

# Estudo de Caso: Análise de Recalques de Edificação em Fundação Direta em Perfil Geotécnico Estratificado

Silvia Polido Lemos

Consultora, Geoconsult Consultoria de Solos e Fundações Ltda., Vitória/ES, Brasil,  
[silvia.polido@geoconsult.com.br](mailto:silvia.polido@geoconsult.com.br)

Uberescilas Fernandes Polido

Consultor, Geoconsult Consultoria de Solos e Fundações Ltda., Vitória/ES, Brasil,  
[uberescilas@geoconsult.com.br](mailto:uberescilas@geoconsult.com.br)

Hugo Ferreira França

Consultor, Geoconsult Consultoria de Solos e Fundações Ltda., Vitória/ES, Brasil,  
[hugo@geoconsult.com.br](mailto:hugo@geoconsult.com.br)

**RESUMO:** A segurança da fundação quanto ao colapso é fundamental, mas é o critério referente a recalques admissíveis sob condições de trabalho que, em geral, controla o projeto de fundações das edificações. O presente trabalho envolve o estudo de caso de uma edificação com área construída em torno de 200.000 m<sup>2</sup>, localizada na região litorânea da Grande Vitória, no estado do Espírito Santo. As investigações geotécnicas compreenderam ensaios de campo e de laboratório. O perfil geotécnico apresenta camadas de solo com características de compressibilidade distintas, sendo a camada superficial composta de areia heterogênea, de compactidade variando de pouco compacta a compacta, de espessura variável, seguida de uma camada de arenito brando. As camadas em profundidade são constituídas predominantemente por solo argiloso de consistência mole a média. O Projeto Geotécnico de Fundações adotou a solução de fundações em sapatas e, onde necessário, foi adotada na camada superficial de areia a técnica de melhoramento de solo com colunas de brita e areia. Nessas condições, com solos superficiais competentes, mas com camadas de solos compressíveis em profundidade, é fundamental a determinação o mais precisa possível dos acréscimos de tensões no solo para a estimativa de recalques. Para situações de terreno com várias camadas de solo com rigidez distinta, a adoção de um modelo matemático que considere o solo homogêneo, mesmo em níveis de tensões pouco elevados, pode levar a resultados muito diferentes do real comportamento do solo. Nesses casos, a utilização de modelagem numérica, em geral, o Método dos Elementos Finitos, pode resultar em previsões de recalques mais precisas. O monitoramento dos recalques foi realizado desde a fase de construção e após a entrega do empreendimento, num período superior a cinco anos. Os recalques foram estimados utilizando diferentes metodologias para obtenção dos acréscimos de tensões em profundidade.

**PALAVRAS-CHAVE:** fundações diretas, recalques, monitoramento de recalques

**ABSTRACT:** Foundation safety against collapse is crucial, but the criterion regarding permissible settlements under working conditions generally controls the foundation design of buildings. This study involves a case study of a building with a constructed area of around 200,000 m<sup>2</sup> located in the coastal region of Greater Vitória in the state of Espírito Santo. The geotechnical investigations included field and laboratory tests. The geotechnical profile presents soil layers with distinct compressibility characteristics, with the surface layer consisting of heterogeneous sand, varying from loose to dense, of variable thickness, followed by a layer of soft sandstone. The deeper layers are predominantly composed of clayey soil with soft to medium consistency. The Geotechnical Foundation Project adopted the solution of shallow foundations and, where necessary, the superficial layer of sand was improved using gravel and sand columns. Under these conditions, with competent superficial soils but compressible soil layers at depth, it is essential to determine as accurately as possible the increases in soil stresses for settlement estimation. For subsoils with multiple layers of different stiffness, adopting a mathematical model that considers the homogeneous soil model, even at low stress levels, can lead to results quite different from the actual behavior of the soil. In such cases, the use of numerical modeling,

generally the Finite Element Method, can result in more accurate settlement predictions. Settlement monitoring was carried out from the construction phase and after the project's delivery for a period of over five years. Settlements were estimated using different methodologies to obtain stress increments at depth.

**KEYWORDS:** shallow foundations, settlements, settlements monitoring

## 1 INTRODUÇÃO

A segurança da fundação quanto ao colapso, estado limite último, é fundamental. Entretanto, é a verificação quanto ao estado limite de serviço, que frequentemente controla o projeto de fundações, podendo inviabilizar a utilização de um determinado tipo de fundação. Dada a relevância, a norma brasileira ABNT NBR 6122 (2019) passou a preconizar para determinados tipos de estruturas que estas fossem analisadas considerando a interação fundação-estrutura.

