

**154** março  
marzo  
march  
2022

# GEOTECNIA



**Sociedade Portuguesa de Geotecnia**



**Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica**



**Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica**

**50**  
ANOS  
1971-2021

**IMPRESA DA  
UNIVERSIDADE  
DE COIMBRA**

<b>EDITOR</b>		<b>EDITOR ASSOCIADO / EDITOR ASOCIADO / ASSOCIATE EDITOR</b>	
António Gomes Correia, UMinho, Portugal		Alberto Sayão, PUC-Rio, Brasil	Fernando Pardo de Santayana, CEDEX, Espanha
<b>COMISSÃO EXECUTIVA / COMISIÓN EJECUTIVA / EXECUTIVE BOARD</b>			
Ana Cristina Sieira, UERJ, Brasil	César Sagaseta, U. Cantabria, Espanha	José Estaire, CEDEX, Espanha	
Nuno Guerra, UNL, Portugal	Paulo Cesar Maia, UENF, Brasil	Paulo Pinto, FCTUC, Portugal	

*A Revista Geotecnia foi publicada pela primeira vez em junho de 1971, com Úlpio Nascimento como fundador e José Folque como primeiro Diretor. Desde essa data tem vindo a publicar-se ininterruptamente. Em março de 2007 passou a ser editada conjuntamente pela SPG, ABMS e ABGE, desde março de 2011 pela SPG e ABMS e a partir de julho de 2014 pela SPG, ABMS e SEMSIG.*

*La Revista Geotecnia fue publicada por primera vez en junio de 1971, con Úlpio Nascimento como fundador y José Folque como primer Director. Desde esa fecha se viene publicando ininterrumpidamente. En marzo de 2007 pasó a ser editada conjuntamente por la SPG, la ABMS y la ABGE; desde marzo de 2011 por la SPG y la ABMS; y a partir de julio de 2014 por la SPG, la ABMS y la SEMSIG.*

*"Geotecnia" was published for the first time in June 1971. Its founder was Úlpio Nascimento and its first Editor was José Folque. Since that date it has been continuously published. From March 2007 it became published jointly by the Geotechnical Societies of Portugal and Brazil: SPG, ABMS and ABGE. From January 2011 it was published by SPG and ABMS and, since June 2014 it is published by the Geotechnical Societies of Portugal, Brazil and Spain: SPG, ABMS and SEMSIG.*

### **COMISSÃO EDITORIAL/COMISIÓN EDITORIAL/EDITORIAL BOARD (2021-22)**

André P. Assis (U. Brasília, Brasil)	José Vieira de Lemos (LNEC, Lisboa, Portugal)
Antonio Gens Solé (U. P. Cataluña, Barcelona, Espanha)	Leandro Alejano Monge (U. Vigo, Espanha)
António Silva Cardoso (FEUP, Porto, Portugal)	Luis Leal Lemos (FCT, U. Coimbra, Portugal)
António Viana da Fonseca (FEUP, Porto, Portugal)	Manuel Pastor Pérez (U. P. Madrid, Espanha)
Claudio Olalla Marañón (U. P. Madrid, Espanha)	Márcio S. Almeida (COPPE, UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil)
Daniel Dias (U. Grenoble, France)	Marcos Arroyo Álvarez de Toledo (U. P. Cataluña, Barcelona, Espanha)
Diego Manzanal (U. P. Madrid, Espanha)	Margarida Pinho-Lopes (U. Aveiro, Portugal)
Eduardo Alonso Pérez de Ágreda (U. P. Cataluña, Barcelona, Espanha)	Michéle Casagrande (U. Brasília, Brasil)
Eduardo Fortunato (LNEC, Lisboa, Portugal)	Nilo Consoli (UFRGS, Porto Alegre, Brasil)
Ennio Palmeira (U. Brasília, Brasil)	Pablo Mira McWilliams (CEDEX, Madrid, Espanha)
Enrique Asanza Izquierdo (CEDEX, Madrid, Espanha)	Paulo da Venda Oliveira (FCT, U. Coimbra, Portugal)
Emanuel Maranhã das Neves (IST, U. Lisboa, Portugal)	Pedro Alves Costa (FEUP, Porto, Portugal)
Euripedes Vargas (PUC, Rio de Janeiro, Brasil)	Rafael Jiménez Rodríguez (U. P. Madrid, Espanha)
Fernando Danziger (COPPE, UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil)	Ramón Verdugo Alvarado (U. Chile, Santiago de Chile, Chile)
Fernando Marinho (U. São Paulo, Brasil)	Renato Cunha (U. Brasília, Brasil)
Fernando Schnaid (UFRGS, Porto Alegre, Brasil)	Ricardo Oliveira (COBA/LNEC/UNL, Lisboa, Portugal)
Helder Chaminé (ISEP, Porto; Centro GeoBioTec, U. Aveiro, Portugal)	Roberto Coutinho (UFP, Recife, Brasil)
Joaquim Tinoco (U. Minho, Guimarães, Portugal)	Rubén Ángel Galindo Aires (U. P. Madrid, Espanha)
Jorge Castro González (U. Cantabria, Santander, Espanha)	Tácio M.P. Campos (PUC, Rio de Janeiro, Brasil)
Jorge Zornberg (U. Texas, Austin, USA)	Tarcisio B. Celestino (U. São Paulo, São Carlos, Brasil)
José Luis de Justo Alpañés (U. Sevilla, Espanha)	Willy A. Lacerda (COPPE, UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil)
José Neves (IST, U. Lisboa, Portugal)	



A/c LNEC  
Av. do Brasil, 101  
1700-066 Lisboa, Portugal  
Tel.: (+351) 21 844 3859  
Fax: (+351) 21 844 3021  
E-mail: spg@lneac.pt  
<http://www.spgeotecnia.pt>



Av. Queiroz Filho, 1700 – Torre A,  
Sala 106  
05319-000 São Paulo, SP, Brasil  
Tel.: (+55 11) 3833 0023  
E-mail: abms@abms.com.br  
<http://www.abms.com.br>



CEDEX, Laboratorio de Geotecnia  
C/ Alfonso XII, 3  
28014 Madrid, Espanha  
Tel.: (+34) 91 335 7500  
Fax: (+34) 91 335 7322  
E-mail: info@semsig.org  
<http://www.semsig.org>



**3** Agradecimento / Agradecimiento  
*Acknowledgement*

- 7** Efeito da interpolação de recalques na previsão do comportamento estrutural de uma edificação – um estudo de caso  
*Settlement interpolation effect in prediction of structural behavior of a building – a case study*

**Paulo César de Almeida Maia  
Nathani Zampirolli  
Marta Fleichman Prellwitz**

- 25** Erodibilidade obtida por métodos indiretos e diretos de uma voçoroca localizada na região oeste do Estado do Rio Grande do Sul - Brasil  
*Erodibility obtained by indirect and direct methods of a gully located in the western region of the State of Rio Grande do Sul - Brazil*

**Rinaldo Jose Barbosa Pinheiro  
Andrea Valli Nummer  
Leila Posser Fernandes  
Cezar Augusto Burkert Bastos**

- 47** Célula K<sub>0</sub>-UFBa, uma proposta para obtenção do parâmetro K<sub>0</sub> em laboratório  
*Cell K<sub>0</sub>-UFBa, a proposal for obtaining K<sub>0</sub> parameter in laboratory*

**João Carlos Baptista  
Jorge da Silva**



## **Agradecimento / Agradecimiento / Acknowledgement**

---

A qualidade dos artigos da Revista Geotecnia muito deve à dedicação e ao nível científico dos seus Revisores que, graciosamente, disponibilizam o seu tempo e o seu conhecimento. Em nome da Direção da Revista Geotecnia, os Editores manifestam o seu público agradecimento aos colegas que, como Revisores, colaboraram com a Revista durante os anos de 2020 e 2021.

La calidad de los artículos de la Revista Geotecnia le debe mucho a la dedicación y al nivel científico de sus Revisores, quienes ofrecen amablemente su tiempo y sus conocimientos. En nombre de la Dirección de la Revista Geotecnia, los Editores manifiestan su público agradecimiento a los colegas que, como Revisores, han colaborado con la Revista durante los años 2020 y 2021.

The quality of the articles published in Geotecnia journal owes much to the dedication and scientific level of its Reviewers, who freely offer their time and knowledge. On behalf of the Board of Geotecnia journal, the Editors acknowledge those who have collaborated with the journal during 2020 and 2021.

### **2020**

Akira Koshima, Brasil  
Alessander Christopher Morales Kormann, Brasil  
Ana Cristina Castro Fontenla Sieira, Brasil  
Ana Cristina Freire, Portugal  
Andrea Brito, Portugal  
Ángel Tijera Carrión, España  
António José Pereira Mendes Roque, Portugal  
António Topa Gomes, Portugal  
António Viana da Fonseca, Portugal  
Bernadete Ragoni Danziger, Brasil  
Carlos Medeiros Silva, Brasil  
Celeste Jorge, Portugal  
Celso Romanel, Brasil  
Claudio Fernando Mahler, Brasil  
Claudio Olalla Marañón, España  
Denise Maria Soares Gerscovich, Brasil  
Emanuel Leandro Maranha das Neves, Portugal  
Fernando António Medeiros Marinho, Brasil  
Fernando Saboya Albuquerque Junior, Brasil  
Filinto Trigo, Portugal  
Filipe Telmo Jeremias, Portugal  
Flavio Miguez, Brasil  
Francisco Lopes, Brasil  
Francisco Salgado, Portugal

Goran Vukotic, España  
Javier Moreno Robles, España  
João Candeias Portugal, Portugal  
João Manuel Marcelino Mateus da Silva, Portugal  
Joao Tiago Simoes, Portugal  
Jorge Nuno Veiga de Almeida e Sousa, Portugal  
José Antero Vieira de Lemos, Portugal  
José Carlos Grazina, Portugal  
José Neves, Portugal  
Laura Caldeira, Portugal  
Leonardo Becker, Brasil  
Luciano Moraes, Brasil  
Luis Lamas, Portugal  
Luís Leal Lemos, Portugal  
Madalena da Conceição Pereira Barroso, Portugal  
Maria da Graça Dias Alfaro Lopes, Portugal  
Maria Eugénea Gimenez Boscov, Brasil  
Maria Isabel Moita Pinto, Portugal  
Maria Joao Coelho, Portugal  
Maria Luisa Braga Farinha, Portugal  
Mário Vicente da Silva, Portugal  
Nuno Cruz, Portugal  
Nuno Miguel Monteiro Azevedo, Portugal  
Orencio Villar, España  
Paulo Albuquerque, Portugal  
Paulo Alexandre Lopes de Figueiredo Coelho, Portugal  
Paulo César de Almeida Maia, Brasil  
Paulo Henrique Dias, Brasil  
Pedro Calé da Cunha Lamas, Portugal  
Rafael Jiménez Rodríguez, España  
Rafael Rodriguez Abad, España  
Renato P. Cunha, Brasil  
Roberto Kochen, Brasil  
Rui Carrilho Gomes, Portugal  
Sandro Sandroni, Brasil  
Svetlana Melentijevic, España  
Teresa Santana, Portugal  
Tiago de Jesus Souza, Brasil  
Waldemar Hachich, Brasil  
Willy Alvarenga Lacerda, Brasil

## **2021**

Ana Cristina Castro Fontenla Sieira, Brasil  
Ana Paula Silva, Portugal  
Ana Teresa Carvalho, Portugal

Antonio Gens, España  
António Viana da Fonseca, Portugal  
Bernadete Ragoni Danziger, Brasil  
Carlos Manuel Gonçalves Rodrigues, Portugal  
Castorina F. Silva Vieira, Portugal  
Celeste Jorge, Portugal  
Cesar Sagasetta, España  
Denise Maria Soares Gerscovich, Brasil  
Emanuel Leandro Maranha das Neves, Portugal  
Enrique Asanza Izquierdo, España  
Fernando Marques, Portugal  
Filipe Telmo Jeremias, Portugal  
Francisco Salgado, Portugal  
Ignacio Pérez Rey, España  
Inés Crespo-Chacón, España  
Javier González-Gallego, España  
João Candeias Portugal, Portugal  
Jorge Nuno Veiga de Almeida e Sousa, Portugal  
José Neves, Portugal  
Leonardo Becker, Brasil  
Luís Lamas, Portugal  
Luís Leal Lemos, Portugal  
Luís Miranda, Portugal  
Maria de Lurdes Dinis, Portugal  
Maria Santana Ruiz de Arbulo, España  
Mariana Carvalho, Portugal  
Pablo Mira McWilliams, España  
Paulo César de Almeida Maia, Brasil  
Paulo da Venda Oliveira, Portugal  
Pedro Calé da Cunha Lamas, Portugal  
Pedro Sêco Pinto, Portugal  
Rafael Rodriguez Abad, España  
Rubén Galindo, España  
Teresa Santana, Portugal



# EFEITO DA INTERPOLAÇÃO DE RECALQUES NA PREVISÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE UMA EDIFICAÇÃO – UM ESTUDO DE CASO

## Settlement interpolation effect in prediction of structural behavior of a building – A case study

Paulo César de Almeida Maia<sup>a</sup>, Nathani Zampirolli<sup>a</sup>, Marta Fleichman Prellwitz<sup>a</sup>

<sup>a</sup> Departamento de Engenharia Civil (LECIV), Universidade Estadual do Norte Fluminense, Brasil

**RESUMO** – O comportamento da estrutura de uma edificação pode ser avaliado pelas deformações distorcionais das fundações, sendo essencial, para isso, o monitoramento dos recalques da obra. No entanto, interferências na coleta dos dados do monitoramento ou erros experimentais são comuns, gerando incertezas nas análises. Este trabalho pretende determinar os efeitos da interpolação dos recalques de dados duvidosos ou inexistentes na previsão do comportamento estrutural da obra. É utilizado um caso de obra onde os recalques foram medidos sistematicamente e, em todos os pilares, durante o período construtivo. Na análise, os recalques de pilares monitorados, e estrategicamente posicionados, são desconsiderados. Posteriormente, faz-se a estimativa do recalque desses pilares por interpolação, e o cálculo da nova configuração das distorções angulares. Pode-se notar que, o erro nas distorções angulares aumenta com o número de pontos interpolados e que a interpolação pode gerar uma incoerência significativa na previsão do comportamento estrutural, mesmo nos casos de poucos pontos interpolados.

