

INFLUÊNCIA DA GEOGRELHA COMO REFORÇO DE SOLO APLICADO EM CONDIÇÃO DE FUNDAÇÃO SUPERFICIAL

GEOGRID INFLUENCE AS SOIL REINFORCEMENT APPLIED IN SHALLOW FOUNDATION CONDITION

Gabriella de Andrade Coni¹ 

Catharine Brandão² 

Resumo: Em situações onde o solo não oferece condições naturais de suporte, o geossintético pode ser incluído como reforço para aumentar a capacidade de carga do terreno e viabilizar, em alguns casos, a utilização de fundações superficiais com dimensões otimizadas. Neste trabalho, o objetivo consiste em avaliar a influência do uso de geogrelha como reforço em uma fundação superficial do tipo sapata isolada através de um estudo de caso localizado na cidade de Salvador – Ba. Inicialmente, o método de Meyerhof e Hanna (1978) e Wayne *et al.* (1998) foram utilizados para o dimensionamento das situações com e sem reforço, respectivamente. Em seguida, analisou-se a capacidade de carga última e também as deformações no maciço para ambas as situações, utilizando o programa de elementos finitos Sigma/W. Como resultado, obteve-se que a inclusão do geossintético proporcionou o aumento da capacidade de carga da fundação em até 33%, atingiu redução de recalques da ordem de 2,37 mm e possibilitou a otimização das dimensões das sapatas em ambas as direções. Dessa forma, a utilização de geossintético pode ser uma alternativa viável para aumentar a capacidade de suporte do solo e possibilitar a redução dos recalques e dimensões das fundações superficiais, com destaque para situações de interação com solos compressíveis e/ou terrenos com limitação de espaço que demandem estruturas mais esbeltas e exijam esforço do projetista.

Palavras-chave: Geossintéticos. Geogrelha. Fundações reforçadas. Solos compressíveis.

Abstract: In situations where the soil does not offer natural support conditions, geosynthetics could be included as reinforcement, in one or more soil layers can increase the load capacity of the land, often enabling the use of surface foundations for loads previously considered high. In this work, the objective is to evaluate the influence of the use of geogrid as reinforcement in an isolated shoe surface foundation through a case study located in the city of Salvador - Ba. Initially, the method of Meyerhof and Hanna (1978) and Wayne *et al.* (1998) were used to design situations with and without reinforcement, respectively. Then, the ultimate load capacity and also the deformations in the massif were analyzed for both situations, using the Sigma / W finite element program. As a result, it was obtained that the inclusion of the geosynthetic provided the increased load capacity of the foundation by up to 33%, achieved a reduction of settlements in the order of 2.37 mm and made it possible to reduce the dimensions of the shoes in both directions. In this way, the use of geosynthetics can be a viable alternative to increase the support capacity of the soil and allow the reduction of settlements and dimensions of surface foundations, with emphasis on situations of interaction with compressible soils and/or land with limited space that require more slender structures and require effort from the designer.

Keywords: Geosynthetics. Geogrid. Reinforced foundations. Compressible soils.

¹ Especialista em fundações e obras de terra. UNIP – Universidade Paulista, conigabriella@gmail.com

² Mestre em Engenharia Ambiental Urbana, docente do IFBA – Instituto Federal da Bahia, catharine.brandao@ifba.edu.br

1 INTRODUÇÃO

O uso de geossintéticos como reforço de solo pode promover o aumento da estabilidade do conjunto, da capacidade de suporte de carga com reduzida deformação, mesmo em condições de elevada inclinação, entre outras vantagens (CONI e BRANDÃO, 2017).

Em situações onde o solo não oferece condições naturais de suporte, a inclusão de geossintético com função de reforço em uma ou mais camadas de solo pode aumentar a capacidade de carga do terreno, viabilizando a utilização de fundações superficiais para cargas antes consideradas elevadas (VERMATTI, 2015).

Nesse contexto, a geogrelha é um tipo de geossintético que se adequa a aplicação como reforço de solos. Entretanto, o estudo da interação solo - reforço com geogrelha ainda precisa ser explorado para direcionar as condições de dimensionamento mais eficientes e econômicas.

Coni e Brandão (2017) avaliaram o reforço de contenções com reforço de solo com geogrelha, sob o ponto de vista do dimensionamento pelo método de Ehrlich e Mitchell (1994), concluindo que é importante avaliar a energia de compactação e a interface solo-reforço para melhor dimensionar essas estruturas, de modo a obter eficiência de desempenho e custo.

A aplicação de geossintético para reforço de fundações ainda é pouco explorada (VERMATTI, 2015). Este fato, provavelmente, é decorrente da quantidade de variáveis envolvidas que influenciam no comportamento da estrutura como: a resistência do geossintético, o número de camadas de solo, o posicionamento e comprimento de ancoragem do reforço.

Nesse cenário, o objetivo deste trabalho consiste em avaliar a influência do uso de geogrelha como reforço em solo para acomodar uma fundação superficial do tipo sapata isolada, através de um estudo de caso localizado na cidade de Salvador – BA, a partir do método de dimensionamento proposto por Meyerhof e Hanna (1978) e Wayne *et al.* (1998).

2 REFERENCIAL TEÓRICO

Binquet & Lee (1975) foram pioneiros na área de reforço aplicado a fundações. Eles observaram que há um aumento de duas a quatro vezes da capacidade de carga do solo reforçado em relação ao solo sem reforço e introduziram o conceito da taxa de capacidade de carga, o BCR (*Bearing Capacity Ratio*), definida pela Equação 1.

$$BCR = \frac{q_r}{q_{ult}} \quad (1)$$

Onde q_r e q_{ult} são as capacidades do solo reforçado e não reforçado, respectivamente.

Foi observado que a capacidade de carga do solo sofre um aumento pouco significativo para condições de mais de seis camadas de reforços, resultado este confirmado por Das (1989) e Omar *et al.* (1993).

Das (1989) avaliou modelos reduzidos quanto ao aumento da capacidade de carga de solos reforçados e concluiu na sua pesquisa que o comprimento de ancoragem ideal é cerca de 4 vezes a largura da sapata (B).