É relevante destacar que diferentes estruturas podem ter valores de deslocamentos admissíveis distintos. E esses limites são afetados por diversos fatores, incluindo o tipo e tamanho da estrutura, o tipo de interação entre a estrutura de fundação e a superestrutura, as propriedades do material utilizado na estrutura e as propriedades do solo, a taxa e uniformidade dos recalques, o tipo de fundação, o método construtivo, o tempo de construção e a função ou uso da estrutura (Burland, 2012).

O presente trabalho compreende o estudo de caso de edificação com área construída em torno de 200.000 m<sup>2</sup> e área de projeção de 55.000 m<sup>2</sup> localizada na região litorânea da Grande Vitória no estado do Espírito Santo. As investigações geotécnicas compreenderam ensaios de campo e de laboratório. O perfil geotécnico apresenta camadas de solo com características de compressibilidade distintas.

A edificação é em estrutura em concreto armado e fundações diretas em sapatas. O Projeto Geotécnico de Fundações adotou, onde necessário, a melhoria da camada superficial de areia pela técnica de melhoramento do solo com colunas de brita com areia. Nessas condições, com solos superficiais competentes, predominantemente granulares, mas com camadas de solos compressíveis em profundidade, é fundamental a estimativa o mais precisa possível dos acréscimos de tensões no solo para estimativa dos recalques.

Para os solos granulares, devido a dificuldades e custos elevados em se amostrar e ensaiar em laboratório de maneira representativa as condições de campo (tensão-deformação), é usual estimar recalques nestes materiais por meio de métodos semiempíricos. Geralmente são utilizadas correlações para definição de propriedades de deformação baseadas em ensaios de campo (Velloso e Lopes, 2011).

Para situações de terreno com várias camadas de solo com rigidez muito diferentes, a adoção de um modelo matemático que considera a hipótese de solo homogêneo, mesmo em níveis de tensões pouco elevados, pode levar a resultados muito diferentes do real comportamento das tensões e das deformações, com reflexos nas previsões de recalques. Nessas situações a utilização de métodos numéricos, em geral o Método dos Elementos Finitos (MEF), pode resultar em previsões de recalques mais precisas e mais detalhadas sobre a influência de cada uma das camadas de solo no processo.

Os recalques foram estimados utilizando diferentes metodologias para obtenção dos acréscimos de tensões em profundidade, e confrontados com as medidas de recalque obtidas através de monitoramento realizado desde a fase de construção e após a entrega do empreendimento abrangendo um período superior a cinco anos.

## 2 ESTUDO DE CASO

### 2.1 Investigação Geotécnica

A investigação geotécnica realizada na área de projeção do empreendimento compreendeu a realização dos seguintes ensaios de campo: (i) sondagens de simples reconhecimento do tipo SPT em quantidade e profundidade suficientes para a adequada caracterização do subsolo, (ii) palheta (VT), piezocone (CPTu) e dilatométrico (DMT) nas camadas de solo argiloso em profundidade. Os ensaios de laboratório foram realizados em amostras de sondagens, envolvendo ensaios de caracterização, e em amostras indeformadas (coletadas nas camadas de solo argiloso em profundidade), envolvendo ensaios triaxiais e edométricos. O

subsolo é constituído basicamente por solos sedimentares com perfil geotécnico típico apresentado na Figura 1, composto pelas seguintes camadas:

- (i) camada superficial de areia heterogênea, de compactidade variando de pouco compacta a compacta, com espessura variável (camada 2), sobrejacente a uma camada de areia muito compacta (camada 3), com cimentação, podendo ser caracterizada em alguns trechos como um arenito brando;
- (ii) camadas subjacentes ao arenito brando, além de 10,0 m de profundidade, constituídas de camadas de areia heterogênea, de compactidade variando de fofo a compacta (camadas 4, 6, 8, 10 e 11) e camadas de solo argiloso, de consistência mole a média (camadas 5, 7 e 9), sobreadensadas, que segundo Castello e Polido (1999) podem ter características das argilas do tipo SFL (sedimentos fluviolacustres e de baías) e do tipo AT (argilas transicionais) reportadas por Massad (2009, 2016).