**ABSTRACT** – The behavior of building structure can be evaluated by distortional deformations of the foundations, being settlement monitoring of the build essential for this. However, interferences in monitoring data acquisition or experimental errors are common, generating uncertainties in the analysis. Thus, the objective of this paper is of determine the effects of settlement interpolation of uncertain or non-existent data to prediction the structural behavior of the building. A monitoring case was used for this purpose, where the settlement was systematically measured during the construction period in all pillars. In the analysis the settlement of monitored and strategically positioned pillars are disregarded. Subsequently, the settlement of these pillars is interpolated and the new configuration of the distortional deformations is calculated. It can be noted that the error in the distortional deformations increases with the number of interpolated points and the interpolation can generate a significant incoherence in the prediction of the structural behavior, even in the cases of few interpolated points.

**Palavras Chave** – Monitoramento de recalques, Desempenho estrutural, Fundações profundas.

**Keywords** – Settlement monitoring, Structural performance, Deep foundations.

## 1 – INTRODUÇÃO

Toda fundação está sujeita a diferentes tipos de movimentação quando submetida a carregamentos provenientes da estrutura. Dependendo da natureza, da magnitude e da direção dos

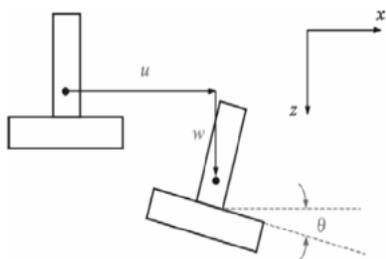
---

E-mails: maia@uenf.com (P. Maia), nathani\_zampirolli@hotmail.com (N. Zampirolli), mfprellwitz@gmail.com (M. Prellwitz)

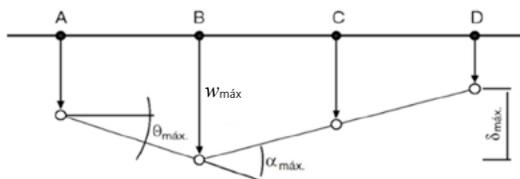
ORCID: orcid.org/ 0000-0002-9990-6579 (P. Maia), orcid.org/ 0000-0001-9155-9069 (N. Zampirolli), orcid.org/ 0000-0003-2508-1436 (M. Prellwitz)

esforços, os deslocamentos de uma fundação podem ser verticais, mais conhecidos como recalques verticais  $w$ , horizontais  $u$  e rotacionais  $\theta$  (Figura 1a). Há, ainda, os recalques diferenciais  $\delta$ , que relacionam o recalque entre dois pontos, a rotação relativa  $\theta$  e a deformação angular  $\alpha$ , que consideram a rotação de alinhamentos entre pilares (Figura 1b). Como consequência desses deslocamentos, a estrutura do edifício sofre movimentações que vão influenciar o comportamento da edificação. Tais deslocamentos dependem da fundação, seja o maciço ou a própria estrutura de fundação, da forma e intensidade dos esforços característicos, além da rigidez da estrutura. A magnitude e a intensidade desses deslocamentos estão relacionadas, ainda, ao possível surgimento de patologias nos elementos estruturais, nas alvenarias e nos acabamentos. Em condições críticas, notam-se danos estruturais e, em casos extremos, colapso da edificação.

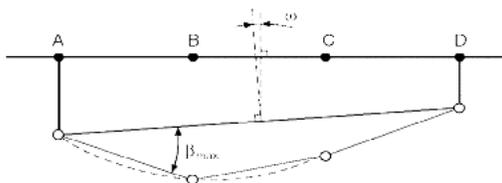
A influência e os danos causados por um determinado valor de distorção angular  $\beta$  é tanto maior quanto menor for a distância entre os pilares (Lambe e Whitman, 1974). Desse modo, pode-se admitir que o principal movimento da fundação que de fato influencia o comportamento estrutural é a distorção angular  $\beta$ , que corresponde ao ângulo entre o alinhamento entre dois pilares e a linha de desaprumo e pode ser determinado pela soma entre a rotação relativa  $\theta$  e o desaprumo  $\omega$ , observando a convenção de sinais (Figura 1c).



(a) Formas de movimentação de uma fundação (Velloso e Lopes, 2011)



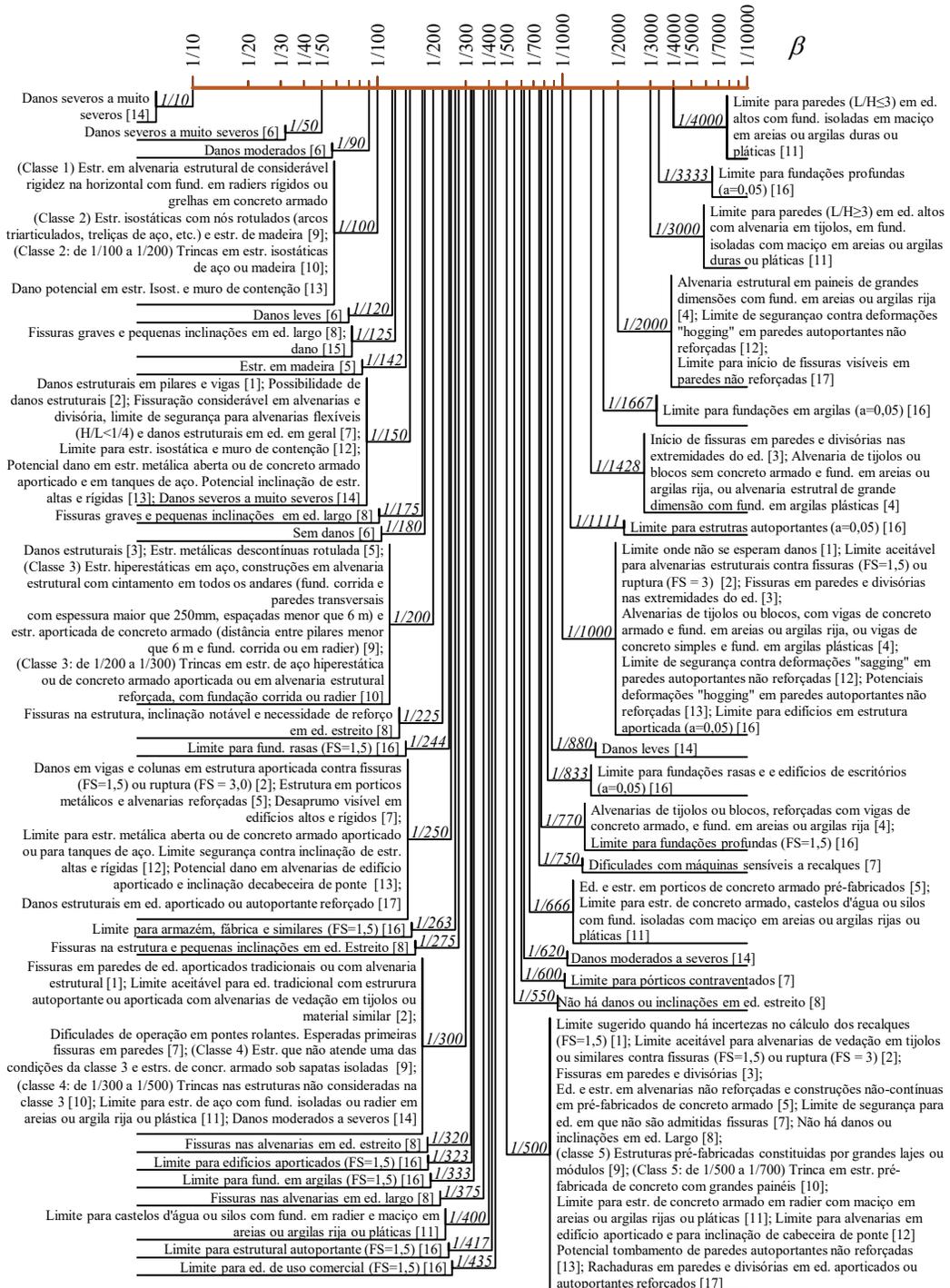
(b) Recalque vertical ( $w$ ), recalque diferencial ( $\delta$ ), rotação relativa ( $\theta$ ) e deformação angular ( $\alpha$ ) – valores máximos (Adaptado de NBR 6122/2010 ABNT, 2010).



(c) Desaprumo ( $\omega$ ) e distorção angular  $\beta_{\text{máx}}$  (Adaptado de NBR 6122/2010 ABNT, 2010).

**Fig. 1** – Deslocamentos de fundação

A prática corrente da engenharia de fundações indica que o uso da distorção angular  $\beta$  demonstra ser um parâmetro confiável, como sugerem Akbas e Kulhawy (2009), podendo, para alguns tipos de edifícios, se estabelecerem limites de segurança orientativos. Tal fato é ratificado pela bibliografia técnica que sugere, inclusive, a avaliação da extensão dos danos estruturais pelas deformações admissíveis de uma estrutura, utilizando-se, para isso, valores típicos de distorção angular  $\beta$ . Nesse sentido, a Figura 2 apresenta os danos ou comportamento estrutural em função da distorção angular  $\beta$  para diferentes tipos de estruturas. Importante ressaltar que as informações exibidas na Figura 2 são objeto de uma extensa revisão bibliográfica, e estão baseadas em trabalhos consagrados contribuindo, portanto, de forma eficiente para nortear o profissional na análise do desempenho estrutural.



**Legenda:** [1] Skempton e MacDonald (1956); [2] Meyerhof (1956), em discussão sobre o trabalho de Skempton e MacDonald (1956); [3] Polshin e Tokar (1957); Apud ISE (1989), ed. aporc. ou com alvenaria estrutural; [4] Mikhejev (1961), para edifícios de múltiplos andares ou industriais autoportante; [5] Mikhejev (1961), limites para fundações em solos descongelados; [6] Bozozuk (1962), Apud Ricceri e Soranzo (1985); [7] Bjerrum (1963); [8] Vargas e Silva (1973); [9] Wilun e Starzewski (1975), Apud Kaniraj (1988); [10] Institution of Civil Engineers (1977); [11] NBCI (1983) Apud Kaniraj (1988); [12] Meyerhof (1982), referente a risco de danos; [13] Meyerhof (1982), referente a limite de segurança; [14] Boscardin e Cording (1989); [15] Wahls (1994), AASHTO (1997) Apud Zhang e Ng (2007); [16] Zhang e Ng (2007); [17] Meyerhof (1956) - (Revisão da literatura) **Obs.:** "a" é a probabilidade de ocorrência do recalque admissível

**Fig. 2 – Distorções angulares  $\beta$  e danos ou comportamento associados.**

É importante destacar, no entanto, que o limite da distorção angular máxima não pode ser generalizado para todos os casos. Segundo o BS EN 10034/1993 (CEN, 1993 EN 10034), o valor mais provável da distorção angular que define o estado limite de manutenção varia de 1/2.000 a 1/300. Tal fato se justifica, como afirmado por Boone (1996), ratificando observações de Terzaghi (1956) e Ward (1956), pela desconsideração de outros fatores importantes para avaliar o dano à edificação quando se usam critérios únicos, como a distorção angular, embora atraente pela simplicidade. Como enfatizado por Zhang e Ng (2007), além das deformações da fundação, a definição dos deslocamentos admissíveis deve ser baseada em critérios definidos a partir de informações como o tipo, o porte e a função da estrutura da edificação e das estruturas de fundação, as características do maciço de fundação, o método e o tempo de construção entre outras, mesmo que de natureza subjetiva.

A definição do nível de distorções que estão associadas ao estado limite de serviço ou ao estado limite último de uma estrutura, normalmente, está relacionada aos danos visíveis, que podem ser em nível arquitetônico ou estrutural (Boone, 1996). Discussões sobre esse tema, subsequentes ao trabalho de Skempton e MacDonald (1956), já relatavam graves danos estruturais em distorções angulares perto do limite para surgimento de danos arquitetônicos (Peck *et al.*, 1956; Ward, 1956; Williams, 1956). Portanto, para a melhor previsão de comportamento da estrutura, garantindo os níveis de segurança admissíveis, faz-se fundamental uma boa acurácia na estimativa ou medição da distorção angular.

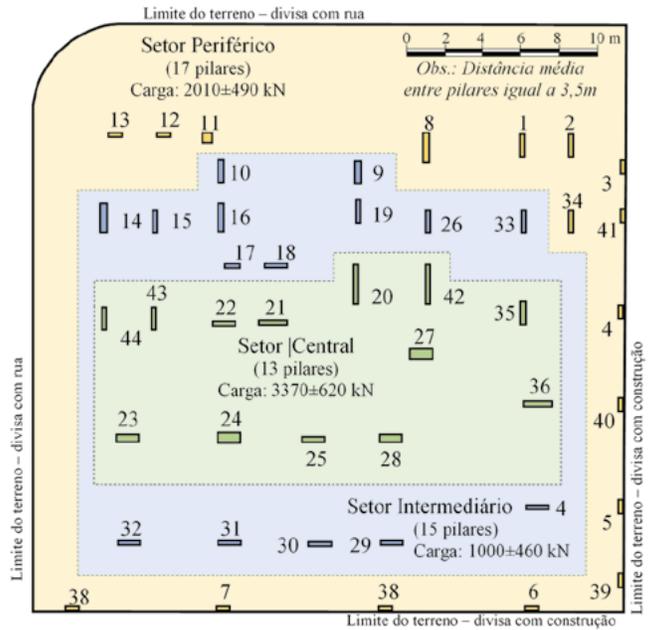
Interessante destacar que, muito embora se considerem apenas os valores da distorção angular  $\beta$  de final de construção para efeito de análise estrutural, nota-se que  $\beta$  varia ainda com o tempo de construção, devido aos efeitos da interação solo estrutura – ISE (Gusmão, 1994 e Gusmão e Gusmão Filho, 1994). Nesse processo há uma interação entre os elementos estruturais que impede um maior deslocamento relativo dos pilares, reduzindo os valores de  $\beta$ .

