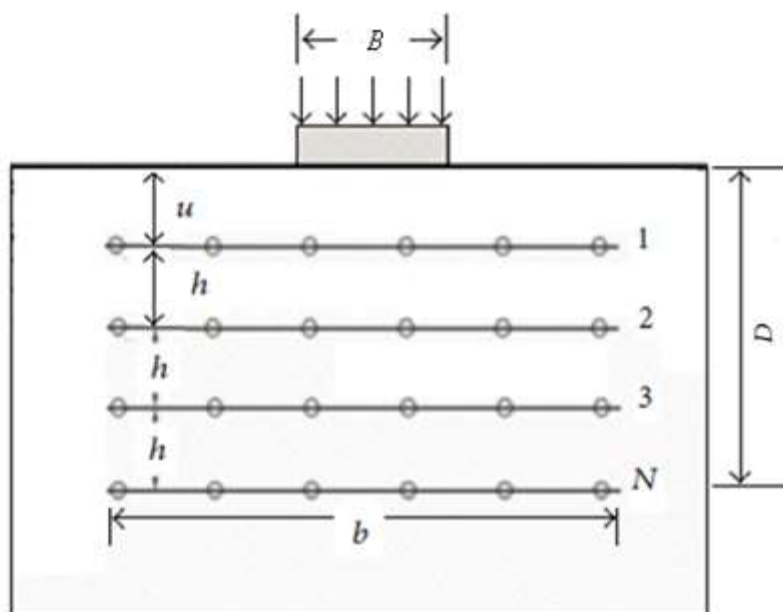


Figura 3.4 – fundação retangular assente em solo reforçado com geossintético.

No qual:

b = comprimento da camada de reforço;

h = distância entre as camadas de reforço;

u = distância da cota de assentamento e a primeira camada de reforço com geossintético;

D = distância até a última camada de reforço;

B = menor lado da fundação retangular;

N = número de camadas de reforço.

Para ajudar a expressar e comparar resultados do ganho de capacidade de carga do solo, utiliza-se de outros parâmetros além do BCR.

A taxa de redução de recalque (Settlement reduction ratio – SRR) por definição é a porcentagem de redução do recalque do solo reforçado em relação ao solo não reforçado para uma determinada carga aplicada e é calculado pela fórmula 3.45.

$$SRR = \frac{s_0 - s_r}{s_0} \times 100 \quad (3.45)$$

Onde:

s_0 = recalque do solo não reforçado;

s_r = recalque do solo reforçado.

O fator de melhora (Improvement Factor – IF) é definido como a razão da tensão aplicada a um solo reforçado em relação a tensão aplicada a um solo não reforçado. Por definição os IF's são calculados para os valores de recalques normalizados (s/B) pré-determinados: 5%, 10%, 15%, 20%, 25% e 30%. Vale destacar que os recalques são normalizados em relação ao menor lado da fundação (B).

3.4.3 Efeito da profundidade de instalação do reforço

No que se refere a eficiência da profundidade da instalação do reforço (u), existem limites inferior e superior para sua aplicação. A figura 3.5 apresenta dois casos em que o reforço não influencia na capacidade de carga. No primeiro deles, o reforço está instalado na mesma cota de assentamento da fundação, enquanto no segundo caso, o reforço está posicionado em profundidade superior ao alcance da superfície de ruptura. Em ambas

hipóteses, é importante destacar que este fato acontece devido ao não cruzamento do reforço com a superfície de ruptura. Assim, deve-se procurar instalar o reforço em uma profundidade na qual sua eficiência seja a maior possível. Naturalmente, para valores muito próximos a esses limites, a eficiência da instalação do reforço deve ser bastante reduzida.

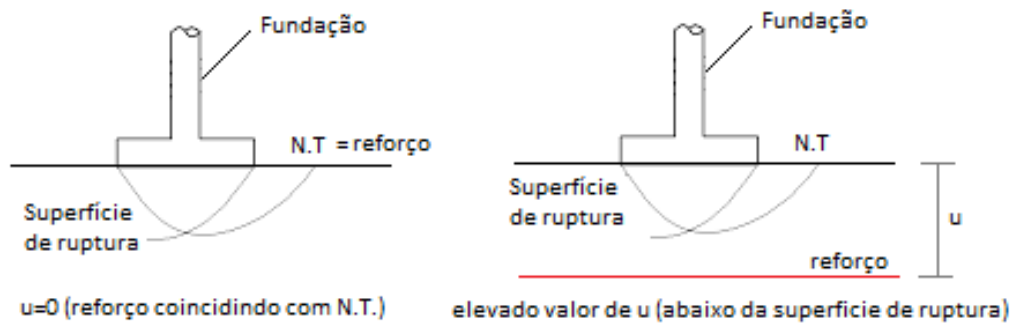


Figura 3.5 – Situações limites onde a instalação do reforço não influencia na capacidade de carga.

Mosallanezhad & Hataf (2010) e Zidan (2012), realizaram ensaios com placas para avaliar o efeito da profundidade de instalação da primeira camada de reforço.

A figura 3.6 mostra a variação da taxa de capacidade de carga a partir de diferentes profundidades de instalação da primeira camada de reforço “ u ” (normalizado pelo menor lado da sapata, B) para solos com cinco camadas de reforço.

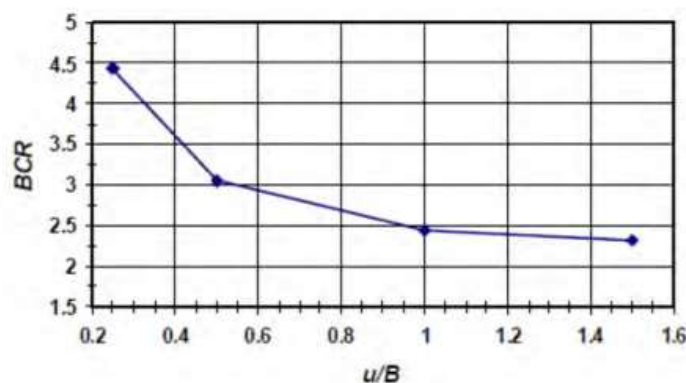


Figura 3.6 – Variação do BCR com a profundidade em areia reforçada em multicamadas (fundação quadrada), ($N=5$, $h/B=0,25$) (Mosallanezhad & Hataf, 2010).

Observa-se que a inclusão de camadas de reforço com geogrelha aumenta a capacidade de carga da fundação conforme a profundidade de assentamento das camadas de reforço diminui. Vale ressaltar que a distância entre as camadas é sempre a mesma, respeitando a razão $h/B=0,25$.

A figura 3.7 mostra, para diferentes valores de “u”, as variações da capacidade de carga em função dos recalques normalizados (s/B).

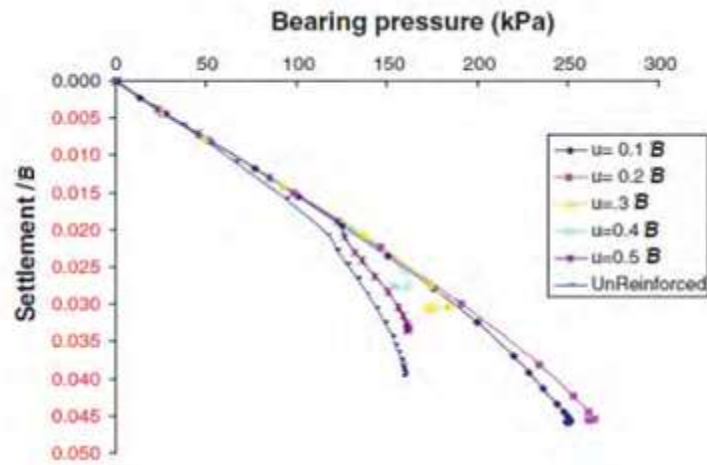


Figura 3.7 – Variação da capacidade de carga em função dos recalques normalizados (s/B) para diferentes profundidades de assentamento da primeira camada de reforço “u”, nestes casos foram adotados $h/B = 0,3$ e $N=2$ (Zidan, 2012).

Pode-se observar que capacidade de carga das fundações superficiais aumenta à medida que o reforço se encontra mais próximo da superfície (menores valores de u/B). Este comportamento não é observado para um caso específico, onde $u = 0,1B$. A explicação está associada ao fato de que nesta profundidade (próxima a cota de assentamento da fundação), para os ensaios realizados por aqueles autores, a influência do reforço é muito pequena.

3.4.4 Efeito do comprimento do reforço

O comprimento do reforço (b) também influencia na eficiência da capacidade de carga da fundação. A figura 3.8 apresenta três hipóteses com comprimentos distintos de reforço. Na primeira hipótese o comprimento do reforço é menor ou igual ao tamanho do menor lado da fundação (B). Na segunda hipótese o comprimento do reforço é maior que o menor lado da fundação (B). Já na terceira hipótese o comprimento do reforço é muito maior que o menor lado da fundação (B). Assim, na figura 3.8 naturalmente, tem-se que $b_1 < b_2 < b_3$.

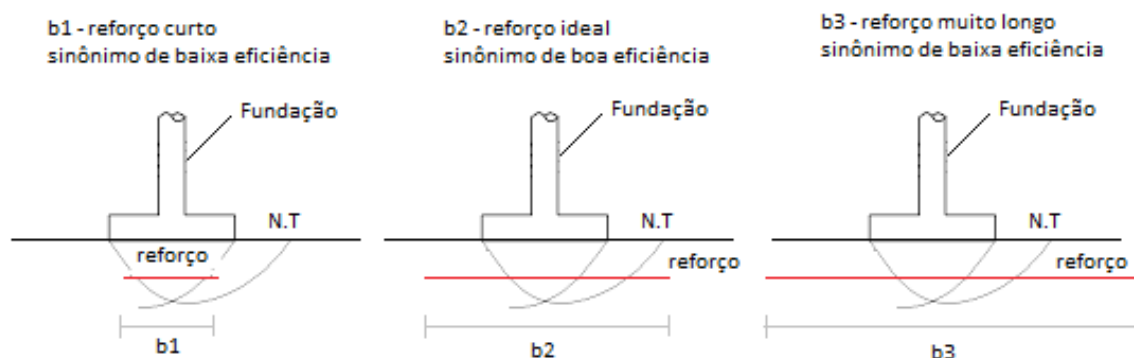


Figura 3.8 – Influência do comprimento do reforço (b) segundo suas eficiências, onde $b1 < b2 \ll b3$ (sem escala).

No caso do comprimento do reforço parecido com $b1$, ou seja, reforço curto, a eficiência de sua aplicação deve ser baixa, pois o reforço não possui ancoragem suficiente para aumentar a capacidade de carga. No caso do comprimento do reforço parecido com $b3$, ou seja, reforço muito longo, parte do reforço será desperdiçado, pois não haverá sua mobilização integral, reduzindo assim a eficiência de sua aplicação. Já no caso do comprimento do reforço parecido com $b2$, ou seja, reforço ideal, a eficiência de sua aplicação seria a melhor dentre as três apresentadas, pois o reforço estaria sendo integralmente mobilizado, não havendo ausência nem excesso de reforço. A explicação para tal comportamento também está associada ao cruzamento da superfície de ruptura com o reforço, mas, neste caso, no sentido horizontal.

A partir do exposto, o comprimento do reforço deve ser tal que sua eficiência seja a melhor possível.

Laxmikant e Rajesh (2013), realizaram um estudo sobre o efeito do comprimento das geogrelhas (b) na capacidade de carga de um solo. Neste sentido, aqueles autores, realizaram uma série de provas de carga variando o comprimento das geogrelhas e observando a variação do BCR, SSR e IF.

A metodologia aplicada por Laxmikant e Rajesh (2013), consistiu em um primeiro ensaio de prova de carga realizado em um solo fofo, seguido de um ensaio com escória de alto forno sobre o solo fofo e posteriormente de ensaios com escória de alto forno reforçada com geogrelhas sobre solo fofo. Onde os comprimentos das geogrelhas seguiram as razões $(b/B) = 0, 2, 4, 6, 8, 10, 12$.

A figura 3.9 apresenta a variação do BCR em função do comprimento da geogrelha normalizado pelo menor lado da fundação (b/B).

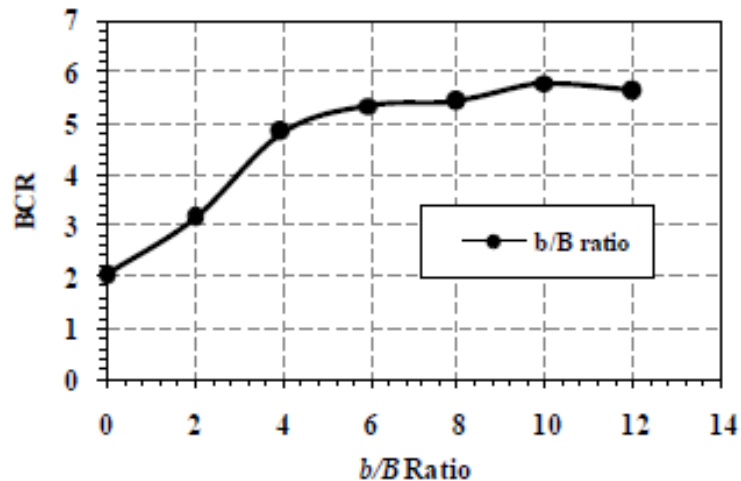


Figura 3.9 – Variação de BCR com o fator b/B (Laxmikant e Rajesh, 2013)

Observa-se que o valor BCR cresce com o aumento do fator b/B, porém este aumento do BCR só foi significativo até $b/B = 4$. Para valores de b/B acima de 4 o aumento do valor BCR é pouco expressivo.

Cabe ressaltar, na figura 3.8, o caso sem aplicação de reforço ($b/B = 0$) onde o $BCR = 2$. Neste caso específico, o BCR foi calculado por aqueles autores, para duas condições de instalação da fundação em solos diferentes: (i) escória de alto forno sobreposta a areia fofa e (ii) areia fofa. Assim, mesmo sem a instalação do reforço, pode-se observar o ganho de capacidade de carga, pois a escória de alto forno, instalada acima da areia fofa, elevou a capacidade de carga do conjunto.

A figura 3.10 apresenta a variação do SRR em função do comprimento da geogrelha normalizado pelo menor lado da fundação (b/B).

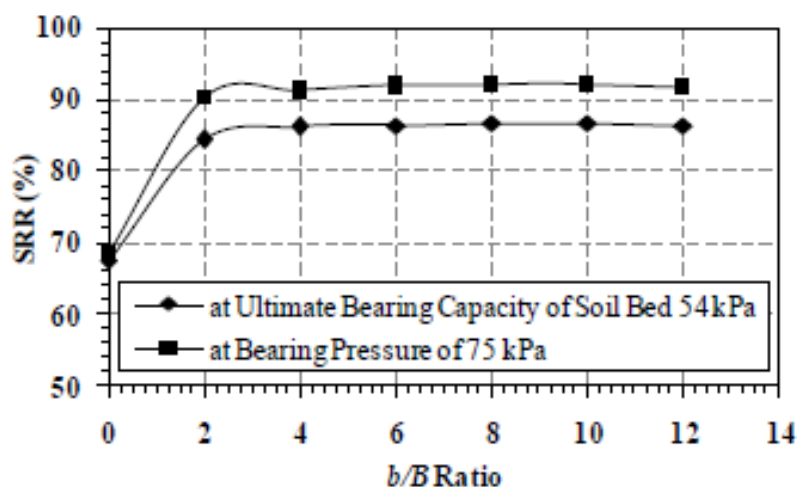


Figura 3.10 – Variação de SRR com o fator b/B (Laxmikant e Rajesh, 2013)

As variações de SRR cresceram significativamente para valores de $0 < b/B < 2$. A partir daí, para ambos os casos, o comprimento do reforço parece não influenciar mais na taxa de redução dos recalques.

A figura 3.11 ilustra o fator de melhora (IF) em função dos recalques normalizados (s/B) para diferentes comprimentos de reforço, também normalizados (b/B).

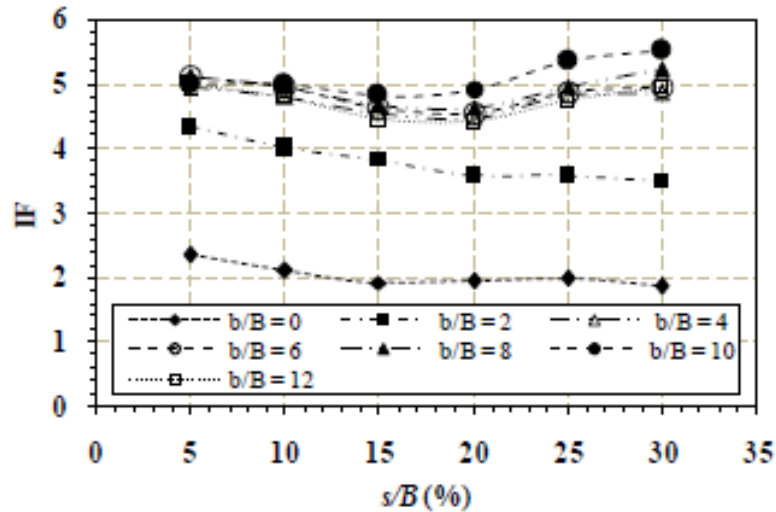


Figura 3.11 – Variação de IF com o fator s/B para diferentes razões de b/B (Laxmikant e Rajesh, 2013).

Como era de se esperar, para o caso onde não existe a aplicação do reforço ($b/B = 0$), o fator de melhora foi o menor de todos. Para o caso onde o comprimento do reforço é o dobro do menor lado da fundação ($b/B = 2$) o IF variou entre 4,3 e 3,5. Já para os outros casos ($4 < b/B < 12$) o fator de melhora variou de 3,5 até 5,5.

Diante das observações acerca de BCR, SRR e IF nas figuras 3.9, 3.10 e 3.11, respectivamente, conclui-se que, para as provas de carga realizadas no trabalho de Laxmikant e Rajesh (2013), para uma maior eficiência e aproveitamento das características da geogrelha, o fator $b/B = 4$ seria o mais indicado.

4. COMPARAÇÃO ENTRE AS NORMAS DE PROVA DE CARGA ABNT NBR 6489:1984 E ABNT NBR 6489:2019

A atualização das normas técnicas é um processo importante e necessário para adequar as exigências às novas práticas e inovações desenvolvidas pelo mercado. A última revisão da norma de referência de prova de carga havia sido realizada em 1984 (ABNT NBR 6489/1984 – Prova de carga direta sobre terreno de fundação) que, recentemente, passou pelo processo de atualização, sendo publicada uma nova revisão em 30/09/2019 com o título “Solo - Prova de carga estática em fundação direta”.

4.1 Comparação entre os itens relevantes das duas normas e comentários

Na sequência apresentam-se as principais diferenças entre as revisões da norma ABNT NBR 6489 (1984 e 2019) comparando-se os itens comuns às duas revisões da norma e apresentando os itens novos que não constavam na versão da norma anterior.