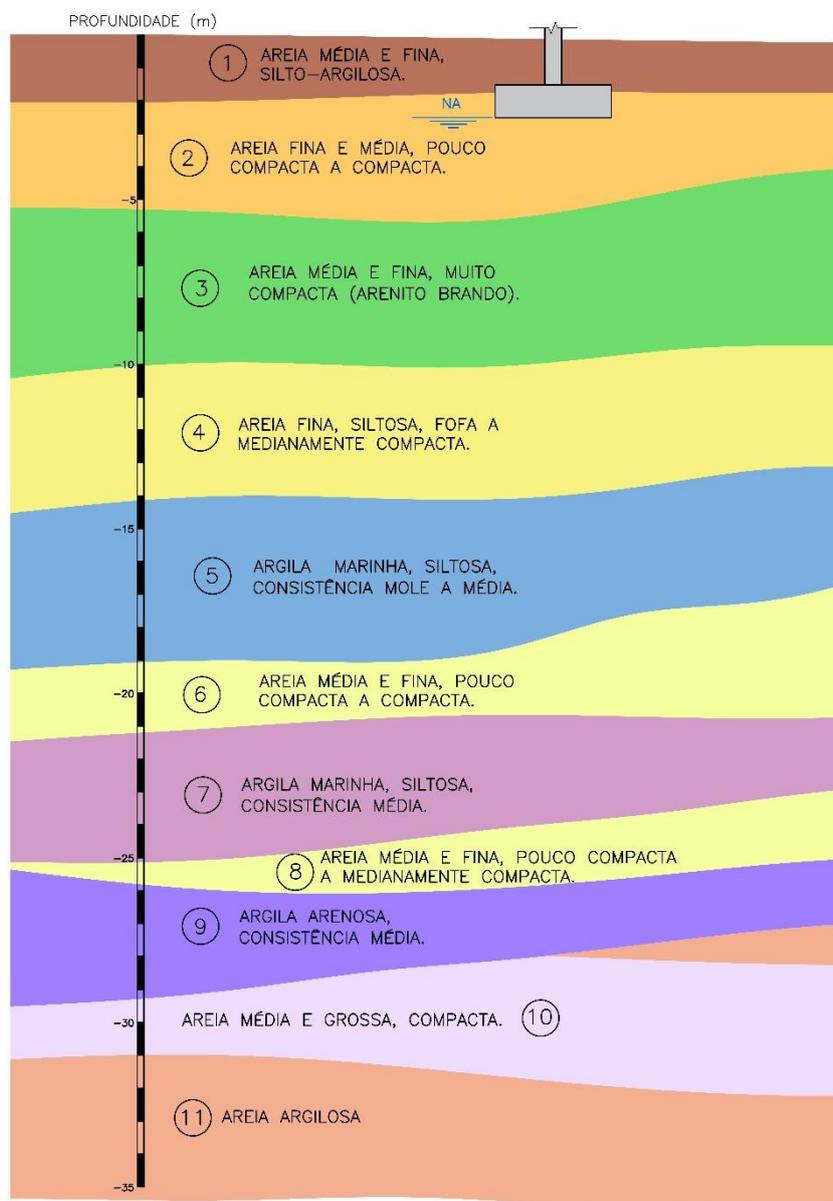


Figura 1. Perfil Geotécnico Típico

Os resultados dos ensaios de campo e de laboratório mostraram que a primeira camada de solo argiloso (camada 5) apresenta resistência ao cisalhamento não-drenada ( $S_u$ ) da ordem de 50 a 60 kPa e razão de sobreadensamento (RSA) variando de 1,2 a 1,6. As camadas de solo argiloso seguintes (camadas 7 e 9),

apresentam  $S_u$  e RSA crescentes com a profundidade, variando, respectivamente, de 60 a 120 kPa e de 1,3 a 2,5.

## 2.2 Solução Projetada

A estrutura do empreendimento é composta por pilares pré-moldados de concreto e lajes de concreto protendido. Os vãos entre pilares mantêm o padrão geral de espaçamento de 8,0 x 10,50 m. Para instalação dos pilares, foram executados pilaretes no formato de cálice engastados nas fundações.