Além da natureza subjetiva na definição dos valores limites da distorção angular, aspecto determinante na previsão de comportamento estrutural é a capacidade de se obter com acurácia e precisão os valores de  $\beta$  máximos da obra. Além das previsões de projeto, normalmente feitas a partir de estimativas de recalques, a determinação do comportamento real da estrutura deve ser feita a partir de valores de deslocamentos reais e, para isso, é essencial o monitoramento dos recalques. O monitoramento consiste, basicamente, no levantamento altimétrico de pontos fixos nos pilares em relação a um marco de referência. No entanto, apesar de ser um processo simples, é comum se observar que os procedimentos de monitoramento, a análise dos dados e o próprio sistema de monitoramento, podem ser influenciados por muitos fatores como: dinâmica do canteiro de obras, erros na obtenção dos dados, grandes intervalos entre medições, número restrito de pontos monitorados, danos no sistema de monitoramento, entre outros. Destaca-se, como um dos problemas mais frequentes na interpretação de dados de monitoramento, o número restrito de pontos monitorados e as dúvidas com relação à confiabilidade de medições de pontos isolados, que reduzem o número de dados confiáveis e, conseqüentemente, geram incertezas nas análises. A interpolação dos dados para obtenção dos recalques em tais pontos é uma alternativa. Marquezini *et al.* (2016) mostra um caso de obra (Figura 3a) onde se estudam os erros envolvidos nesse tipo de estimativa, por meio da interpolação por Krigagem. No trabalho, foi utilizada a setorização dos pilares da obra em função de sua posição e do nível de carga, classificando-os em centrais, intermediários e periféricos (Figura 3b). Essa setorização é feita com base no nível de carga e no posicionamento espacial dos pilares. Os resultados apresentados pela autora indicam que os erros na estimativa dos recalques de um pilar de uma obra por interpolação aumentam com o número de pontos estimados e dependem da posição do pilar na obra (Figura 4). A autora sugere frações mínimas de pontos de monitoramento para permitir uma previsão de recalques com confiabilidade satisfatória. Essa análise utiliza, como base, a variação dos parâmetros de interação solo estrutura AR (razão entre o  $w$  absoluto de um apoio da obra e o  $w$  absoluto médio de todos os apoios) e CV (razão entre desvio

padrão dos  $w$  da obra e o  $w$  médio absoluto), definidos por Gusmão (1990), com o aumento do número de pontos monitorados.



(a) Vista do edifício com 529 dias de construção.



(b) Disposição dos pilares da obra.

Fig. 3 – Edifício monitorado utilizado para o estudo de caso.

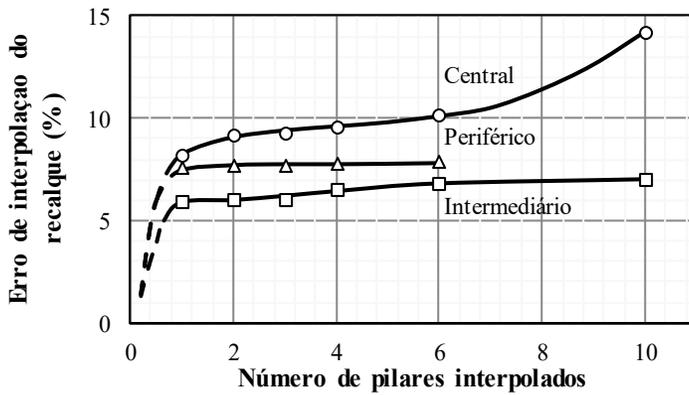
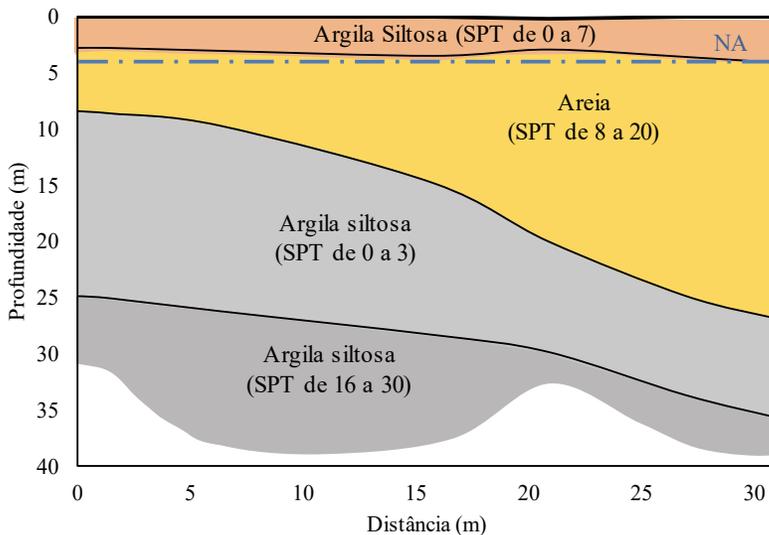


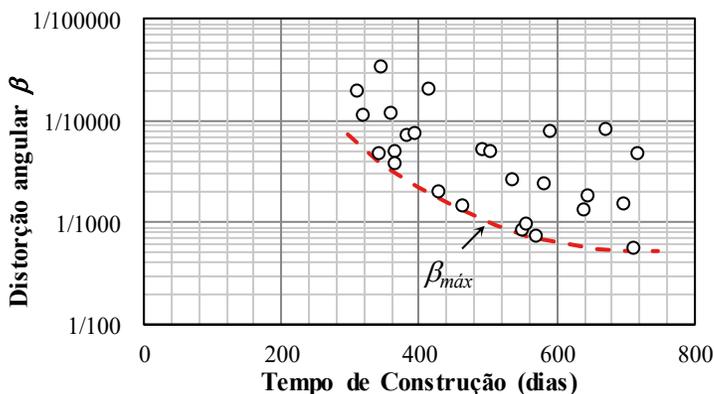
Fig. 4 – Erro de interpolação do recalque (Marquezini *et al.*, 2016).

Nesse sentido, o presente trabalho tem como objetivo determinar os efeitos da interpolação dos recalques  $w$ , de pontos com valores duvidosos ou de monitoramento inexistentes, na previsão do comportamento estrutural de um edifício. Para isso, são utilizados dados do caso de obra estudado por Marquezini *et al.* (2016), com fundações do tipo hélice contínua monitorada, e um sistema de monitoramento de recalque descrito em Prellwitz (2015), desenvolvido no Laboratório de Engenharia Civil da UENF.

O maciço de fundação do caso de estudo é ilustrado na Figura 5, destacando que a cota de assentamento da ponta das estacas varia entre 28,7 e 30,3 m de profundidade. A Figura 6 apresenta a variação da distorção angular média com o tempo de construção da obra, onde se observa que o  $\beta_{m\acute{a}x}$  é da ordem de 1/700 no final de construção. Nesse tipo de edificação, considerado um edifício largo, não se esperam danos ou inclinações, segundo os indicadores da literatura (Figura 2). Conforme tendência esperada, verifica-se, ainda, que  $\beta_{m\acute{a}x}$  reduz com o tempo da construção, tendendo à estabilização, evidenciando o aumento da rigidez à flexão estrutural (Gusmão, 1994 e Gusmão e Gusmão Filho, 1994). Isso ocorre devido ao fato dos recalques dos pilares da obra tendem para o recalque médio, reduzindo, assim, o recalque diferencial.



**Fig. 5** – Perfil estratigráfico do maciço de fundação do edifício monitorado (alinhamento entre os pilares 13 e 39)



**Fig. 6** – Variação de  $\beta$  com o tempo do edifício monitorado (Prellwitz, 2015).

## 2 – METODOLOGIA

A partir dos recalques  $w$  medidos na obra, faz-se a determinação dos recalques diferenciais  $\delta$  e das distorções angulares  $\beta$ , de cada pilar. Posteriormente, são selecionados pilares posicionados estrategicamente, que abrangem os diferentes setores da obra (Figura 3b). O critério de escolha envolve a seleção de pontos com recalques representativos da média e dos extremos, em cada setor selecionado. Os recalques desses pilares são desconsiderados da base de dados real, individualmente ou simultaneamente, simulando condições em que o recalque não foi medido ou a medição é duvidosa. Uma estimativa do recalque  $w$  desses pilares é feita obtendo-se novas configurações de recalques  $w$ , denominadas hipotéticas. A partir da base de dados hipotéticos, pode-se estimar também os valores de  $\delta$  e  $\beta$  de cada pilar, além dos valores máximos da obra. Pela comparação direta entre os valores reais e estimados, determinam-se os erros gerados pela interpolação dos recalques  $w$ .

Para a estimativa dos dados, faz-se uso de procedimento de interpolação por Krigagem que, por meio de funções matemáticas, acrescenta pesos maiores nas posições mais próximas aos pontos amostrais e pesos menores nas posições distantes, criando novos pontos interpolados com base nas combinações lineares de dados. Essa metodologia de interpolação, normalmente utilizada na Engenharia Civil para construção de isocurvas, é considerada de razoável confiabilidade. Questão importante é, então, o critério de seleção da localização e da quantidade de pilares a serem interpolados, tendo em vista que o número de combinações que permita a representatividade dos resultados é fundamental para a análise que se pretende. Isso se justifica, sobretudo, pelos valores intermediários dos dados que são preservados no processo da krigagem, o qual utiliza o dado tabular e a posição geográfica dos pontos mais próximos para realizar as interpolações (Jakob, 2002). Dessa maneira, buscou-se evitar que o ponto interpolado estivesse completamente circundado por outros pontos que também seriam interpolados. Considerando isso e a distribuição espacial dos pilares da obra, encontrou-se a possibilidade de se interpolar no máximo 6 pilares por setor. Assim, para fins do presente estudo, o Quadro 1 expõe a organização das configurações hipotéticas utilizadas. Destaca-se que, o cálculo do recalque diferencial  $\delta$  e da distorção angular  $\beta$ , para cada configuração, foi realizado através de planilha eletrônica desenvolvida no Laboratório de Engenharia Civil. Nessa planilha, faz-se a determinação de  $\delta$  e  $\beta$  para cada pilar e em diferentes direções, o que permite a estimativa de valores máximos representativos da condição mais crítica de cada pilar.

**Quadro 1** – Configurações adotadas para estimativa de  $\delta$  e  $\beta$

Configuração	Número de pilares Interpolados	Números de configurações		
		Centrais	Intermediários	Periféricos
<i>Real</i>	0	0	0	0
<i>Hipotéticas</i>	1	10	15	12
	2	5	8	6
	3	4	5	4
	4	3	4	3
	5	2	3	3
	6	2	3	2
<b>Total de análises</b>				94

A fim de avaliar a diferença entre os resultados das deformações calculadas a partir da base de dados real e pelas hipotéticas, faz-se a determinação do erro relativo, descrito pela equação seguinte:

$$\text{Erro (\%)} = \left| \frac{|\text{valor real}| - |\text{valor interpolado}|}{|\text{valor real}|} \right| \times 100 \quad (1)$$

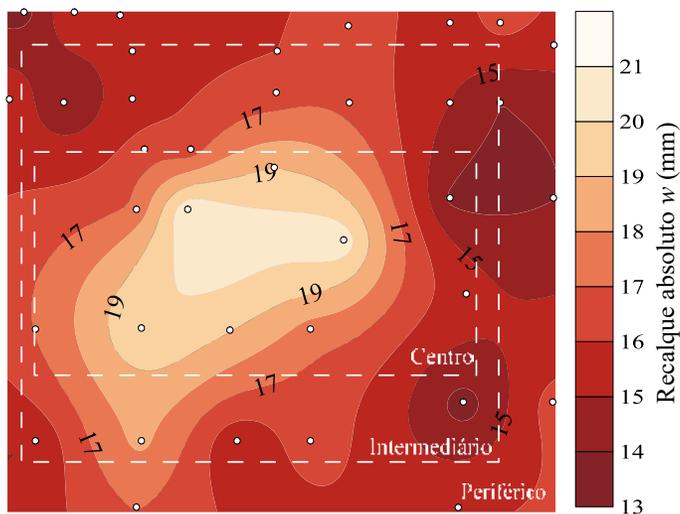
Além disso, foram determinados os coeficientes de correlação entre a configuração real e as configurações hipotéticas. Nesse caso, quanto mais próximo o coeficiente de correlação estiver da unidade, maior a correspondência entre as configurações. A confiabilidade dos resultados foi respaldada pelos intervalos de confiança, representando a variabilidade dos dados em relação à média, permitindo observar o grau de dispersão dos dados. Estes intervalos de confiança vinculados aos erros médios caracterizam um intervalo de estimativas prováveis, sendo que o coeficiente de confiança adotado foi de 95%.

### 3 – RESULTADOS E DISCUSSÃO

A representação dos dados reais ou hipotéticos pode ser realizada por mapas de isocurvas que permitem uma avaliação espacial da variação dos recalques.

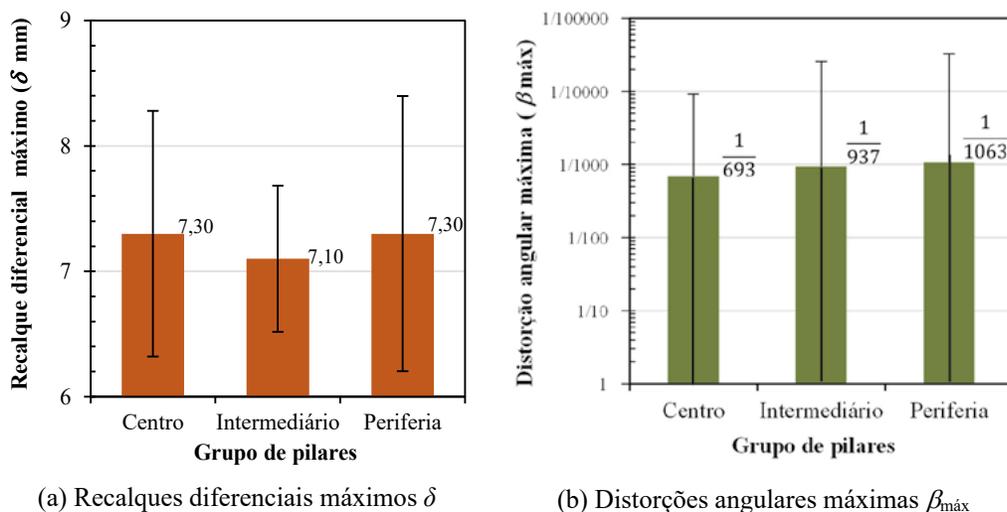
#### 3.1 – Mapas de recalque $w$ , recalque diferencial $\delta$ e distorção angular $\beta$

A Figura 7 apresenta os pontos de monitoramento e as isocurvas de recalques  $w$  medidos que são usados como base de dados para o presente estudo. As deformações máximas da fundação do edifício objeto de estudo e os respectivos intervalos de confiança para cada setor são ilustrados na Figura 8.