Para melhor entendimento complementa-se, quando importante, com os comentários que levaram a essas diferenças e inclusão de novos itens. Como a numeração dos capítulos mudou de uma norma para a outra, a comparação será feita citando-se a numeração do capítulo após “4”, por exemplo, o capítulo 2 será abordado como 4.2 mantendo assim a organização deste documento. Os itens presentes nos capítulos serão apresentados com a mesma numeração presente na norma, indicando como se encontra na ABNT NBR 6489:1984 e na ABNT NBR 6489:2019. Serão apresentados aqueles itens onde houve mudança significativa ou que não constavam na ABNT NBR 6489:1984.

Os itens serão apresentados na sequência que constam na atual revisão da ABNT NBR 6489:2019.

4.2 referências normativas

ABNT NBR 6489:1984 – Não possui nenhuma referência normativa.

ABNT NBR 6489:2019 – Os documentos a seguir são citados no texto de tal forma que seus conteúdos, totais ou parciais, constituem requisitos para este Documento. Para

referências datadas, aplicam-se somente as edições citadas. Para referências não datadas, aplicam-se as edições mais recentes do referido documento (incluindo emendas).

- ABNT NBR 5629, Tirantes ancorados no terreno – Projeto e execução;
- ABNT NBR 6118, Projeto de estruturas de concreto – Procedimento;
- ABNT NBR 6122, Projeto e execução de fundações;
- ABNT NBR 6484, Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio;
- ABNT NBR 6502, Rochas e solos – Terminologia;
- ABNT NBR 7190, Projeto de estruturas de madeira;
- ABNT NBR 8197, Materiais metálicos – Calibração de instrumentos de medição de força de uso geral;
- ABNT NBR 8548, Barras de aço destinadas a armaduras para concreto armado com emenda mecânica ou por solda – Determinação da resistência à tração – Método de ensaio;
- ABNT NBR 8800, Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios;
- ABNT NBR 14105-1, Medidores de pressão – Parte 1: Medidores analógicos de pressão com sensor de elemento elástico – Requisitos de fabricação, classificação, ensaios e utilização;
- ABNT NBR 14105-2, Medidores de pressão – Parte 2: Medidores digitais de pressão – Requisitos de fabricação, classificação, ensaios e utilização.

Comentário: A adição de referências normativas visa elevar o padrão de realização dos ensaios, objetivando dados mais confiáveis. A grande quantidade de referências inclusas se dá pelo tempo decorrido de 35 anos até a atualização da norma.

4.3 Termos e definições

ABNT NBR 6489:1984 – Não possui nenhuma definição de nenhum termo presente na norma.

ABNT NBR 6489:2019 – Para os efeitos deste documento, aplicam-se os seguintes termos e definições.

3.1

Ancoragem: dispositivo de ligação entre o elemento de tração e a viga de reação.

3.2

Bulbo de tensões: conjunto de curvas de valores de tensões verticais, induzidas no solo por um carregamento externo.

3.3

Carga máxima de ensaio: carga máxima prevista na qual é executado o ensaio, sendo todo o conjunto que compõe a prova de carga dimensionado para esta carga.

3.4

Cargueira: conjunto de elementos cujo peso próprio serve como reação ao sistema de carregamento.

3.5

Célula de carga: dispositivo de leitura eletromecânica de carga.

3.6

Conjunto macaco-bomba: conjunto de equipamentos hidráulicos para aplicação da carga sobre a placa de ensaio.

3.7

Deflectômetro: instrumento utilizado para medir os deslocamentos da placa e do sistema de reação nos diversos estágios de carregamento.

3.8

Estágio de carregamento: etapa do ensaio de carga correspondente a uma parcela da carga máxima prevista para o ensaio.

3.9

Fogueira: sistema de apoio da cargueira em que são utilizadas peças usualmente em madeira, concreto ou aço, para distribuição da carga sobre o terreno.

3.10

Fundação direta: elemento de fundação cuja base está assentada em profundidade inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação, recebendo as tensões distribuídas que equilibram a carga aplicada.

NOTA: Para esta definição adota-se a menor profundidade, caso esta não seja constante em todo o perímetro da fundação.

3.11

Incremento de carga: acréscimo de carga aplicada entre os estágios de carregamento.

3.12

Manômetro: instrumento utilizado para medir a pressão do fluido no sistema hidráulico, sendo esta pressão correlacionada à carga de compressão aplicada na placa de ensaio.

3.13

Módulo de deformabilidade: parâmetro que representa as características de deformação do terreno.

3.14

Placa: elemento de concreto armado ou aço, com diâmetro ou lado mínimo de 0,30 m, dimensionado com rigidez equivalente à fundação direta prevista.

3.15

Radier: elemento de fundação direta, assim como a sapata, dotado de rigidez para receber e distribuir mais do que 70 % das cargas da estrutura.

3.16

Sapata: elemento de fundação direta, de concreto armado, dimensionado de modo que as tensões de tração nele resultantes sejam resistidas pelo emprego de armadura especialmente disposta para este fim.

3.17

Sistema de reação: conjunto de elementos dimensionados para possibilitar o ensaio de carga no terreno.

3.18

Tempo de estabilização: tempo de espera entre os estágios de carregamento, a partir do qual é considerada a estabilização dos deslocamentos da placa de ensaio.

3.19

Tensão admissível: tensão máxima adotada em projeto que, aplicada ao terreno pela fundação direta, atende com coeficientes de segurança predeterminados aos estados-limites últimos (ruptura) e de serviço (deslocamentos e vibrações).

NOTA: Esta grandeza é utilizada quando se trabalha com ações em valores característicos.

3.20

Tensão de trabalho: tensão máxima efetivamente atuante na área de terreno em contato com a fundação direta.

3.21

Tensão máxima de ensaio: tensão máxima aplicada ao terreno pela placa durante o ensaio.

3.22

Tirante: dispositivo capaz de suportar esforços de tração, servindo de reação para a realização da prova de carga estática à compressão no terreno de apoio da fundação direta.

4.4 Método de ensaio

O capítulo 4 da nova norma compreende os capítulos 2, 3 e 4 da ABNT NBR 6489:1984. Para melhor compreensão iremos utilizar as subdivisões do capítulo para facilitar a comparação.

4.4.1 Princípio

ABNT NBR 6489:1984 – Não consta na norma.

ABNT NBR 6489:2019 – Este método de ensaio consiste na aplicação de esforços estáticos axiais de compressão à placa e registro dos deslocamentos correspondentes. O ensaio deve ser levado até pelo menos o dobro da tensão admissível prevista para o terreno ou até o deslocamento máximo estabelecido pelo projetista.

Comentário: a norma ABNT NBR 6489:1984 recomenda em seu capítulo 3 “Execução da prova de carga” item c, que o ensaio seja levado até ser observado um recalque de 25mm ou até atingir-se o dobro da taxa admitida para o solo.

4.4.2 Aparelhagem de aplicação de carga

ABNT NBR 6489:1984 – As instruções a respeito da aparelhagem constam nos itens e, f e g do capítulo 2 (instalação e aparelhamento para prova de carga).

e) O dispositivo de transmissão de carga deve ser tal que a mesma seja aplicada verticalmente, no centro da placa, e de modo a não produzir coques ou trepidações. É aconselhado o uso de macaco hidráulico munido de bomba e manômetro devidamente aferidos, reagindo contra uma carga de reação (caixão carregado, ancoragem, etc.);

f) Os recalques devem ser medidos por extensômetros sensíveis a 0,01 mm, colocados em dois pontos diametralmente opostos da placa;

g) Os dispositivos de referência para medidas de recalque devem estar livres da influência dos movimentos da placa, do terreno circunvizinho, do caixão ou das ancoragens; seus apoios devem achar-se a uma distância igual a pelo menos 1,5 vez o diâmetro ou lado da placa, medida a partir do centro desta última.

ABNT NBR 6489:2019 –

4.2.1

4.2.1.1

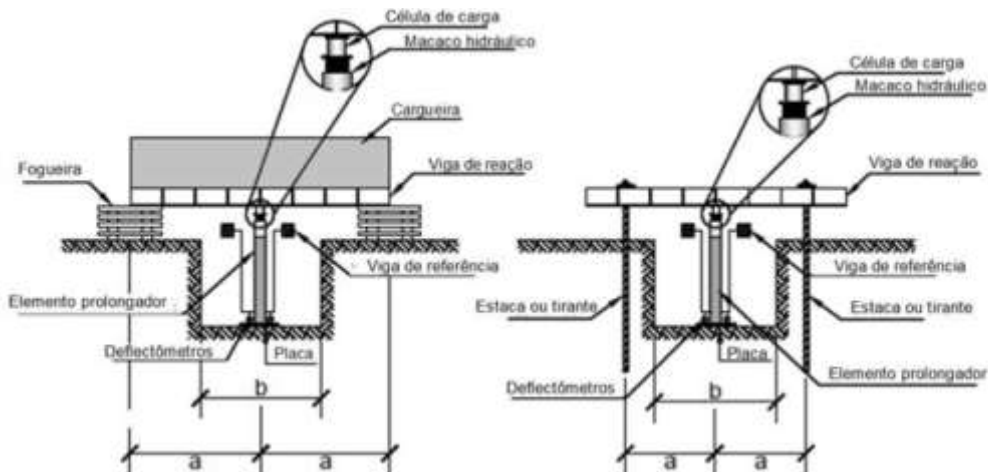


Figura 2.1 – Configuração da aparelhagem para aplicação de carga com escavação de acordo com a ABNT NBR 6489/2019.

Legenda

- a) 1,5 vez o diâmetro da placa ou 1,5 vez o maior lado (mínimo 1,5 m)
- b) Para o caso de poços – diâmetro da placa + 0,60 m ou maior lado + 0,60 m

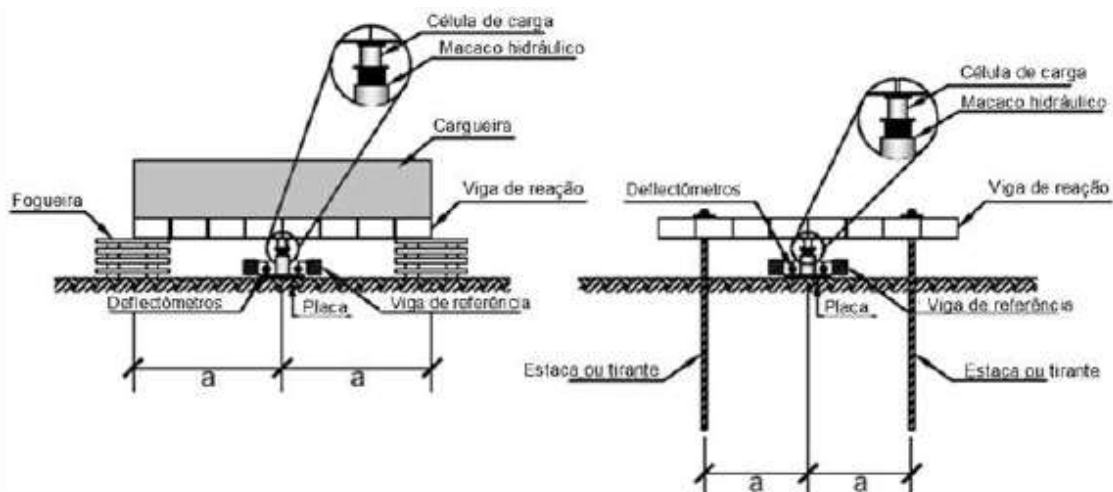


Figura 2.2 – Configuração da aparelhagem para aplicação de carga sem escavação de acordo com a ABNT NBR 6489/2019.

Legenda

- a) 1,5 vez o diâmetro da placa ou 1,5 vez o maior lado (mínimo 1,0 m)

4.2.1.2 A placa para aplicação das cargas ao solo deve ter rigidez equivalente à da fundação prevista (concreto armado ou aço) e deve ter diâmetro ou lado mínimo de 0,30 m. Os elementos de concreto armado e de aço devem estar de acordo com as ABNT NBR 6118 e ABNT NBR 8800, respectivamente.

4.2.1.3 O dispositivo de transmissão de carga deve ser tal que ela seja aplicada verticalmente, no centro da placa, e de modo a não produzir choques ou trepidações.

4.2.1.4 O conjunto macaco-bomba-manômetro deve estar devidamente calibrado por laboratório acreditado, com intervalo de calibração de acordo com as ABNT NBR 14105-1 e ABNT NBR 14105-2 e não superior a um ano, devendo ainda ter capacidade ao menos 20 % maior que o máximo carregamento previsto para o ensaio. O curso do êmbolo deve ser compatível com os deslocamentos máximos esperados entre o topo da placa e o sistema de reação. O manômetro deve ter uma escala adequada ao carregamento, de forma que a menor carga a ser aplicada no ensaio seja representada por pelo menos duas marcas da escala.

4.2.1.5 Para células de carga, o indicador deve ter resolução de 0,5 % da carga máxima. A calibração deve ser feita por laboratório acreditado, com intervalo de calibração de acordo com a ABNT NBR 8197 e não superior a um ano. Os deslocamentos devem ser medidos por deflectômetros ou transdutores de deslocamento, com precisão mínima de 0,01 mm e curso mínimo de 50 mm dispostos em quatro pontos, instalados em dois eixos ortogonais da placa. Os deflectômetros ou transdutores de deslocamento devem estar livres da influência do terreno circunvizinho, da cargueira ou das ancoragens. Seus apoios devem estar a uma distância igual ou maior que 1,5 vez o diâmetro ou o lado da placa (maior lado), com no mínimo 1,0 m, medida a partir do centro desta última.

Comentários: a norma ABNT NBR 6489:2019 em seu item 4.2.2 informa os critérios a serem respeitados na construção da estrutura para o sistema de reação, com informações a respeito da cargueira, estacas e tirantes que podem ser utilizadas. Para maiores informações acessar a norma ABNT NBR 6489:2019.

A distância dos apoios do sistema de referência e resolução dos aparelhos responsáveis por medir os recalques são mantidos da norma antiga, porém é apenas isso. São inseridos diversos outros critérios e recomendações que restringem a mutabilidade do ensaio.

4.4.3 Preparação da prova de carga

ABNT NBR 6489:1984 – As instruções a respeito da instalação e preparação para prova de carga constam nos itens: a, b, c, d e h do capítulo 2 (instalação e aparelhamento para prova de carga).

- a) A Cota da superfície de carga deve ser a mesma que a das eventuais bases das sapatas da futura fundação;
- b) A placa para aplicação ao solo deverá ser rígida, e terá uma área não inferior a 0,5 m², será colocada sobre o solo em seu estado natural e devidamente nivelado, ocupando a área total do fundo de um poço. A relação entre a largura e a profundidade do poço para a prova deve ser a mesma que entre a largura e a profundidade da futura fundação;
- c) Ao abrir-se o poço, todos os cuidados serão necessários para evitar alteração do grau de umidade natural e amolgamento do solo na superfície de carga;
- d) Em torno da placa de prova (ou poço) o terreno deverá ser aplainado e não deverão existir cargas aplicadas a ele dentro de uma faixa de largura de pelo menos igual ao diâmetro ou lado da placa;
- h) As trepidações de qualquer espécie devem ser evitadas durante a execução das provas de carga.

ABNT NBR 6489:2019

4.3.1 O terreno onde for instalada a prova de carga deve estar caracterizado por meio de sondagens de simples reconhecimento, no mínimo com medidas dos valores da resistência à penetração do SPT (standard penetration test), conforme a ABNT NBR 6484.

4.3.2 O ensaio deve estar situado dentro da área de abrangência da sondagem mais próxima, determinada por um círculo centrado na placa e raio de 10 vezes o diâmetro da placa ou do seu menor lado, não excedendo 5 m.

4.3.3 A profundidade atingida pelas sondagens representativas deve ser superior àquela associada a 10 % da tensão admissível (bulbo de tensões) a ser considerada em projeto para a fundação direta.

4.3.4 Quando necessário, a critério do projetista, a investigação geotécnica pode ser complementada por novas sondagens ou outros ensaios de campo ou de laboratório, para melhor caracterização do perfil geológico-geotécnico local e avaliação, por exemplo, de questões de expansibilidade ou colapsibilidade do solo.

4.3.5 A realização da prova de carga deve ser comunicada ao solicitante do ensaio e ao projetista, devendo ser assegurado seu acesso em todas as fases da realização do ensaio.

4.3.6 A cota da superfície carregada deve ser preferencialmente a mesma que a maioria das eventuais bases de maior importância da futura fundação. Caso não seja, o projetista deve levar em consideração esta condição.

4.3.7 A placa deve estar apoiada em superfície nivelada. Se necessário, para efeito de nivelamento, pode-se colocar um colchão de areia ou lastro de concreto magro sob a placa com a menor espessura necessária para formar um apoio uniforme (máximo 2,5 cm). É importante que o ensaio seja realizado com o solo sem ter passado previamente por alterações em sua composição ou estado de tensões.

4.3.8 Caso seja necessário abrir um poço para alcançar a cota de apoio, o seu diâmetro deve ser no mínimo igual ao da placa mais 0,60 m e sua profundidade não superior a 1,2 m. Para valores superiores a este, deve ser verificado o efeito da sobrecarga e do sistema de reação na realização do ensaio.

4.3.9 Ao abrir-se o poço, são necessários todos os cuidados para evitar alteração do teor de umidade natural e amolgamento do solo na superfície a ser carregada.

4.3.10 Em torno da placa de ensaio ou da boca do poço, o terreno deve ser nivelado e não podem existir sobrecargas (material solto) em uma faixa de pelo menos 1,5 vez o diâmetro ou o menor lado da placa, ou no mínimo 1,5 m do seu eixo.

4.3.11 Caso não haja necessidade de escavação (poço) entre o sistema de reação e o elemento ensaiado, deve haver uma distância mínima de 1,5 vez o diâmetro ou o menor lado da placa, adotando o maior valor ou ao menos 1,0 m, medida do eixo da placa ao ponto mais próximo do bulbo de tirantes ou da “fogueira”, das estacas de reação ou da roda do caminhão.

4.3.12 A critério do projetista, a distância mínima especificada em 4.3.10 e 4.3.11 pode ser majorada, quando o processo executivo do sistema de reação e a natureza do terreno puderem influenciar o resultado do ensaio.

4.3.13 As trepidações de qualquer espécie devem ser evitadas durante a execução da prova de carga.

4.3.14 A prova de carga deve ser protegida, de modo a evitar a influência do vento, circulação de pessoas e precipitação (chuva) e para minimizar os efeitos de variação de temperatura.

Comentário: Todas as recomendações da ABNT NBR 6489/1984 são mantidas com algumas modificações. A principal modificação ocorre no item b do capítulo 2, pois a placa que anteriormente deveria ter 0,5 m², passa a poder ter diâmetro ou menor lado igual a 0,3 m, ou seja, 0,07 m² para uma placa circular e 0,09 m² para uma quadrada.

O item a do capítulo 2 sofre a seguinte alteração, a cota da superfície carregada deixa de ser obrigatoriamente a mesma da sapata a ser instalada, passando a ser uma recomendação, caso tal situação ocorra, o projetista deverá levar em consideração.

