

Análise da estabilidade ao tombamento da estrutura de entrada de um cemitério histórico.

A. K. L. L. Nzambi^{1*} , D. R. C. Oliveira¹ , M. S. Picanço¹ ,
R. S. Fernandes¹ , R. C. C. Norat² , T. A. B. C. Sanjad² 

* Autor de Contato: aaronkadima@email.com

DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v15i1.695>

Recebido: 20/09/2023 | Correções recebidas: 10/10/2024 | Aceito: 21/11/2024 | Publicado: 01/01/2025

RESUMO

Este estudo avaliou a segurança contra o tombamento de uma estrutura de entrada antiga localizada na entrada do Cemitério Nossa Senhora da Soledade (1850) em Belém do Pará/Brasil. Uma técnica não destrutiva usando o radar de penetração no solo (RPS) foi usada para mapear a fundação existente. A avaliação foi feita analisando a ação da carga em torno de seu centroide e comparando os resultados da capacidade admissível do solo com a pressão máxima exercida na base da fundação, assim como, a comparação dos momentos resistente e de tombamento em termos do fator de segurança mínimo exigido. Os resultados do RPS revelaram o tipo de fundação superficial com 1,0 m de profundidade, enquanto os resultados geotécnicos mostraram que não existia tensão em contato com a base. A posição do centroide dentro do núcleo central de inércia do pilar resultou em um fator de segurança 10 vezes maior do que o valor mínimo recomendado.

Palavras-chave: avaliação; edifícios históricos; georadar; pedra de lioz; inclinação.

Citar como: Nzambi, A. K. L. L., Oliveira, D. R. C., Picanço, M. S., Fernandes, R. S., Norat, R. C. C., Sanjad, T. A. B. C. (2025), “Análise da estabilidade ao tombamento da estrutura de entrada de um cemitério histórico.”, Revista ALCONPAT, 15 (1), pp. 64 – 78, DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v15i1.695>

¹ Grupo de Análisis Experimental de Estructuras y Materiales, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Federal de Pará, Belém, Brasil.

² Laboratorio de Conservación, Restauración y Rehabilitación (LACORE), Facultad de Arquitectura y Urbanismo, Universidad Federal de Pará, Belém, Brasil.

Contribuição de cada autor

Neste trabalho, A. K. L. L. Nzambi contribuiu com a experimentação (40%), coleta de dados (30%), redação do artigo, discussão dos resultados (40%), etc.; D. R. C. Oliveira contribuiu com a ideia original (20%) e discussão dos resultados (60%); M. S. Picanço contribuiu com a ideia original (20%), experimentação (20%) e coleta de dados (20%); R. S. Fernandes contribuiu com a experimentação (40%) e coleta de dados (30%); R. C. C. Norat contribuiu com a ideia original (30%) e coleta de dados (10%); A. B. C. Sanjad contribuiu com a ideia original (30%) e coleta de dados (10%); A. B. C. Sanjad contribuiu com a ideia original (30%) e coleta de dados (10%). C. C. Sanjad contribuiu com a ideia original (30%) e com a coleta de dados (10%).

Licença Creative Commons

Copyright (2025) é propriedade dos autores. Este trabalho é um artigo de acesso aberto publicado sob os termos e condições de uma Licença Internacional Creative Commons Atribuição 4.0 ([CC BY 4.0](https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/)).

Discussões e correções pós-publicação

Qualquer discussão, incluindo a resposta dos autores, será publicada no terceiro número do ano 2025, desde que a informação seja recebida antes do fechamento do segundo número do ano de 2025.

Analysis of overturning stability of a historic cemetery entrance structure.

ABSTRACT

This study assessed the safety against overturning of an old entrance structure located at the entrance of Lady of Solitude Cemetery (1850) in Belém do Pará/Brazil. A non-destructive technique using ground penetrating radar (GPR) was used to map the existing foundation and the assessment was made by analyzing the action of load on its centroid and comparing the results of the net allowable capacity of the soil with the maximum pressure exerted at the base of the foundation, also, comparing the moment resistance and the overturning moment in terms of the minimum safety factor required. The GPR results revealed the type of shallow foundation with a depth of 1 m; while the geotechnical results showed that there was no tension in contact with the base. The position of the centroid within the column kern resulted in a safety factor 10 times greater than the minimum recommended value.

Keywords: evaluation; historic buildings; georadar; lioz stone; tilt.

Análisis de la estabilidad ante vuelco de la estructura de entrada a un cementerio histórico.

RESUMEN

En este estudio se evaluó la seguridad contra vuelco de una estructura de entrada antigua situada en la entrada del cementerio de la Dama de la Soledad (1850) en Belém do Pará/Brasil. Se utilizó una técnica no destructiva utilizando radar de penetración en el suelo (RPS) para mapear la cimentación existente y la evaluación se realizó mediante el análisis de la acción de la carga alrededor de su centroide y la comparación de los resultados de la capacidad neta admisible del suelo con la presión máxima ejercida en la base de la cimentación, también, la comparación de la resistencia al momento y el momento de vuelco en términos del factor de seguridad mínimo requerido. Los resultados del RPS revelaron el tipo de cimentación poco profunda con una profundidad de 1,0 m; mientras que los resultados geotécnicos mostraron que no había tensión en contacto con la base. La posición del centroide dentro del *kern* de la columna dio lugar a un factor de seguridad 10 veces superior al valor mínimo recomendado.

Palabras clave: evaluación; edificios históricos; georadar; piedra de lioz; inclinación.

Informações legais

Revista ALCONPAT é uma publicação trimestral da Associação Latino-Americana de Controle de Qualidade, Patologia e Recuperação de Construção, Internacional, A.C., Km. 6, antiga estrada para Progreso, Merida, Yucatán, C.P. 97310, Tel.5219997385893, alconpat.int@gmail.com, Website: www.alconpat.org

Reserva de direitos de uso exclusivo No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos concedidos pelo Instituto Nacional de Direitos Autorais. Editor responsável: Dr. Pedro Castro Borges. Responsável pela última atualização deste número, Unidade de Informática ALCONPAT, Eng. Elizabeth Sabido Maldonado.

As opiniões expressas pelos autores não refletem necessariamente a posição do editor.

A reprodução total ou parcial do conteúdo e das imagens da publicação é realizada de acordo com o código COPE e a licença CC BY 4.0 da Revista ALCONPAT.