**Fig. 7** – Mapa de recalques absolutos reais  $w$  correspondente ao final de construção da estrutura de concreto, juntamente com a divisão dos pilares em setores centrais, intermediários e periféricos.

Os recalques diferenciais máximos  $\delta$  (Figura 8a) variam relativamente pouco entre os grupos de pilares, de modo geral de 7,0 a 7,3 mm, uma vez que no final de construção da estrutura os recalques  $w$  estão mais próximos aos valores de recalque médio. Convém destacar que, o intervalo de confiança para cada deformação e setor da obra varia entre 18 e 24% em relação à média. Nota-se que, os valores para distorções angulares máximas  $\beta_{\text{máx}}$  (Figura 8b) diminuem com o afastamento dos pilares para o setor periférico da obra, apresentando valor máximo da ordem de 1/700, no setor central. Verifica-se uma significativa dispersão nos intervalos de confiança de  $\beta_{\text{máx}}$ . Isso está associado à sua sensibilidade às pequenas variações do recalque diferencial  $\delta$ , podendo produzir intervalos de confiança maiores que o próprio valor médio. Isso significa que, a partir da variação sugerida pelo intervalo de confiança, esperam-se valores negativos de  $\beta$ . Considerando, no entanto, que a distorção



**Fig. 8** – Deslocamentos máximos para cada setor da obra calculados a partir dos recalques  $w$  monitorados, com os respectivos intervalos de confiança.

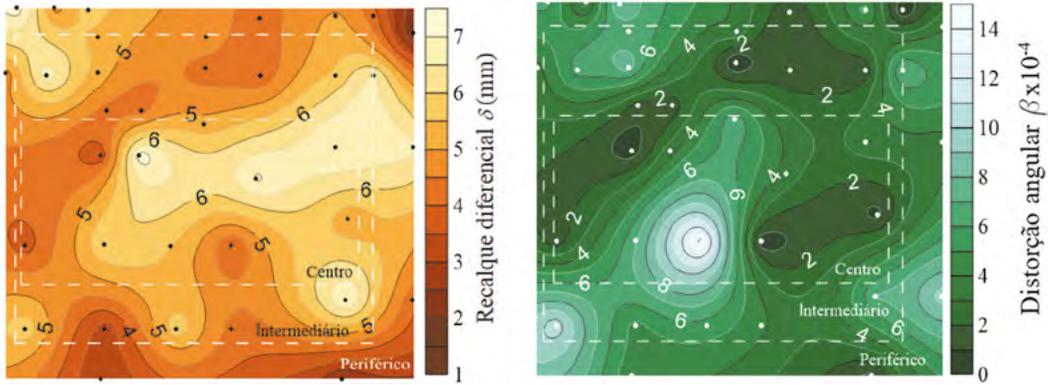
angular negativa significa a inversão de concavidade da curva de recalques (Velloso e Lopes, 2011), pode-se trabalhar apenas com os valores absolutos de  $\beta$ . A Figura 9 ilustra o impacto da interpolação de recalques na estimativa de  $\delta$  e  $\beta$ . As figuras 9a exibem as isocurvas de  $\delta$  e  $\beta$  respectivamente, obtidas com a base de dados real, enquanto as figuras 9b a 9c ilustram resultados de configurações hipotéticas. Aqui são apresentadas somente duas configurações hipotéticas, para um (Figuras 9b) e seis (Figuras 9c) pilares interpolados.

Aparentemente, o mapa de recalques diferenciais  $\delta$  e distorções angulares  $\beta$  é pouco afetado quando se desconsidera o recalque  $w$  de apenas um ponto. Por outro lado, há uma mudança significativa na posição dos maiores recalques diferenciais  $\delta$  e distorções angulares  $\beta$  quando um número maior de pontos de monitoramento é interpolado. Esta observação justifica a necessidade do cálculo dos erros relacionados a este procedimento de interpolação.

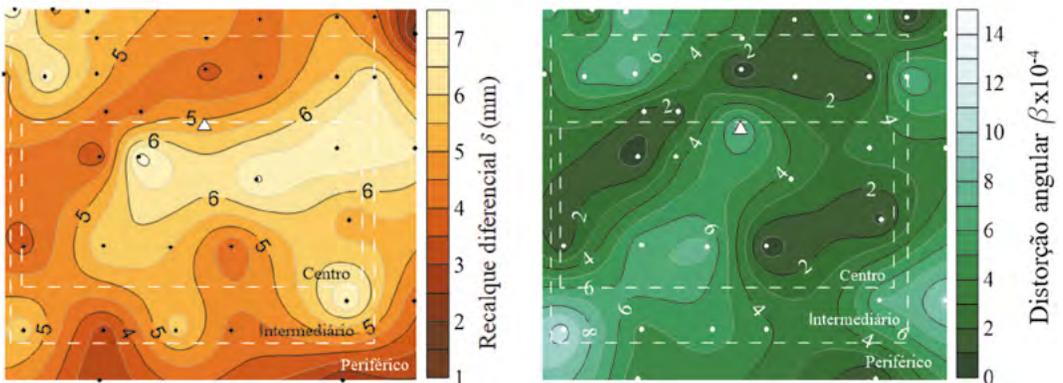
### 3.2 - Coeficiente de correlação entre valores reais e estimados

O coeficiente de correlação indica, numericamente, o nível de semelhança entre a configuração real e as hipotéticas. Isso é apresentado através do número de valores de correlação que ocorrem em intervalos pré-definidos a partir da avaliação qualitativa do parâmetro. Os intervalos considerados foram de 0,9 a 1 e de 0 a 0,9. Destaca-se que, segundo Callegari-Jacques (2003) e Landim (2003), os valores entre 0,9 e 1,0 indicam correlação muito forte. Assim, é possível avaliar a relação entre o grau de correspondência das configurações conforme os pontos de monitoramento são desconsiderados (Figura 10).

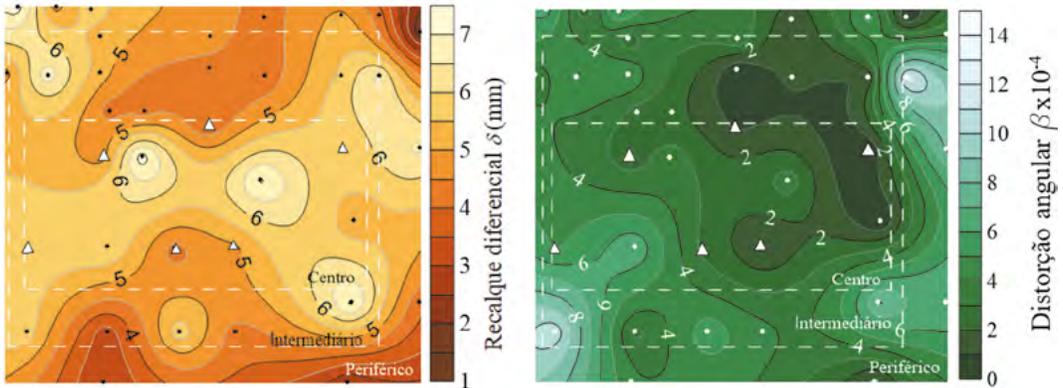
Como era de se esperar, nota-se que, para recalques diferenciais  $\delta$  e distorções angulares  $\beta$ , o número de configurações com coeficiente de correlação superior a 0,9 tende a diminuir com o aumento do número de pontos desconsiderados. Tal fato está associado às variações espaciais dos recalques  $w$  que, com o aumento do número de pontos interpolados, geram mudanças na disposição ou mapa dos recalques, sem necessariamente alterar a magnitude e/ou média dos valores estimados em relação aos medidos.



(a) Isocurvas com valores de deformações obtidas a partir dos recalques  $w$  monitorados



(b) Isocurvas com valores de deformações obtidas a partir da eliminação de um pilar ( $\Delta$  P20)



(c) Isocurvas com valores de deformações obtidas pela eliminação de seis pilares ( $\Delta$ : P20, P22, P23, P25, P28, P35)

**Fig. 9** – Mapas de isocurvas dos recalques diferenciais  $\delta$  e distorções angulares  $\beta$ .

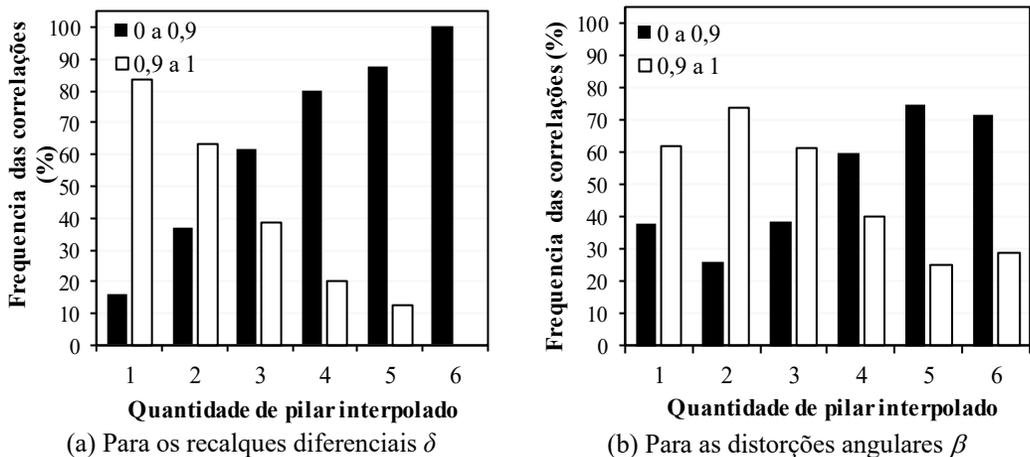


Fig. 10 – Frequência das correlações entre os bancos de dados real e hipotéticos.

### 3.3 - Erro na estimativa dos recalques diferenciais e distorções angulares devido a interpolação

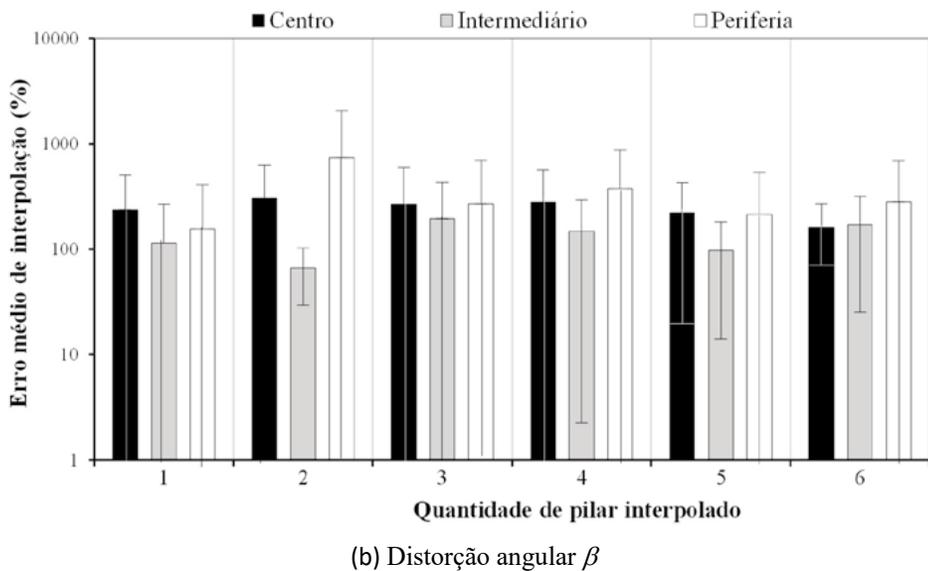
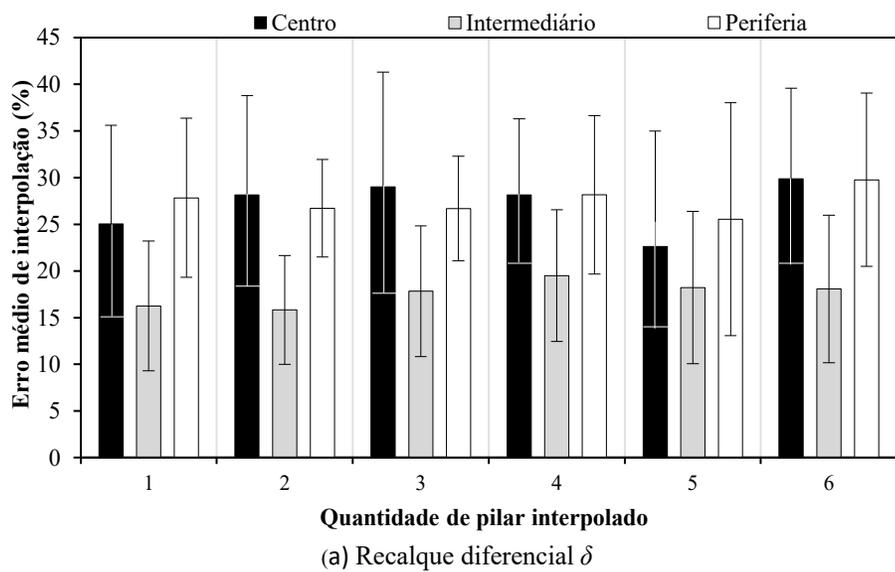
A Figura 11 ilustra os erros médios do recalque diferencial  $\delta$  e distorções angulares  $\beta$ , devido ao processo de interpolação, com os respectivos intervalos de confiança para cada setor da obra. Nota-se, inicialmente, uma significativa diferença entre a magnitude dos erros obtidos nas estimativas dos recalques  $\delta$  em relação às distorções angulares  $\beta$ .