Usando apenas sapata corrida assente sobre solos argilosos, Shin *et al.* (1993) e Omar *et al.* (1993) concluíram que uma boa profundidade para a primeira camada de reforço é de 0,4B, independentemente do comprimento de ancoragem. O comprimento ideal para a ancoragem foi definido dentro do intervalo de 4,5B a 5B. Conforme os autores, para exercer influência sobre a melhoria de capacidade de carga, deve limitar-se a 5 o número de camadas de reforços, além disso a primeira camada de reforço não deve estar situada a profundidades superiores a 1,8B.

Dawson e Lee (1988) produziram ensaios em modelos de dimensões significativas, 15 x 0,75 m, em local com solo argiloso mole tendo como intuito medir os recalques, as deformações verticais e a dissipação de poro - pressão. Os autores obtiveram redução do recalque diferencial ao longo da largura da fundação de 4,50 cm (solo sem reforço) para 2,00 cm (solo com reforço), bem

como redução da deformação para carregamentos de longa duração. Os resultados foram coerentes com os modelos reduzidos verificados por outros autores em campo, exceto para a magnitude das deformações do solo, que em campo foram de cerca de 60% menores que as deformações sugeridas nos modelos reduzidos.

Há um consenso na literatura que o comprimento do reforço deve ser em torno de 5B e a quantidade de camadas ideal normalmente limita-se a até 5. Para quantidades superiores de camadas, foi demonstrado, na literatura, que não há um ganho significativo na capacidade do solo, gerando, apenas, aumento de custo ao empreendimento.

Ademais, ensaios demonstraram ainda que para haver eficiência de reforço, a última camada nunca deve situar-se a uma profundidade superior à 2B.

2.1 Solos estratificados

Cintra *et al.* (2016), define a capacidade de carga como a tensão transmitida ao terreno pela fundação capaz de provocar a sua ruptura e/ou sua deformação excessiva. Na presença de solos estratificados a estimativa da capacidade de carga pode ser obtida através de valores ponderados de ângulos de atrito e coesão, na zona de influência da fundação.

Outro método, conceituado na literatura, é proposto por Meyerhof (1974), o qual considera uma camada de areia assente sobre uma camada espessa de argila mole. Neste modelo, os esforços no plano de ruptura ocorrem por puncionamento da camada de areia ao longo do plano vertical abaixo de cada borda da sapata.

Meyerhof (1974) assume que os esforços são equivalentes a pressão passiva total do solo (P_p), inclinada a um ângulo α com a horizontal, agindo no plano vertical abaixo da faixa da sapata. Sendo assim, a capacidade de carga última é obtida pela Equação 2.

$$q_{ult} = c \cdot N_c + \frac{2P_p \sin \alpha}{B} + y \cdot D \quad (2)$$

N_c representa um coeficiente adotado como 5,14; c é o valor da coesão da cama de argila; y é o peso específico total e H é a espessura da camada de areia. A pressão passiva total do solo é calculada através da Equação 3:

$$P_p = 0,5 \cdot y \cdot H^2 \cdot \left(1 + \frac{2D}{H}\right) \cdot \frac{K_p}{\cos\alpha} \quad (3)$$

Segundo o autor, o valor de α varia entre $\emptyset/2$ a $3\emptyset/4$, sendo sugerido a adoção, para este caso, do valor como $2\emptyset/3$.

Desenvolvendo a Equação 3 com a Equação 2, define-se com a Equação 4 a capacidade de carga de sapatas corridas sobre solos estratificados.

$$q_{ult} = c \cdot N_c + y \cdot H^2 \cdot \left(1 + \frac{2D}{H}\right) \cdot \frac{K_p \cdot \tan\alpha}{B} + y \cdot D \quad (4)$$

Lembrando que o valor de carga última fica limitado à capacidade de carga da camada de areia.

A partir de 1978, Meyerhof e Hanna inserem no modelo supracitado a parcela que permite considerar à coesão do solo granular (C_a), utilizando o método do equilíbrio-limite. Dessa maneira, a carga última para sapatas corridas e retangulares é definida conforme as Equações 5 e 6, respectivamente.

$$q_{ult} = c \cdot N_c + [2 \cdot C_a + y \cdot H \cdot \left(1 + \frac{2D}{H}\right) \cdot \frac{K_p \cdot \tan\alpha}{B}] \frac{H}{B} + y \cdot H \quad (5)$$

$$q_{ult} = S_u \cdot N_c + [2 \cdot C_a + y \cdot H \cdot \left(1 + \frac{2D}{H}\right) \cdot \frac{K_p \cdot \tan\alpha}{B}] \frac{H(B+L)}{BL} + y \cdot H \quad (6)$$

2.2 Dimensionamento de reforço

Wayne *et al.* (1998) adaptaram a formulação proposta por Meyerhof e Hanna (1978), incluindo a parcela referente ao reforço do solo. No método, a ruptura é considerada por punção de uma camada de areia sobre uma camada de argila após a inclusão do reforço entre elas. Com isso, Wayne *et al.*

(1998) propõe para sapatas retangulares e sapatas corridas conforme as Equações 7 e 8, respectivamente.

$$q_{ult} = c \cdot N_c + \left[2 \cdot C_a + y \cdot H \cdot \left(1 + \frac{2D}{H} \right) \cdot \frac{K_p \cdot \tan \alpha}{B} \right] \frac{H(B+L)}{BL} + y \cdot H + 2 \cdot T \frac{B+L}{B \cdot L} \quad (7)$$

$$q_{ult} = c \cdot N_c + \left[2 \cdot C_a + y \cdot H \cdot \left(1 + \frac{2D}{H} \right) \cdot \frac{K_p \cdot \tan \alpha}{B} \right] \frac{H}{B} + y \cdot H + \frac{2 \cdot T}{B} \quad (8)$$

Onde, C_a é a coesão da camada de solo superior; α é igual a dois terços de ϕ e a tensão do geossintético é definida como T .

3 METODOLOGIA

O método de investigação científica adotado nesse trabalho consiste em estudo de caso de projeto de fundação de uma obra predial composta de um pavimento térreo, primeiro e segundo pavimento tipo e cobertura, com localização na cidade de Salvador – BA.

O projeto de fundações modelo define dezenove sapatas de geometria retangular, que vão ser construídas a uma profundidade de 1,50 m. O solo da região foi estudado por sondagem à percussão (SPT) e o resultado foi fornecido para a análise de pesquisa (Figura 1). O solo é estratificado com uma camada de areia subjacente a um horizonte de argila. As camadas superficiais apresentam baixos valores de SPT e, conseqüentemente, valores reduzidos de tensões admissíveis.