1. INTRODUÇÃO

A utilização de fundações rasas (sapatas, blocos e radiers) é uma prática milenar na engenharia civil, geralmente realizada para suportar diversos tipos de estruturas em profundidade de até 2,0 m. Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2022), as fundações rasas transmitem as cargas ao solo diretamente pelas tensões sob a base da fundação até uma profundidade de, no máximo, duas vezes a menor dimensão do elemento de fundação. Sua execução é prática e menos custosa que a fundação profunda. No entanto, sua aplicação tem um nível de confiança menor do que a das fundações profundas quando se trata de fornecer segurança de longo prazo; devido ao risco de falha do solo à medida que suas propriedades mudam ao longo do tempo. O problema da instabilidade das fundações rasas é recorrente em construções antigas devido a vários fatores, principalmente o perfil do solo, o desgaste do material utilizado na fundação ao longo do tempo, a mudança do nível da água e a vibração excessiva do solo. No Brasil, a cidade de Santos (Brasil) é conhecida como a cidade dos edifícios inclinados, onde cerca de 10% dos edifícios da cidade construídos na orla de Santos na década de 1960 apresentam problema de declive devido a deslocamentos verticais causados pela densificação do solo fino sobre o solo de tipo marinho ao longo do tempo. O caso mais conhecido é o edifício Núcio Malzoni (Figura 1a), que apresentou inclinação de $2,17^\circ$ e deslocamentos de prumo (δ) de 2,10 m em 2013. A Torre de Pisa (Figura 1b) e a Torre Bad Frankenhausem (Figura 1c) são os casos mais famosos mundialmente, que apresentaram deslocamentos de 4,03 e 4,60 m, respectivamente. Na torre de Pisa (Itália), a inclinação foi causada pela flutuação do nível da água que influencia fortemente o movimento do solo. Enquanto na Torre Bad Frankenhausem (Alemanha), a inclinação foi causada pelas camadas de rochas salinas em contato com as águas subterrâneas.

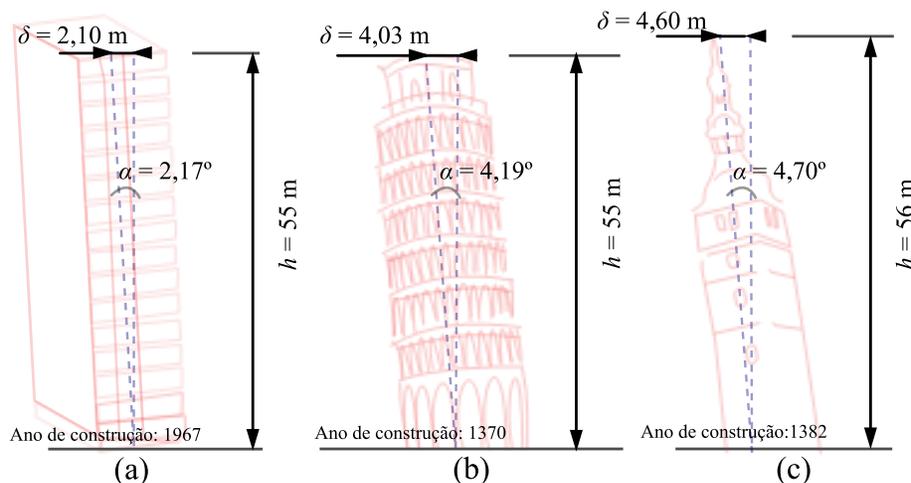


Figura 1. Edifício Núcio Malzoni; (b) Pisa e (c) A torre inclinada de Bad Frankenhausem

Nota: ($\alpha = \arctan(\delta/h)$).

No entanto, os processos construtivos e os materiais utilizados nas edificações antigas, como argamassas sílico-calcárias ou argilosas, são desafios permanentes de compatibilização e da metodologia a ser adotada no caso de restauração ou reforço estrutural (Radnic *et al.*, 2020; Briceño-Mena e Castro-Borges, 2022) com o surgimento do cimento Portland e do concreto armado, respectivamente, no final do século XIX e no século XX. Outro grande desafio no caso do risco ao tombamento é a técnica a ser empregada na avaliação de fundações antigas, somando-se às dificuldades recorrentes da falta de documentação técnica e normas referentes à segurança da estabilidade estrutural de edificações antigas.

Em geral, as soluções para remediar o problema da inclinação em edifícios antigos devem ser tratadas caso a caso e dependem principalmente do peso próprio da estrutura, da monoliticidade estrutural e do tipo de fundação, incluindo o perfil do solo. Várias técnicas são empregadas para estabilizar o prumo vertical ou o assentamento do solo, como o uso de sistemas de macacos (Maffei et al., 2006), a técnica de nivelamento com extração de solo, subescavação (Tamez *et al.*, 1997; Edmunds, 1993), o uso de transferência de carga e o mecanismo de controle do lençol freático. Além disso, outras soluções podem ser aplicadas, como a melhoria da capacidade de carga do solo; a expansão da área de transmissão de carga; a substituição da fundação antiga por uma nova; a estabilização por estruturas de retenção; e a inserção de elementos estruturais como estacas, microestacas e drenagem eficiente (Burland *et al.*, 2009; 2015).

A cidade amazônica do estado do Pará, Belém, possui inúmeros patrimônios arquitetônicos, urbanísticos e paisagísticos herdados da influência portuguesa, francesa, italiana e japonesa, já que durante muito tempo foi o principal ponto de passagem das exportações de borracha para a Europa. Assim, é possível encontrar diversas edificações antigas protegidas pelo Instituto do Patrimônio Histórico e Artístico Nacional (IPHAN), como é o caso do cemitério Nossa Senhora da Soledade, localizado no bairro nobre de Batista Campos. A Figura 2 e Figura 3 mostram também uma ilustração dos tipos de pórticos de entrada encontrados no Cemitério da Soledade: (a) construído com blocos de pedra e (b) construído com concreto armado. Neste trabalho, foi avaliada tecnicamente a segurança de uma das antigas estruturas de entrada (Figura 4) do Cemitério de Soledade, que apresentava uma inclinação aparente. Devido ao valor histórico da estrutura, a caracterização e as dimensões da fundação foram realizadas por meio do método não destrutivo, com o equipamento de Radar de Penetração no Solo (RPS). A avaliação foi feita por meio da análise da carga distribuída em uma das colunas em torno de seu centroide e da comparação dos resultados da capacidade de carga net admissível com a pressão máxima exercida na base da fundação, além da comparação do momento resistente e do momento de tombamento em termos do fator de segurança mínimo necessário.