4.4.4 Execução da prova de carga

ABNT NBR 6489:1984 – Para a execução da prova de carga deve-se observar o seguinte processo:

- a) Carga aplicada à placa em estágios sucessivos de no máximo 20% da taxa admissível provável do solo;
- b) Em cada estágio de carga, os recalques serão lidos imediatamente após a aplicação desta carga e após intervalos de tempo sucessivamente dobrados (1, 2, 4, 8, 15, etc.) Só será aplicado novo acréscimo de carga depois de verificada a estabilização dos recalques (com tolerância máxima de 5% do recalque total neste estágio, entre leituras sucessivas);
- c) O ensaio deve ser levado até pelo menos observar-se um recalque total de 25 mm o até atingir-se o dobro da taxa admitida para o solo;
- d) A carga máxima alcançada no ensaio, caso não se vá até a ruptura, deve ser mantida pelo menos 12 h;

e) A descarga deve ser feita em estágios sucessivos, não superiores a 25% da carga total, lendo-se os recalques de maneira idêntica à do carregamento e mantendo-se cada estágio até a estabilização dos recalques, dentro de precisão admitida.

ABNT NBR 6489:2019 – Na execução da prova de carga, o elemento estrutural que constitui a placa (concreto armado ou aço) é carregado até a tensão máxima de ensaio determinada pelo projetista, atendendo aos requisitos de segurança da ABNT NBR 6122.

A critério do projetista, a prova de carga pode ser executada por meio de um dos seguintes processos:

- a) com carregamento lento;
- b) com carregamento rápido;
- c) com carregamento misto tipo 1 (lento seguido de rápido);
- d) com carregamento misto tipo 2 (rápido seguido de lento); ou
- e) com carregamento cíclico, lento ou rápido.

Destaca-se que os deslocamentos correspondentes aos cinco tipos de procedimentos podem ser diferentes e sua interpretação deve considerar o processo empregado.

4.4.1 Ensaio com carregamento lento

4.4.1.1 O carregamento deve ser executado em estágios iguais e sucessivos, observando-se que:

- a) a carga aplicada em cada estágio não pode ser superior a 20 % da carga admissível prevista para o terreno ensaiado;
- b) em cada estágio, a carga deve ser mantida até a estabilização dos deslocamentos e no mínimo por 30 min.

4.4.1.2 Em cada estágio, os deslocamentos devem ser lidos imediatamente após a aplicação da carga correspondente, seguindo-se leituras decorridas a 2 min, 4 min, 8 min, 15 min, 30 min, 1 h, e assim sucessivamente, em intervalos de 1 h, contados a partir do início do estágio, até se atingir a estabilização.

4.4.1.3 A estabilização dos deslocamentos é atendida quando a diferença entre duas leituras consecutivas corresponder a no máximo 5 % do deslocamento existente no mesmo estágio, que significa a diferença entre o deslocamento da estabilização do estágio anterior e o atual.

4.4.1.4 O ensaio deve ser levado até pelo menos o dobro da tensão admissível do solo ou até o deslocamento máximo estabelecido pelo projetista.

4.4.1.5 Terminado o estágio final de carregamento, caso não sejam atingidos deslocamentos que caracterizem a ruptura geotécnica, a carga máxima do ensaio deve ser mantida no mínimo durante 12 h entre a estabilização dos deslocamentos e o início do descarregamento.

4.4.1.6 O descarregamento deve ser feito em no mínimo quatro estágios. Cada estágio é mantido até a estabilização dos deslocamentos com registro segundo os critérios estabelecidos em 4.4.1.2 e 4.4.1.3. O tempo mínimo de cada estágio é de 15 min.

4.4.1.7 Após o descarregamento total, as leituras dos deslocamentos devem continuar até a sua estabilização, de acordo com os critérios estabelecidos em 4.4.1.3.

4.4.2 Ensaio com carregamento rápido

4.4.2.1 O carregamento deve ser executado em estágios iguais e sucessivos, observando-se que:

- a) a carga aplicada em cada estágio não pode ser superior a 10 % da carga admissível prevista para o terreno ensaiado;
- b) em cada estágio, a carga deve ser mantida durante 10 min, independentemente da estabilização dos deslocamentos.

4.4.2.2 Em cada estágio, os deslocamentos devem ser lidos no início e no final do estágio.

4.4.2.3 Atendida a carga máxima do ensaio, caso não sejam atingidos deslocamentos que caracterizem a ruptura geotécnica, devem ser feitas cinco leituras: a 10 min, 30 min, 60 min, 90 min e 120 min, neste estágio. Em seguida, proceder o descarregamento, que deve ser feito em cinco ou mais estágios, sendo cada estágio mantido por 10 min, com a leitura dos respectivos deslocamentos.

4.4.2.4 Após o descarregamento total, devem ser feitas mais duas leituras adicionais de 30 min e 60 min.

4.4.3 Ensaio com carregamento misto tipo 1 (rápido, seguido de lento)

O ensaio é feito com carregamento rápido (conforme 4.4.2.1 a 4.4.2.3), até a carga de 0,8 vez a carga admissível prevista para o terreno ensaiado. Em seguida, executar o ensaio com carregamento lento (ver 4.4.1).

4.4.4 Ensaio com carregamento misto tipo 2 (lento, seguido de rápido)

O ensaio é feito com carregamento lento (conforme 4.4.1.1 a 4.4.1.7), até a carga de 1,2 vez a carga de trabalho prevista para o terreno ensaiado. Em seguida, executar o ensaio com carregamento rápido, conforme 4.4.2.

4.4.5 Ensaio cíclico lento

4.4.5.1 O carregamento deve ser feito em ciclos de carga-descarga com incrementos iguais e sucessivos, observando-se que:

- a) o incremento de carga aplicada, entre ciclos sucessivos de carga-descarga, não seja superior a 20 % da carga admissível prevista para a placa;
- b) em cada ciclo de carga-descarga a carga máxima, aplicada de uma só vez (um estágio), seja mantida até a estabilização dos deslocamentos e no mínimo por 30 min.

4.4.5.2 Em cada ciclo, os deslocamentos devem ser lidos imediatamente após a aplicação da carga máxima correspondente, seguindo-se leituras a 2 min, 4 min, 8 min, 15 min, 30 min, 1 h, e assim sucessivamente, em intervalos de 1 h.

4.4.5.3 A estabilização dos deslocamentos é atendida quando a diferença entre duas leituras consecutivas corresponder a no máximo 5 % do deslocamento ocorrido no mesmo estágio (entre o deslocamento da estabilização do estágio anterior e o atual).

4.4.5.4 Terminado o estágio final de carregamento, caso não sejam atingidos deslocamentos que caracterizem a ruptura geotécnica, a carga máxima do ensaio deve ser mantida no mínimo durante 12 h entre a estabilização dos deslocamentos e o início do carregamento do último ciclo. O descarregamento deve seguir o critério estabelecido em 4.4.1.6 e 4.4.1.7.

4.4.6 Ensaio cíclico rápido

4.4.6.1 O carregamento deve ser feito em ciclos de carga-descarga, com incrementos iguais e sucessivos, observando-se que:

- a) o incremento de carga aplicada entre ciclos sucessivos de carga-descarga não pode ser superior a 10 % da carga admissível prevista para a placa ensaiada;
- b) em cada ciclo, os deslocamentos devem ser lidos no início e no final do estágio.

4.4.6.2 Em cada ciclo de carga-descarga, a carga máxima, aplicada de uma só vez (um estágio) deve ser mantida durante 10 min, independentemente da estabilização dos deslocamentos.

4.4.6.3 Atendida a carga máxima do ensaio (último ciclo), devem ser feitas cinco leituras: a 10 min, 30 min, 60 min, 90 min e 120 min.

4.4.6.4 O descarregamento deve seguir o critério estabelecido em 4.4.2. Nas provas de carga interrompidas por qualquer motivo, a placa deve ser totalmente descarregada e o ensaio reiniciado, sendo apresentados todos os dados do carregamento interrompido.

Comentário: Quanto ao método de execução da prova de carga, a nova norma traz novos métodos de realização do ensaio, podendo ser executada com carregamento lento, rápido, misto tipo 1 (lento seguido de rápido), misto tipo 2 (rápido seguido de lento), ou com carregamento cíclico (lento ou rápido). Permitindo ao engenheiro escolher qual método melhor se enquadra ao solo e a obra a ser executada.

4.4.5 Expressão dos resultados

ABNT NBR 6489:1984 – Como resultados do ensaio será apresentada uma curva pressão-recalque onde figuram as observações feitas no início e fim de cada estágio de carga, com indicação dos tempos decorridos. Em anexo à curva de resultados serão fornecidas ainda as seguintes informações:

- a) Dia e hora do início da prova;
- b) Situação do local da prova no terreno e cota da superfície carregada em relação a um RN bem determinado;

- c) Corte do poço de prova com indicação de dimensões e natureza do terreno até pelo menos uma vez e meia a menor dimensão da placa abaixo da superfície de carga;
- d) referência aos dispositivos de medida;
- e) ocorrências excepcionais durante a carga. Por exemplo: perturbação nos dispositivos de carga e de medida, modificações na superfície do terreno adjacente à prova, etc.

ABNT NBR 6489:2019 – A empresa responsável pela realização do ensaio deve emitir relatório em que constem no mínimo as informações apresentadas em 4.5.1 a 4.5.4.

4.5.1 Descrição geral do ensaio realizado, incluindo:

- a) identificação do ensaio e sua localização;
- b) data e hora do início e do fim da prova de carga;
- c) planta de locação, indicando a placa ensaiada e os pontos de realização dos ensaios de campo para a caracterização do solo;
- d) apresentação das características e identificação do solo ou rocha através das sondagens mais próximas, conforme a ABNT NBR 6502;
- e) planta e corte da montagem da prova de carga, mostrando os sistemas de reação e de aplicação de carga, bem como os dispositivos de leitura e referência;
- f) ocorrências excepcionais durante o ensaio.

EXEMPLO Perturbação nos dispositivos de carga e de medida, modificações na superfície do terreno adjacente à prova, fotos e temperatura.

4.5.2 Tipo e características da placa, como:

- a) dimensões geométricas (diâmetro e material constituinte);
- b) cota de apoio e do terreno;
- c) informações sobre escavações, se houver;
- d) data de execução, concretagem;
- e) características estruturais da placa, caso seja de concreto (armadura ou concreto utilizado).

4.5.3 Ocorrências excepcionais durante o ensaio, como:

- a) perturbações dos dispositivos de carga e medição;
- b) modificações na superfície do terreno contíguo à placa;
- c) eventuais alterações nos pontos de fixação das referências às leituras;
- d) desaparecimento dos dispositivos de carga;
- e) deformação dos elementos de reação;
- f) variação da temperatura ambiente no decorrer do ensaio (máxima e mínima diárias);
- g) tabelas das leituras tempo-deslocamento e carga-deslocamento de todos os estágios.

4.5.4 Curva tensão-deslocamento:

Indicando os tempos de início e do fim de cada estágio, adotando-se uma escala tal que a reta que liga a origem e o ponto da curva correspondente à tensão estimada admissível resulte em uma inclinação de $(20 \pm 5)^\circ$ com o eixo das tensões.

Em casos em que se pretenda estabelecer correlações entre os resultados fornecidos pela prova de carga e outros ensaios in-situ, estes ensaios devem ser em número não inferior a três e estar a uma distância não superior a 2,0 m do eixo da placa.

Comentários: Quantos as informações dos resultados, a ABNT NBR6489/2019 explicita e exige a empresa responsável por realizar o ensaio a entregar um relatório com mais informações e detalhes do que sua antecessora. Todas as informações solicitadas no capítulo 4 da ABNT NBR 6489/1984 estão inclusas na norma atual.

É fácil notar que o tempo entre a publicação de ambas as normas é o principal fator para a abundância de detalhes de uma em relação a outra. A nova norma acabou por limitar as variações que poderiam ocorrer no processo para execução do ensaio, tornando o processo mais profissional.

5. CAMPO EXPERIMENTAL

5.1 Localização

O local do campo experimental foi escolhido levando em consideração diversos fatores, entre os principais se sobressai a questão da boa logística devido à proximidade com o laboratório de engenharia civil da UFRJ e o fato deste solo já ter sido estudado em outras pesquisas recentes, portanto há um banco de dados a respeito dos parâmetros deste solo (Silva, 2019).

O campo experimental está localizado no terreno da cidade universitária em Macaé, na Av. Aluizio da Silva Gomes, 50 - Novo Cavaleiros, Macaé – RJ. Vale ressaltar que o fato do campo experimental ser dentro da cidade universitária ainda torna o ambiente relativamente seguro para a execução deste trabalho. A figura 5.1 mostra a localização do campo experimental no campus universitário em Macaé, Rio de Janeiro.



Figura 5.1 - Localização do campo experimental dentro do campus universitário, GOOGLE.COM (acesso em 04/02/2020).

5.2 Características do solo

O termo caracterização do solo é utilizado em geotecnia para referenciar um grupo de ensaios que buscam identificar as características básicas dos solos, com o objetivo de avaliar a aplicabilidade da obra no terreno em questão. Neste trabalho, foram utilizados os dados da caracterização do solo obtidos por Silva, (2019), que realizou recentemente uma série de ensaios no mesmo campo experimental. Além da curva granulométrica são apresentados os resultados dos ensaios de adensamento e cisalhamento direto em amostras indeformadas realizadas por Silva, (2019).

5.2.1 Granulometria

O ensaio para a determinação da granulometria foi realizado apenas por peneiramento e com base na ABNT NBR 7181/2016, com pequenas adaptações, como por exemplo a lavagem foi realizada sem defloculante. Para um melhor detalhamento do peneiramento da curva foram usadas as peneiras: 25,4mm; 19,1mm; 9,52mm; 6,7mm; 4,75mm; 3,35mm; 2,36mm; 2,0mm; 1,7mm; 1,18mm; 850 μ m; 600 μ m; 425 μ m; 300 μ m; 212 μ m; 150 μ m; 106 μ m; 75 μ m; 53 μ m. Assim a curva fica detalhada até o grão de tamanho 53 μ m. Peneiras maiores que 25,4mm não foram utilizadas, pois nenhum dos materiais utilizados na presente pesquisa são mais grossos que a peneira citada.

Outra pequena divergência quanto ao recomendado pela norma, foi o modo de preparação da amostra. Neste ensaio o solo foi lavado na peneira de 53 μ m. Após esse procedimento o material foi seco em estufa a 105°C antes do peneiramento para evitar anomalias originárias da umidade do material.

O material seco foi levado a sequência de peneiras dispostas no agitador mecânico por 15 minutos, na frequência máxima de 100 Hz.

Após o término do peneiramento, os grãos retidos em cada peneira foram transferidos individualmente para cápsulas da tara conhecida e posteriormente pesados.

Este processo foi realizado 3 vezes, com amostras coletadas na cota do terreno, a 0,5 metros de profundidade e a 1,0 metro de profundidade.

Algumas das adaptações realizadas nos procedimentos da norma foram necessárias devido, muitas vezes, a indisponibilidade no laboratório de engenharia civil de certos equipamentos ou acessórios.

A figura 5.2 apresenta as curvas granulométricas obtidas pelos ensaios de peneiramento.

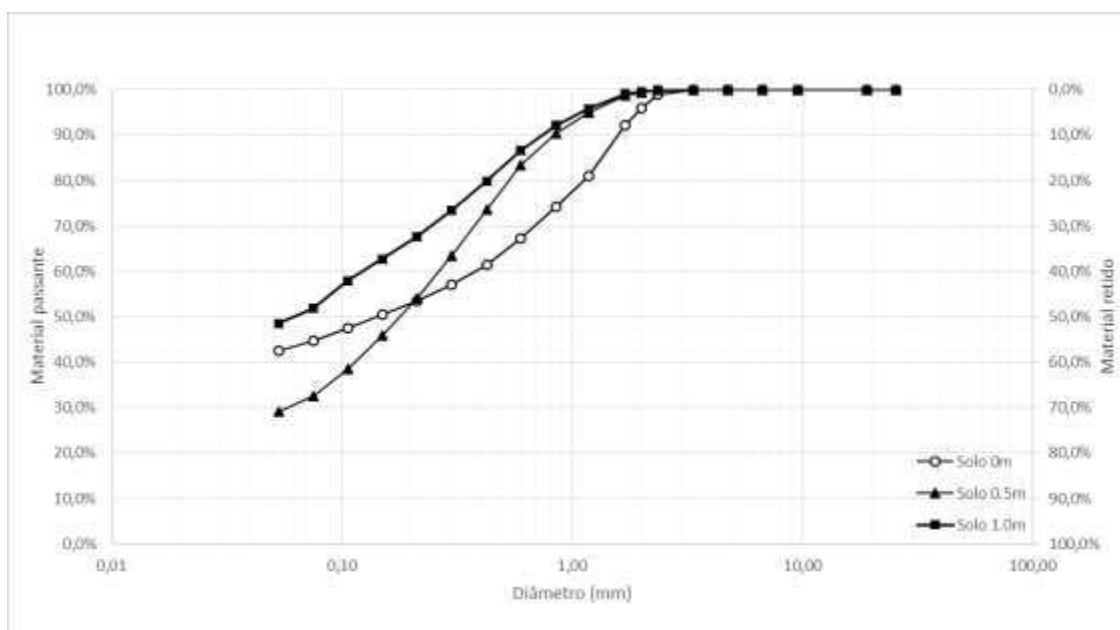


Figura 5.2 – Curvas granulométricas (Silva, 2019).

5.2.2 Compressão uniaxial

Os ensaios de compressão uniaxial foram realizados em amostras indeformadas coletadas em 17 de julho de 2018 por Silva, 2019. Ressalta-se que na época da coleta das amostras as condições meteorológicas estavam bem parecidas com condições encontradas durante esta pesquisa.

A amostragem foi realizada no local mais próximo quanto possível do local onde o ensaio de placa deste trabalho foi realizado.

Para os procedimentos detalhados da amostragem sugere-se ver o trabalho de Silva, 2019. O anel utilizado para amostragem tinha 40cm². A figura 5.3 apresenta a vala realizada para coleta das amostras assim como cravação do anel na superfície do terreno.



Figura 5.3 – Vala para coleta de amostra a 50 cm de profundidade e cravação do anel na superfície (Silva, 2019).

O ensaio foi executado conforme a ABNT 12007/1990, porém foi realizado apenas para o carregamento de 400 kPa, tensão esta que foi prevista para o ensaio de placa realizado por Silva, 2019 e teve a duração de 6 dias. Como a placa utilizada neste trabalho é de menor área, o esperado é que seja atingido maiores tensões.

A figura 5.4 apresenta a curva de adensamento para a tensão de 400 kPa para duas amostras, uma coletada na superfície e outra a 0,5 m de profundidade. A análise da curva revela que há uma maior redução de altura para a amostra coletada na superfície em relação a coletada a 0,5 m de profundidade. Demonstrando que o solo localizado a 0,5 m de profundidade é mais rígido.