Figura 1 – Sondagem SPT do terreno da obra de estudo de caso.

Índice de SPT iniciais/30cm	Índice SPT finais/30cm	Amostras	Prof. Camadas (m)	Relatório de Sondagem
				SPT - Standart Penetration Test Camadas - Classificação dos solos
			1,00	Areia Fina Siltosa Cor Cinza
2	3		2,00	Areia Fina Siltosa Cor Marrom
6	7			Argila Siltosa Média Cor Marrom
4	4			
5	6			
6	7			
5	7		6,50	Argila Siltosa Média Cor Variegada
6	10			Argila Siltosa Rija Cor Variegada
6	9		8,60	
9	13			
16	25		11,00	

Fonte: As autoras (2022).

Determinou-se a capacidade de carga e o dimensionamento de todas as fundações para as situações com e sem reforço, entretanto devido ao número de sapatas no projeto modelo, foi modelada apenas a sapata S01.

O cálculo de capacidade de carga das fundações sem o reforço foi realizado a partir do método proposto por Meyerhof e Hanna (1978), em que as cargas solicitantes das sapatas no pré - dimensionamento foram estimados através do *software* Eberick, utilizado para cálculo estrutural em concreto armado.

A geogrelha apresenta a função de reforço por apresentar elevada resistência à tração e rigidez. A geogrelha selecionada para esta função é do tipo MacGrid com resistência a tração de 90 kN/m e rigidez de 803 kN/m. O reforço foi considerado como posicionado em uma única camada na interface do solo granular e o coesivo, com comprimento de ancoragem de 5B.

Para a situação com reforço, as dimensões das sapatas foram mantidas fixas e foi calculada a nova capacidade de carga obtida com a inclusão do reforço, utilizando o método de Wayne *et al.* (1998). Em seguida, fez-se o redimensionamento das fundações.

O estudo da deformação do maciço para as situações com reforço foi realizado através do *software* Sigma/W, da empresa GeoStudio, com base em elementos finitos, que permite modelagem da estrutura. O maciço sem reforço é considerado como referência ao longo desse trabalho.

Para esta análise, o perfil de solo foi definido com 15 m de extensão por 8 m de altura. A partir do SPT do solo, foi estimado o módulo de deformabilidade a cada metro. Devido à extensão do perfil, as condições de contorno foram fixadas em relação ao eixo x e y, em todos os lados.

4 RESULTADOS E ANÁLISES

A partir da análise de projetos e do SPT, estimou-se a tensão admissível do solo em 1,20 kgf/cm². Além disso, estimou-se as propriedades de ângulo de atrito, em 30°, e coesão não drenada, em 60 kPa e determinou as dimensões das sapatas iniciais com auxílio do *software* Eberik, conforme Tabela 1.

Tabela 1 - Dimensões das fundações.

Sapata	Lado B (m)	Lado L (m)	Carga (kN)
S01	1,70	1,80	205,90
S02	1,70	2,50	290,80
S03	1,70	2,10	247,00
S04	1,70	1,80	211,90
S05	1,70	1,45	167,70
S06	2,45	2,85	475,00
S07	1,70	2,55	293,50
S08	2,30	2,10	326,40
S09	2,30	1,70	195,40
S10	2,30	2,20	346,70
S11	2,30	2,45	385,30
S12	1,70	1,85	218,30
S13	2,30	2,35	369,80
S14	1,70	2,25	264,20
S15	1,70	2,55	296,90
S16	2,60	2,95	524,90
S17	2,30	2,55	402,50
S18	1,70	2,45	286,30
S19	1,20	1,60	131,20

Fonte: As autoras (2022).

A espessura do solo de característica granular foi definida em 0,50 m e os valores de k_p e de C_a para a areia foram calculados conforme seu ângulo de atrito.

Considerando o N_c para o solo argiloso como 5,14 ($\phi=0$), adotou-se a resistência não drenada ao cisalhamento da argila como 40 kN/m², a partir da sua consistência.

Tabela 2 - Capacidade de carga inicial das fundações sem reforço.

Sapata	Lado B (m)	Lado L (m)	qult (kPa)	σ_{adm} (kPa)	σ (kPa)
S01	1,70	1,80	319,25	106,42	67,29
S02	1,70	2,50	305,02	101,67	68,42
S03	1,70	2,10	311,99	104,00	69,19
S04	1,70	1,80	319,25	106,42	69,25
S05	1,70	1,45	331,52	110,51	68,03
S06	2,45	2,85	279,06	93,02	68,03
S07	1,70	2,55	304,30	101,43	67,70
S08	2,30	2,10	292,84	97,61	67,58
S09	2,30	1,70	322,24	107,41	67,61
S10	2,30	2,20	290,98	96,99	68,52
S11	2,30	2,45	287,00	95,67	68,38
S12	1,70	1,85	317,88	105,96	69,41
S13	2,30	2,35	288,49	96,16	68,42
S14	1,70	2,25	309,09	103,03	69,07
S15	1,70	2,55	304,30	101,43	68,49
S16	2,60	2,95	275,42	91,81	68,44
S17	2,30	2,55	285,63	95,21	68,63
S18	1,70	2,45	305,77	101,92	68,74
S19	1,20	1,60	361,10	120,37	68,33

Fonte: As autoras (2022).

A fim de verificar como se comporta o conjunto, o fator de segurança adotado foi 3,00, conforme a NBR 6122. Com isso, a carga última e as tensões suportadas nas sapatas foram calculadas (Tabela 2).

4.1 Capacidade de carga com reforço

Definiu-se a capacidade de carga destas sapatas após a inclusão do reforço sintético, com o fator de redução adotado na geogrelha de 2,20 (KOERNER, 1994), resultando em uma resistência a tração disponível limitada a 40,90 kN/m e a rigidez em 365 kN/m.

Em virtude das incertezas quanto às solicitações impostas pela instalação do geossintético, pela susceptibilidade à diminuição da resistência quanto à degradação biológica e química e pela possibilidade de fluência à tração, habitualmente minora-se a resistência à tração máxima informada pelo fabricante do produto através de fatores parciais de redução, onde o produto entre eles compõe o fator de redução global (VERMATTI, 2015).

Tabela 3 - Capacidade de carga das fundações reforçadas com dimensões fixas.