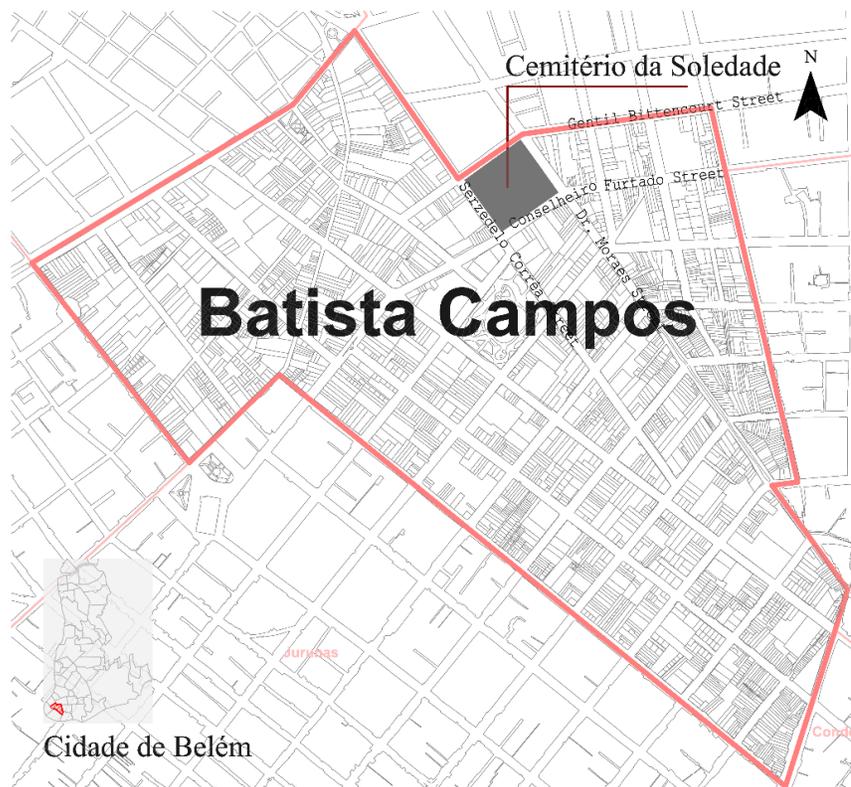


Figura 2. Localização do Cemitério da Senhora da Soledade.

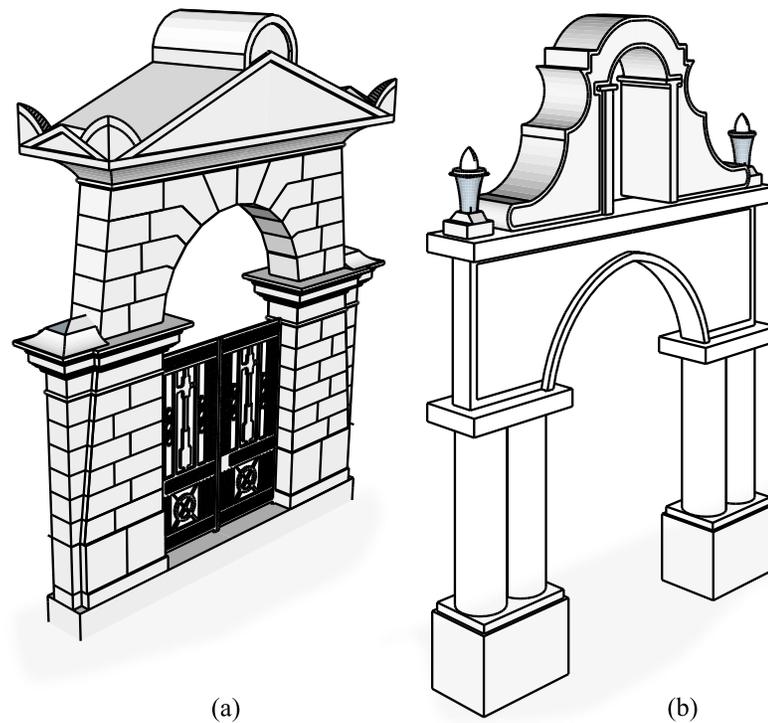


Figura 3. Ilustração dos pórticos encontrados no Cemitério de Soledade: (a) construído com blocos de pedra e (b) construído com concreto armado.



Figura 4. Vista da localização da estrutura analisada.

2. METODOLOGIA DE AVALIAÇÃO

2.1 Características do pórtico

De acordo com o IPHAN, o pórtico da Soledade foi projetado pelo arquiteto e engenheiro Pedro José Pezerat, construído com pedra Lioz, também conhecida como pedra real (uma pedra natural portuguesa ou tipo de calcário originário da região de Lisboa que vem sendo usada há séculos em

prédios públicos), em 1850, com frontão triangular e acrotério em folhas estilizadas e tem um portão de ferro forjado produzido pela empresa inglesa Singlehurts & Muller Co. A estrutura não monolítica é composta por um conjunto de blocos de pedra esculpidos. A altura, o comprimento e a largura medem aproximadamente 8,0 x 6,0 x 0,65 metros, respectivamente, e o peso próprio foi estimado em 45 tf.