A solução de fundações adotada para o empreendimento foi do tipo direta, com sapatas isoladas de concreto armado apoiadas em areia média a fina, compacta, ou em solo melhorado com características de resistência e compressibilidade semelhantes. Nos locais onde foi detectado solo insatisfatório quanto ao atendimento aos estados limites último (fator de segurança quanto à ruptura  $\geq 3$ ) e de serviço (recalque imediato admissível da ordem de 20 mm), foram utilizadas colunas de brita com areia para melhoramento do solo (Figura 2). O recalque total admissível, imediato e lento, foi limitado a 110 mm.

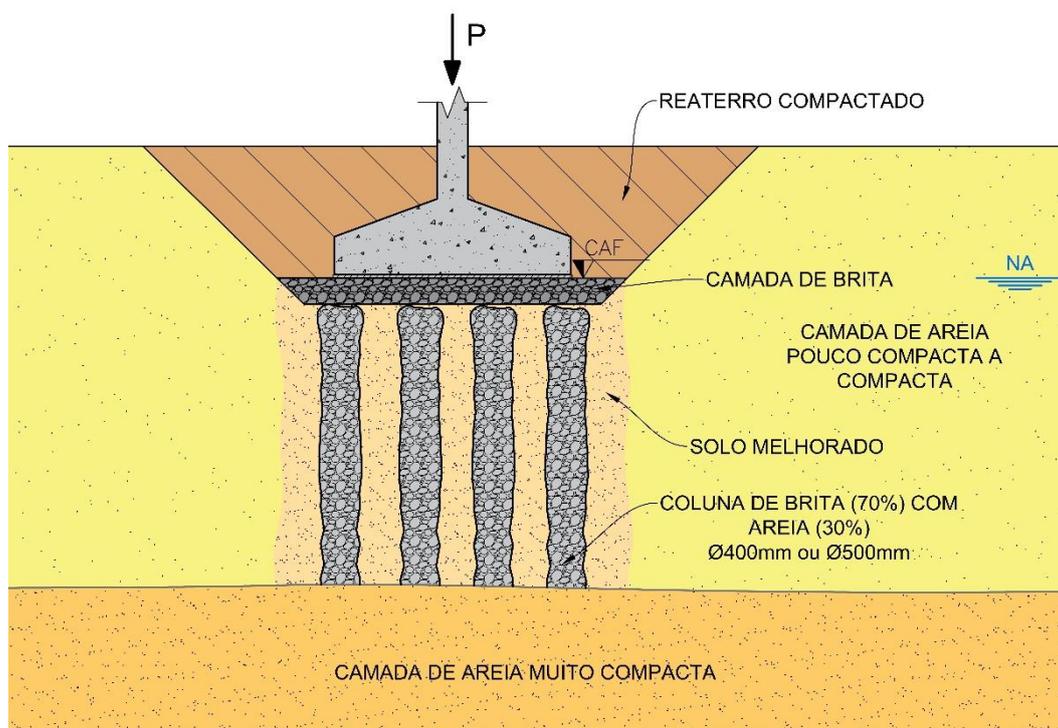


Figura 2. Colunas de brita com areia para melhoramento de camada de areia de espessura variável

As colunas de brita com areia foram executadas pelo processo tipo Franki utilizando um tubo de revestimento fechado na ponta com uma “bucha” seca convencional de brita com areia. O tubo é cravado verticalmente através da queda livre de um pilão sobre a “bucha”, que tampona a parte inferior do tubo, arrastando-o para baixo pelo atrito com a parede interna, até atingir a profundidade desejada. A “bucha” é então expulsa e é introduzido o material granular no tubo para formação da coluna. O material para formação do fuste é compactado pelo pilão enquanto o tubo é levantado lenta e gradualmente, até atingir a cota especificada no projeto.

## 3 ESTIMATIVAS DE RECALQUES

### 3.1. Recalques nas Camadas Superficiais

Os recalque provenientes da edificação nas camadas superficiais, predominantemente arenosos, foram estimados com base no Método de Schmertmann (Schmertmann, 1970; Schmertmann et al, 1978), incluindo

a parcela de recalque lento. O método foi desenvolvido inicialmente para estimativa de recalques de fundações em areias, sendo utilizado associado a resultados de ensaios de CPT, mas podendo ser adaptado para outros ensaios de campo, como o SPT, aplicado neste caso. O método utiliza um módulo de elasticidade equivalente, que implicitamente reflete as deformações laterais do solo, apresentando correlações empíricas entre este módulo equivalente e a resistência de ponta do cone (Coduto, 2001). A resistência de ponta do cone ( $q_c$ ) foi obtida por meio de correlações entre o CPT e SPT, sendo utilizada a relação linear  $q_c = k \cdot N_{spt}$  utilizando o coeficiente  $k$  proposta por Danziger e Velloso (1995). Para a correção de energia do  $N_{spt}$  foi adotado o fator de 1,37 recomendado por Freitas *et al* (2012). Os recalques estimados pelo método foram da ordem de 14,5 mm (imediate + lento = 11,0mm + 3,5mm).