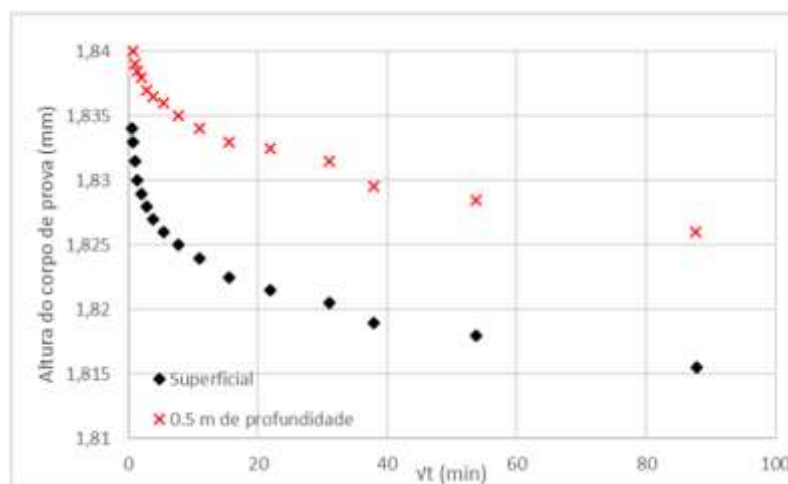


Figura 5.4 – Variação da altura do corpo de prova pela raiz do tempo (Silva, 2019).

5.2.3 Cisalhamento direto

Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados em amostras indeformadas coletadas em 22 de janeiro de 2019 por Silva, (2019). Ressalta-se que na época da coleta das amostras as condições meteorológicas também estavam bem parecidas com condições encontradas durante esta pesquisa.

A amostragem foi realizada a apenas 2 metros do local de onde o ensaio de placa deste trabalho foi realizado.

Para os procedimentos detalhados da amostragem sugere-se ver o trabalho de Silva, (2019). A retirada de amostras aconteceu próximo ao local onde foi realizado a prova de carga deste trabalho. Foi feita a limpeza dos primeiros 5 cm de material, seguido da tomada de amostras indeformadas na superfície no molde de 25 cm², como ilustra a figura 5.5.



Figura 5.5 – Cravação do molde na superfície (Silva, 2019).

Cabe lembrar que este ensaio é realizado sobre a premissa de que não ocorra excesso de poro-pressão no solo, pois o equipamento não possui meios de quantificá-la, logo a velocidade de cisalhamento deve ser a menor possível para que não haja excesso de poro-pressão. O ensaio foi realizado a uma velocidade de 0,17 mm/min em

correspondência com velocidade da realização da prova de carga realizada por Silva, 2019.

O ensaio nos fornece o ângulo de atrito e o intercepto de coesão do solo em plano pré-determinado. Essas quantidades são mensuradas através da envoltória de Mohr-Coulomb, sendo necessário ao menos 3 ensaios de cisalhamento direto. O par ordenado da envoltória é a tensão normal máxima por cisalhamento máxima. A figura 5.6 apresenta um exemplo de envoltória de tensões de Mohr-Coulomb.

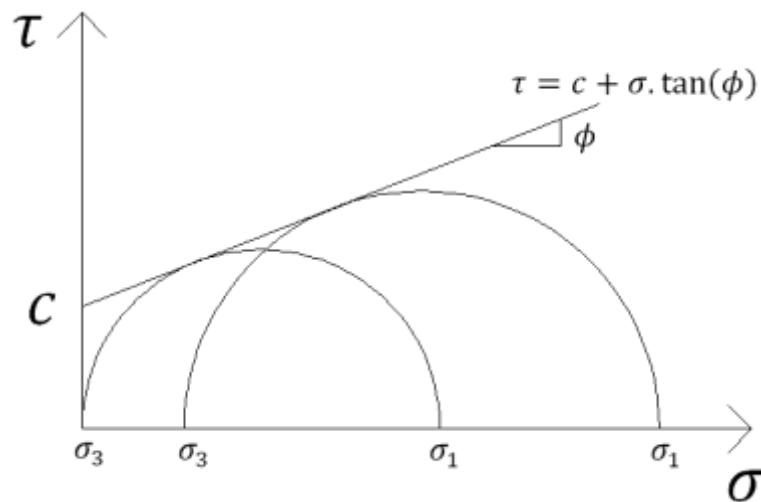


Figura 5.6 – Envoltória de tensões de Mohr-Coulomb

Onde:

c é o intercepto de coesão;

ϕ é o ângulo de atrito do solo;

σ é a tensão normal;

τ é a tensão cisalhante.

A envoltória de resistência ao cisalhamento é dada pela seguinte equação:

$$\tau = \sigma \tan\phi + c \quad (5.2)$$

Cabe ressaltar que os ensaios de cisalhamento direto foram realizados com tensões normais de 50 kPa, 400 kPa e 800 kPa. O tempo de adensamento foi de 30 minutos para todas as amostras;

A figura 5.7 apresenta uma das amostras após a fase de cisalhamento do ensaio de cisalhamento direto.

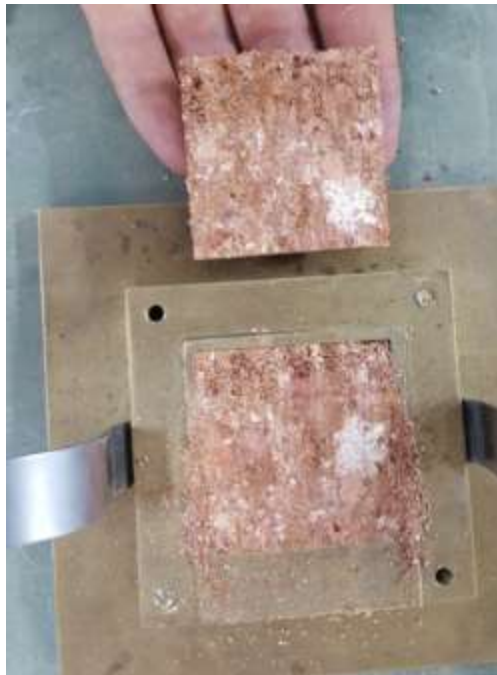


Figura 5.7 – Amostra cisalhada (Silva, 2019).

Através das tensões normais e cisalhantes obtidas na ruptura, traça-se a envoltória conforme ilustrado pela figura 5.8.

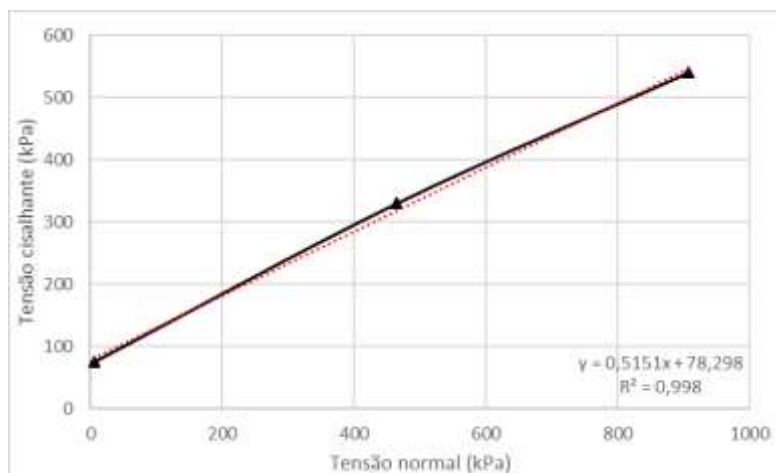


Figura 5.8– Envoltória de tensões (Silva, 2019).

Partindo da regressão linear dos dados, estabelece-se o intercepto de coesão e o ângulo de atrito que são de 78 kPa e 27 ° respectivamente. A umidade natural da amostra utilizada neste ensaio, é da ordem de 17%.

5.3 Sondagem a percussão com medida de N_{SPT}

Os ensaios foram realizados com pequenas adaptações da NBR 6484/2001, como por exemplo, a primeira amostra foi tomada na profundidade de 0,50m a 0,95m. Pelo motivo da placa no ensaio de prova de carga estar assentada a mesma cota aproximadamente. O SPT foi realizado próximo ao local do ensaio de prova de carga como recomenda a norma ABNT NBR 6489/2019.

Um outro fato relevante, é que a sondagem foi realizada sem lavagem, sendo somente por percussão a partir dos 0,50 m. O que não atrapalhou em nada o trabalho realizado, pois não foi atingido o nível da água durante a sondagem e a placa utilizada na prova de carga é de pequena dimensão (8x15 cm), gerando um bulbo de tensões pouco profundo em comparação com a profundidade atingida na sondagem a percussão.

5.3.1 Execução do ensaio

Primeiro todos os componentes da aparelhagem (torre com roldana, tubos de revestimento, trado helicoidal, trépano de lavagem, amostrador padrão, cabeça de bater, martelo padronizado e etc.) foram levados e organizados no campo experimental do presente trabalho, facilitando a montagem conforme ilustrado na figura 5.9.



Figura 5.9 – Componentes da aparelhagem padrão e montagem do sistema.

Após a instalação e a locação do furo (indicada por uma estaca com as marcações dos avanços de 15 cm) prosseguiu-se com a perfuração, que foi iniciada com trado helicoidal como indica a norma, porém até a profundidade de 0,50 m, esta etapa está retratada na figura 5.10.



Figura 5.10 – Escavação com trado helicoidal e locação do furo.

Ao atingir-se a cota determinada para a retirada da primeira amostragem (0,50 metros), foi dado sequência dando golpes com o martelo padronizado na cabeça de bater, seguido da coleta da amostra por meio de amostrador-padrão, ilustrado na figura 5.11. Foram obtidos o N_{SPT} e a umidade natural da amostra.



Figura 5.11 – Execução dos golpes com o martelo e coleta de amostra.

Após isto as amostras passaram a ser tomadas nas profundidades recomendadas pela norma, na profundidade de 1,00 m, 2,00 e assim por diante.

O primeiro ensaio foi realizado no dia 16/10/2019 até a profundidade de 2,45 m e as amostras foram tomadas nas profundidades de 0,5 m, 1,00 m e 2,00. Suas respectivas resistências a penetração N foram 19, 16 e 17. Logo o solo identificado como silte argiloso se encontra no estado rijo, conforme a tabela 6 encontrada na NBR 6484/2001.

O segundo ensaio foi realizado no dia 20/11/2019 até a profundidade de 1,45 m e as amostras foram tomadas nas profundidades de 0,5 m e 1,00 m. Suas respectivas resistências a penetração N foram 19 e 20. Logo o solo identificado como silte argiloso se encontra no limiar do estado de rijo para duro. Conforme a tabela 6 encontrada na NBR 6484/2001.

Tabela 6 – Tabela dos estados de compactidade e resistência (NBR 6484/2001)

Solo	Índice de resistência à penetração N	Designação ¹⁾
Areias e siltes arenosos	≤ 4	Fofa(o)
	5 a 8	Pouco compacta(o)
	9 a 18	Medianamente compacta(o)
	19 a 40	Compacta(o)
	> 40	Muito compacta(o)
Argilas e siltes argilosos	≤ 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média(o)
	11 a 19	Rija(o)
	> 19	Dura (o)
<p>¹⁾ As expressões empregadas para a classificação da compactidade das areias (fofa, compacta, etc.), referem-se à deformabilidade e resistência destes solos, sob o ponto de vista de fundações, e não devem ser confundidas com as mesmas denominações empregadas para a designação da compactidade relativa das areias ou para a situação perante o índice de vazios críticos, definidos na Mecânica dos Solos.</p>		

6. PROVAS DE CARGA

Foram planejadas três provas de carga em placa metálica rígida: uma em solo natural; uma em solo compactado e uma em solo compactado com reforço de geogrelha. Tais provas de carga visam avaliar a variação da capacidade de carga após a inserção da geogrelha, e comparar o desempenho do terreno escavado e reforçado ao terreno em seu estado natural.

A seguir serão descritos diversos detalhes dos materiais e métodos utilizados nestas três provas de carga. Os dados obtidos destas provas de carga se encontram no apêndice B.

6.1 Placa

Pelos estudos anteriores realizados neste campo experimental (e.g.: Silva, 2019), foi constatado a elevada resistência do solo. Como o objetivo neste trabalho é de alcançar grandes tensões durante o ensaio, optou-se por utilizar uma placa retangular de pequenas dimensões, de 15 cm por 8 cm. A placa supostamente rígida utilizada é de aço com 2 cm de espessura, conferindo rigidez para que funcione como um corpo rígido. A placa utilizada segue apresentada na figura 6.1.



Figura 6.1 – Placa retangular rígida de aço (15cm x 8 cm x 2 cm).

6.2 Geogrelha

A geogrelha utilizada de polietileno foi fornecida pelo laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ. A figura 6.2 apresenta um detalhe da geogrelha utilizada.

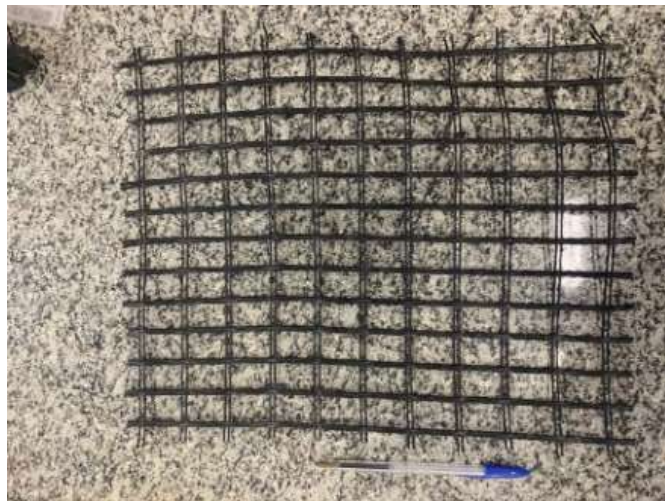


Figura 6.2 – Geogrelha utilizada (60cm x 40 cm).

As dimensões da geogrelha são de 60 cm por 40 cm e a malha com abertura de 4 cm por 2,5 cm.

A fim de determinar outros parâmetros da geogrelha (e.g.: resistência a tração) tentou-se realizar um ensaio de resistência a tração buscando os parâmetros da geogrelha. Foram fabricados dois dispositivos metálicos de adaptação para ensaiar a geogrelha na prensa do laboratório da engenharia mecânica da UFRJ/Macaé. Os dispositivos contavam, cada um, com duas placas no formato de trapézio. Na montagem as duas placas ficavam nas extremidades pressionando a geogrelha usando seis parafusos, além de duas fitas duplas-face, que melhoravam a superfície de contato entre as placas e a geogrelha. A sequência da montagem da amostra da geogrelha nos dispositivos, além do conjunto pronto para realização do ensaio, está apresentada na figura 6.3.

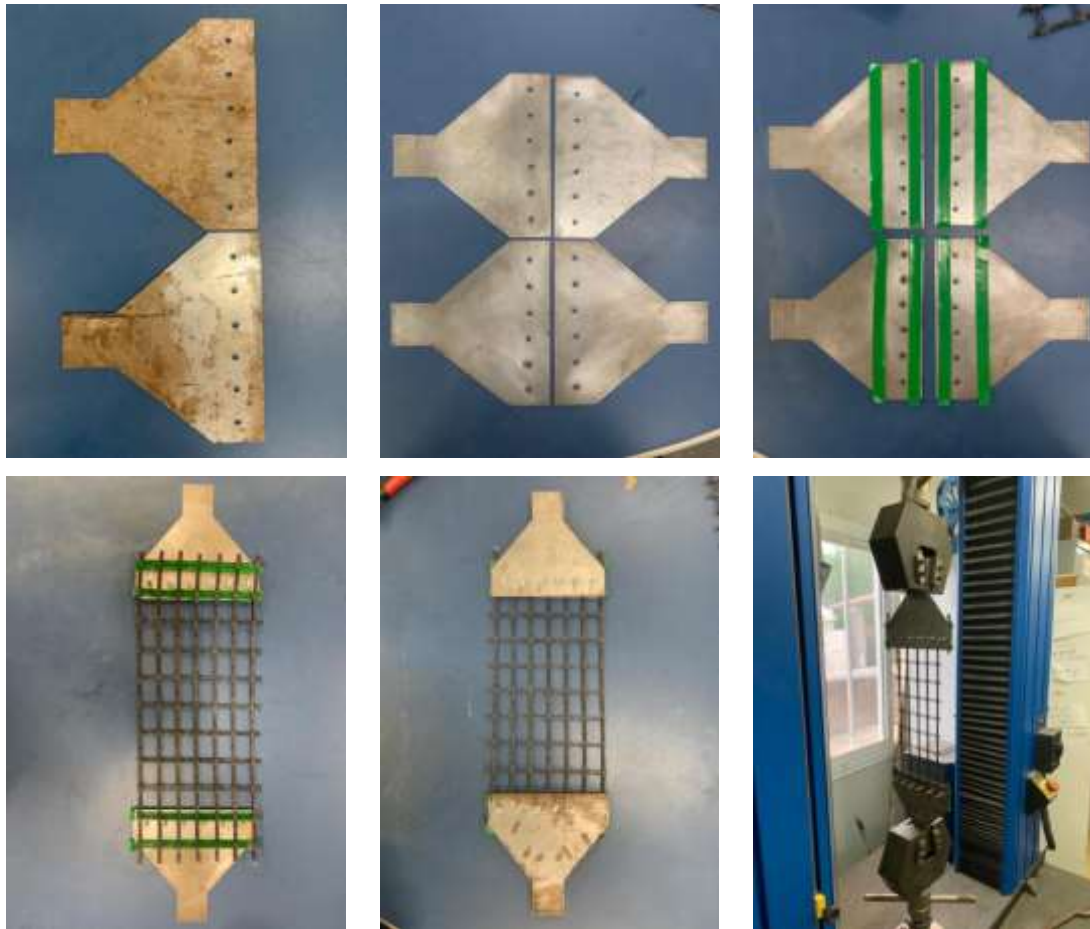


Figura 6.3 – Ensaio de tração na geogrelha.

O ensaio infelizmente não ocorreu conforme planejado. Suspeita-se que a geogrelha escorregou ao longo da faixa em que estava fixada com os seis parafusos. Assim, os deslocamentos foram muito grandes e os valores dos esforços variaram muito, não sendo confiáveis.

6.3 SISTEMA DE REAÇÃO

A norma ABNT NBR 6489:2019 explicita claramente os critérios a serem atendidos pela estrutura do sistema de reação. Porém a norma trata de elementos sofisticados e de custo relativamente alto (estacas, tirantes e etc.) impossibilitando sua utilização na presente pesquisa.

Assim, visando contornar o empecilho da implementação onerosa do sistema de reação, buscou-se uma alternativa mais viável para o nível financeiro desta pesquisa.

Algumas empresas executoras de provas de carga costumam utilizar estruturas de peso como sistema de reação. Neste sentido, uma das soluções mais simples e de menor custo que pode ser utilizada são os caminhões.

Recentemente foi realizada a construção de mais um edifício no campus universitário de Macaé. As fundações deste edifício (bloco D) foram realizadas em estacas metálicas cravadas a percussão. Um caminhão bate estacas foi utilizado e está estacionado na área do campus, justamente na região de interesse da presente pesquisa. A empresa responsável pelo caminhão foi consultada a respeito da utilização do mesmo como sistema de reação, sendo fornecido de imediato o aval positivo. A figura 6.4 apresenta o caminhão bate estacas utilizado como sistema de reação para as provas de carga desta pesquisa.



Figura 6.4 – Caminhão utilizado como sistema de reação.

De acordo com a pesquisa realizada por Silva (2019), que também realizou provas de carga na região, a carga máxima suportada por esse sistema de reação foi da ordem de 35 kN.

6.4 Sistema de aplicação e medida de carga

O sistema de aplicação e medida de carga foi constituído de um macaco hidráulico, um anel dinamométrico, prolongadores e uma bilha que serão descritos a seguir.