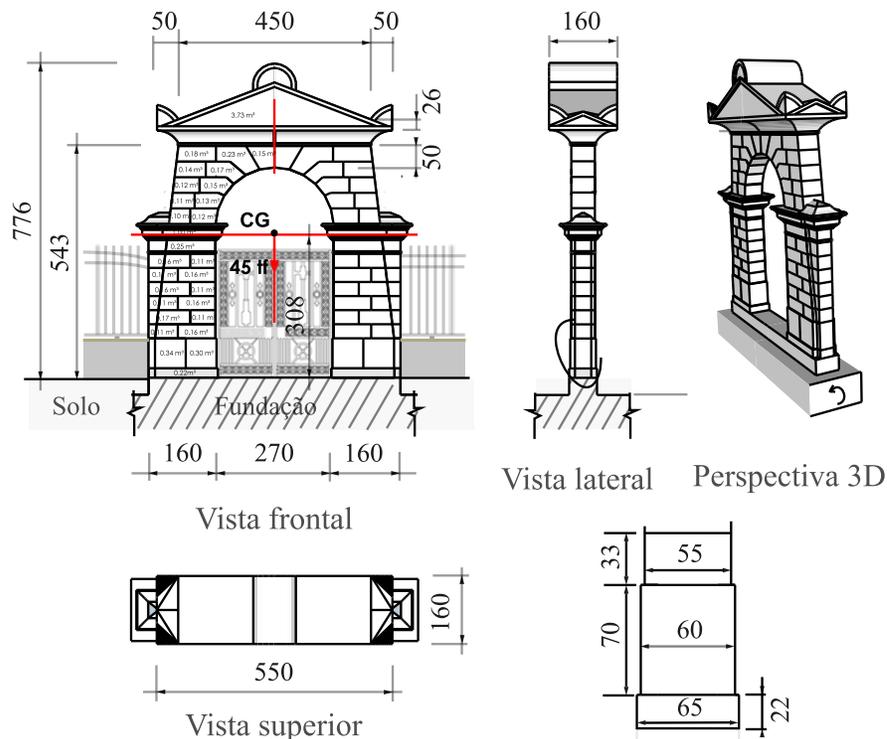


Figura 5. Dimensões do pórtico (unidade: cm)

2.2 Levantamentos RPS para a detecção de fundações existentes

De acordo com o relatório de sondagem STP (Surface-Treating Pressure), o perfil do solo corresponde ao tipo silte arenoso amarelo com compactação média até 9 m de profundidade, conforme apresentado na Tabela 1. O mapeamento da fundação foi realizado com o RPS, também conhecido como Georadar. O RPS é um método geofísico eletromagnético que usa pulsos de ondas de rádio em determinadas frequências para mapear e identificar estruturas subterrâneas. Essa metodologia prática detecta a profundidade, a composição e a presença de objetos ou anomalias no subsolo, evitando a necessidade de escavações. É considerado um método não intrusivo e de baixo custo de levantamento da subsuperfície e é utilizado em várias aplicações para a preservação de edifícios com valor histórico, bem como em investigações arqueológicas (Hussain e Akhtar, 2017). A Tabela 2 apresenta as características do equipamento GPR utilizado, conforme mostrado na Figura 6a, que tem uma frequência de antena de 500 MHz e trabalha no domínio do tempo no pós-processamento de dados. As detecções foram feitas nas proximidades paralelas à estrutura nas posições de 30, 60, 90 e 120 cm, conforme a Figura 6b. De acordo com os radagramas processados e apresentados na Figura 7, foi possível observar diferentes respostas do sinal RPS no solo ao longo da estrutura, como as descontinuidades longitudinais nos materiais de preenchimento, indicando a existência de não homogeneidades em um único material, as formas e os tamanhos irregulares das imagens de reflexão geradas revelaram a existência de pedras, e o comportamento diferente do sinal mais forte pode ser um indicativo da presença de material cimentício, ou seja, foi utilizado concreto ciclópico na fundação superficial, como mostra a intensidade do sinal em uma profundidade de até ~1.0 m e ao longo das posições paralelas à estrutura.

Observou-se que os sinais foram intensos até a posição de 60 cm, enquanto na posição de 90 cm, a presença do sinal foi identificada apenas no meio, isso devido à existência de um bloco de concreto que se estendia até essa posição, como pode ser visto na Figura 6b, enquanto o radagrama na posição de 120 cm não identificou nenhuma pedra nessa posição. Para validação dos resultados do mapeamento, foram feitas perfurações de 20 cm em ambos os lados paralelos à estrutura, como mostram as Figuras 8a e 8b, assim, a extensão do bloco de fundação foi comprovada na posição de 80 cm e a camada de aterro em 40 cm.

Tabela 1. Resultados do perfil da camada de solo

Camada	Profundidade (m)	Altura (m)	N_{spt}^*	Tipo de solo	Compacidade
1	1,0 a 7,0	6,0	13	Silte arenoso	MC
2	7,0 a 9,0	2,0	45	Areia siltosa média	Muito compacto
3	9,0 a 13,5	4,5	50	Areia fina siltosa amarela	

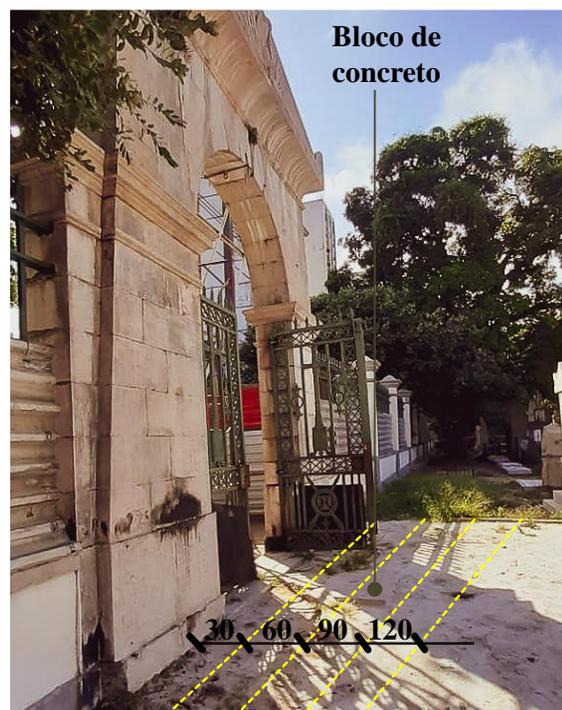
Nota: N_{spt}^* = o valor médio do índice de resistência à penetração do solo; a água foi encontrada em uma profundidade de 9,21 m até 9,43 m; MC = Medianamente compacto.

Table 2. GPR and soil physical characteristics

Alvo	Frequência central da antena (MHz)	Tipo de solo	Método de escaneamento	Método de análise de dados
Solo	500	Silte arenoso	linear	Domínio do tempo



(a)



(b)

Figura 6. (a) RPS utilizado e (b) Posições investigadas.