Considerando a magnitude do erro médio da estimativa do recalque diferencial  $\delta$  (Figura 11a), observa-se que não há significativa variação do erro em função do número de pontos desconsiderado. No entanto, a interpolação de pontos nos setores periférico e central gera erro médio da ordem de 25 a 30%, enquanto que, no setor intermediário, o erro médio de interpolação varia entre 16 e 19%. Em ambos os casos, são erros consideráveis.

O erro gerado pela interpolação da distorção angular  $\beta$ , ilustrada na Figura 11b, sugere valores significativamente elevados, variando de 65,87 a 737,69%. Há, também, importante dispersão no valor desse erro, que, nesse caso, não demonstra relação conclusiva com o número de pontos desconsiderados ou setor da obra. Tal dispersão, em particular, se justifica, especialmente, pela sensibilidade da distorção angular às variações do recalque diferencial. Destaca-se que são considerados valores de  $\beta$  maiores ou iguais a zero, tendo em vista que valores negativos representam mudança de direção.

É importante destacar que, os intervalos de confiança do erro por interpolação ilustrado na Figura 11 sugerem baixa confiabilidade da estimativa, especialmente para a deformação angular  $\beta$ . Destaca-se que, tal dispersão é normalmente inerente a esse parâmetro, ocasionada principalmente pela natureza dos procedimentos adotados no monitoramento de recalques. Essa dispersão também pode ser observada no cálculo da distorção angular máxima real  $\beta_{m\acute{a}x}$  obtida a partir dos recalques monitorados (Figura 8), confirmando que isso está atrelado ao parâmetro  $\beta$  e não necessariamente à estimativa por interpolação.

Aspecto relevante demonstrado nos resultados apresentados na Figura 11 corresponde ao menor erro por interpolação de  $\delta$  e  $\beta$  nos pontos localizados no setor intermediário do edifício. Isso se justifica, sobretudo, pela proximidade do recalque médio dos pilares intermediários do recalque médio de todos os pilares. Esse fato está associado ao mecanismo de transferência de carga gerado pela interação solo estrutura, que mantém os pilares intermediários com recalques próximos da média global.



**Fig. 11** – Erro médio de interpolação e respectivos intervalos de confiança para os setores de pilares e quantidade de pilares desconsiderados.

Os intervalos de confiança apresentados na Figura 11 permitem verificar a tendência que as estimativas podem estar sujeitas. Nota-se que o intervalo de confiança dos erros nas estimativas de  $\delta$  são, aproximadamente, iguais a 10% em relação ao valor médio, independentemente do setor ou número de pontos de monitoramento estimados. No entanto, para o caso de  $\beta$ , o intervalo de confiança possui variação não conclusiva em relação ao número de pontos de monitoramento ou setor onde se encontram. Como era de se esperar, assim como o próprio valor do erro, menores variações do intervalo de confiança do erro na estimativa de  $\beta$  são observados para o caso de apenas um ponto de monitoramento estimado na análise.

### 3.4 - Impacto das interpolações de recalques na análise do comportamento estrutural

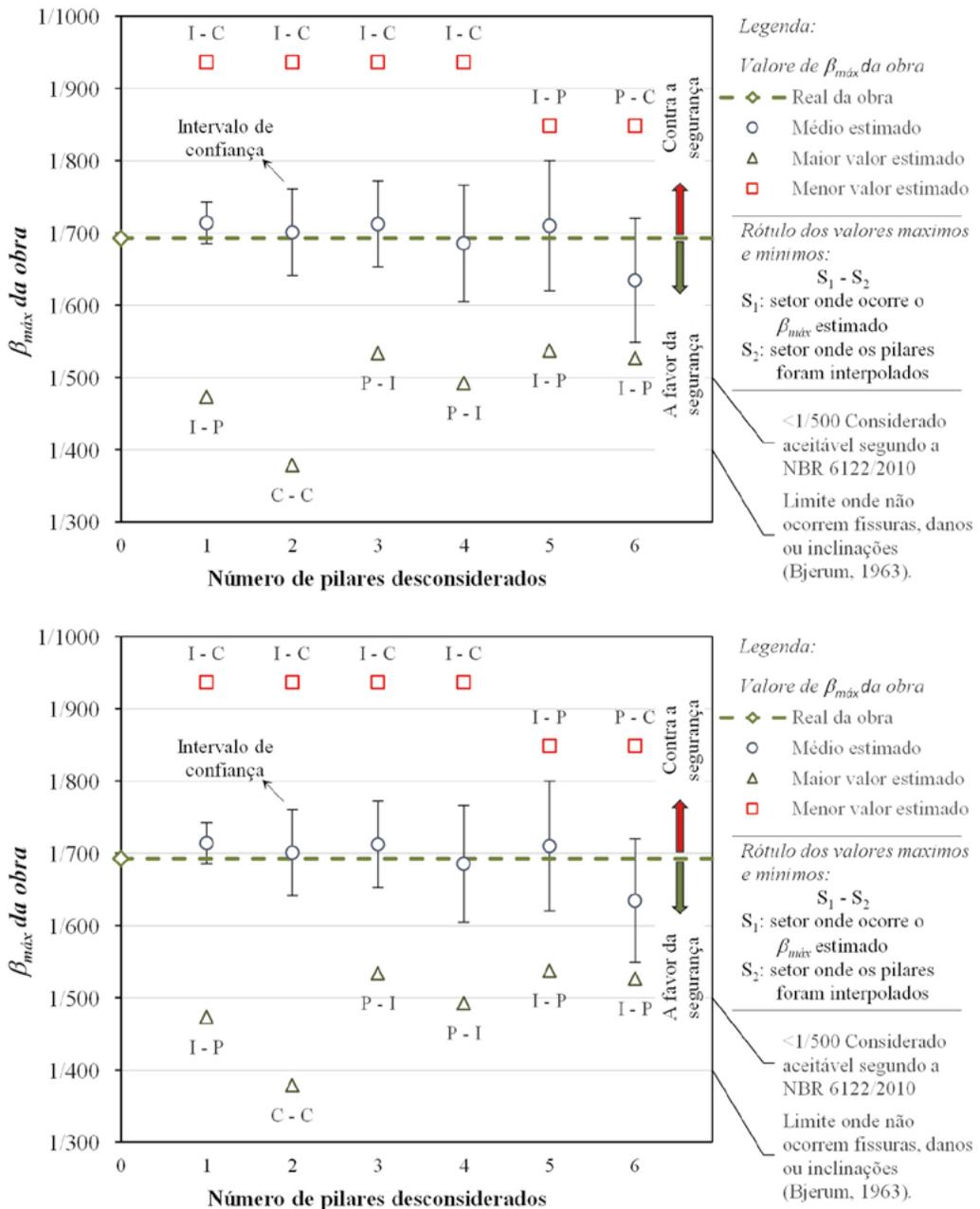
Como ilustrado na Figura 8b, o  $\beta_{m\acute{a}x}$  real observado no caso de obra é igual a 1/700 e, portanto, de acordo com a bibliografia (Figura 2), o comportamento estrutural pode ser considerado satisfatório. Além de monitorados os recalques, a obra sofreu sistemáticas avaliações visuais da estrutura, onde, de fato, não se observou nenhum tipo de patologia. Logo, o comportamento estrutural observado é compatível com previsões sugeridas pela bibliografia usando como base a distorção angular máxima.

Tendo em vista os resultados apresentados na Figura 11b, nota-se que, submeter os dados da obra em estudo ao processo de interpolação pode gerar interpretações incoerentes acerca do comportamento estrutural, visto que os erros médios são de grande magnitude. Fica evidente, então, que o processo de estimativas de recalques no presente caso de estudo requer atenção, já que a distorção angular máxima verificada é próxima do limite a partir de onde se espera o surgimento de patologias. Para avaliação do impacto da interpolação de recalques em pontos de monitoramento duvidosos ou inexistentes nas análises do comportamento da edificação, bem como das patologias esperadas, faz-se a análise da variação do valor de  $\beta_{m\acute{a}x}$  com o número de pontos interpolados (Figura 12). A Figura ilustra o valor médio, o intervalo de confiança, com confiabilidade de 95%, e os valores estimados máximos e mínimos de  $\beta_{m\acute{a}x}$  da obra obtidos a partir das diversas configurações hipotéticas (Quadro 1).

Da Figura 12, percebe-se que o  $\beta_{m\acute{a}x}$  médio estimado da obra, admitindo nível de confiabilidade de 95%, é próximo do valor real, sugerindo uma interpretação do comportamento estrutural provavelmente pouco afetada pelo processo de interpolação de recalques. No entanto, considerando que, no processo de previsão, há a possibilidade de obter  $\beta_{m\acute{a}x}$  além do intervalo de confiança, pois os pontos que necessitam interpolação são de fato aleatórios, a previsão de comportamento pode ser crítica. Admite-se, nesse caso, que a previsão pode ser a favor ou contra a segurança quando  $\beta_{m\acute{a}x}$  previsto assume o maior ou menor valor estimado, respectivamente. Da Figura 12, nota-se que o limite inferior de  $\beta_{m\acute{a}x}$ , da ordem de 1/930, sugere que a obra não possui indicativos de patologias, não exigindo qualquer cuidado, mesmo que somente em nível observacional. Nesse caso, a expectativa é contra a segurança pois a obra de fato exige atenção. O limite superior de  $\beta_{m\acute{a}x}$ , próximo ou acima de 1/500, indica que a obra pode não atender às prescrições de norma e, em casos limites, com valores da ordem de 1/380, espera-se até mesmo a ocorrência de fissuras, danos ou inclinações. Nesse caso, seriam necessárias intervenções para reverter a expectativa de comportamento, reforçando-se a obra, o que, de fato, não é necessário. Conclui-se que, em ambos os casos, a mudança de diagnóstico estrutural é notável, independentemente da posição ou quantidade de pontos interpolados.

A Figura 12 mostra, ainda, os setores onde ocorrem os maiores e menores valores de  $\beta_{m\acute{a}x}$  e onde foram interpolados os pontos de fundação que geraram tais valores. Verifica-se que os menores valores de  $\beta_{m\acute{a}x}$  ocorrem preferencialmente no setor intermediário, gerados pela interpolação de pontos centrais. Os maiores valores, por sua vez, ocorrem principalmente nos setores intermediário e periférico, com pontos interpolados nos setores periférico ou intermediário, respectivamente.

Das análises realizadas, notou-se que a posição do maior ou menor  $\beta_{m\acute{a}x}$  ocorre normalmente em pilares próximos de pontos interpolados. Além disso, a distância entre o ponto onde ocorre o  $\beta_{m\acute{a}x}$  real da obra e os pontos onde ocorrem os  $\beta_{m\acute{a}x}$  das situações hipotéticas é de, aproximadamente, 4 vezes a distância média entre pilares da obra. Isso indica que o ponto de  $\beta_{m\acute{a}x}$  da obra, estimado a partir de dados com recalques interpolados, pode estar significativamente afastado da posição real. Desse modo, mesmo que o valor mais provável da distorção angular máxima não seja afetado pela interpolação de pontos de recalque, a posição onde esses valores ocorrem na obra muda substancialmente e, conseqüentemente, muda a expectativa de onde poderiam ocorrer patologias.



**Fig. 12 – Variação esperada de valores  $\beta_{m\acute{a}x}$  em função do número de pontos interpolados.**

#### 4 – CONCLUSÃO

Neste trabalho foi avaliado o efeito do processo de interpolação de recalques, em pontos de medição duvidosa ou inexistentes, na estimativa de comportamento estrutural de um caso de obra com monitoramento de recalques. O caso de estudo possui características comuns a uma vasta

quantidade de edifícios e, portanto, espera-se que os resultados obtidos, bem como as conclusões, possam ser usados como referência para outras edificações com porte, padrões estruturais e fundações similares.

Entende-se que a avaliação do dano à edificação, devido a recalques diferenciais deve ser feita considerando outros fatores além da distorção angular  $\beta$ , como: tipo, porte e função da estrutura da edificação e infraestrutura de fundação, características do maciço de fundação, o método e o tempo de construção entre outros. No entanto, a extensa base bibliográfica consultada permitiu a compilação do “estado da arte”, representada na Figura 2, sobre danos e comportamento estrutural associados a distorção angular  $\beta$ .

O coeficiente de correlação entre a base de dados real e as bases de dados hipotéticas é, significativamente, afetado pelo número de pontos interpolados. Isso se justifica pela mudança espacial da distribuição dos recalques diferenciais e das distorções angulares sem, necessariamente, ocorrerem mudanças nos valores médios. Deste modo, pode-se concluir que a interpolação dos recalques  $w$  pode gerar erros na estimativa da localização do ponto e dos valores limites superior ou inferior de  $\beta_{max}$ .

Observou-se que o número de pilares interpolados não afeta significativamente a magnitude do erro na estimativa do recalque diferencial  $\delta$ . No entanto, a previsão da distorção angular  $\beta$  sugere erros elevados e alta dispersão de dados, não apresentando tendências de correlação com o número de pontos desconsiderados ou posição do pilar na obra. Isso se justifica, provavelmente, pela grande sensibilidade da distorção angular às pequenas variações do recalque diferencial.

A estimativa do comportamento estrutural, a partir de valores de distorção angular máxima mais prováveis da obra, não é afetada de modo significativo, independentemente do número ou posição de pontos de recalques interpolados. No entanto, considerando a natureza do processo de monitoramento de recalques, que envolve situações em que os pontos a serem interpolados são aleatórios, é possível a ocorrência de distorções cuja interpretação pode gerar mudança considerável na previsão de comportamento estrutural. Isso ocorre tanto do ponto de vista da magnitude ou do tipo de ocorrências, quanto da posição onde as patologias podem ocorrer. Por outro lado, ainda admitidos valores extremos, em que a previsão da distorção angular é consideravelmente baixa, a interpretação indicaria comportamento satisfatório e, portanto, contra a segurança, distinto da realidade.