### 3.2. Recalques nas Camadas em Profundidade

Nas regiões onde foi detectado maiores espessuras de solo argiloso em profundidade e/ou onde as cotas do terreno demandaram aterro adicional foi utilizado aterro leve com EPS. A utilização do aterro leve permitiu reduzir os recalques lentos, primários e secundários, em locais específicos, a níveis satisfatórios.

A literatura técnica reporta que para estimativas de recalques por adensamento, seja utilizado apenas uma parcela da carga acidental, em torno de 25 a 30% (O'Brien e Farooq, 2012). Considerando que a edificação em análise é do tipo comercial, para as estimativas de recalques lentos foi adotada uma parcela correspondente a 30% da carga acidental indicada no projeto estrutural.

Os recalques primários foram estimados com base na teoria de compressibilidade unidirecional, com base nos coeficientes de recompressão e compressibilidade de cada camada obtidos através dos ensaios de adensamento e interpretação dos ensaios CPTu e DMT. Os recalques também foram estimados utilizando o Método Ordinário de Schmertmann (MOS) com base no Módulo Dilatométrico ( $M_{DMT}$ ) obtidos nos ensaios DMT.

Os recalques secundários foram estimados utilizando os coeficientes de compressão secundária de cada camada, obtidos com base na experiência de Massad (2009) para o litoral paulista e extrapolada para o litoral brasileiro e na relação entre os o acréscimo de tensão nas camadas de solo argiloso e respectivas resistências não drenadas.

Os recalques estimados em profundidade foram da ordem de 90 mm, sendo os recalques primários da ordem de 50 mm e os recalques secundários da ordem de 40 mm.

#### 3.2.1 Acréscimo de Tensão em Profundidade

Os acréscimos de tensões no interior da massa de solo causados por carregamentos externos são, em geral, estimados utilizando as soluções da Teoria da Elasticidade. Embora os depósitos naturais de solo, na maioria dos casos, não sejam materiais elásticos, isotrópicos ou homogêneos, para determinados níveis de tensão existe certa proporcionalidade entre tensões e deformações e um módulo de elasticidade pode ser adotado como representativo, obtendo-se na prática resultados satisfatórios (Azevedo, 2015).

O estudo de caso analisado, embora tenha níveis de tensões pouco elevados, apresenta perfil geotécnico com camadas com rigidez muito diferentes, podendo não ser adequado o emprego das metodologias clássicas da Teoria da Elasticidade para estimativas de recalques, sendo mais adequado realizar análises utilizando a modelagem numérica, como o Métodos dos Elementos Finitos (MEF).

De uma forma mais simplificada, dado aos recursos disponíveis na época da elaboração do projeto, foi avaliado o efeito da camada de areia muito compacta, arenito brando (camada 3), nos acréscimos de tensões nas camadas subjacentes, utilizado o MEF através do *software* Plaxis 2D. A geometria quase uniforme na distribuição dos pilares e certa uniformidade das cargas, facilitaram a utilização de um modelo bidimensional, transformando hipoteticamente as sapatas isoladas (SI) em sapatas corridas (SC). Para as estimativas dos acréscimos de tensões foi adotado o modelo constitutivo Linear Elástico na condição drenada para todas as camadas de solo. Os resultados obtidos foram comparados com as estimativas de recalque obtidas utilizando a Teoria da Elasticidade pelas proposições de Boussinesq e Westergaard através do *software* Unisettle 4.0 (Fellenius, 2017). Segundo Bowles (1997), quando o solo consiste em camadas alternadas de argilas e areias, a proposição de Westergaard apresenta melhor estimativa para o acréscimo de tensão vertical.