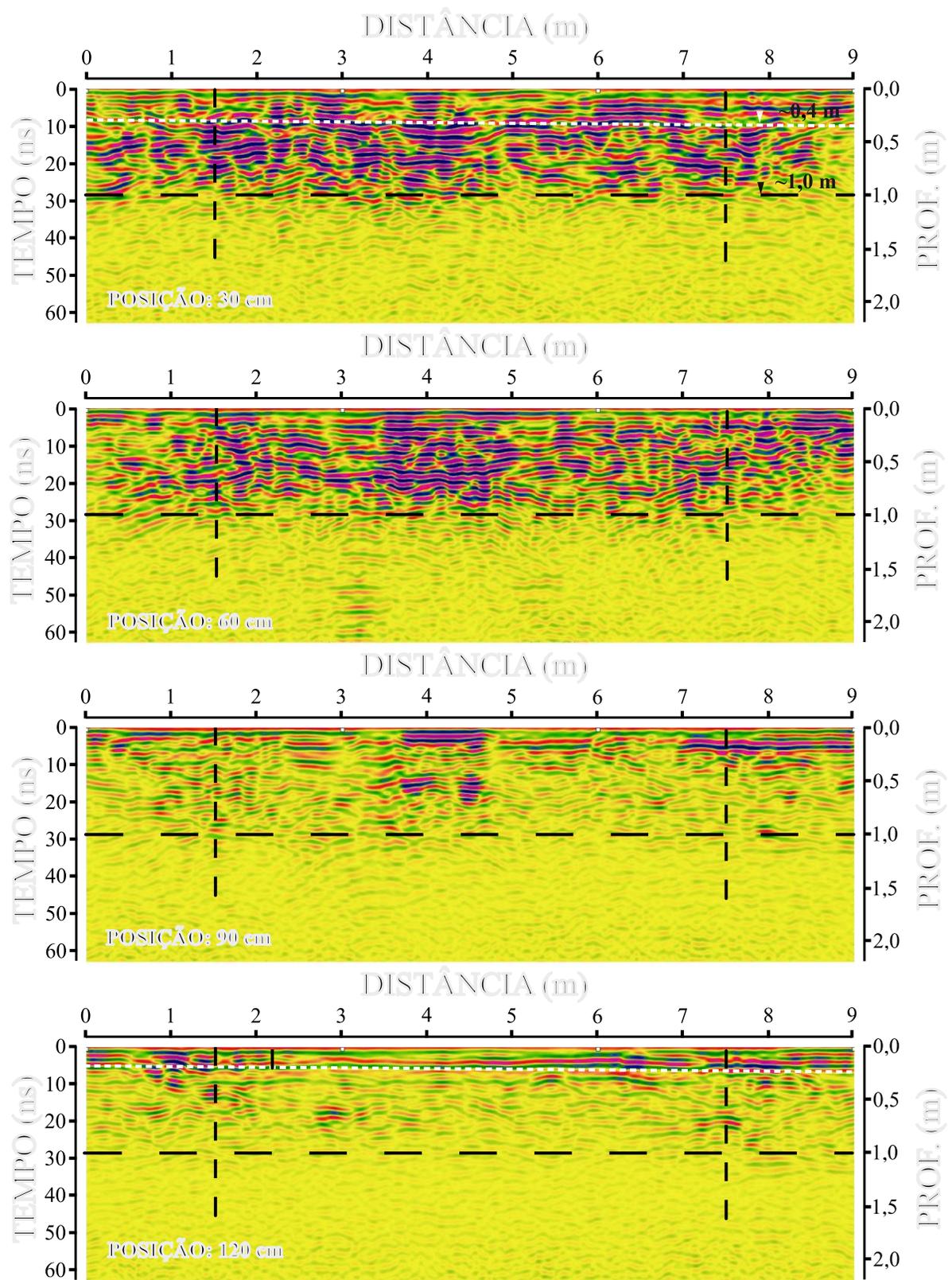


Figura 7. Radagrama da fundação.

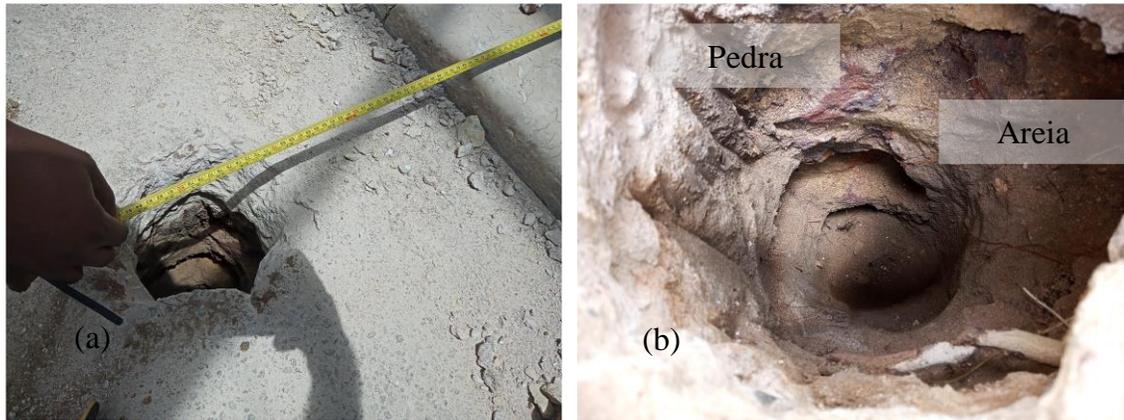


Figura 8. Verificação da extensão do bloco de fundação: (a) do lado de fora do cemitério e (b) do lado de dentro do cemitério.

2.3. Inclinação e excentricidade

De acordo com Spyarakos e Nikolettos (2005), o tombamento ocorre por rotação em torno do centro de gravidade (CG). Entretanto, foi observada uma inclinação de $1,35^\circ$, provavelmente devido ao assentamento ao longo do tempo, ao tráfego ou ao movimento do solo durante a escavação para o asfaltamento da Rua Serzedelo, gerando uma excentricidade de 7,26 cm na direção do eixo y. Na direção do eixo x, a estrutura não apresentou nenhuma inclinação. O método do fio de prumo foi adotado para medir a excentricidade, conforme ilustrado na Figura 9. Os resultados foram calculados usando as equações 1 e 2.