6.4.1 Macaco Hidráulico

O Macaco hidráulico cedido pela COPPE ao campus Macaé é da marca Bovenau, tem a capacidade de aplicar até 98 kN e possui curso de 16,3 cm. O macaco utilizado é retratado na figura 6.5. Cabe mencionar que seu acionamento é manual, através de uma alavanca.



Figura 6.5 – Macaco hidráulico.

6.4.2 Anel dinamométrico

O anel dinamométrico possui capacidade de carga de até 49 kN. Cabe mencionar que esse anel dinamométrico é utilizado na prensa que realiza o ensaio para determinação do índice suporte Califórnia (ISC ou CBR). Essa prensa está situada no laboratório de mecânica dos solos da UFRJ/Macaé. A constante utilizada foi de 2,011 kgf/div. A figura 6.6 apresenta em detalhe o anel dinamométrico utilizado.



Figura 6.6 – Anel dinamométrico.

6.4.3 Prolongadores e bilha

Foram utilizados um cilindro e uma placa como prolongadores, ambos maciços e de aço. A finalidade dessas peças é de transferir a carga aplicada pelo macaco hidráulico entre o sistema de reação e a placa ensaiada. A bilha utilizada também é maciça e de aço, e sua utilização garante que a transferência de carga para o sistema de reação ocorra através somente de um ponto, minimizando imperfeições que possam ocorrer durante a montagem. Os prolongadores e bilha são identificados na figura 6.7.

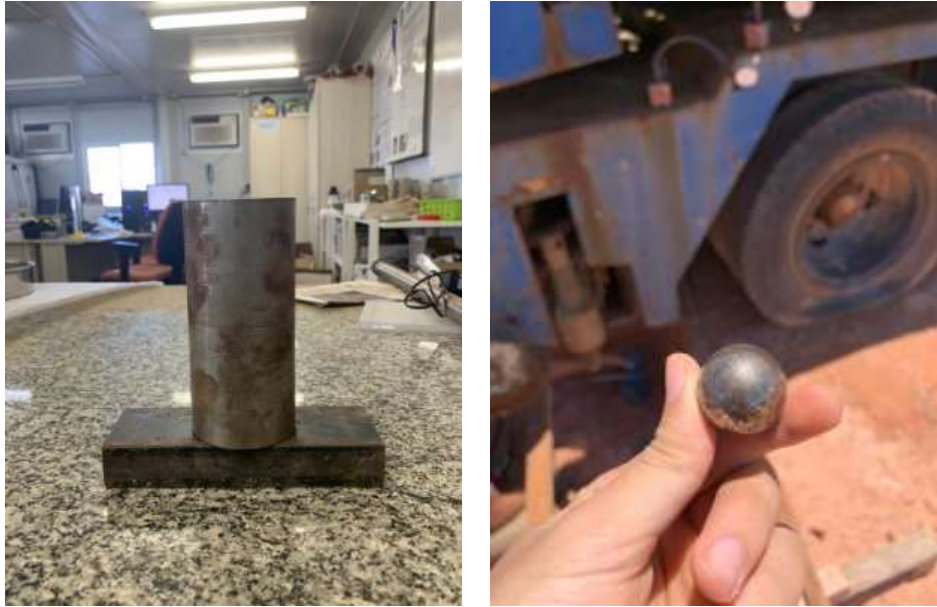


Figura 6.7 – Prolongadores utilizados e bilha.

6.5 Sistema de medida dos deslocamentos

O sistema de medida de deslocamentos foi constituído de extensômetros mecânicos, bases magnéticas e um sistema isolado de referência.

Foram utilizados dois extensômetros mecânicos da marca Kingtools para aferir os recalques, os quais possuem curso máximo de 30 mm e precisão de 0,01 mm. O sistema de referência consistia em uma viga de madeira isolada dos sistemas de reação e aplicação de carga. Durante a montagem do sistema de medida de deslocamentos os extensômetros foram encaixados e presos nas bases magnéticas. Utilizando superfícies metálicas as bases magnéticas foram fixadas e os extensômetros apoiados em uma viga isolada de referência em madeira. A figura 6.8 exibe um extensômetro mecânico, a base magnética e uma visão geral do sistema de medida de deslocamentos já pronto para os ensaios.



Figura 6.8 – Extensômetro, base magnética e viga de referência.

6.6 Critérios para realização da prova de carga

Reforça-se que foram tomados todos os cuidados disponíveis e recomendados para evitar perturbações, choques e eventos que viessem a prejudicar as provas de carga.

A princípio o critério de avanço das provas de carga seria baseado de acordo com o método do carregamento rápido estabelecido na ABNT NBR 6489/2019. Porém, devido a questões climáticas locais isso não foi possível (fortes rajadas de vento).

Assim, estrategicamente, foi decidido mudar o critério de avanço, realizando a leitura de todos os instrumentos de medição ao final da aplicação da carga e, a seguir, prosseguindo para um próximo estágio.

Foram realizados 15 estágios de carregamento da ordem de 1,48 kN cada um. Ao final do último estágio foram realizadas 5 medidas de deslocamentos com intervalos de 2 minutos entre elas. A medida que havia algum descarregamento no sistema a carga era repostada acionando a alavanca do macaco hidráulico.

O descarregamento da prova de carga foi planejado para ser realizado em estágios controlados. Infelizmente, o descarregamento, embora tenha sido realizado, não pôde ser devidamente controlado devido a questões de operação do macaco hidráulico (não havia um controle muito bom da válvula de retorno do óleo para o sistema hidráulico do macaco). Assim os descarregamentos das provas de carga tiveram entre 6 e 10 estágios com cargas variando entre 0,5 kN e 4 kN.

6.7 Montagem das provas de carga e execução dos ensaios

As provas de carga foram planejadas para serem realizadas a 0,5 metro de profundidade. Assim foi necessário realizar a escavação de uma camada de solo de 50 cm de espessura para poder realizar a montagem das provas de carga. Com o auxílio de uma retroscavadeira foi realizada uma escavação ao longo de uma das laterais do caminhão. A figura 6.9 mostra a retroscavadeira executando a vala de auxílio para o acesso ao local de realização das provas de carga.



Figura 6.9 – Execução da escavação com retroscavadeira.

A vala de auxílio possuía cerca de 50 cm de profundidade, 50 cm de largura e 2,5 m de comprimento.

A escavação do local de realização das provas de carga foi realizada com ferramentas manuais e de forma artesanal. Foram utilizadas diversas ferramentas: cavadeira, pá, enxada, picareta, colher de pedreiro, nível de bolha e etc. A figura 6.10 retrata o deslocamento dos equipamentos para o campo experimental, a escavação e o nivelamento da placa na posição final para realização de uma das provas de carga.



Figura 6.10 – Transporte dos equipamentos do laboratório para o campo experimental e escavação manual.

Com o auxílio da picareta e a enxada a camada superficial do solo, embaixo do caminhão, foi retirada. Ao chegar perto da cota de realização dos ensaios a escavação seguia com auxílio da pá e da colher de pedreiro. Assim após atingir 0,5 m de profundidade o solo foi nivelado, com nível de bolha, para a execução da primeira prova de carga. Ressalta-se que o solo escavado foi guardado em sacos plásticos para eventuais necessidades.

6.7.1 Prova de carga 1 (Placa em solo natural)

A configuração planejada para este ensaio era de realizar a prova de carga na placa a 0,5 m de profundidade assentada no solo natural. Assim com o terreno nivelado e a placa de 15 cm x 8 cm no local seguiu-se com a instalação dos prolongadores para a realização da primeira prova de carga. Sobre os prolongadores foi posicionado o anel dinamométrico, e posteriormente uma placa de aço para fixação das bases magnéticas dos extensômetros. Foi adicionado em sequência o macaco hidráulico e, por último, a bilha. Assim, com o acionamento da alavanca do macaco hidráulico a bilha encosta na reação (caminhão bate estacas). Após o posicionamento dos equipamentos foi colocado a viga de referência para os deslocamentos e as extremidades dos extensômetros apoiadas nela. A figura 6.11 apresenta o ensaio 1 pronto para ser iniciado.



Figura 6.11 – Prova de carga pronta para ser iniciada.

A realização deste ensaio consiste na aplicação de cargas verticais através do macaco hidráulico à placa assente no solo, reagindo assim contra o sistema de reação (caminhão). Essa transferência de carga deve ocorrer perpendicularmente as placas sobre o seu centro. Antes de dar início ao ensaio, deve-se realizar a leitura inicial de todos os equipamentos (anel dinamométrico e extensômetros).

Havia três pessoas presentes durante a realização do ensaio, e as funções de leitura dos equipamentos, aplicação de carga no macaco, anotação de dados na planilha ficaram divididas da seguinte forma:

- Uma pessoa, a mais experiente, ficou responsável por realizar os incrementos de carga no macaco hidráulico, realizar a leitura do anel dinamométrico e de um extensômetro;
- Uma segunda pessoa realizou as leituras do outro extensômetro;
- Uma terceira pessoa ficou incumbida de anotar manualmente os dados das três medidas em uma planilha preparada previamente.

Foram aplicados 15 estágios de carregamento. Infelizmente, devido a contratempos na execução não foi possível realizar os estágios conforme planejado anteriormente.

Foram tomadas 5 medidas em intervalos de 2 min após o último estágio de carregamento e o descarregamento foi realizado em 6 estágios. Os dados obtidos desta prova de carga se encontram no apêndice B.

A figura 6.12 apresenta a placa ensaiada logo após a prova de carga, além do detalhe do solo após a retirada da placa.

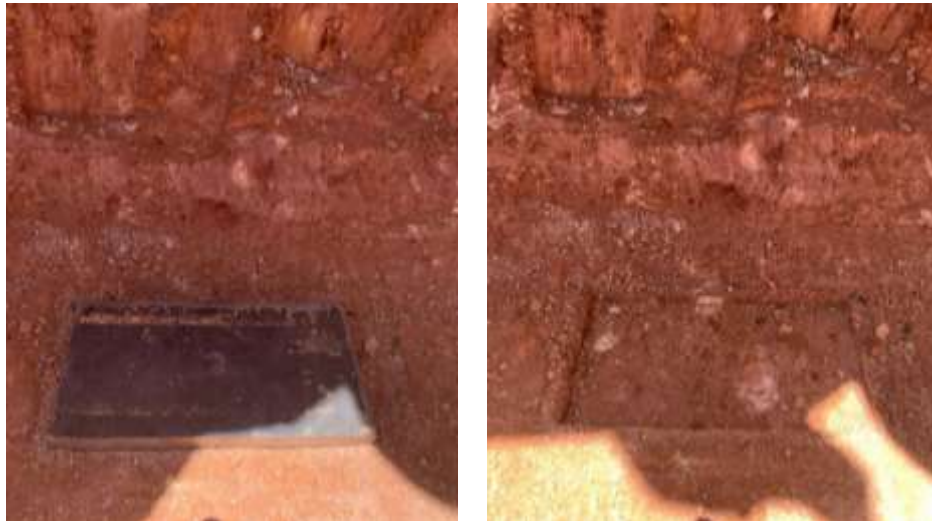


Figura 6.12 – Ruptura e recalque (ensaio 1).

É claramente possível identificar ao final da prova de carga o recalque ocorrido e a superfície de ruptura abaixo da placa.

6.7.2 Prova de carga 2 (Placa em solo compactado)

Para o segundo ensaio a configuração planejada era de realizar a prova de carga na placa também a 0,5 m de profundidade, mas assentada em uma camada de solo compactada sobre o solo natural. Assim ao final da realização da primeira prova de carga uma camada de cerca de 5 cm de solo natural foi retirada com o auxílio da enxada e colher de pedreiro. Essa escavação foi realizada em uma região de 40 cm x 60 cm. O solo foi armazenado em sacos plásticos fechados para manter a umidade. Após a escavação a superfície foi novamente acertada e nivelada com o nível de bolha. O solo que foi retirado foi compactado novamente no local em três camadas de igual espessura (cerca de 1,67 cm). Para compactação foi utilizado um corpo de prova de concreto de dimensões

de 10 cm x 20 cm. Esse “rolo compactador” foi passado, somente com seu peso próprio, 10 vezes em cada ponto sob a placa. Assim, com a energia de compactação conhecida, a placa foi apoiada sobre o solo compactado e a mesma estrutura utilizada na primeira prova de carga pode ser montada. A figura 6.13 mostra a primeira camada de solo sendo colocada novamente no local para ser compactada.



Figura 6.13 – Primeira camada sendo colocada no local antes da compactação.

A figura 6.14, mostra a compactação da camada de aterro utilizando o rolo compactador. Cabe ressaltar que o rolo compactador foi pesado em laboratório, conforme também pode ser observado na figura 6.14.



Figura 6.14 – Execução da compactação do solo usando o rolo compactador de 3,51 kg.

A figura 6.15 apresenta em detalhes, após a compactação, a sequência de montagem da segunda prova de carga.



Figura 6.15 – Sequência de montagem dos equipamentos para execução do segundo ensaio.

A realização deste ensaio segue o mesmo preconizado para a primeira prova de carga.

Foram aplicados 15 estágios de carregamento. Infelizmente, devido a contratemplos na execução não foi possível realizar os estágios conforme planejado anteriormente.

Foram tomadas 5 medidas em intervalos de 1 min após o último estágio de carregamento e o descarregamento foi realizado em 6 estágios. Os dados obtidos desta prova de carga se encontram no apêndice B.

A figura 6.16 apresenta a placa ensaiada logo após a prova de carga, além do detalhe do solo após a retirada da placa.



Figura 6.16 – Ruptura e recalque (ensaio 2).

Também foi possível identificar ao final da prova de carga o recalque ocorrido e a superfície de ruptura abaixo da placa. Fica também bem nítido a região em que a compactação foi realizada.

6.7.3 Prova de carga 3 (Placa com geogrelha em solo compactado)

Para o terceiro ensaio a configuração planejada era similar a segunda prova de carga, mas com a inclusão de uma geogrelha. Assim, o solo compactado para a segunda prova de carga foi totalmente removido e a geogrelha de 40 cm x 60 cm foi instalada. A geogrelha foi posicionada de forma a ficar centralizada com a placa, sendo o maior lado da geogrelha paralelo ao maior lado da placa. A partir daí os procedimentos mencionados para a segunda prova de carga foram novamente executados.

A figura 6.17 apresenta a sequência da montagem da terceira prova de carga: posicionamento da geogrelha, colocação da primeira camada de solo, compactação, posicionamento da placa, prolongadores e sistema pronto para a realização da prova de carga.



Figura 6.17 – Sequência de montagem dos equipamentos para execução do ensaio 3.

A realização deste ensaio segue o mesmo preconizado para as outras provas de carga.

Devido a problemas pessoais um dos componentes da equipe teve que se retirar mais cedo e essa prova de carga foi executada somente com dois integrantes. Assim, as funções de leitura dos equipamentos, aplicação de carga no macaco, anotação de dados na planilha ficaram divididas da seguinte forma:

- Uma pessoa, a mais experiente, ficou responsável por realizar os incrementos de carga no macaco hidráulico, realizar a leitura do anel dinamométrico e de um extensômetro;
- Uma segunda pessoa realizou as leituras do outro extensômetro e anotou manualmente os dados das três medidas em uma planilha preparada previamente.

Foram aplicados 14 estágios de carregamento. Infelizmente, devido a contratempos na execução não foi possível realizar os estágios conforme planejado anteriormente.

Devido à baixa iluminação, não se realizou a mesma quantidade de estágios de descompressão. Tomou-se uma medida 1 min após o último estágio de carregamento e o descarregamento foi realizado em 7 estágios. Os dados obtidos desta prova de carga se encontram no apêndice B.

A figura 6.18 apresenta a placa ensaiada logo após a prova de carga, além do detalhe do solo após a retirada da placa.



Figura 6.18 – Ruptura e recalque (ensaio 3).

É claramente possível identificar ao final da prova de carga o recalque ocorrido, a superfície de ruptura abaixo da placa, além de parte da geogrelha utilizada (em apenas um dos lados da placa).

Cabe mencionar que a terceira prova de carga foi realizada ao final do dia e seu término aconteceu quando já estava escuro.

7. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

7.1 Prova de carga 1

A primeira prova de carga foi executada logo após a escavação e preparação do terreno, sem a alteração das características do solo abaixo da placa. Para isso a superfície do solo foi cuidadosamente escavada até a cota estipulada. A superfície foi regularizada devidamente e a placa apoiada de forma centrada e nivelada, pronta para aplicação dos carregamentos.

A figura 7.1 apresenta a curva carga versus recalque da primeira prova de carga. Esta curva apresenta a média dos deslocamentos obtidos dos dois extensômetros (1 e 2) imediatamente após a fase de aplicação de carga e de descompressão, no instante $t=0$. Ressalta-se que se optou pela apresentação da média dos deslocamentos devido a rotação da placa não ter sido significativa.

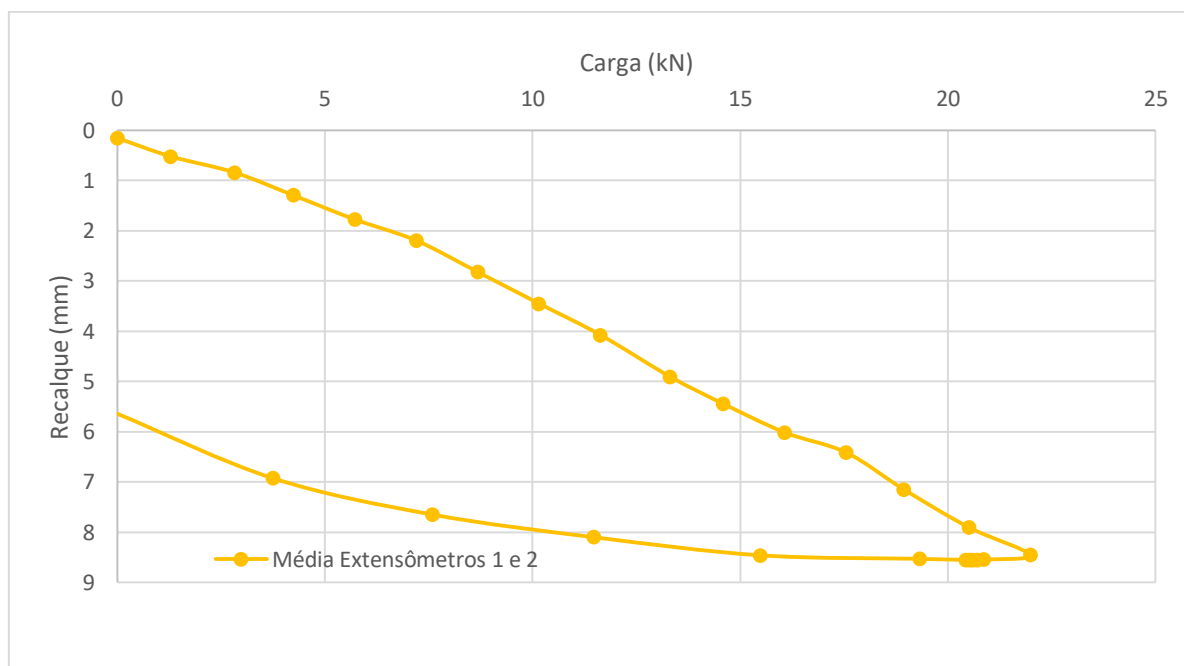


Figura 7.1 – Carga versus recalque (ensaio 1).