Sapata	Lado B (m)	Lado L (m)	qult (kPa)	σ_{adm} (kPa)	σ (kPa)
S01	1,70	1,80	412,82	137,61	67,29
S02	1,70	2,50	385,86	128,62	68,42
S03	1,70	2,10	399,06	133,02	69,19
S04	1,70	1,80	412,82	137,61	69,25
S05	1,70	1,45	436,06	145,35	68,03
S06	2,45	2,85	341,14	113,71	68,03
S07	1,70	2,55	384,50	128,17	67,70
S08	2,30	2,10	367,36	122,45	67,58
S09	2,30	1,70	418,48	139,49	67,61
S10	2,30	2,20	363,73	121,24	68,52
S11	2,30	2,45	355,95	118,65	68,38
S12	1,70	1,85	410,21	136,74	69,41
S13	2,30	2,35	358,87	119,62	68,42
S14	1,70	2,25	393,56	131,19	69,07
S15	1,70	2,55	384,50	128,17	68,49
S16	2,60	2,95	334,61	111,54	68,44
S17	2,30	2,55	353,27	117,76	68,63
S18	1,70	2,45	387,20	129,09	68,74
S19	1,20	1,60	480,39	160,13	68,33

Fonte: As autoras (2022).

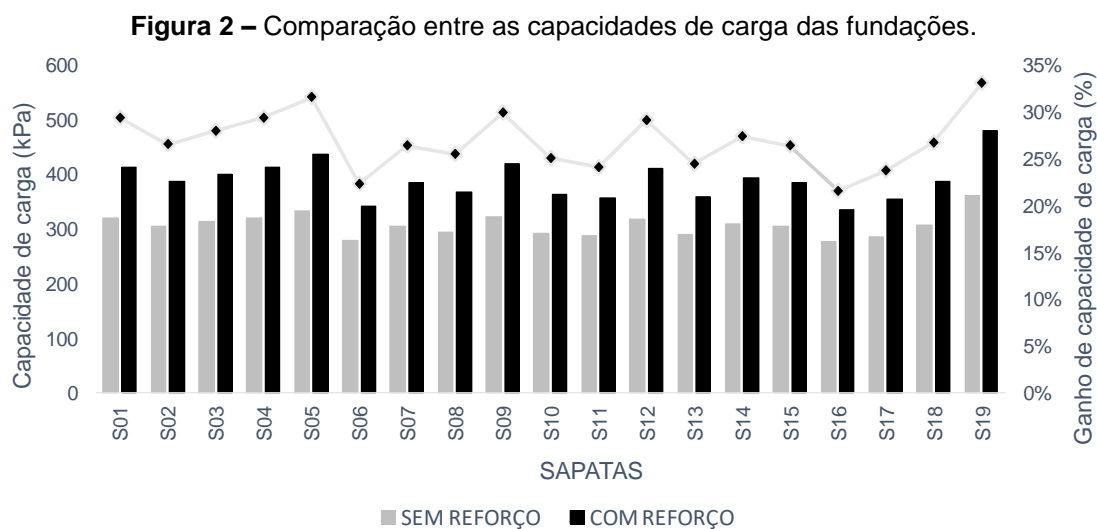
As dimensões iniciais das sapatas fornecidas após análise no programa Eberick foram mantidas constantes para a determinação da capacidade de carga das fundações. A determinação da capacidade de carga foi realizado através da Equação 7, proposta por Wayne *et al.* (1998) e estão apresentadas na Tabela 3. As dimensões das fundações foram redefinidas até atingir valores mínimos, considerando o reforço e os fatores de segurança (Tabela 4).

Tabela 4 – Fundações reforçadas e redimensionadas.

Sapata	Lado B (m)	Lado L (m)	qult (kPa)	σ_{adm} (kPa)	σ (kPa)
S01	1,20	1,30	506,68	168,89	131,99
S02	1,30	1,50	472,94	157,65	149,13
S03	1,20	1,30	506,68	168,89	158,33
S04	1,20	1,30	506,68	168,89	135,83
S05	1,20	1,30	506,68	168,89	107,50
S06	1,80	2,00	396,26	132,09	131,94
S07	1,30	1,50	472,94	157,65	150,51
S08	1,80	2,00	396,26	132,09	90,67
S09	1,20	1,30	506,68	168,89	125,26
S10	1,80	2,00	396,26	132,09	96,31
S11	1,80	2,00	396,26	132,09	107,03
S12	1,20	1,30	506,68	168,89	139,94
S13	1,80	2,00	396,26	132,09	102,72
S14	1,30	1,50	472,94	157,65	135,49
S15	1,30	1,50	472,94	157,65	152,26
S16	2,00	2,10	380,62	126,87	124,98
S17	1,80	2,00	396,26	132,09	111,81
S18	1,30	1,50	472,94	157,65	146,82
S19	1,00	1,00	591,29	197,10	131,20

Fonte: As autoras (2022).

Mantendo as dimensões iniciais das fundações e acrescentando apenas o reforço, pode-se observar na Figura 2, que houve aumento da capacidade de carga das fundações sem reforço, sendo a variação entre 21% e 33%.



Fonte: As autoras (2022).

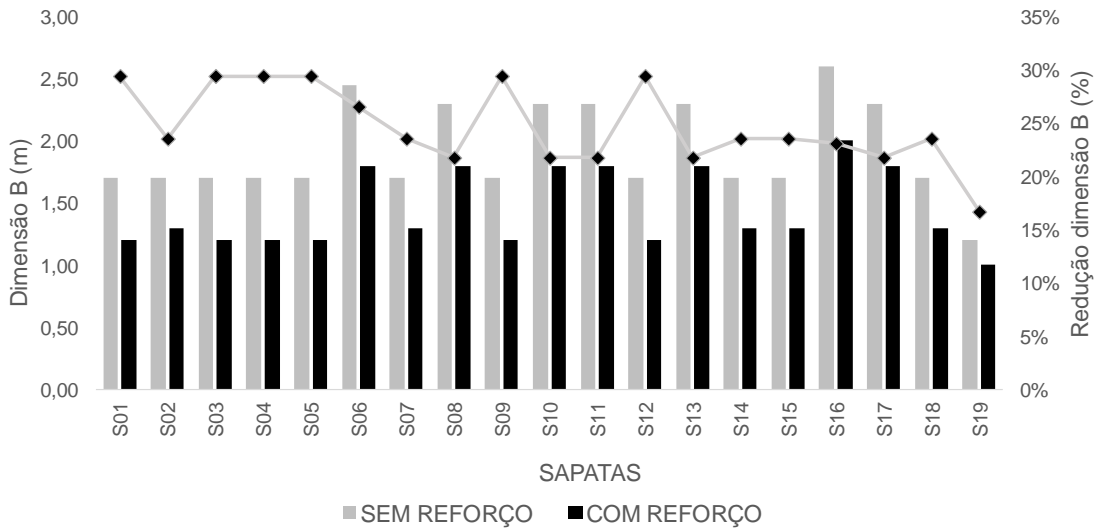
O incremento de 21% da capacidade de carga correu para a sapata S16, que tem a maior dimensão entre as demais.