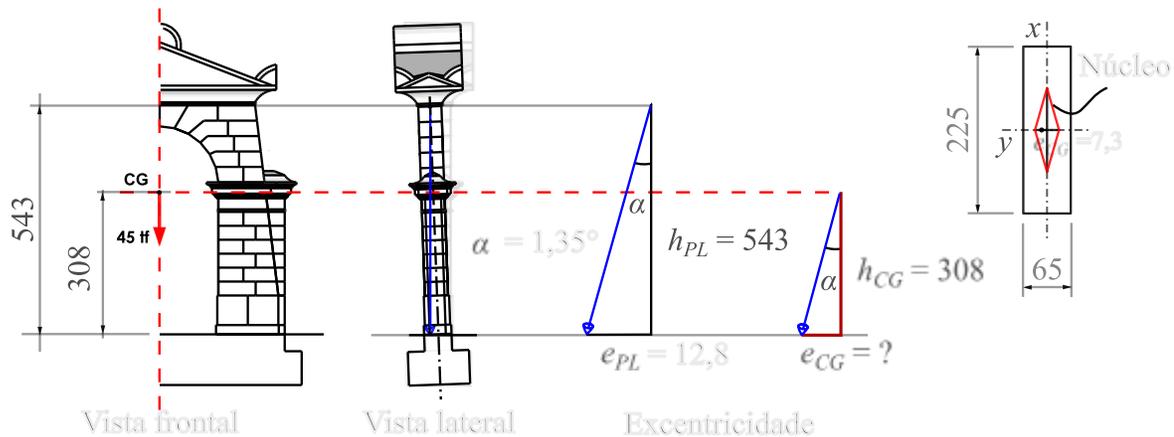


Figura 9. Determinação da excentricidade pelo método do fio de prumo. (unidade: cm)

$$\frac{e_{PL}}{h_{PL}} = \frac{e_{CG}}{h_{CG}} \Rightarrow e_{CG} = h_{CG} \cdot \frac{e_{PL}}{h_{PL}} \Rightarrow e_{CG} = h_{CG} \cdot \tan(\alpha) \quad (1)$$

$$e_{CG} = 3,08\text{m} \cdot \tan(1,35^\circ) = 0,0726\text{m} \quad (2)$$

Onde:

e_{PL} e e_{CG} são a excentricidade na altura do fio de prumo e o centro de gravidade, respectivamente.
 h_{PL} e h_{CG} são as alturas do fio de prumo e do centro de gravidade, respectivamente.

2.4. Capacidade de carga máxima e admissível

A capacidade de carga máxima (q_u) para as fundações corridas na camada de areia (sem coesão) foi calculada de acordo com a expressão de Terzaghi (1943) e Meyerhof (1963), Equação 3, e a capacidade de carga permitida (q_a) foi calculada pela Equação 4. A influência do ângulo de atrito interno também foi avaliada, variando de 30° para o perfil de solo pouco compactado, 35 e 40° para o solo medianamente compactado, definido de acordo com a classificação dos solos arenosos proposta por Porto (1979) e pelas propriedades geotécnicas apresentadas na Tabela 3.

$$q_u = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot s_\gamma \cdot B \cdot N_\gamma + s_q \cdot q \cdot N_q \quad (3)$$

$$q_a = \frac{q_u}{FS} \quad (4)$$

Onde:

γ = peso específico do solo.

s_γ e s_q = fatores de forma.

B = largura da base.

q = sobrecarga total, $q = \gamma \cdot D$.

D = profundidade de embutimento.

N_γ e N_q = fatores de capacidade de carga para o peso específico do solo e da sobrecarga, respectivamente.

FS = fator de segurança.

Tabela 3. Propriedades geotécnicas

Camada do solo arenoso	ϕ (graus)	N	γ (t/m ³)	Fatores de forma da fundação corrida		Fatores da capacidade de carga (AASHTO, 1996)	
				s_q	s_γ	N_q	N_γ
PC	30	4	1,8	1,0	1,0	18,40	22,40
MC	35	-	1,9			33,30	48,03
	40					64,20	109,41

Nota: N é o SPT médio no bulbo de pressão (duas vezes a largura da fundação); ϕ é o ângulo de atrito do solo, $\phi = 28^\circ + 0.4 \cdot N$ (Godoy, 1983); os ângulos de 35 e 40° foram definidos pela classificação do Porto (1979); LC = solo pouco compacto; MC = solo medianamente compacto.

2.4.1. Os efeitos da carga excêntrica e da inclinação da base

Para o efeito da carga excêntrica em relação ao centroide da base, a largura reduzida da base foi calculada de acordo com a Equação 5. Além disso, foi assumida a inclinação da base, por meio dos fatores b_γ e b_q , calculados de acordo com a Equação 6. Portanto, a capacidade de carga final modificada é dada pela Equação 7 e a capacidade de carga net permitida foi calculada de acordo com a Equação 8.

$$B' = B - 2 \cdot e_{CG} \quad (5)$$

$$b_\gamma = b_q = (1 - \alpha \tan(\phi))^2 \quad (6)$$

$$q'_u = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot s_\gamma \cdot b_\gamma \cdot B' \cdot N_\gamma + s_q \cdot b_q \cdot q \cdot N_q \quad (7)$$

$$q'_{net,a} = \frac{(q'_u - q)}{FS} \quad (8)$$

Onde:

B' = Largura efetiva da base.

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Critérios de segurança

A combinação da força axial e do momento aumentam a pressão em uma borda ou um canto da base de fundação. Se a combinação de pressão estiver em tensão, isso significa efetivamente que o contato entre o solo e a base foi eliminado e a pressão é zero ($q_{min} = 0$). Para evitar a pressão zero, a excentricidade deve ficar dentro do núcleo da coluna e a pressão máxima (q_{max}) não deve exceder a pressão net admissível do solo ($q'_{net,a}$), de acordo com o critério da Equação 9. A Equação 10 estabelece o critério de segurança contra o tombamento da estrutura, em que a razão de todos os momentos resistentes (M_R) sobre os momentos de tombamento (M_o) é definida como o fator de segurança (FS). O tombamento é considerado no projeto e na verificação da estrutura existente, de modo que o M_R deve ser maior que o M_o , por um FS de pelo menos 1,5.

$$q_{max} < q'_{net,a} \quad (9)$$

$$FS = \frac{\sum M_R}{\sum M_o} \geq 1,5 - 2,0 \quad (10)$$

3.2 Cálculo das forças atuantes na fundação

A Tabela 4 apresenta os parâmetros utilizados para calcular as forças que atuam sobre a coluna (peso próprio, P_c), a sobrecarga (camada de solo ou aterro, W_1) e a fundação (W_2 e W_3), definidas respectivamente pelas Equações 11, 12, 13 e 14, conforme mostrado na Figura 10. A carga vertical total (P_V) foi calculada de acordo com a Equação 14 e o momento devido ao centroide (M_{tilt}) da coluna foi calculado de acordo com a Equação 15.