Os recalques estimados para uma sapata localizada na região central da edificação, seguem apresentados na Figura 3, de forma exemplificativa. Os recalques superficiais foram estimados pelo Método de

Schmertmann (MS). Os recalques em profundidade foram estimados pelo Método Ordinário de Schmertmann (MOS) considerando os acréscimos de tensões vertical ( $\Delta\sigma_v$ ) obtidos pelas proposições de Boussinesq e Westergaard, e pelo MEF para duas magnitudes do módulo de deformação (E) da camada de arenito brando, E = 500 e 5.000 MPa.

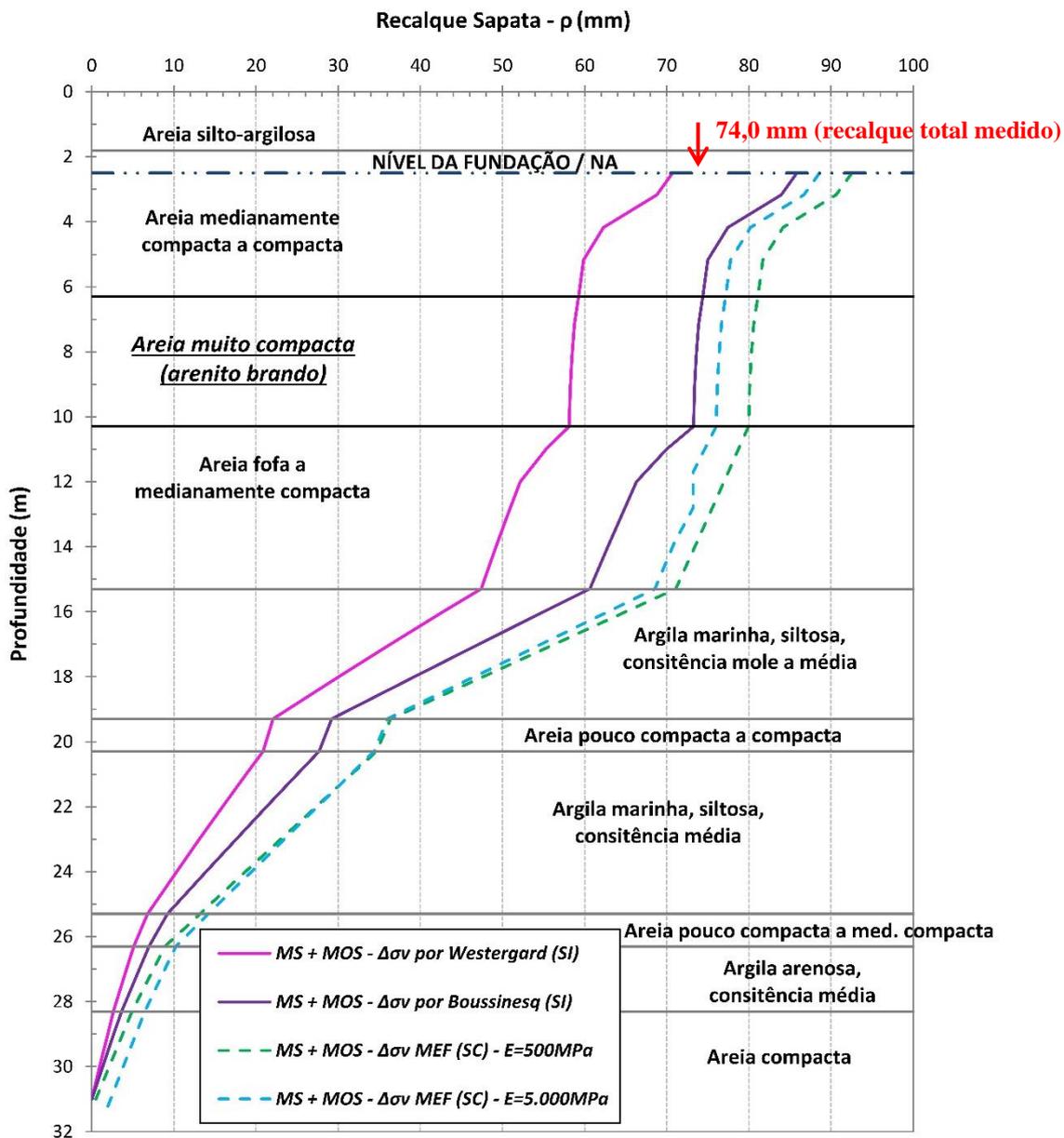


Figura 3. Recalques Estimados e Medido

Como pode ser observado na Figura 3, as estimativas de recalque total com acréscimos de tensões pelo MEF, ou seja, considerando a rigidez de cada camada de solo, foram de 92,5 mm (linha tracejada verde) e 88,6 mm (linha tracejada azul), respectivamente para os módulos de deformação do arenito brando de 500 MPa e 5.000 MPa, indicando pouca influência do módulo de deformação do arenito. As estimativas de recalques com acréscimos de tensões obtidos pelas proposições de Westergaard e Boussinesq foram, respectivamente, de 70,7 mm (linha contínua rosa) e 85,8 mm (linha contínua roxa). O recalque medido no pilar no período de construção (21 meses) e após a entrega (42 meses) foi de 74,0 mm, indicando que a metodologia clássica da Teoria de Elasticidade para estimativas de recalque é adequada.

## 4 CONCLUSÕES

A solução de fundações diretas em sapatas isoladas de concreto armado foi adotada para o empreendimento implantado em terreno com perfil geotécnico composto por camadas de solo com características de compressibilidade muito diferentes entre si e com ocorrência de recalques imediatos e ao longo do tempo, tornando as previsões de recalques um grande desafio. Onde necessário, a camada de areia superficial foi melhorada com colunas de brita e areia. Devido à existência de camadas de solos compressíveis em profundidade, foi fundamental a determinação dos acréscimos de tensões no solo, utilizando as soluções da Teoria da Elasticidade pelas proposições de Westergaard e Boussinesq e o MEF, utilizando um modelo bidimensional. Os recalques medidos foram comparados com as estimativas de recalques utilizando as metodologias citadas, permitindo concluir que a utilização da proposição de Westergaard para obtenção dos acréscimos de tensões em profundidade foi adequada.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2019). NBR 6122, 2019. Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro.