A carga máxima aplicada na placa foi da ordem de 22 kN correspondendo a uma tensão de 1,833 MPa. O recalque médio máximo, associado a esta carga, foi de 8,46 mm. A inclinação da derivada da curva é negativa até a carga da ordem de 15 kN. A partir

desse valor parecem haver pequenas oscilações positivas e negativas entre as inclinações da curva. Vale destacar que a curva não apresenta um padrão de ruptura bem definido até o nível de carregamento atingido pela prova de carga. Ao final do descarregamento o recalque residual da placa foi de 5,62 mm.

7.2 Prova de carga 2

A prova de carga 2 foi realizada conforme a descrição do item 6.7.2. Lembrando que o local de realização foi mesmo que a prova de carga 1. A sequência resumida de execução foi a realização da primeira prova de carga (prova de carga 1). Limpeza superficial do terreno, nivelamento da área, preparação da camada de solo compactado, instalação da mesma placa e realização prova de carga 2.

A figura 7.2 apresenta a curva carga versus recalque. Esta curva apresenta a média dos deslocamentos obtidos dos dois extensômetros (1 e 2) imediatamente após a fase de aplicação de carga e de descompressão do segundo ensaio, no instante $t=0$. Ressalta-se que se optou pela apresentação da média dos deslocamentos devido a rotação da placa não ter sido significativa.

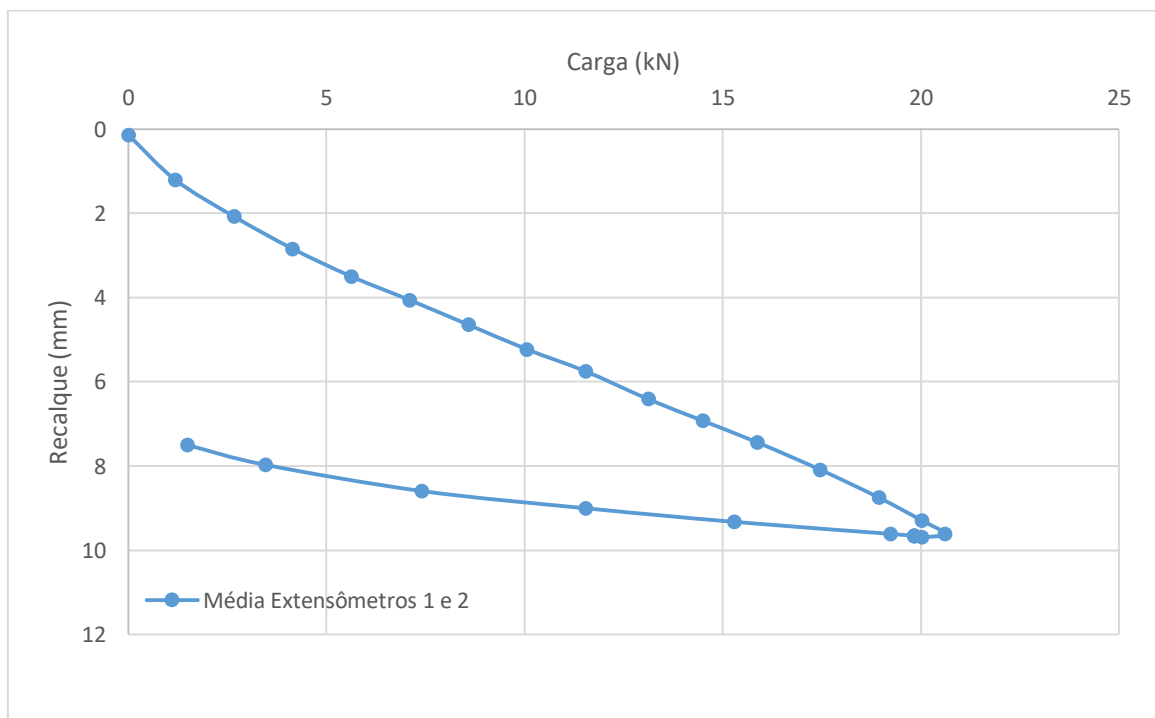


Figura 7.2 – Carga versus recalque (ensaio 2).

A carga máxima aplicada na placa foi da ordem de 20,6 kN correspondendo a uma tensão de 1,717 MPa. O recalque médio máximo, associado a esta carga, foi de 9,61 mm. A curvatura da derivada da curva é positiva até a carga da ordem de 5 kN. Acredita-se que este comportamento foi devido a elevada compressão inicial da camada de solo compactado. A partir desse valor a inclinação da reta passa a ser praticamente constante. Vale destacar que a curva também não apresenta um padrão de ruptura bem definido até o nível de carregamento atingido pela prova de carga. Infelizmente o descarregamento total da prova de carga não foi possível devidos a problemas operacionais. Assim as últimas medidas da fase de descarregamento indicam que quando a carga era da ordem de 1,48 kN o recalque era da ordem de 7,5 mm.

7.3 Prova de carga 3

A prova de carga 3 foi realizada conforme a descrição do item 6.7.3. Ou seja, manteve-se o mesmo local de realização das outras duas provas de carga (prova de carga 1 e prova de carga 2). A sequência resumida de execução foi a realização da primeira prova de carga (prova de carga 1) e segunda prova de carga (prova de carga 2). Limpeza superficial do terreno, nivelamento da área, instalação da geogrelha, preparação da camada de solo compactado, instalação da mesma placa e realização prova de carga 3.

A figura 7.3 apresenta a curva carga versus recalque. Esta curva apresenta a média dos deslocamentos obtidos dos dois extensômetros (1 e 2) imediatamente após a fase de aplicação de carga e de descompressão do terceiro ensaio, no instante $t=0$. Ressalta-se que se optou pela apresentação da média dos deslocamentos devido a rotação da placa não ter sido significativa.

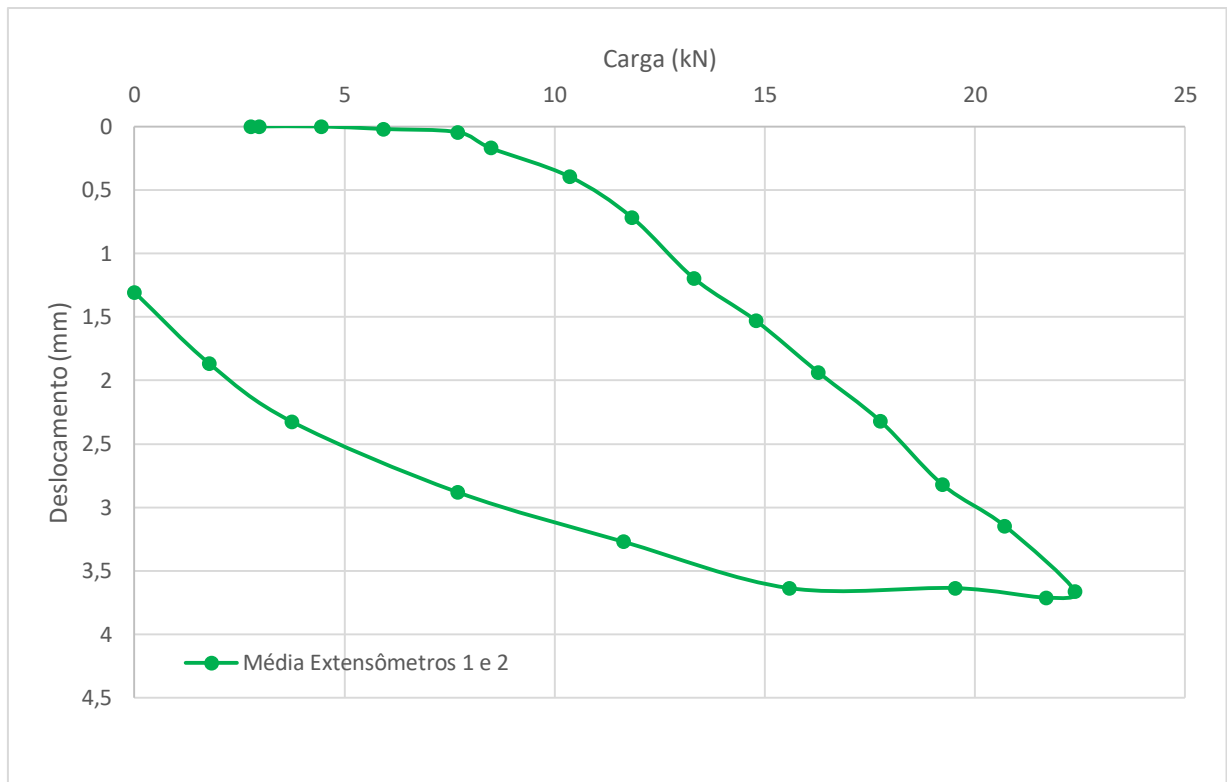


Figura 7.3 – Carga versus recalque (ensaio 3).

A carga máxima aplicada na placa foi de 22,38 kN correspondendo a uma tensão de 1,865 MPa. O recalque médio máximo, associado a esta carga, foi de 3,5 mm.

Os valores dos recalques até o carregamento ser superior a 5,5 kN são muito pequenos ($<0,01$ mm). A instalação da geogrelha deve ter aumentado muito a interação solo-estrutura reduzindo de forma muito eficaz os valores de recalques.

A partir de cerca de 7,7 kN uma mudança brusca na inclinação da derivada da curva pode ser observada. Assim, pode-se dizer que essa fronteira esteja associada a ruptura geotécnica do sistema ensaiado. A partir daí a derivada da curva se torna negativa até o final da fase de carregamento. É importante lembrar que embora esta curva tenha apresentado um padrão de ruptura geotécnico bem definido, não houve a formação de um patamar.

Ao final da fase de descarregamento o recalque residual da placa foi de cerca de 1,3 mm.

7.4 Desempenho

7.4.1 As três provas de carga

Naturalmente, a primeira comparação a ser realizada seria entre os próprios resultados das três provas de carga executadas: placa em solo natural (*prova de carga 1*) x placa em solo compactado (*prova de carga 2*) x placa com geogrelha em solo compactado (*prova de carga 3*).

A Figura 7.4 exhibe as curvas obtidas nas três provas de carga realizadas neste trabalho.

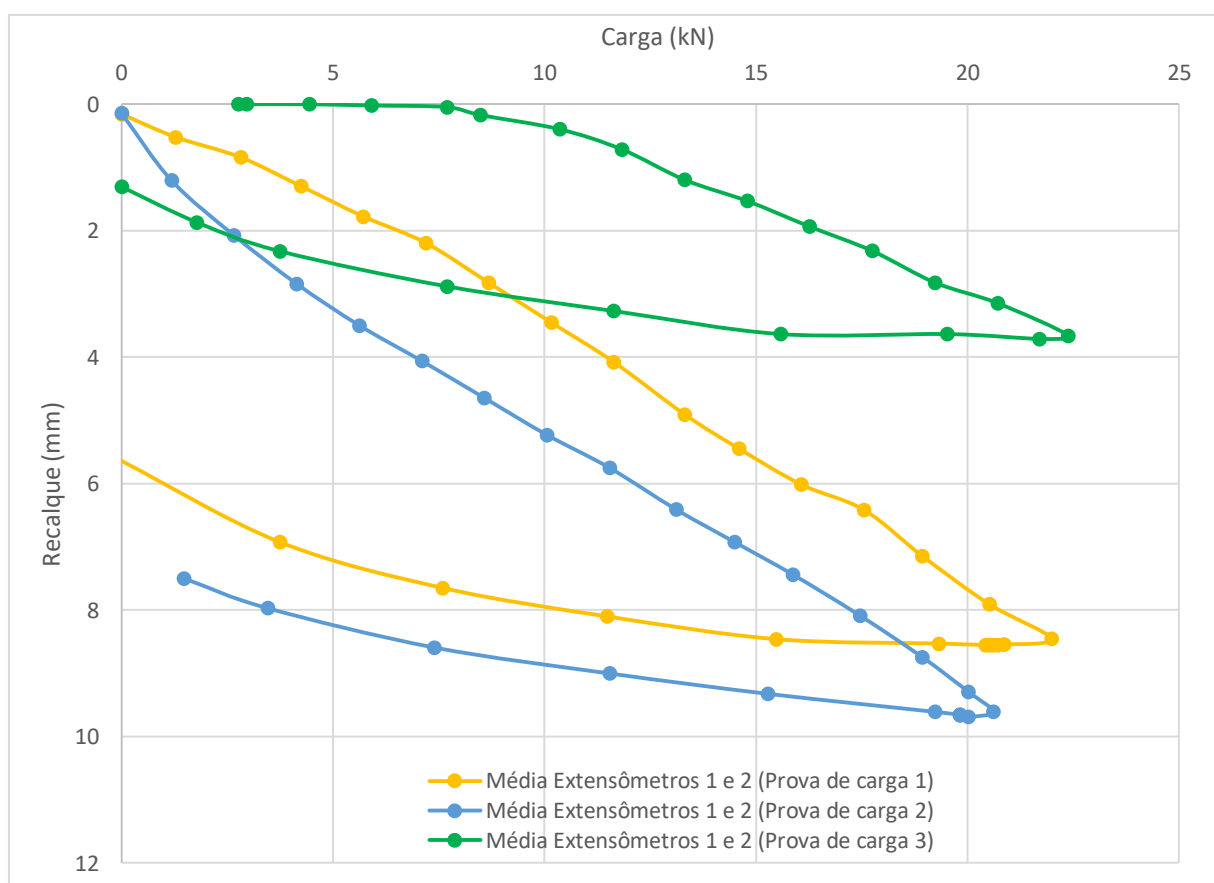


Figura 7.4 – Comparação entre as três provas de carga.

Comparações entre as curvas das três provas de carga:

Observa-se, ao longo das fases de carregamento dos ensaios, que as curvas das provas de carga sem geogrelha (1 e 2) não apresentam uma mudança brusca de

comportamento, já a curva da prova de carga 3, a única com geogrelha, apresenta uma mudança brusca de comportamento quando a carga é da ordem de 7,7 kN. Essa mudança de comportamento pode ser um dos critérios para identificar a ruptura geotécnica.

As cargas máximas atingidas nas três provas de carga foram semelhantes. Cabe destacar que esses valores foram muito parecidos, pois em todos os casos a capacidade de carga do sistema de reação foi esgotada e as provas de carga tiveram que ser descarregadas.

Os deslocamentos máximos das provas de carga sem geogrelha foram bem maiores que o deslocamento máximo da prova de carga com geogrelha. O deslocamento máximo da prova de carga com geogrelha (prova de carga 3) foi 2,3 vezes menor que o deslocamento máximo da prova de carga realizada no solo natural (prova de carga 1). Já em comparação com a prova de carga realizada somente com a compactação do solo (prova de carga 2), a prova de carga com a geogrelha (prova de carga 3) teve um deslocamento máximo de cerca de 2,6 vezes menor.

Os deslocamentos residuais seguiram a mesma tendência anterior. Assim, o deslocamento residual da prova de carga com geogrelha foi cerca de 4,3 vezes menor que o da prova de carga com solo natural. Já para a prova de carga com solo compactado, infelizmente, não foi possível medir o deslocamento residual ao término de descarregamento. Porém como o comportamento anterior ao final do descarregamento está muito bem definido, através de um ajuste polinomial é possível estimar que o deslocamento residual seria da ordem de 7 mm. Assim, o deslocamento da prova de carga com geogrelha seria cerca de 5,4 vezes menor que o da prova de carga com solo compactado.

Os valores absolutos das parcelas elásticas dos deslocamentos das três provas de carga foram relativamente parecidos entre si: 2,835 mm; 2,61 mm e 2,355 mm (prova de carga 1, prova de carga 2 e prova de carga 3, respectivamente).

Quando se compara os valores das parcelas elásticas dos deslocamentos com os valores máximos dos deslocamentos de cada prova de carga é possível observar, novamente, que o comportamento da prova de carga 3 é bem diferente das provas de carga 1 e 2. Assim, na prova de carga 3 a parcela elástica dos deslocamentos é de mais de 65% do valor do deslocamento máximo da prova de carga. Já para as provas de cargas 1 e 2 a

parcela elástica dos deslocamentos corresponde a cerca de apenas 30% dos deslocamentos máximos.

7.4.2 Ganho de capacidade de carga

7.4.2.1 Índice de capacidade de carga (BCR)

O parâmetro BCR pode ser utilizado para avaliar a eficiência da utilização da geogrelha através do ganho de capacidade de carga de fundações. Por definição, a capacidade de carga está associada a uma carga de ruptura. Assim para a utilização do BCR seria necessário saber as cargas de ruptura das opções a serem testadas. No presente trabalho, não foi possível identificar as capacidades de carga referentes a ruptura em todas as curvas das provas de carga. Assim uma adaptação foi necessária. Então, para a aplicação do conceito de BCR, foram estipulados recalques de referência e, logo, as cargas associadas a estes recalques foram comparadas para as provas de carga realizadas. Chamou-se esse procedimento de “BCR adaptado”

Aleatoriamente, os valores de recalques de referência para as comparações do “BCR adaptado” foram: 0,5 mm; 1 mm; 2 mm; 2,82 mm e 3 mm.

A figura 7. 5 apresenta, para os recalques de referência, as comparações entre os seguintes “BCR’s adaptados”: solo reforçado com geogrelha e solo natural; solo reforçado com geogrelha e solo compactado; solo compactado e solo natural.

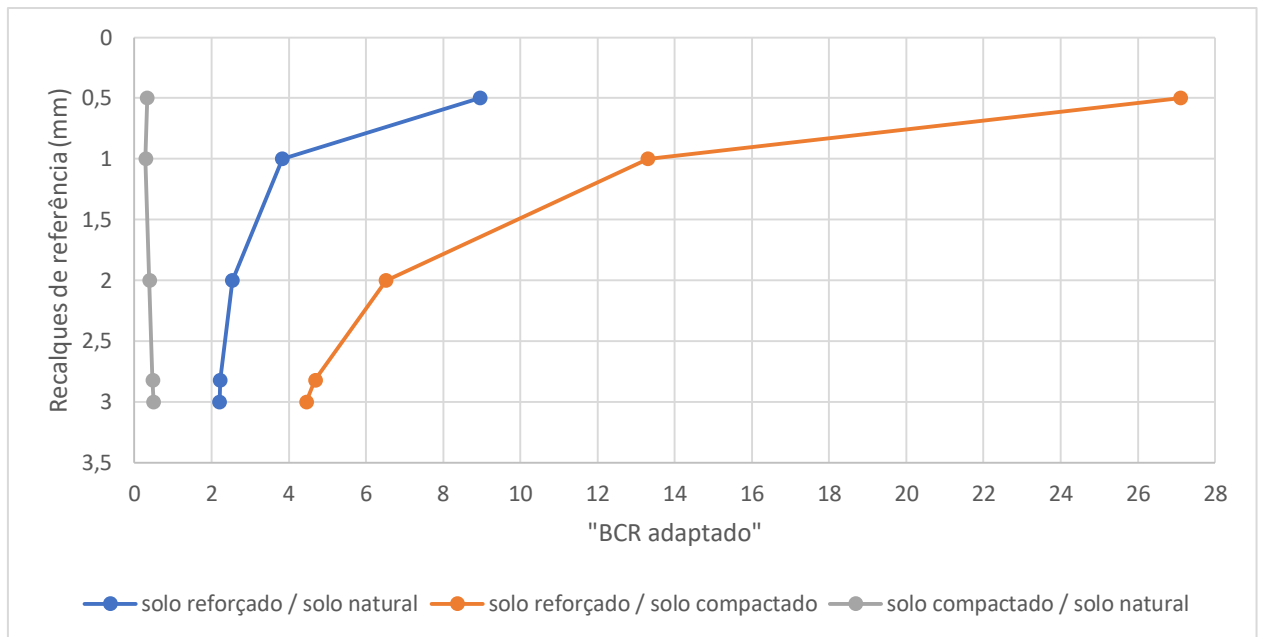


Figura 7.5 – “BCR adaptado” para os recalques de referência nas três provas de carga.