Tabela 4. Parâmetros característicos utilizados

Camada do solo				Bloco de fundação			
h_1 (m)	b (m)	L (m)	γ_1 (tf/m ³)	h_2 (m)	B (m)	L (m)	γ_2 (tf/m ³)
0,4	0,8	1,6	1,8	0,6	2,25	1,60	2,67

Nota: γ_1 e γ_2 = peso específico do solo e peso específico do concreto ciclópico, respectivamente.

$$P_c = P_i / 2 = 45 \text{tf} / 2 = 22,50 \text{tf} \quad (11)$$

$$W_1 = L \cdot h_1 \cdot b \cdot \gamma_1 = 1,6 \cdot 0,4 \cdot 0,8 \cdot 1,8 = 0,92 \text{tf} \quad (12)$$

$$W_2 = L \cdot h_1 \cdot B_p \cdot \gamma_2 = 1,6 \cdot 0,4 \cdot 0,65 \cdot 2,67 = 1,11 \text{tf} \quad (13a)$$

$$W_3 = L \cdot h_2 \cdot B \cdot \gamma_2 = 1,6 \cdot 0,6 \cdot 2,25 \cdot 2,67 = 5,77 \text{tf} \quad (13b)$$

Onde:

P_c = carga da coluna sobre a base.

W_1 = peso do solo.

W_2 = peso do pedestal da base.

W_3 = peso da base.

L = profundidade do bloco de fundação considerado neste trabalho.

b = largura da camada do solo.

B = largura da base.

B_p = largura do pedestal.

h_1 = altura da camada do solo.

h_2 = altura da base.

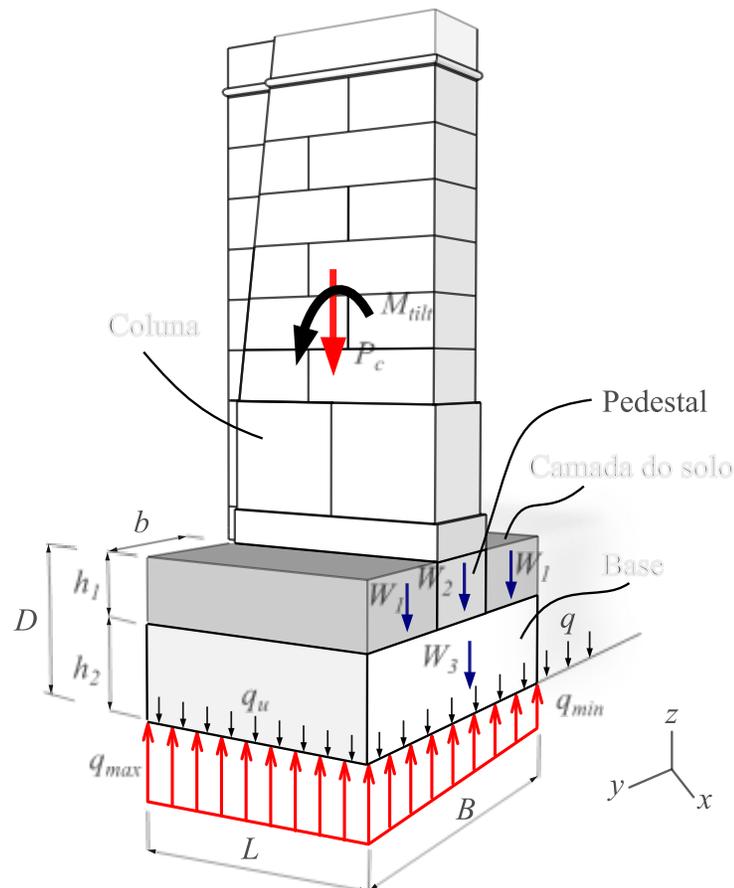


Figura 10. Forças admitidas na estabilização da fundação.

$$P_V = P_c + W_3 + W_2 + 2 \cdot W_1 = 22,50 + 5,77 + 1,11 + (2 \cdot 0,92) = 31,22 \text{tf} \quad (14)$$

$$M_{\text{tilt}} = P_c \cdot e_{CG} = 22,50 \cdot 0,0726 = 1,63 \text{tf} \cdot \text{m} \quad (15)$$

Onde:

P_V = carga vertical total e M_{tilt} é o momento devido à excentricidade.

3.3 Cálculo das pressões mínima e máxima em contato com a base da fundação

Conhecendo as forças e o momento que atuam na estrutura, as pressões mínima (q_{min}) e máxima (q_{max}) em contato com o bloco de fundação (distribuição de pressão sob a base) foram calculadas de acordo com a Equação 16. O resultado de q_{min} revelou o contato entre o solo e a base, portanto não ocorre tensão, e a diferença entre q_{max} e q_{min} foi de cerca de 30%.

$$q_{min,max} = \left(\frac{P_v}{A} \mp \frac{M_{ilt}}{S_y} \right) \quad (16)$$

Onde:

$$A = B \cdot L \text{ and } S_y = \frac{B^2 \cdot L}{6}.$$

Portanto,

$$q_{min} = \left(\frac{P_v}{A} - \frac{M_y}{S_y} \right) = \left(\frac{31,22}{2,25 \cdot 1,6} \right) - \left(\frac{1,63}{\left(\frac{2,25^2 \cdot 1,6}{6} \right)} \right) = 7,46 \text{tf} \neq 0$$

$$q_{max} = \left(\frac{P_v}{A} + \frac{M_y}{S_y} \right) = \left(\frac{31,22}{2,25 \cdot 1,6} \right) + \left(\frac{1,63}{\left(\frac{2,25^2 \cdot 1,6}{6} \right)} \right) = 9,88 \text{tf}$$