Considerando as mesmas dimensões iniciais, com a adição do geossintético ao solo houve aumento em cerca de duas vezes das tensões admissíveis das sapatas quando comparada à tensão atuante na base das mesmas, o que indica que a nova condição solo - reforço confere maior segurança e possibilita ao projetista assumir um menor coeficiente de segurança.

Com o incremento da capacidade de carga proporcionado pela adição do reforço foi possível reduzir as dimensões das fundações, havendo, então, o redimensionamento de ambos os lados.

Na Figura 3 é possível verificar a dimensão B da estrutura com adição de reforço comparado a situação de referência das diferentes sapatas. Observa-se que a dimensão B obteve reduções entre 17% e 29%.

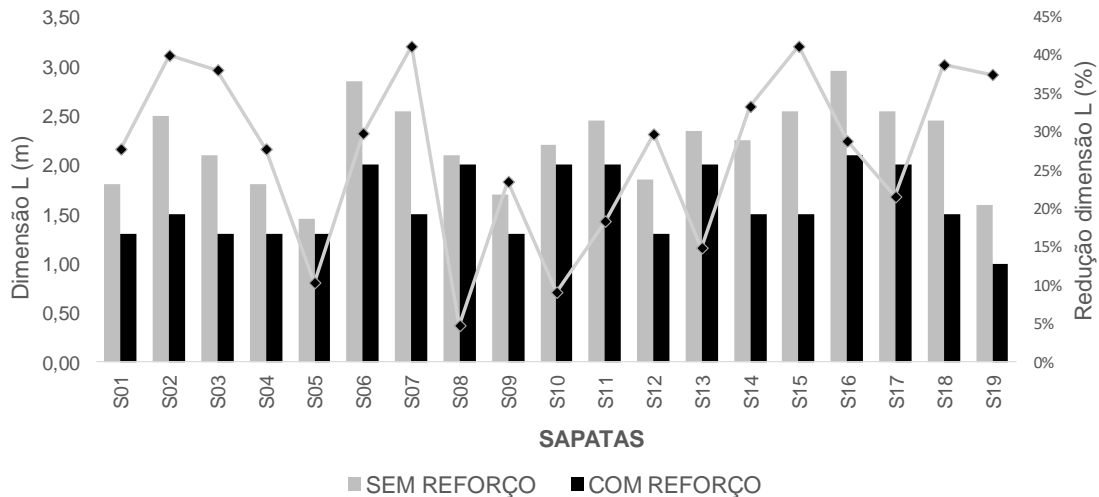
Figura 3 – Comparação da dimensão B com e sem reforço.



Fonte: As autoras (2022).

Na Figura 4 é possível verificar a dimensão L da estrutura com adição de reforço comparado a situação de referência das diferentes sapatas.

Figura 4 – Comparação da dimensão L com reforço e referência.



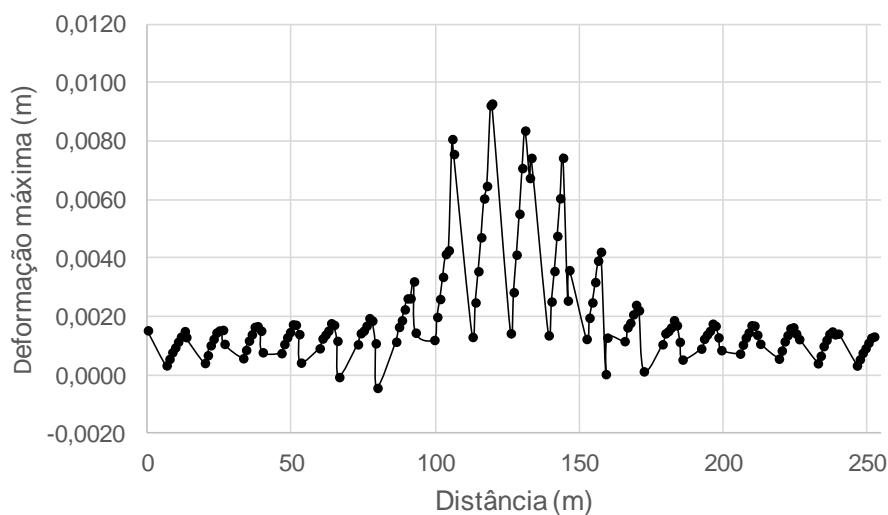
Fonte: As autoras (2022).

Novamente, é possível observar redução na estrutura. Nesse caso, na dimensão L, que sofreu redução variando entre 5% e 40%.

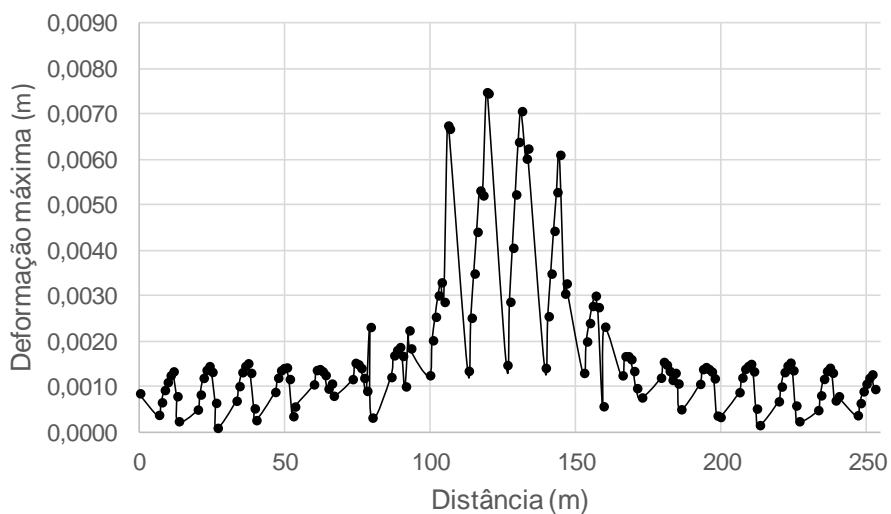
4.2 Modelagem da deformação

Inicialmente, foi analisada a sapata S01 com as dimensões de 1,70 x 1,80 m com carga última equivalente a 319,25 kPa (Figura 5).