É possível afirmar que nas comparações do “BCR adaptado” entre o solo reforçado com geogrelha e o solo natural e entre o solo reforçado com geogrelha e o solo compactado houve um aumento da carga suportada pela placa com a geogrelha para todos os recalques de referência verificados. Ressalta-se que a comparação para os casos da placa em solo reforçado com geogrelha e o solo compactado forneceram “BCR’s adaptados” superiores aos encontrados para os casos da placa em solo reforçado com geogrelha e o solo natural.

Já por outro lado na comparação realizada entre o solo compactado e o solo natural esse comportamento foi o oposto, ou seja, a placa executada no solo compactado forneceu, para os recalques de referência, cargas inferiores a placa executada no solo natural.

A partir daí também é possível identificar que o solo compactado apresenta uma deformabilidade superior ao solo natural.

Os valores dos “BCR’s adaptados”, para os casos onde foram instaladas as geogrelhas, são maiores quanto menores são os recalques de referência. Nota-se também, que nestes dois casos, os valores de “BCR’s adaptados” tendem para valores fixos a medida que os recalques de referência vão aumentando. Para o solo reforçado e o solo natural o “BCR adaptado” tende para 2 e para o solo reforçado e o solo compactado o “BCR adaptado” tende para 4.

7.4.2.2 Índice de redução de recalque (SSR)

O parâmetro SSR também pode ser utilizado para avaliar a eficiência da utilização da geogrelha através dos da comparação dos recalques.

Para isso basta estipular valores de cargas de referência e comparar os valores dos recalques associados as situações diversas.

No presente trabalho, as hipóteses possíveis são: solo reforçado com geogrelha e solo natural; solo reforçado com geogrelha e solo compactado; solo natural e solo compactado. Então, para a aplicação do conceito de SRR, foram estipuladas, aleatoriamente, cargas de referência entre 2 kN e 18 kN (intervalos de 2 kN) e, logo, os recalques associados a estes carregamentos foram comparados para as provas de carga realizadas. Chamou-se esse procedimento de “SRR adaptado”.

A figura 7. 6 apresenta, para as cargas de referência, as comparações entre os seguintes “SRR’s adaptados”: solo reforçado com geogrelha e solo natural; solo reforçado com geogrelha e solo compactado; solo natural e solo compactado.

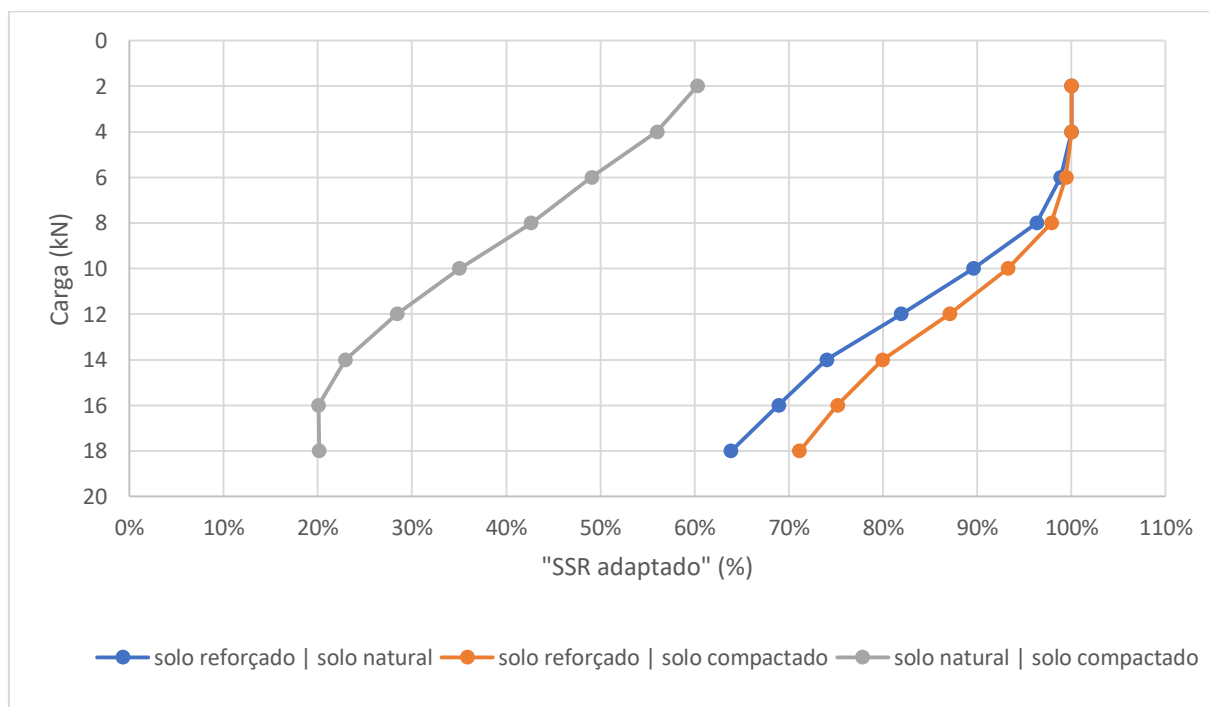


Figura 7.6 – “SRR adaptado” para as cargas de referência nas três provas de carga.

Para os casos do solo reforçado com geogrelha e o solo compactado e entre o solo reforçado com geogrelha e o solo natural a redução dos recalques foi mais eficiente, principalmente, devido ao bom desempenho da utilização da geogrelha.

Os casos da placa em solo reforçado com geogrelha e o solo compactado forneceram “SRR’s adaptados” ligeiramente superiores aos encontrados para os casos da placa em solo reforçado com geogrelha e o solo natural, pois os recalques na prova de carga em solo compactado foram maiores que na prova de carga em solo natural.

A hipótese entre o solo natural e o solo compactado forneceu o resultado menos eficiente de “SRR adaptado”, pois as diferenças dos valores de recalques entre eles não foram tão grandes.

Para todas as hipóteses a redução dos recalques foi maior para cargas de referência menores. No caso das hipóteses com a utilização da geogrelha, para cargas de referência de até 4 kN, a redução de recalque teve sua eficiência máxima. Para cargas entre 4 kN e 10 kN a eficiência da redução de recalques variou entre 100% e 90%.

A curva do SRR adaptado entre solo natural e compactado indica um melhor desempenho do solo natural, onde o solo natural recalcou 20% a menos do que o solo compactado para as cargas de 16 e 18 kN.

7.4.2.3 Fator de melhora do solo (IF)

O fator de melhora do solo também pode ser utilizado para avaliar o desempenho da utilização da geogrelha através da comparação de tensões de trabalho.

Por definição os IF’s são calculados para os recalques normalizados de referência (s/B): 5%, 10%, 15%, 20%, 25% e 30%. Infelizmente, devido aos baixos valores de recalques atingidos nas três provas de carga, não foi possível calcular os IF’s para essas razões de recalques normalizados. Assim, para a comparação foram estipulados outros valores de recalques normalizados de referência adaptados: 1%, 2%, 3% e 4%. Chamou-se esse procedimento de “IF adaptado”.

A figura 7.7 apresenta as comparações entre os “IF’s adaptados” para as seguintes hipóteses: solo reforçado com geogrelha e solo natural; solo reforçado com geogrelha e solo compactado; solo compactado e solo natural.

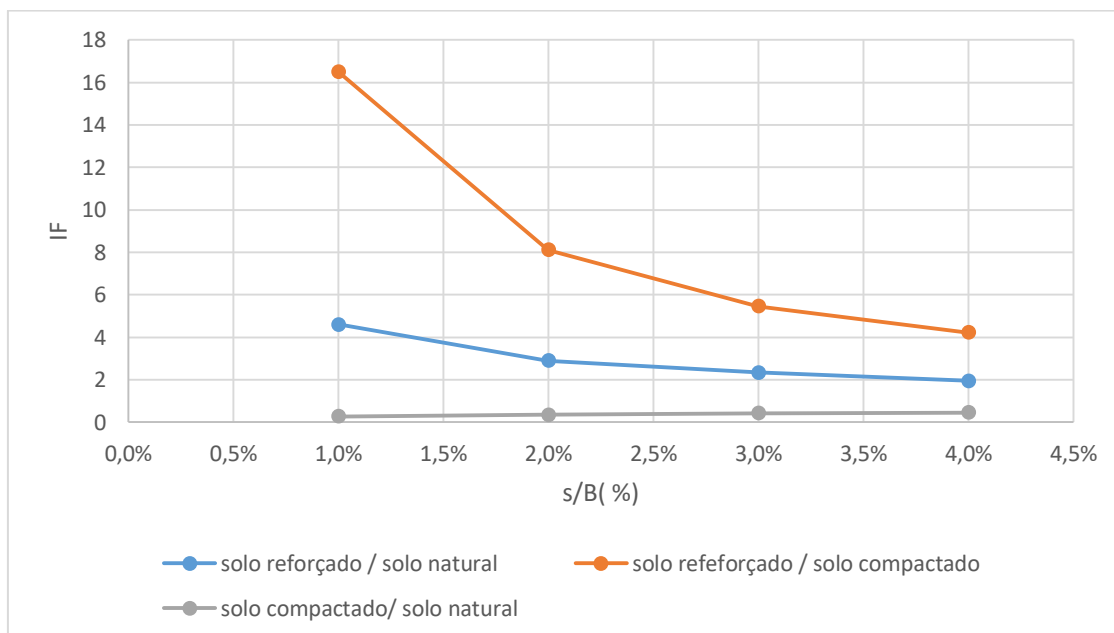


Figura 7.7 – “IF adaptado” para os recalques normalizados de referência adaptados nas três provas de carga.

É possível afirmar que nas comparações do “IF adaptado” entre o solo reforçado com geogrelha e o solo natural e entre o solo reforçado com geogrelha e o solo compactado houve um aumento da carga suportada pela placa com a geogrelha para todos os recalques normalizados de referência verificados. Ressalta-se que a comparação para os casos da placa em solo reforçado com geogrelha e o solo compactado forneceram “IF’s adaptados” superiores aos encontrados para os casos da placa em solo reforçado com geogrelha e o solo natural.

Já por outro lado na comparação realizada entre o solo compactado e o solo natural esse comportamento foi o oposto, ou seja, a placa executada no solo compactado forneceu, para os recalques de referência, cargas inferiores a placa executada no solo natural.

A partir daí também é possível reforçar o comportamento mencionado anteriormente: solo compactado apresenta uma deformabilidade superior ao solo natural.

Os valores dos “IF’s adaptados”, para os casos onde foram instaladas as geogrelhas, são maiores quanto menores são os recalques normalizados de referência adaptados. Nota-se também, que nestes dois casos, os valores de “IF’s adaptados” tendem para valores fixos a medida que os recalques normalizados de referência adaptados vão aumentando. Para o solo reforçado e o solo natural o “IF adaptado” tende para 2 e para o solo reforçado e o solo compactado o “IF adaptado” tende para 4.

7.5 Previsão

Foram realizadas as previsões de capacidade de carga a ruptura geotécnica da placa ensaiada pelas teorias de Terzaghi (1943) e Vesic (1975). As previsões foram feitas somente para a situação da prova de carga em solo natural.

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento (c e ϕ) utilizados na análise de capacidade de carga foram adaptados de Silva (2019) e dados da literatura.

A tabela 7.1 apresenta os valores utilizados nas previsões a respeito das provas de carga realizadas.

Tabela 7.1 – Valores utilizados nas previsões.

Grandeza	Valor
Largura (B)	8 cm
Comprimento (L)	15 cm
Ângulo de Atrito (Silva, 2019)	27°
Peso específico natural (Silva, 2019)	17,5 kN/m ³
Intercepto de coesão (Silva, 2019)	78 kPa
Profundidade de assentamento	50 cm

7.5.1 Previsão pela teoria de Terzaghi (1943)

Para a previsão de carga por ruptura generalizada, Terzaghi (1943) recomenda a equação 3.1. Pelo o fato da placa utilizada não se enquadrar como sapata corrida devido as suas dimensões, foi proposto pelo mesmo a equação 3.9 para sapatas quadradas. A

placa utilizada é retangular, mas será considerada quadrada nesta previsão, tendo B como o seu lado (0,08 m). Tal decisão está ao lado da segurança por considerar uma sapata menor que a real e permite o uso da fórmula 3.9.

$$Q_u = B^2(1,3cN_c + \gamma DN_q + 0,8 \frac{B}{2} \gamma N_\gamma) \quad (3.9)$$

Os valores dos fatores N_c , N_q e N_γ são fatores complexos que dependem do ângulo de atrito, mas podem ser obtidos com certa facilidade pelo ábaco desenvolvido por Terzaghi (1943) representado na figura 3.1. A tabela 7.2 apresenta os valores dos fatores N_c , N_q e N_γ considerados na análise, assim como o valor da capacidade de carga final para a ruptura generalizada para a placa pela teoria de Terzaghi (1943).

Tabela 7.2 – Valores da previsão por ruptura generalizada.

Grandeza	Valor
N_c	30
N_q	19
N_γ	16
Q_u	20,6 kN

Para o caso de ruptura localizada, deve-se levar em consideração as reduções do intercepto de coesão e tangente do ângulo de atrito indicadas nas equações 3.6 e 3.7, os valores de N'_c , N'_q e N'_γ da figura 3.1 levam em consideração essas reduções para o caso de ruptura localizada. A tabela 7.3 apresenta os valores dos fatores N'_c , N'_q e N'_γ considerados na análise, assim como o valor da capacidade de carga final para a ruptura localizada para a placa pela teoria de Terzaghi (1943).

Tabela 7.3 – Valores da previsão por ruptura localizada.

Grandeza	Valor
N'_c	17
N'_q	7

N'_γ	8
Qu	7,78 kN

7.5.2 Previsão pela teoria de Vesic (1975)

A teoria de Vesic (1975) incorpora uma série de fatores em relação a teoria de Terzaghi (1943), inclusive a possibilidade de considerar a fundação retangular. A equação para a previsão da capacidade de carga é definida pela equação 3.10.

$$q_u = \frac{Q_u}{A'} = cN_c s_c d_c i_c b_c g_c + qN_q s_q d_q i_q b_q g_q + \frac{B}{2} \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma \quad (3.10)$$

No caso da prova de carga analisada os fatores: inclinação de carga, inclinação da base da fundação e inclinação do terreno ($i_c, i_q, i_\gamma, b_c, b_q, b_\gamma, g_c, g_q$ e g_γ) terão valor igual a 1, pois a aplicação de carga é centralizada na placa e não há inclinação da fundação e do terreno. Quanto aos fatores de profundidade (d_c, d_q e d_γ), optou-se por desprezá-los, pois a profundidade de assentamento era muito pequena (50 cm).

Os fatores de forma (s_c, s_q e s_γ) são levados em consideração pela geometria da placa utilizada na prova de carga e estão apresentados na tabela 7.4.

Tabela 7.4 – Fatores de forma utilizados.

Sapata	S_c	S_q	S_γ
Retangular	$1 + \left(\frac{B}{L}\right) \left(\frac{N_q}{N_c}\right) = 1,29$	$1 + \left(\frac{B}{L}\right) \text{tg}\phi = 1,27$	$1 - 0,4 \left(\frac{B}{L}\right) = 0,79$

A tabela 7.5 apresenta os valores dos fatores N_c , N_q e N_γ considerados na análise, assim como o valor da capacidade de carga final para a ruptura generalizada para a placa pela teoria de Vesic (1975).

Tabela 7.5 – Valores da previsão por ruptura generalizada.

Grandeza	Valor
N_c	23,94

N_q	13,20
N_γ	14,47
Qu	30,86 kN

Vesic (1975) propõe a utilização do conceito de índice de rigidez (I_r – eq.: 3.43) neste tipo de análise. A redução da capacidade de carga devido aos efeitos de compressão é necessária quando o índice de rigidez do solo (I_r) é menor do que o índice de rigidez crítico ($I_{r,crit}$ – eq.: 3.44). Utilizando as equações propostas por Vesic (1975) foram determinados os C_q , C_γ e C_c (C_q , C_γ e C_c – eq.: 3.40 e 3.41) para o caso com efeito de compressão. A tabela 7.6 apresenta os parâmetros utilizados para cálculo da capacidade de carga para ruptura generalizada com efeito de compressão, assim como a própria carga de ruptura.

Tabela 7.6 – Valores da previsão por ruptura generalizada com efeito de compressão.

Grandeza	Valor
$I_{r,crit}$	73,72
C_q	0,999923
C_γ	0,999923
C_c	0,999922
Qu	30,85 kN

O valor da carga de ruptura generalizada sem e com efeito de compressão é aproximadamente o mesmo, sendo 30,86 kN e 30,85 kN respectivamente, isto pelo fato dos fatores de correção “C” serem bem próximos de 1. Quando não há o efeito de compressão os fatores de correção C_q , C_γ e C_c são iguais a 1.

Devido as grandes dificuldades em estimar alguns parâmetros (e.g.: G , σ') empregados na análise de compressibilidade proposta por Vesic (1975), normalmente se aplica a redução dos parâmetros proposta por Terzaghi (1943) para solos menos resistentes. Assim a tabela 7.7 apresenta os valores dos fatores N'_c , N'_q e N'_γ considerados na análise, assim como o valor da capacidade de carga final para a ruptura localizada para a placa pela teoria de Vesic (1975). Ressalta-se que o valor da capacidade de carga

considerando o efeito de compressão é aproximadamente o mesmo devido ao mesmo motivo anterior, onde os fatores de correção C_q , C_γ e C_c são aproximadamente 1.

Tabela 7.7 – Valores da previsão por ruptura localizada.

Grandeza	Valor
N'_c	7,18
N'_q	3,44
N'_γ	3,02
Qu	6,28 kN

7.6 Previsão versus Desempenho

A figura 7.8 apresenta as previsões de capacidade de carga pelas teorias de Terzaghi (1943) e Vesic (1975) para a placa de dimensões de 8 cm x 15 cm e o desempenho das três provas de carga.