3.4 Verificação contra o tombamento

As equações 17 e 18 foram usadas para calcular os momentos de resistência (M_R) e de tombamento (M_o), respectivamente. Analisando os resultados apresentados na Tabela 5, observou-se que todos os fatores de segurança foram amplamente satisfatórios. Variando de 2,4 a 12 para a resistência do solo. Além disso, foi observado um comportamento de duplicação do FS a cada aumento de 5° no ângulo de atrito, ou seja, em um solo não saturado, com a consolidação ao longo do tempo, sua capacidade resistente pode aumentar ainda mais, justificando a condição de estabilidade observada na estrutura analisada, onde o FS para tombamento foi de 22, 10 vezes maior que o valor mínimo recomendado pelo ACI 318 (ACI, 2019). Essa discrepância se deu devido à pouca excentricidade no núcleo da coluna, resultando em um momento de tombamento muito menor, ou seja, comprovando que a estrutura está longe do risco ao tombamento.

$$M_R = P_v \cdot \frac{B}{2} = 31,22 \cdot (2,25/2) = 35,12 \text{tf} \cdot \text{m} \quad (17)$$

$$M_o = M_{ilt} = 1,63 \text{tf} \cdot \text{m} \quad (18)$$

Tabela 5. Resumo da verificação de segurança estrutural

φ (°)	Solo						Tombamento			Excentricidade
	q_{max} (tf/m ²)	q_u (tf/m ²)	q_a (tf/m ²)	$q'_{net,a}$ (tf/m ²)	FS ₁	FS ₂	M_R (tf·m)	M_o (tf·m)	FS	$e_{CG} \leq B/6$
30	9,88	78	26	24	2,6	2,4	35,12	1,63	22	0,073 << 0,375
35		166	55	52	5,5	5,3				
40		356	119	111	12,0	11,2				

Nota: $FS_1 = q_a/q_{max}$; $FS_2 = q'_{net,a}/q_{max}$ and $FS = M_R/M_o$.

4. CONCLUSÕES

Com base nos resultados, constatou-se que a estrutura está em um estado de segurança contra o tombamento, com fatores de segurança do solo variando de 2,4 a 12 e o fator de segurança de tombamento 10 vezes maior do que o mínimo exigido. No entanto, a metodologia de análise do centroide e o uso do GPR para mapear a fundação existente foram decisivos e satisfatórios. A metodologia de avaliação prática utilizada neste trabalho pretende ser uma alternativa na avaliação técnica preliminar de edifícios históricos com baixo custo e considerável economia de tempo na tomada de decisão do engenheiro.

5. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Instituto de Pesquisas Ecológicas da Amazônia (IPEAM), ao Laboratório de Conservação, Restauração e Reabilitação (LACORE) da Universidade Federal do Pará (UFPA) e ao grupo de pesquisa da Geofísica pelo apoio no desenvolvimento deste estudo.

6. REFERÊNCIAS

- American Association of State Highway and Transportation Officials. (1996). *AASHTO: Types of loads and composite beams and girders*. Washington, DC.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2014) NBR 6118: *Design and execution of reinforced concreteworks*. Rio de Janeiro, Brazil (in Portuguese).
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2022) NBR 6122: *Projeto e execução de fundações*. Rio de Janeiro, Brazil.
- American Concrete Institute. (2019). *ACI Committee 318: Building Code Requirements for Reinforced Concrete*. Detroit, MI, USA.
- Briceño-Mena, J. A., Castro-Borges, P. (2022), *Practical use of the safety factor in the column repair strategy of a concrete building with historical value*, Revista ALCONPAT, 12 (1), pp. 98 – 109, <https://doi.org/10.21041/ra.v12i1.569>.
- Burland, J. B. et al. (2009), *Leaning tower of pisa: behaviour after stabilization operations*. International Journal of Geoenineering Case Histories, 1(3): 156-169, https://www.geocasehistoriesjournal.org/pub/article/view/ijgch_1_3_2.
- Burland, J. B. et al. (2015), *Underexcavating the tower of pisa: back to future*. eotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA, 46(4): 126-135.
- Edmunds, H. (1993), *The use of underexcavation as a means of stabilising the Leaning Tower of Pisa: scale model tests*. MSc thesis. Imperial College, London.
- Godoy, N. S. (1983), *Estimative of pile bearing capacity from static penetrometer results*. Engineering School of São Carlos - USP. (in Portuguese)

- Hussain, A., Akhtar, S. (2017), *Review of Non-Destructive Tests for Evaluation of Historic Masonry and Concrete Structures*. Arabian Journal for Science and Engineering, 42, 925–940, <https://doi.org/10.1007/s13369-017-2437-y>.
- IPHAN, available from: <https://www.ipatrimonio.org/belem-cemiterio-de-nossa-senhora-da-soledade>.
- Maffei, C. E. M., Gonçalves, H. H. S., Pimenta, P. M. (2006), *The pumpling of 2.2° tilted Núncio Malzoni Building*. Geotecnia. 106(06):133-161, https://doi.org/10.14195/2184-8394_106_7.
- Meyerhof, G. G. (1963), *Some recent research on the bearing capacity of foundations*. Canadian Geotechnical Journal, 1(1), 16-26, <https://doi.org/10.1139/t63-003>.
- Radnic, J., Matesan, D., Ante Abaza, A. (2020), *Restoration and Strengthening of Historical Buildings: The Example of Minceta Fortress in Dubrovnik*. Advances in Civil Engineering, <https://doi.org/10.1155/2020/8854397>.
- Spyrakos, C. C., Nikolettos, G. S. (2005), *Overtuning Stability Criteria for Flexible Structures to Earthquakes*. Journal of Engineering Mechanics 131(4): 349-358, [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(2005\)131:4\(349\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(2005)131:4(349)).
- Tamez, E., Ovando, E., Santoyo, E. (1997), *Underexcavation of Mexico City's Metropolitan Cathedral and Sagrario Church*. Proc. 14th Int Conf. Soil Mech & Foundtn Engrg. Hamburg: 4:2105-2126.
- Terzaghi, K. (1943), *Theoretical Soil Mechanics*. WileyPublishing, New York, USA, <http://dx.doi.org/10.1002/9780470172766>.