Figura 5 - Deformação S01 319,25 kPa a) sem reforço b) com reforço.



a)



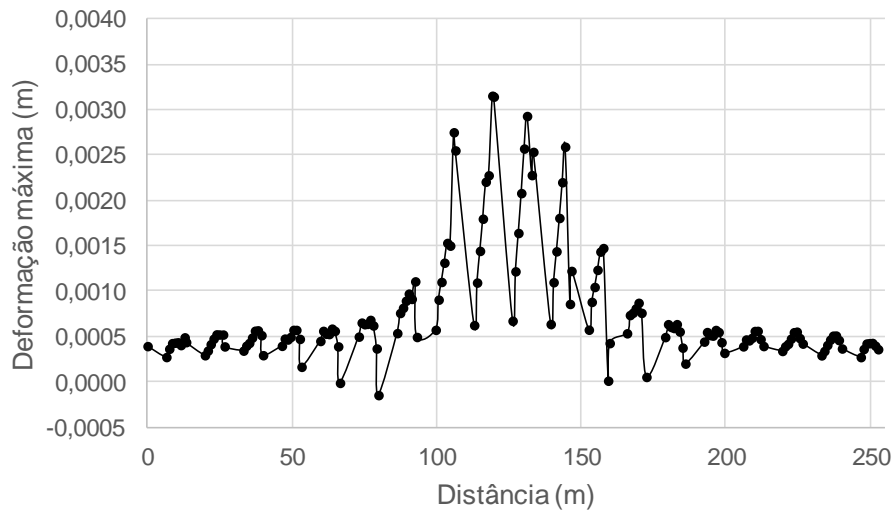
b)

Fonte: As autoras (2022).

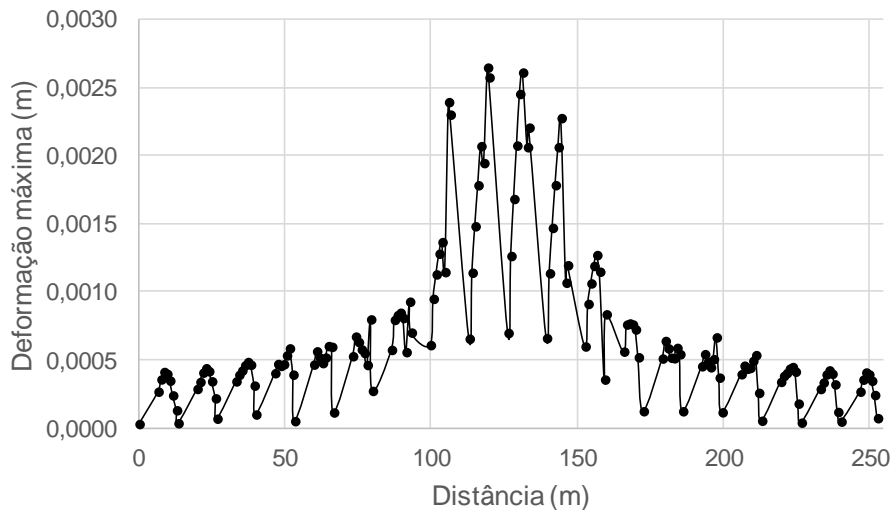
Na Figura 5a observa-se que o deslocamento máximo é de 9,40 mm. Em análise com o reforço, como vê-se na Figura 5b que houve a redução do deslocamento máximo para 7,40 mm.

A Figura 6 apresenta a simulação com aplicação de carregamento admissível de 106,42 kPa.

Figura 6 - Deformação S01 para carga 106,42 kPa a) sem reforço b) com reforço.



a)



b)

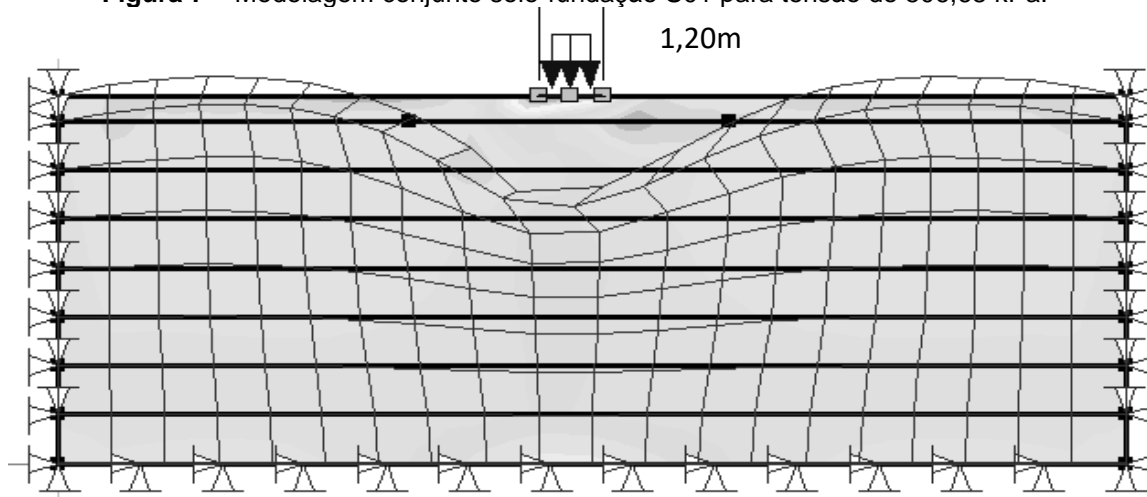
Fonte: As autoras (2022).

Observa-se o deslocamento de 3,15 mm (Figura 6a) para a situação sem reforço e com reforço de 2,65mm (Figura 6b).