Importante salientar que a estimação de pontos mais afastados do corpo central do edifício é prejudicada pela considerável distorção da malha gerada no software utilizado para interpolações. Este fato endossa o comprometimento da avaliação da extensão dos danos estruturais, uma vez que as deformações admissíveis da estrutura tendem a divergir dos valores reais. Isso promove expectativas de valores incoerentes que comprometem a segurança do empreendimento. Além disso, a posição mais provável onde ocorrem tais patologias sofre interferência. Sugere-se, dessa forma, atenção no monitoramento dos pontos dessa região. Vale ressaltar, no entanto, que a estimativa de recalques do corpo central do edifício também proporcionou erros médios consideráveis no cálculo das deformações, bem como causou alterações na localização de patologias, induzindo expectativas contra a segurança da obra. Conclui-se, portanto, que o processo de interpolação de recalques para obtenção de dados em pontos duvidosos ou medição inexistente deve ser feito com atenção, observando sempre casos onde os valores estimados de distorção angular são próximos dos limites críticos sugeridos pela bibliografia. Logo, considera-se fundamental que o monitoramento dos recalques, quando se busca a previsão do comportamento estrutural, seja feito em todos os pilares da obra, especialmente nos pilares que constituem o corpo principal da edificação.

## 5 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AASHTO. (1996). *Standard specifications for highway bridges*. 16<sup>th</sup>. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C, 503p.

- ABNT (2010). NBR 6122 - *Projeto e Execução de Fundações*, Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 33p.
- Akbas, S.O.; Kulhawy F, H. (2009). *Reliability-Based Design Approach for Differential Settlement of Footings on Cohesionless Soils*. Journal of Geotechnical Engineering, vol. 135, nº 12, pp. 1779-1788.
- Bjerrum, L. (1963). *Allowable settlement of structures*. Proceedings of European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 2, Weisbaden, Germany, pp. 135–137.
- Boone, S. J. (1996). *Ground-Movement-Related Building Damage*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. 122, nº 11, pp. 886–896.
- Boscardin, M. D.; Cording, E. J. (1989). *Building response to excavation-induced settlement*. J. Geotech. Engrg, ASCE, vol. 115, nº 1, pp. 1-21.
- Bozozuk, M. (1962). *Soil Shrinkage Damages Shallow Foundation sat Ottawa*. Engineering Journal, vol. 45, nº7, Canada, pp. 33-37.
- Callegari-Jacques, S. M. (2003). *Bioestatística: princípios e aplicações*. Editora Artemed, Porto Alegre, 255p.
- CEN (1993). EN 10034. *Structural steel I and H sections – Tolerances on shape and dimensions*. European Committee for Standardization, Brussels.
- Gusmão, A. D. (1990). *Estudo da Interação Solo-Estrutura e sua Influência em Recalques de Edificações*. Dissertação de mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE/RJ, 165 p.
- Gusmão, A. D. (1994). *Aspectos relevantes da interação solo-estrutura em edificações*. Revista Solos e Rochas, v.17, São Paulo, pp. 47-55.
- Gusmão, A. D.; Gusmão Filho, J. A. (1994). *Avaliação da Influência da interação solo-estrutura*. X COBRANSEF, vol.1, Foz do Iguaçu, pp. 68-74.
- ICE (1977). Institution of Civil Engineers (1977). *Ground Subsidence*. Thomas Telford, London.
- ISE (1989). Institution of Structural Engineers (1989). *Structure-soil interaction: The real behavior of structures*, London.
- Jakob, A. A. E. (2002). *A krigagem como método de análise de dados demográficos*. XIII Encontro da Associação Brasileira de Estudos Populacionais. Ouro Preto, Brasil.
- Kaniraj, S. R. (1988). *Design aids soil mechanics and foundation engineering*. Editora Tata McGraw-Hill Publishing Company Limited, New Delhi, 514 p.
- Lambe, T.W.; Whitman, R.V. (1974). *Mecânica del suelos*. 1ª reimpressão. Editora Limusa, México, 582 p.
- Landim, P. M. B. (2003). *Análise estatística de dados geológicos*. 2ª Edição, Editora UNESP, São Paulo, 253 p.
- Marquezini, G. G.; Maia, P. C. A.; Prellwitz, M. F.; Mendonça, G.S. (2016). *Análise do Erro na Estimativa de Recalques por Interpolação de Dados de Monitoramento de Recalques*. Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, vol. 18, Belo Horizonte.
- Meyerhof, G. G. (1956). *Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soil*. Journal Soil Mechanics and Foundations Division, vol. 82, nº 1, pp. 1-19.

- Meyerhof, G. G. (1982). *Limit states design in geotechnical engineering*. Struct. Safety, vol. 1, nº 1, pp. 67–71.
- Mikhejev V. V (1961). *Foundation design on the USSR*. Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 1, pp. 753–757, Paris.
- NBCI (1983). *National Building Code of India (1983)*. Indian Standards Institution. The Institution, New Delhi, India.
- Peck, R. B; Deere D. U.; Capacete J. L. (1956). *Discussion on paper by Skempton, A.W. and MacDonald – The allowable settlement of building*. Proc. Instn. Civ Engrs, vol. 5, part 3, p. 778.
- Polshin D. E.; Tokar, R. A. (1957). *Maximum allowable nonuniform settlement of structures*. Proceedings of the 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 1, pp. 12–24, London.
- Prellwitz, M. F. (2015). *Monitoramento de recalques por fotogrametria usando o princípio dos vasos comunicantes*. Dissertação de mestrado, UENF, Laboratório de Engenharia Civil, 130 p., Campos dos Goytacazes, Brasil.
- Ricceri, G.; Soranzo, M. (1985). *An analysis on allowable settlements of structures*. Rivista Italiana di Geotecnica, vol. 4, pp. 177-188.
- Skempton, A. W.; MacDonald, D. H. (1956). *Allowable Settlements off Building*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers Design and Construction, vol. 5, nº 3, pp. 727-768, London.
- Terzaghi, K. (1956). *Discussion on paper by Skempton and MacDonald – The allowable settlements of buildings*. Proc. Instn. Civ Engrs, vol. 5, part 3, p. 755.
- Vargas, M.; Silva, F.R. (1973). *O problema das fundações de edifícios altos: experiência em São Paulo*, Conferência Regional Sul-Americana Sobre Edifícios Altos, Anais, Porto Alegre.
- Velloso, D.A.; Lopes, F.R. (2011). *Fundações*. Editora Oficina de Textos, vol. 2, 2ª Edição, São Paulo, 352 p.
- Wahls, H. E. (1994). *Tolerable deformations*. Proc., Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments (GSP 40), ASCE, pp. 1611–1628, New York.
- Ward, W. H. (1956). *Discussion on paper by Skempton and MacDonald – The allowable settlement of building*. Proc. Instn. Civ Engrs, vol. 5, part 3, p. 782.
- Williams, G. M. J. (1956). *Discussion on paper by Skempton, A.W. and MacDonald – The allowable settlement of building*. Proc., Inst. Of Civ. Engrs., Part 3, The Institution of Civ. Engrs., London, England, pp. 772-773.
- Wilun, Z., Starzewski, K. (1975). *Soil Mechanics in Foundation Engineering*, 2ª Edição, vol. 1, Surrey University Press, Surrey, England.
- Zhang, L.; Ng, A. M. (2007). *Limiting tolerable settlement and angular distortion for building foundations*. Probabilistic Applications in Geotechnical Engineering, pp. 1-11.



# ERODIBILIDADE OBTIDA POR MÉTODOS INDIRETOS E DIRETOS DE UMA VOÇOROCA LOCALIZADA NA REGIÃO OESTE DO ESTADO DO RIO GRANDE DO SUL - BRASIL

Erodibility obtained by indirect and direct methods of a gully located in the western region of the State of Rio Grande do Sul - Brazil

Rinaldo Jose Barbosa Pinheiro<sup>a</sup>, Andrea Valli Nummer<sup>b</sup>, Leila Posser Fernandes<sup>c</sup>, Cezar Augusto Burkert Bastos<sup>d</sup>

<sup>a</sup> Centro de Tecnologia, Universidade Federal de Santa Maria, Brasil.

<sup>b</sup> Centro de Ciências Naturais e Exatas, Universidade Federal de Santa Maria, Brasil.

<sup>c</sup> Universidade Federal de Santa Maria, Brasil.

<sup>d</sup> Universidade de Rio Grande, Brasil.

**RESUMO** – O objetivo deste artigo é apresentar os resultados obtidos pela avaliação indireta e direta da erodibilidade em uma voçoroca localizada em uma área rural do município de São Francisco de Assis, região oeste do estado do Rio Grande do Sul, correlacionando-os ao comportamento destes materiais em campo. Esta avaliação foi realizada por meio de ensaios de desagregação, infiltrabilidade, perda de massa por imersão e ensaio de Inderbitzen (canal hidráulico), variando a condição de umidade inicial das amostras, em um perfil geológico-geotécnico constituído de latossolos arenosos sobre camadas de arenitos da Formação Guará. As amostras de arenito e do horizonte C, quando inundadas desagregaram completamente, o que não ocorreu com as amostras dos horizontes A e B. O horizonte A, independente da condição inicial de umidade, e o horizonte B, na condição de umidade natural, foram classificados como não erodíveis. O ensaio de desagregação foi usado de forma satisfatória na avaliação qualitativa da erodibilidade, evidenciando uma boa correlação com o comportamento das unidades estudadas em campo, sendo seus resultados compatíveis com aqueles obtidos nos ensaios de infiltrabilidade, erodibilidade específica e Inderbitzen.

**ABSTRACT** – The aim of this paper is to present the results of the indirect assessment of erodibility applied to a gully located in the rural area of the municipality of São Francisco de Assis, in the western side of Rio Grande do Sul, correlating them with the behavior of these materials in field. This assessment was performed by slaking test, infiltrability and modify soil-lost by immersion and Inderbitzen test (hydraulic channel), modifying the initial moisture condition of the samples in a geological and geotechnical profile formed of latosols on sandstone layers of Guará Formation. The sandstone samples and the C horizon samples, when flooded, disaggregated completely, differently from what occurred with the samples of horizons A and B. The horizon A (independently of the initial moisture content) and the horizon B (in the natural moisture condition) have been classified as non-erodible. The slaking test was employed satisfactorily in the qualitative assessment of erodibility showing a good correlation with the behavior of units studied in field, being its results consistent with those obtained from tests of infiltrability, modify soil-lost and Inderbitzen.

**Palavras Chave** – Erosão, ensaios, voçoroca.

**Keywords** – Erosion, tests, gully.

---

E-mails: rinaldo@ufsm.br (R. Pinheiro), a.nummer@gmail.com (A. Nummer), leilapfernandes@hotmail.com (L. Fernandes), cezarbastos@furg.br (C. Bastos)

ORCID: [orcid.org/0000-0003-1444-9493](https://orcid.org/0000-0003-1444-9493), [orcid.org/0000-0001-9271-442X](https://orcid.org/0000-0001-9271-442X)

## 1 – INTRODUÇÃO

A erosão é um fenômeno geológico natural que ocorre nas camadas mais superficiais da crosta terrestre, sendo definida, por Bertoni e Lombardi Neto (2005), como um processo de desagregação e deslocamento de partículas sólidas que acontecem na superfície do solo ou nos leitos de canais, devido a diversos agentes como o impacto das gotas de chuva e do escoamento superficial e subsuperficial.

Segundo autores como Panachudi et al. (2006) e Aragão et al. (2011), a erosão hídrica é o processo de degradação que mais tem afetado a produção do solo. Este processo tem sido potencializado pela ação do homem em um curto período de tempo, devido a práticas inadequadas de manejo agrícola, resultando numa erosão acelerada. Para Camapum de Carvalho et al. (2006), o processo erosivo depende tanto de fatores externos como o potencial de erosividade da chuva e o escoamento superficial, quanto de fatores internos relacionados à desagregação e à erodibilidade do solo.

A natureza do solo/rocha determina a susceptibilidade dos terrenos à erosão e autores como Silva et al. (2009) são categóricos em afirmar que características do solo como: permeabilidade, capacidade de armazenamento de água, textura, coesão, grau e tipo de estrutura, teor de matéria orgânica e óxidos de ferro e alumínio e os tipos de argilominerais presentes afetam de maneira integrada a sua erodibilidade. Assim sendo, em conformidade com Silva et al. (2000), a erosão hídrica deve ser estudada considerando-se a erodibilidade do solo que representa o efeito integrado da infiltração de água e a resistência do solo à desagregação e ao transporte.

Ademais, de acordo com Bastos et al. (2000), a erodibilidade pode ser definida como a maior ou menor facilidade com que as partículas de solo/rocha são destacadas e transportadas pela ação de um agente erosivo. Para o autor, esta é considerada uma propriedade bastante complexa em função do grande número de fatores físicos, químicos, biológicos e mecânicos intervenientes.

Os ensaios geotécnicos são tidos como ferramentas importantes para a determinação da erodibilidade dos solos e vem sendo utilizado por alguns pesquisadores para compreender e, até mesmo, propor soluções quando do surgimento de processos erosivos. No Brasil, no entanto, a avaliação deste parâmetro envolve custos elevados e maior tempo para a sua determinação por se tratar de um país de grandes dimensões e com uma grande diversidade de solos (Denardin, 1990).

A avaliação da erodibilidade pode dar-se de forma direta ou indireta (Menezes e Pejon, 2010). Formas de avaliação direta tem sido adotada por autores como Silva et al. (2000), Cantalice et al. (2005), Nunes e Cassol (2008), Freitas et al. (2008), Oliveira et al. (2009) entre outros, valendo-se de ensaios em parcelas de solo com chuva natural ou simulada e ensaios de canais.