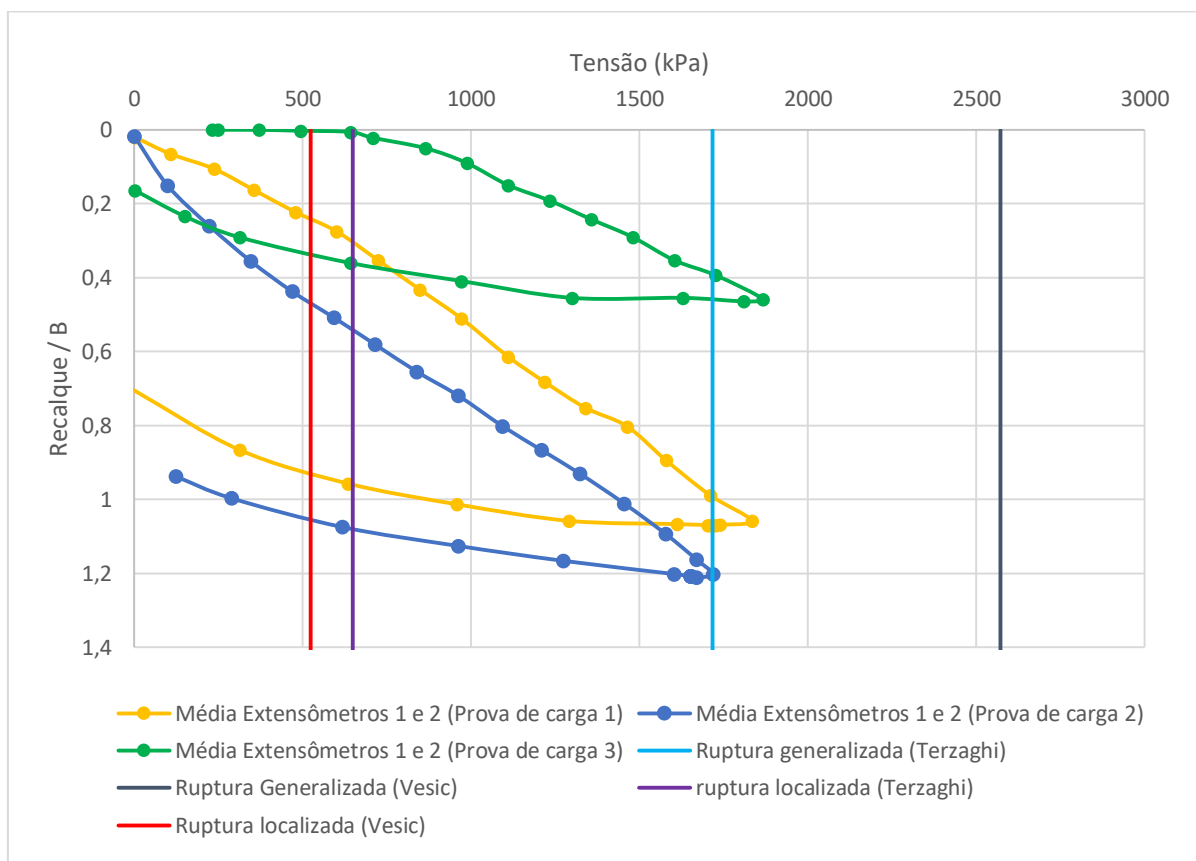


Figura 7.8 – Comparação entre previsão e desempenho.

Como não se atingiu a ruptura nas três provas de carga, devido ao esgotamento da reação, fica muito difícil atribuir um comportamento adequado para as provas de carga (e.g.: ruptura localizada ou generalizada).

Por eliminação, pode-se supor que a ruptura, para as provas de carga 1 e 2, seria de forma generalizada, uma vez que os valores de ruptura localizada pelas previsões, tanto por Terzaghi (1943) e Vesic (1975) estão bem a quem das cargas atingidas no desempenho dessas provas de carga.

Para a prova de carga 3, com utilização do reforço, a comparação com as metodologias tradicionais de cálculo de capacidade de carga não são as melhores alternativas. Assim nada se pode concluir.

8. CONCLUSÕES

O presente trabalho planejou, executou e analisou três provas de carga em placa retangular metálica em campo experimental de solo tropical na cidade de Macaé/R.J.

A sondagem executada no local indica que na região de influência da placa, ou seja, desde a superfície até profundidade de 2 m, o N_{SPT} se situa próximo a 17 golpes e o solo tem natureza de silte argiloso com uma cor avermelhada.

As provas de carga foram executadas em locais próximos uns aos outros e com as seguintes configurações: (i) solo natural; (ii) solo compactado e (iii) solo compactado com reforço de geogrelha.

A placa ensaiada possuía 8 cm de base, 15 cm de comprimento e 2 cm de espessura (supostamente com um comportamento de corpo rígido).

Na prova de carga com solo compactado e reforço, utilizou-se somente uma camada de reforço com geogrelha ($N = 1$).

Com base nos trabalhos de Mosallanezhad & Hataf (2010), Zidan (2012) e Laxmikant e Rajesh (2013), a profundidade de instalação da geogrelha (u) foi de 5 cm e suas dimensões de 40 cm (b) e 60 cm. Essas dimensões foram associadas, ao menor e maior lado da placa utilizada, respectivamente, ou seja, 8 cm (B) e 15 cm (L), resultando assim em uma razão de b/B de 5 e b/L de 4.

Em todas as provas de carga foi utilizado um macaco hidráulico para aplicação da carga. Já para a verificação dos recalques foram utilizados 2 relógios comparadores analógicos, instalados diametralmente em lados opostos. O sistema de referência de deslocamentos foi planejado e executado em madeira para minimizar os efeitos de dilatação térmica nos valores dos recalques medidos.

Acerca da ordem de realização das três provas de carga, a primeira delas foi executada em solo natural. A segunda foi executada com solo compactado. E, por fim, a prova de carga com reforço de geogrelha concluiu os testes. Com esta ordem de

execução foi possível contornar possíveis problemas que, naturalmente, acontecem em um trabalho de campo desta envergadura.

De uma forma geral os comportamentos das três provas de carga seguiram as tendências esperadas na fase do planejamento. Um fato que merece destaque é que, em todas as três provas de carga, a reação foi esgotada e não se observou um patamar bem definido de ruptura nas curvas carga versus recalque.

A prova de carga 1, em solo natural, serviu de base para comparar os valores máximos de resistência do solo assim como os recalques associados a estes esforços (curva piloto).

A prova de carga 2, com 5 cm de espessura de solo compactado abaixo da placa, manteve o padrão de comportamento da prova de carga 1, alcançando um pior desempenho, ou seja, para o mesmo patamar de carga da prova de carga 1, o recalque alcançou valores maiores. Concluiu-se que o solo compactado possuía menor resistência que o solo natural.

A prova de carga 3, com a instalação de uma geogrelha por baixo do solo compactado, apresentou um comportamento diferenciado, com uma rigidez muito elevada ao princípio do carregamento. Os recalques da placa só passam a ser perceptíveis após a aplicação de mais de 7,5 kN. Tal efeito pode ser explicado pela interação solo-reforço, onde as deformações no solo acontecem apenas quando a resistência ao cisalhamento dessa interface já fora toda mobilizada. Quando comparado aos resultados das outras provas de carga, foi notável a redução dos recalques na prova de carga com a utilização da geogrelha (prova de carga 3).

Assim, conclui-se que a utilização da geogrelha foi benéfica no quesito de redução dos recalques.

Como não se atingiu a ruptura e, conseqüentemente, aos baixos valores de recalques obtidos nas três provas de carga algumas adaptações foram necessárias para se trabalhar com o índice: de capacidade de carga (BCR), o índice de redução de recalques (SSR) e para o fator de melhora do solo (IF). Assim, ambos fatores utilizados para a análise da eficiência da aplicação do reforço foram denominados como índices modificados (em relação a definição original).

Nas comparações realizadas para a prova de carga com solo reforçado em relação ao solo compactado e para o solo reforçado em relação ao solo natural, o BCR adaptado se mostrou tão mais eficiente quanto menor os valores de recalque. A medida que houve o aumento dos recalques o valor do BCR adaptado tendeu a diminuir para as duas comparações realizadas com o solo reforçado. Já para a comparação entre a prova de carga com solo compactado em relação ao solo natural o BCR adaptado foi praticamente constante para todos os recalques e inferior a 1, enfatizando que o solo compactado possuía características de deformabilidade inferiores ao solo natural.

Com relação ao SRR adaptado as três comparações realizadas (solo natural em relação a solo compactado; solo reforçado em relação a solo natural e solo reforçado em relação a solo compactado) tiveram o mesmo comportamento. Em ambos os casos a eficiência foi muito maior para valores menores de carregamento. Cabe ressaltar que para as duas comparações em que houve reforço a eficiência na redução dos recalques foi de quase 100% até uma carga da ordem de um terço do carregamento total atingido durante a realização das provas de carga.

O IF adaptado acompanhou exatamente a mesma tendência do BCR adaptado para as três comparações realizadas (solo compactado em relação a solo natural; solo reforçado em relação a solo natural e solo reforçado em relação a solo compactado).

Salienta-se que, assim como para o SRR adaptado, a eficiência na melhora do comportamento do solo (IF adaptado) também foi maior quanto menor os valores de recalques de referência.

Por fim, conclui-se que a inserção da geogrelha como reforço contribuiu bastante para a redução dos recalques. Lembra-se que a compatibilização dos recalques das fundações com a estrutura é um dos requisitos que comandam o dimensionamento geotécnico de fundações superficiais. Contudo, tal técnica não é viável em reforços de fundações profundas por conta do seu método executivo, porém sua aplicação possui destaque no que tange a fundações superficiais, reforço de solos moles, reforço de subleitos e bases de pavimentos, construção de aterros, dentre entre outros.

Em termos de sugestões para futuras pesquisas, pode-se destacar:

- Realizar ensaios para determinação de parâmetros de resistência e deformabilidade da geogrelha;

- Implementar mais ensaios de investigação de campo para caracterização do local (e.g.: sondagem com medida de N_{SPT} e torques, cone mecânico, dilatômetro, medidas de sucção, etc);
- Realizar mais ensaios de laboratório tais como: granulometria sem utilização de defloculante, oedométrico e cisalhamento direto (em outras faixas de tensão vertical);
- Executar outras provas de carga variando as dimensões das placas e suas profundidades de assentamento;
- Realizar outras provas de carga introduzindo mais camadas de geogrelhas, bem como variar suas dimensões;
- Prever a capacidade de carga do solo já considerando o efeito da geogrelha;
- Investigar a diferença de comportamento na resistência ao cisalhamento entre o aço (placa) e o solo e entre o concreto (fundação) e o solo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT NBR ISO 10318-1/2018, Geossintéticos Parte 1: Termos e definições

ABNT NBR ISO 10318-2/2018, Geossintéticos Parte 2: Símbolos e pictogramas

ABNT NBR ISO 10319/2013, Geossintéticos — Ensaio de tração faixa larga

ABNT NBR 9813/2016, Solo — Determinação da massa específica aparente in situ, com emprego de cilindro de cravação

ABNT NBR 15226/2005, Geossintéticos - Determinação do comportamento em deformação e na ruptura, por fluência sob tração não confinada

ABNT NBR 6484/2001, Solo - Sondagens de simples reconhecimentos com SPT - Método de ensaio

ABNT NBR 6489/1984, Prova de carga direta sobre terreno de fundação

ABNT NBR 6489/2019, Solo - Prova de carga estática em fundação direta

ABNT NBR 9286/1986, Terra armada - Especificação

AGUIAR, A. L. S. Capacidade de Carga de Fundação Superficial de Tanque de Armazenamento de Grande Diâmetro – Rio de Janeiro: UFRJ/ Escola Politécnica, 2015.

AKINMUSURU, J. O.; AKINBOLADE, J. A. Stability of loaded footings on reinforced soil. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, vol. 107, n° 6, pp. 819-827, 1981.

BALLA, A. Bearing Capacity of Foundations. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 88, No. SM5, pp.13-34, 1962.

BINQUET, J.; LEE, K. L. Bearing capacity tests on reinforced earth slabs. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, vol. 101, n° 12, pp. 1241-1255, 1975a.

BINQUET, J.; LEE, K. L. Bearing capacity analysis of reinforced earth slabs. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, vol. 101, n° 12, pp. 1257-1276, 1975b.

BRINCH-HANSEN, J. The philosophy of foundations design: design criteria, safety factors and settlement limits, In: SYMPOSIUM ON BEARING CAPACITY AND SETTLEMENTS OF FOUNDATIONS, 1965, Durham. Proceedings... Durham: Duke University, 1965. p. 9-13.

BUENO, B. S. Propriedades, Especificações e Ensaio. In: IV Simpósio Brasileiro de Geossintéticos, vol 1, pp. 163-176, Porto Alegre Brasil, 2003.

CARVALHO, P. A.; PEDROSA, J. A. B. A.; WOLLE, C. M. Aterro reforçado com geotêxteis – uma opção alternativa para a engenharia geotécnica. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 1986, Porto Alegre. Anais... Porto Alegre, 1986. V. 4. P.169-178.

CONSTANCIO, Lucas Amarante. Capacidade de carga de um modelo de fundação superficial em solo arenoso fofo com reforço de geotêxtil. 2010. 180 p. Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Campinas, SP.

EHRlich, Maurício; BECKER, Leonardo. Muros e Taludes de Solo Reforçado: projeto e execução. São Paulo: Oficina de Textos, 2009.

FABRIN, T. W. O uso de geossintéticos no reforço de fundações – aplicação ao caso de tubulações enterradas. Tese de mestrado, ITA - São José dos Campos, 219 pág, 1999.

HANSEN, J. B. A general formula for bearing capacity. Danish Geoteknisk Institut, Bulletin n. 11, Copenhagen, 1961.

HANSEN, J. B. A revised and extended formula for bearing capacity. Danish Geoteknisk Institut, Bulletin n. 28, Copenhagen, p. 5-11, 1970.

KOLAY, P. K.; KUMAR, S.; TIWARI, D. Improvement of Bearing Capacity of Shallow Foundation on Geogrid Reinforced Silty Clay and Sand. Journal of Construction Engineering, v. 2013, p. 293809, 19 jun. 2013.

LUNDGREN H.; MORTENSEN K. Determination by the theory of plasticity of the bearing capacity of continuous footings on sand. Proc. 3rd Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Zurich (Switzerland), 1, 409-412, 1953.

MEYERHOF, G. G. The ultimate bearing capacity of foundations. *Geotechnique*, v.2, p. 301-332, 1951.

MEYERHOF, G. G. Some recent research on the bearing capacity of foundations. *Canadian Geotechnical Journal*, v.1, n.1, p.16-26, 1963.

MITCHELL, J.K.; e VILLET, W.C.B. Reinforcement of earth slopes and embankments. Transportation Research Board 290, NCHRP, Report 290, Washington, 1987.

Mosallanezhad, M., & Hataf, N. "Numerical Analysis of Granular Soils Bearing Capacity Reinforced with Innovative Grid-Anchor System", 555(1), 1–8, 2010.

PRANDTL, L. Über die Eindringungsfestigkeit (Härte) plastischer Baustoffe und die Festigkeit von Schneiden. *Zeit. angew. Math. Mech.* 1, 15-20, 1921.

REISSNER, H. Zum Erddruckproblem: Proceedings. In: 1st International Congress of Applied Mechanics, p. 295-311, 1924.

Sayão, A., Sieria, A. C. & Santos, P. Reforço de solos: Manual Técnico. Jundiaí: Maccaferri, p. 168, 2012.

Schlosser, F. & Thanh, N. Recent results in french research on reinforced earth. *Journal of the construction Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, v. 100, n. C03, p. 223 – 237, 1974.

Silva, L. M. P. Análise da interação solo-estrutura de um radier. Projeto de Graduação – UFRJ / Macaé /Curso de Engenharia Civil, 2019.

TERZAGHI, K. *Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer grundlage*. Wien: Franz Deuticke, 1925.

TERZAGHI K. *Theoretical soil mechanics*. New York: John Wiley & Sons, 1943.

VELLOSO, Dirceu de A.; LOPES, Francisco de R.– *Fundações*, V.2. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

VERTEMATTI, J. C. *Manual Brasileiro de Geossintéticos*. São Paulo: Edgard Blücher, 2015.

VESIC, A. S. Research on bearing capacity of soils, unpublished (apud Vesic, 1975).

Apêndice A – Dados das provas de carga

As cargas foram corrigidas para a constante de carga de 2,011 kgf/div e o deslocamento para 0,01 mm/div.

Prova de carga 1			
Medida	Carga aplicada (kN)	Deslocamento 1 (mm)	Deslocamento 2 (mm)
0	0,00	-0,01	0,32
1	1,28	0,19	0,85
2	2,82	0,52	1,16
3	4,24	0,89	1,70
4	5,72	1,30	2,25
5	7,20	1,72	2,67
6	8,68	2,24	3,40
7	10,16	2,71	4,19
8	11,64	3,16	4,99
9	13,31	3,72	6,09
10	14,59	4,09	6,80
11	16,07	4,34	7,69
12	17,55	4,55	8,28
13	18,93	4,76	9,53
14	20,51	5,01	10,80
15	21,99	5,25	11,66
16	20,87	5,43	11,66
17	20,71	5,44	11,66
18	20,61	5,44	11,66
19	20,53	5,44	11,66
20	20,43	5,45	11,66
21	19,33	5,40	11,66
22	15,48	5,32	11,60
23	11,48	5,12	11,08
24	7,59	4,99	10,31
25	3,75	4,67	9,18
26	-0,06	4,53	6,71

Prova de carga 2			
Medida	Carga aplicada (kN)	Deslocamento 1 (mm)	Deslocamento 2 (mm)
0	0,00	0,28	0,00
1	1,18	1,52	0,89
2	2,66	2,35	1,80
3	4,14	2,95	2,73
4	5,62	3,51	3,49

5	7,10	4,02	4,10
6	8,58	4,44	4,85
7	10,06	4,94	5,52
8	11,54	5,39	6,11
9	13,11	5,86	6,96
10	14,50	6,28	7,57
11	15,88	6,60	8,28
12	17,45	7,10	9,07
13	18,93	7,60	9,89
14	20,02	8,00	10,58
15	20,61	8,32	10,90
16	20,02	8,48	10,90
17	19,82	8,44	10,88
18	19,82	8,44	10,87
19	19,82	8,44	10,87
20	19,82	8,44	10,87
21	19,23	8,40	10,82
22	15,28	8,22	10,43
23	11,54	8,07	9,94
24	7,40	7,85	9,34
25	3,45	7,45	8,49
26	1,48	7,16	7,84

Prova de carga 3			
Medida	Carga aplicada (kN)	Deslocamento 1 (mm)	Deslocamento 2 (mm)
0	2,76	0,00	0,00
1	2,96	0,00	0,00
2	4,44	0,00	0,00
3	5,92	0,04	0,00
4	7,69	0,09	0,00
5	8,48	0,27	0,07
6	10,35	0,29	0,50
7	11,83	0,60	0,83
8	13,31	0,99	1,40
9	14,79	1,30	1,76
10	16,27	1,62	2,25
11	17,75	2,00	2,64
12	19,23	2,42	3,22
13	20,71	2,70	3,59
14	22,38	3,16	4,16
15	21,69	3,26	4,16
16	19,52	3,11	4,16
17	15,58	3,12	4,15
18	11,64	2,95	3,59

19	7,69	2,69	3,07
20	3,75	2,30	2,35
21	1,77	1,93	1,80
22	0,00	1,81	0,80