4.2.1 Redimensionamento da Sapata S01

A Figura 7 ilustra a modelagem do conjunto solo-fundação sem reforço. É possível verificar o surgimento de pontos de plastificação no solo próximo a base da sapata.

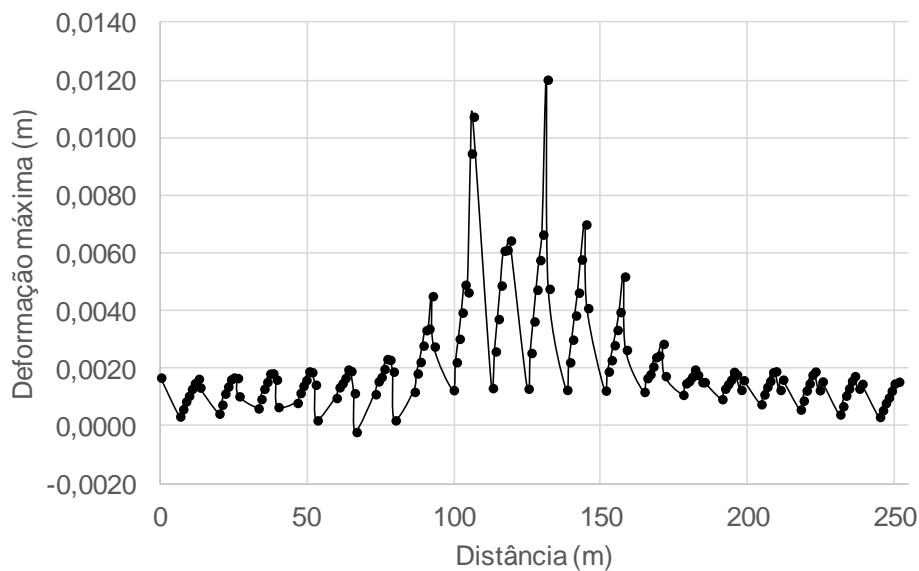
Figura 7 – Modelagem conjunto solo-fundação S01 para tensão de 506,68 kPa.



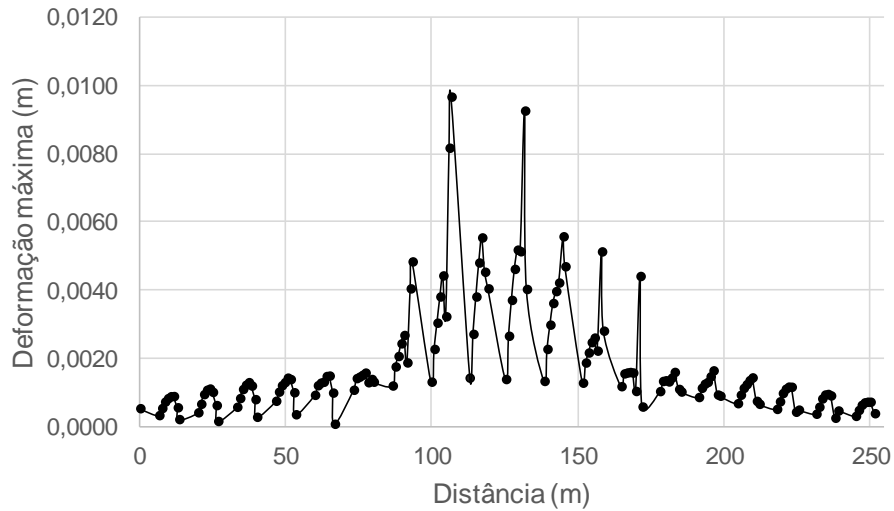
Fonte: As autoras (2022).

A sapata S01 foi redimensionada e passou a ter dimensões de 1,20 x 1,30 m, com a carga última de 506,68 kPa, conforme Figura 8. Na Figura 8a, observa-se o deslocamento máximo de 12,04 mm e a inclusão do reforço possibilitou a redução do deslocamento para 9,67 mm, conforme Figura 8b.

Figura 8 - Deformação para carga 506,68 kPa a) sem reforço b) com reforço.



a)

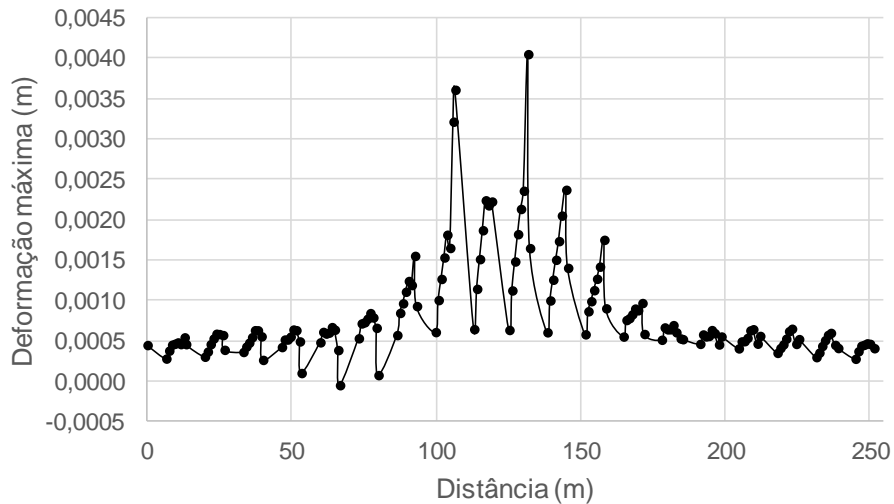


b)

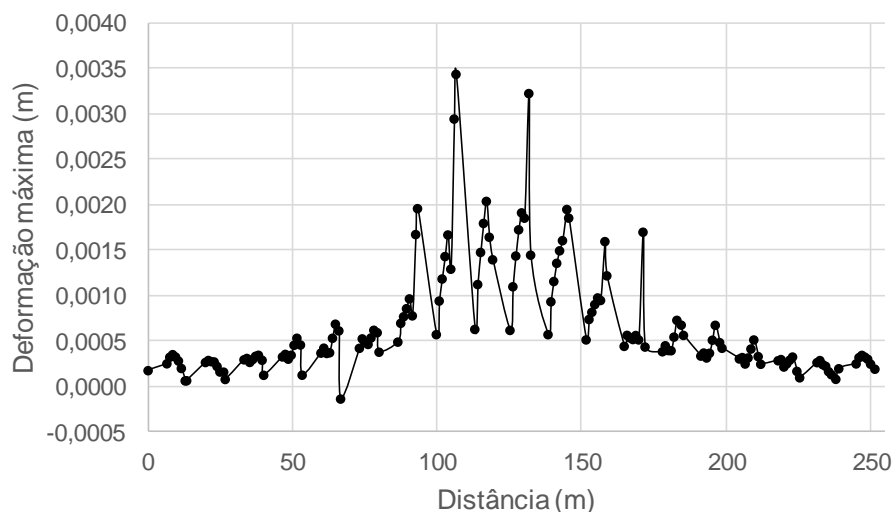
Fonte: As autoras (2022).