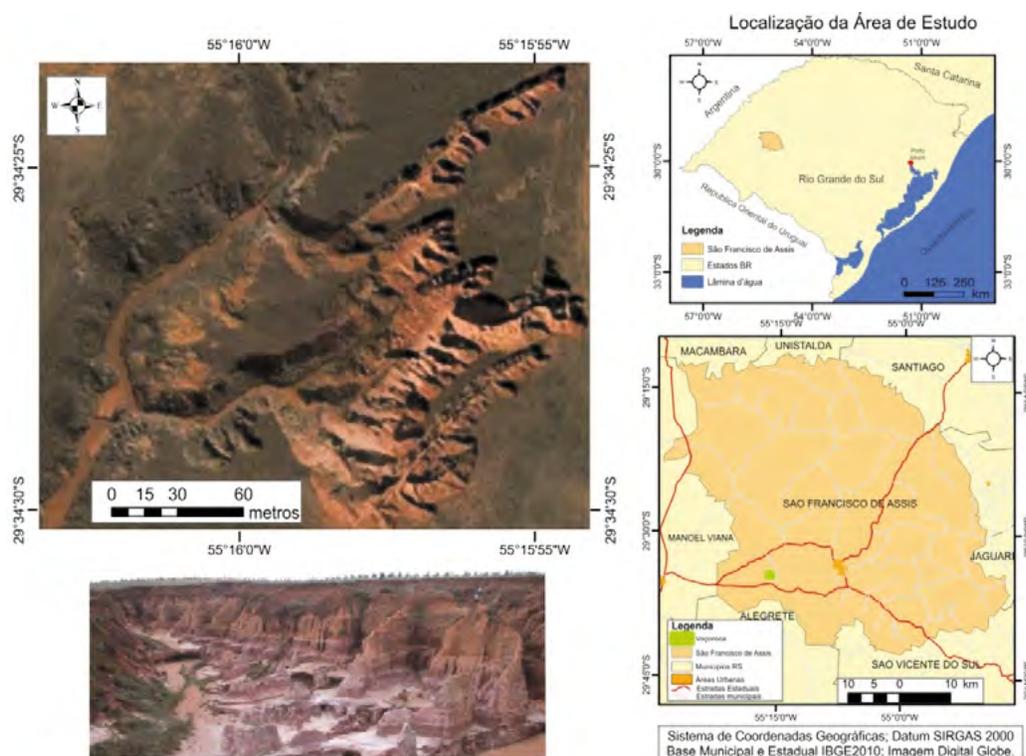
Muitas vezes, a determinação direta da erodibilidade torna-se inviável e, por isso, pesquisadores como Moraes et al. (2004) e Lima et al. (2007) propuseram métodos indiretos a partir de outras características dos solos de mais fácil determinação. Contudo, estas correlações podem apresentar uma dispersão muito elevada e uma validade restrita ao universo de solos para as quais foram desenvolvidas como verificaram Silva et al. (2000).

O objetivo deste artigo é apresentar os resultados obtidos pela avaliação indireta e direta da erodibilidade realizada por meio de ensaios hídricos simplificados, relacionando-se tais resultados com o comportamento verificado do solo e da rocha no campo. Para isso, foram realizados ensaios de desagregação, infiltração, perda de massa por imersão e ensaios em canal hidráulico (Inderbitzen) em amostras indeformadas de solos e rochas associados à ocorrência de uma voçoroca localizada em uma área rural do município de São Francisco de Assis, região oeste do estado do Rio Grande do Sul.

## 2 – DESCRIÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

Os materiais analisados provêm de uma voçoroca localizada no trecho central da rodovia RS 377, entre as cidades de Manoel Viana e São Francisco de Assis, no oeste do estado do Rio Grande

do Sul. Esta voçoroca possui 18 m de profundidade e 1000 m de comprimento (Figura 1), situando-se em uma área de relevo suavemente ondulado com declividade variando entre 2% a 15%, onde ocorrem também cerros ou morrotes e afloramentos rochosos (linhas de pedra), em que a declividade é mais acentuada. Em mapeamento geomorfológico realizado por Trentin et al. (2013) a área de estudo se encontra na província geomorfológica Depressão do Ibicuí, caracterizada pela unidade geomorfológica de patamares residuais em arenitos em padrões de forma de colinas suaves de arenito. As feições superficiais mais comuns em toda área são os areais, ravinas e voçorocas atuando sobre um substrato de rochas sedimentares de diferentes tipos, com predomínio de arenitos. Os processos erosivos estão associados aos fluxos subsuperficiais e superficiais que apresentam um forte controle estrutural de direção NW. As formas de uso e ocupação do solo são, principalmente, silvicultura e pastagens.



**Fig. 1** – Localização do município de São Francisco de Assis-RS (A); voçoroca em imagem Google Earth ano 2004 (B) e fotografia panorâmica da voçoroca (C).

Em mapeamento geológico no interior da voçoroca, foi possível estabelecer duas unidades litológicas pertencentes à Formação Guará, denominadas de Unidade 1, na base, e Unidade 2, no topo, separadas pela diferença de coloração, estrutura, textura e comportamento distinto frente ao processo erosivo. Sobre as unidades de rocha, encontra-se de 2,5 a 3,0 m de um perfil de solo classificado como latossolo, de cor avermelhada de textura arenosa, sendo 0,20 a 0,50 m de horizonte A e, aproximadamente, 1,0 a 1,5 m de horizonte B. O perfil estratigráfico contendo estas unidades é apresentado na Figura 2 e imagens dos horizontes e camadas da voçoroca estão apresentadas na Figura 3.

A Unidade 1 mede 6,8 m de espessura aproximadamente e está dividida em oito (8) camadas distintas (1A, 1B, 1C1, 1C2, 1D, 1E, 1F1 e 1F2) que formam degraus no interior da voçoroca devido à diferença de resistência frente ao processo erosivo. Esta Unidade é composta por quartzarenitos

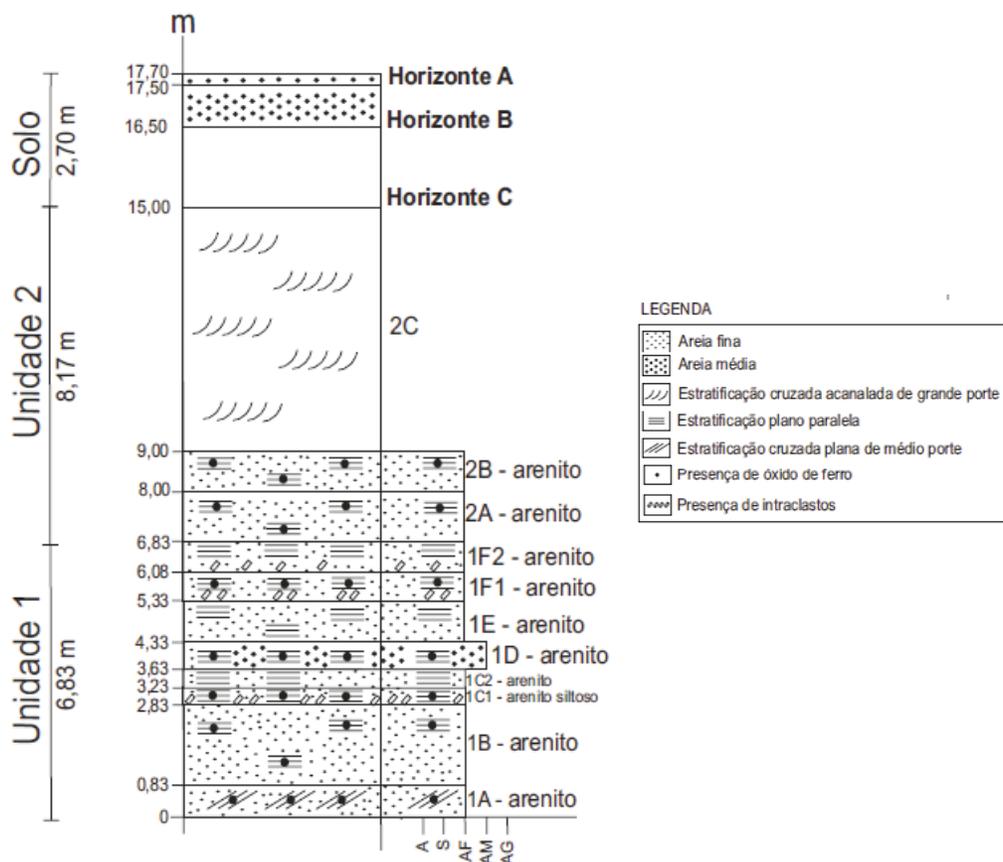


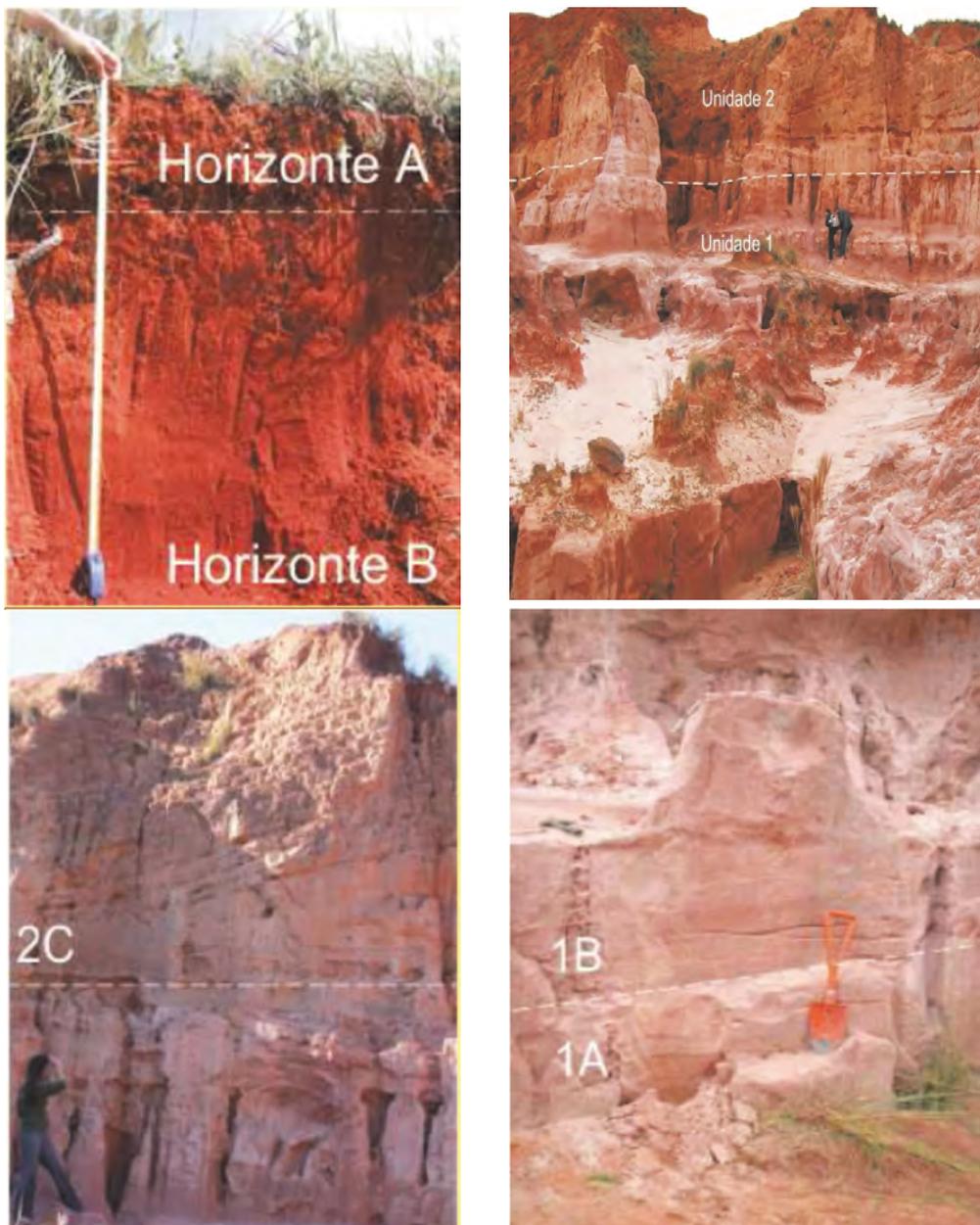
Fig. 2 – Perfil estratigráfico da área da voçoroca.

rosados de granulação fina a média com estratificações plano paralelas e minerais de óxido de ferro disseminados ou como cimento entre os grãos.

A Unidade 2, sobreposta a Unidade 1, possui aproximadamente 8 m de espessura, é composta por quartzarenitos marrom avermelhados de granulação fina, formando uma parede abrupta no topo da voçoroca. Esta unidade foi dividida em três camadas distintas denominadas de 2A, 2B e 2C. Em campo, as camadas 2A (unidade 2), 1D e 1B (unidade 1) são as mais resistentes à erosão, formando patamares no interior da voçoroca, possivelmente devido à maior quantidade de óxido de ferro como agente cimentante entre os grãos e de uma porcentagem mais elevada de silte e argila.

### 3 – MATERIAIS E MÉTODOS

No mapeamento geológico e geotécnico da voçoroca e áreas próximas, avaliou-se a necessidade de caracterizar em maior detalhe os horizontes superficiais onde se inicia o processo erosivo com a presença de sulcos e ravinas. Portanto, em uma das paredes da voçoroca foram retiradas amostras deformadas e indeformadas dos horizontes pedológicos (horizontes A, B e C). Identificou-se 2 unidades geológicas (quartzarenitos), sendo que a unidade 2, constituída por 3 camadas, foram realizadas as amostragens na camada 2C por ser mais espessa e menos resistente que as camadas 2B e 2A. A unidade 2, se amostrou a camada 1A por ser a base da voçoroca e ser representativo do substrato predominante na área em estudo.