- Azevedo, I.C.D. (2015). *Análise de Tensões e Deformações em Solo*. 2ª ed, Editora UFV, Viçosa, MG, BR.
- Bowles, J.E. (1997). *Foundation Analysis and Design*, 5th ed, McGraw-Hill, New York, NY, USA.
- Burland, J.B. (2012). Settlement and stress distributions. In: *ICE Manual of Geotechnical Engineering*, Volume I, chapter 19, p. 207-220.
- Castello, R.R., Polido, U.F. (1999). Algumas Características de Adensamento das Argilas Marinhas de Vitória-ES. In: VIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Porto Alegre. *Anais...* p. 149-159.
- Coduto, D.P. (2001). *Foundation design: principles and practices*. 2nd ed, Prentice Hall, New Jersey, USA.
- Danziger, B.R., Velloso, D.A. (1995). Correlations between the CPT and the SPT for some Brazilian soils. In: Proceedings of the International Symposium on Cone Penetration Test, CPT'95, Linkoping. *Anais...* v. 2, p. 155-160.
- Fellenius, B.H. (2017). *Basics of Foundation Design – a textbook*. Eletronic Edition. Disponível em: <https://www.fellenius.net>. Acesso em: 12 abr.2024. 568 p.
- Freitas, A.C., Pacheco, M., Danziger, B.R. (2012). Estimating Young Moduli in Sands from Normalizes  $N_{60}$  Blow Count. *Soils and Rocks*, 35 (1), p.89-98.
- Massad, F. (2009). *Solos Marinhos da Baixada Santista: características e propriedades geotécnicas*. Oficina de Textos, São Paulo, SP, BR.
- Massad, F. (2016). *Mecânica dos Solos Experimental*. Oficina de Textos, São Paulo, SP, BR.
- O'Brien, A.S., Farooq, I. (2012). Shallow foundations. In: *ICE Manual of Geotechnical Engineering*, Volume II, chapter 53, p. 765-801.
- Schmertmann, J.H. (1970). Static Cone to Compute Static Settlement over Sand. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, 96 (3), p. 1011-1043.
- Schmertmann, J.H., Hartman, J.P., Brown, P.R. (1978). Improved Influence Factor Diagrams. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 104.(8), p. 1131-1135.
- Velloso, D.A., Lopes, F.R. (2011). *Fundações, volume 1: critério de projeto, investigação de subsolo, fundações superficiais*. 2ª ed, Oficina de Textos, São Paulo, SP, BR.