Para uma tensão admissível de 168,89 kPa, o deslocamento máximo foi de 4,05 mm e com reforço considerado, o deslocamento máximo resultante diminuiu para 3,44 mm, conforme Figura 9.

Figura 9 - Deformação para tensão de 168,89 kPa a) sem reforço b) com reforço.



a)



b)

Fonte: As autoras (2022).

Em todas as situações avaliadas, a inclusão do reforço no conjunto solo-fundação proporcionou a redução das deformações, sendo o percentual de redução mais expressivo, o obtido para sapata com dimensões redefinidas como 1,20 x 1,30 m, com a carga última aplicada foi de 506,68 kPa, em que o reforço proporcionou a redução dos recalques em 2,37 mm.

Esse fator pode ser notado ao comparar os deslocamentos resultantes da inclusão do reforço com os deslocamentos obtidos pela condição inicial de assentamento das fundações.

Entretanto, os resultados apontam que a eficiência do reforço no aumento do desempenho e otimização estrutural é potencializada em situações de níveis de cargas mais elevados ou ainda que apresentem solos com baixa capacidade de suporte e susceptibilidade a maior deslocamento

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A adoção de geogrelha como reforço de fundação ainda é pouco explorada, sendo notória a necessidade de avanço do estudo nesse âmbito, uma vez que os geossintéticos apresentam potencial de viabilizar a redução do porte da infraestrutura das edificações.

A inclusão da geogrelha em solo, sobre o qual seria assentada uma sapata isolada, proporcionou acréscimo de até 33% da capacidade de carga

última da fundação e reduziu em até 2,37 mm as deformações apresentadas pelo maciço, representando cerca de 20% de decréscimo. Considerando redução das dimensões das sapatas, a solução proposta favorece o menor consumo de materiais para as estruturas de fundação.

As cargas, as quais as fundações seriam submetidas, não foram tão elevadas para a edificação do estudo de caso, a fim de promover deslocamentos expressivos. Entretanto, a partir dessa análise, é possível inferir que solos de baixa capacidade de carga, que apresentem parâmetros SPT mais baixos em relação aos estudados, tendem a apresentar desempenho melhor com a contribuição do reforço sintético, tanto em termos de minorar o deslocamento quanto em relação ao aumento de capacidade de carga do solo.

O uso de geossintéticos como uma nova opção de material para reforço eficiente para aplicação em situação de fundações sobre solos compressíveis reforçados e/ou terrenos com limitação de espaço, que exijam infraestruturas mais esbeltas e soluções inovadoras de projetistas, demanda aprofundamento científico.

Os métodos de dimensionamento propostos para esse estudo de caso se mostraram viáveis para solos estratificados. Em situações diferentes desta, novos métodos precisam ser avaliados, entretanto, observa-se ainda, que há necessidade de aprofundamento de avaliação acerca dos métodos existentes, de modo a direcionar o processo de dimensionamento para maior eficiência e economicidade.

REFERÊNCIAS

- ABNT. **NBR 6122**: Projeto e execuções de fundações. Rio de Janeiro, 2019.
- BINQUET, J.; LEE, K. L. Bearing Capacity analysis of reinforced earth slabs. In: **Journal of Geotechnical Engineering Division**, vol. 101, n° 12, 1975, pp. 1257-1276.
- CINTRA, J; AOKI, N; ALBIERO, J. (2016). **Fundações diretas projeto geotécnico**. São Paulo, Editora Oficina de Textos.
- CONI, G. A.; BRANDÃO, C. P. Influência do Efeito da Compactação do Solo e da Rigidez do Reforço no Dimensionamento de Estrutura de Contenção em

Solo Reforçado com Geogrelha. In: **GEOCENTRO 2017. Anais (...)**. Goiânia, 2017.

DAS, B. M. Foundation on sand underlain by soft clay with geotextile at sand-clay interface. In: **Geosynthetics**, n. 89, San Diego, (1989). pp. 203-214.

DAWSON, A.; LEE, R. **Full scale foundation trials on grid reinforced clay. Geosynthetic for Soil Improvement**. American Society of Civil Engineers, pp. 127-147, 1988.

EHRlich, M.; MITCHELL, J. K. Working stress design method for reinforced soil walls, **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 120, n.4, 1994, p 625-645.

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

MEYERHOF, G.; HANNA, A. Ultimate bearing capacity of foundations on layered soils under inclined load, **Canadian Geotechnical Journal**, v 15, 1978, pp 565-572.

OMAR, M. T.; DAS, B. M.; YEN, S. C.; PURI, V. K.; COOK, E. E. Ultimate bearing capacity of rectangular foundations on geogrid - reinforced sand. In: **Geotechnical Testing Journal**, vol. 16, no 2, 1993. pp. 246-252.

SHIN, E. C.; DAS, B. M.; PURI, V. K.; COOK, E. E.; YEN, S. C. The bearing capacity of a strip foundation on geogrid-reinforced clay. In: **Geotechnical Testing Journal**, vol. 16, n° 4, 1993. pp. 534-541.

VERTEMATTI, J. C. **Manual Brasileiro de Geossintéticos**. Ed. Bluncher: 2° ed. São Paulo, 2015. ISBN: 9788521209263.

WAYNE, M. K.; HAN, J.; AKINS, K. The design of geosynthetic reinforced foundations, Geosynthetics in foundation reinforcement and erosion control systems. In: **America Society of Civil Engineers**, 1998. pp. 1-18.

KOERNER, R. M. **Designing with Geosynthetics**. Englewood Cliffs, 3° Ed. Nova Jersey, Prentice Hall, 1994.

Enviado em: 21 set. 2020.

Aceito em: 08 nov. 2022.

Editora responsável: Bianca Neves Machado