**Fig. 3** – Unidades litológicas no interior da voçoroca com indicação dos locais de amostragem

### 3.1 – Ensaios de caracterização

Para realização dos ensaios clássicos de caracterização geotécnica: massa específica real dos grãos (norma NBR 6508 - ABNT, 1984b), análise granulométrica (norma NBR 7181 - ABNT, 1984d) e limites de Atterberg (normas NBR 6459 - ABNT, 1984a e NBR 7180 - ABNT, 1984c), foram coletadas amostras deformadas, preparadas para os ensaios de acordo com a norma NBR 6457 (ABNT, 1986). A caracterização química simplificada do solo foi realizada pela análise química da

fração terra pelo Laboratório de Solos do Centro de Ciências Rurais da UFSM. Os ensaios de caracterização foram realizados em triplicada.

### **3.2 – Ensaios de geomecânicos (resistência ao cisalhamento)**

Vários autores em diversas áreas de conhecimento assumem que existe uma relação entre erodibilidade e a resistência ao cisalhamento avaliada através do intercepto coesivo ( $c$ ) e do ângulo de atrito interno do solo ( $\phi$ ). Segundo Bastos (1999), a variação desta propriedade dos solos, sob a ação de fluxo superficial concentrado, é considerada um parâmetro fundamental no estabelecimento de uma abordagem geotécnica à erodibilidade dos solos não saturados, em regiões de clima tropical.

Ensaios de resistência ao cisalhamento foram realizados a partir de amostras indeformadas coletadas em anéis biselados quadrados ( $L = 5$  cm e  $h = 2$  cm) em equipamento de cisalhamento direto marca Wykeham Farrance. Os ensaios foram realizados na umidade natural das amostras e com inundação. As amostras foram ensaiadas com velocidade de cisalhamento de 0,17 mm/min, até o deslocamento máximo horizontal de 10 mm. As envoltórias de resistência foram definidas para tensões normais de 25 a 200 kPa. Os valores de tensão cisalhante de ruptura adotados referem-se a valores de pico, adotando os procedimentos preconizados pela ASTM D 3080 (2011).

### **3.3 – Ensaios para avaliação da erodibilidade**

Com objetivo de avaliar qualitativa e quantitativamente a erodibilidade dos solos e rochas estudados, foram realizados ensaios específicos destinados a fornecer elementos empregados em critérios de análise indireta e direta de erodibilidade.

#### **3.3.1 – Ensaio de dispersão SCS**

O ensaio de dispersão SCS (ou ensaio sedimentométrico comparativo ou ainda ensaio duplo hidrométrico) tem por objetivo a avaliação da dispersibilidade de solos argilosos pela comparação entre as porcentagens (em massa) de partículas com diâmetro menor que 0,005 mm, determinadas de acordo com o ensaio de sedimentação (norma NBR 7181 - ABNT, 1984d) e de acordo com o ensaio de sedimentação realizado sem agitação mecânica e agente defloculante. O ensaio foi desenvolvido pelo SCS/USDA e normatizado pela norma NBR 13602 (ABNT, 1996). A porcentagem ou razão de dispersão (RD) é obtida pela relação entre a porcentagem (em massa) de partículas menores que 0,005 mm obtidas sem defloculante e agitação mecânica e a porcentagem (em massa) de partículas menores que 0,005 mm obtidas com defloculante e agitação mecânica. Convém destacar que a norma só considera válidos resultados obtidos para solos com teor de argila > 12% (em ensaios com defloculante).

#### **3.3.2 – Ensaio de desagregação**

O ensaio de desagregação, baseado nos estudos de Santos (1997), tem por objetivo a descrição qualitativa da desagregação de uma amostra indeformada de solo/rocha, não confinada, quando submersa em água destilada. As amostras foram coletadas em anéis biselados de PVC ( $d = 10$  cm e  $h = 5$  cm) e ensaiadas em três condições distintas de umidade: natural (wnat), secas ao ar por 72 horas (sa). As amostras foram extraídas do molde de amostragem e dispostas sobre uma pedra porosa, sendo submetidas a um processo de lenta submersão em água destilada (Figura 4A), segundo os seguintes estágios: (a) água na base por 30 min; (b) água a 1/3 e 2/3 da amostra por períodos de 15 min e (c) submersão total, permanecendo assim por 24 h.

O resultado do ensaio é qualitativo e em cada uma destas etapas foi registrado o comportamento da amostra com base no caráter, na intensidade e na velocidade dos processos atuantes como: umedecimento, expansão, abatimento, fraturamento, rupturas, dispersão e outros.

### 3.3.3 – Ensaio pelo critério de erodibilidade MCT

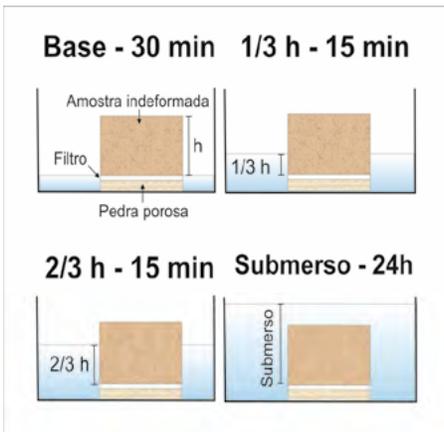
Nogami e Villibor (1979 e 1995) propuseram um critério de erodibilidade para solos tropicais, baseado em ensaios hídricos feitos em amostras compactadas. Este critério é fundamentado em dois parâmetros: o coeficiente de sorção ( $s$ ), obtido no ensaio de infiltrabilidade, e a perda de massa por imersão modificada ( $\pi$ ), obtida no ensaio de erodibilidade específica.

O ensaio de infiltrabilidade (Figura 4B) consiste em quantificar a velocidade de ascensão capilar em amostras indeformadas de solo/rocha coletadas em moldes biselados de PVC ( $d = 5 \text{ cm}$  e  $h = 5 \text{ cm}$ ), ensaiadas em três condições de umidade: umidade natural ( $w_{nat}$ ), secas ao ar ( $s_a$ ), e pré-umedecidas ( $pu$ ). O procedimento básico de ensaio consiste em dispor sobre o sistema tubo capilar – reservatório saturado –, uma amostra e, com o auxílio da régua graduada e de um cronômetro, são registradas as distâncias percorridas pelo menisco capilar no tubo em intervalos de tempo que seguem uma relação quadrática (1, 2, 4, 9, 36, 49, 64 min e assim por diante), até o movimento estabilizar em uma velocidade muito lenta.

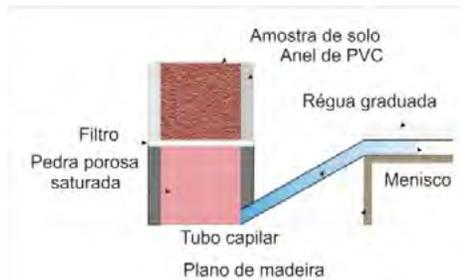
Os resultados são expressos em função da distância percorrida no tubo capilar ( $L$  em  $\text{cm}$ ) e da raiz quadrada do tempo ( $t^{1/2}$  em  $\text{min}^{1/2}$ ). As curvas  $L \times t^{1/2}$  definidas têm a configuração típica da Figura 8, onde se observa um nítido comportamento bilinear, com um íngreme trecho retilíneo inicial, seguido por outro de tendência quase horizontal, significando que a frente de umidade atingiu o topo da amostra. A inclinação da curva no seu trecho inicial determina o coeficiente de sorção ( $s$  em  $\text{cm min}^{-1/2}$ ). O fluxo ascendente da água na amostra, por força das tensões capilares relacionadas à sucção do solo, determina o movimento da água ao longo do tubo capilar.

O ensaio de erodibilidade específica avalia o potencial de desagregação do solo frente à imersão em água para três condições de umidade: natural ( $w_{nat}$ ), secas ao ar ( $s_a$ ) e pré-umedecida ( $pu$ ). As amostras são coletadas nos mesmos moldes utilizados para o ensaio de infiltrabilidade, porém, em laboratório, têm suas alturas reduzidas para 2,5 cm. Sua face interior é vedada por uma pedra porosa,

A.



B.



C.



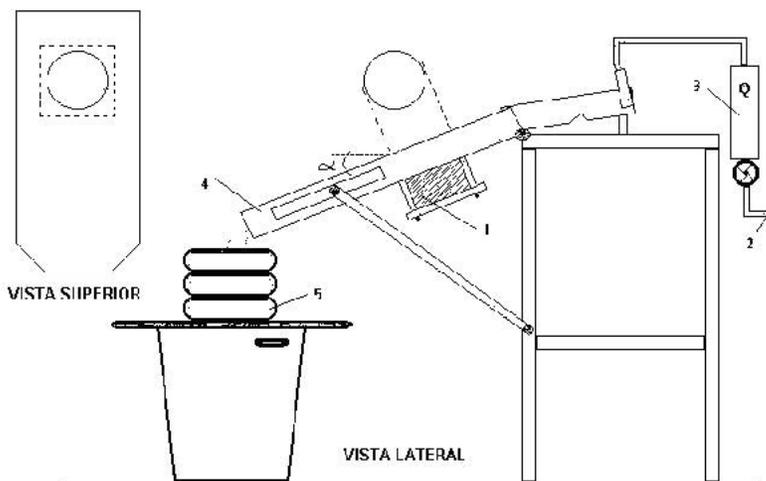
**Fig. 4** – Croqui dos ensaios realizados para avaliação indireta da erodibilidade. A) ensaio de desagregação, B) ensaio de infiltrabilidade e C) ensaio de erodibilidade específica

enquanto a face exposta é mantida rente à borda do molde. O ensaio consiste em imergir as amostras em água, dispondo-as horizontalmente, permanecendo assim por 20 h e, após este tempo, recolhendo-se o material desagregado da face livre. O resultado é representado pela porcentagem de material seco desagregado em relação ao peso seco total da amostra (Figura 4C). Conforme Nogami e Villibor (1979), os solos são considerados erodíveis, quando o valor da relação da perda por imersão e da sorção ( $\pi/s$ ) for superior a 52. Baseado em um número maior de ensaios, Pejon (1992) propôs uma modificação no limite do critério para  $\pi/s = 40$ .

### 3.3.4 – Ensaio de Inderbitzen (canal hidráulico)

Para a avaliação direta da erodibilidade foi utilizado o Ensaio de Inderbitzen que se trata de um ensaio de simples execução dentre os realizados em canais hidráulicos no meio geotécnico, apresentando resultados satisfatórios, mesmo sendo um ensaio baseado em métodos empíricos e ainda não normatizado. O equipamento consiste em uma estrutura metálica, composta de uma rampa hidráulica articulada de 25 cm de largura e 60 cm de comprimento, com inclinações variáveis de  $0^\circ$  a  $54^\circ$ , sendo suportada por uma barra metálica fixa na estrutura principal. Esta rampa é dotada de uma abertura circular central de 10 cm de diâmetro, onde é acoplado um anel contendo a amostra de solo/rocha indeformada, de tal maneira, que seu nível superior coincida com o nível da rampa, para que o escoamento laminar entre em contato com o topo da amostra. As amostras estão confinadas em anéis de PVC, biselados na parte inferior, com 10 cm de diâmetro e 5 cm de altura. Na parte superior da rampa, uma fôrma metálica está anexada ao sistema e possui a função de regularização do fluxo d'água fornecido diretamente da rede hidráulica, através da abertura de um registro (Figura 5). A vazão utilizada para o ensaio é controlada por um rotâmetro, estando este interligado a canalização. A água e o solo desagregado pelo fluxo são coletados em baldes plásticos de 60 litros e posteriormente, passados por um conjunto de peneiras de malhas 4,8, 2,0, 0,42 e 0,074 mm.

Os resultados obtidos são plotados em um gráfico que representa a relação entre a perda de solo acumulado por unidade de área da amostra ( $\text{g}/\text{cm}^2$ ) e o tempo total de ensaio (minutos), como a apresentado na Figura 6A. Os dados da perda de solo em  $\text{g}/\text{cm}^2/\text{min}$  de cada ensaio são plotados



1 - amostra 2 - abastecimento de água 3 - rotâmetro 4 - rampa hidráulica 5 - peneiras

**Fig. 5** – Esquema do equipamento de Inderbitzen (Bastos, 1999)

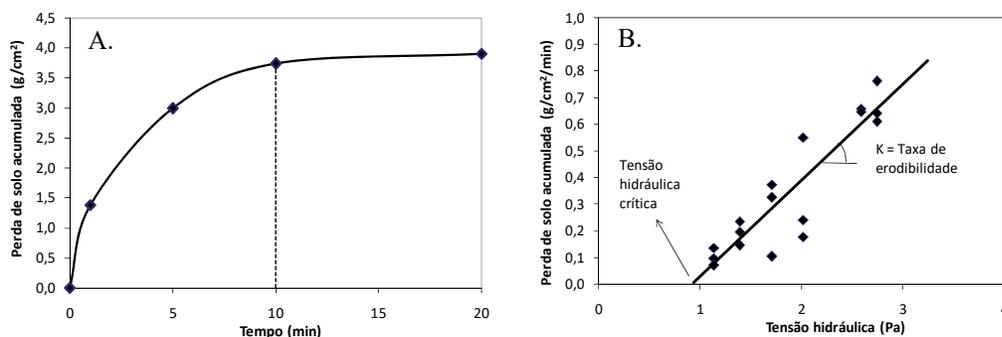
junto com a tensão hidráulica atuante no ensaio,  $\tau_h$  (Pa), que depende da velocidade de escoamento ( $v$ ), altura da lâmina d'água ( $h$ ) em função da vazão ( $Q$ ) e inclinação de rampa ( $i$ ).

O gráfico formado entre os dados da  $\tau_h$  *versus* perda de solo ( $\text{g/cm}^2/\text{min}$ ) resulta no ajustamento de uma reta onde foram estimados os seguintes parâmetros de erodibilidade: a taxa de erodibilidade,  $K$  ( $\text{g/cm}^2/\text{min}/\text{Pa}$ ), representa pelo gradiente da perda de solo em relação as tensões hidráulicas aplicadas, e a tensão cisalhante hidráulica crítica,  $\tau_h$  crit (Pa), representando a mínima tensão hidráulica causada pela lâmina d'água sobre o solo, que resulta na perda de solo inicial, conforme apresentado na Figura 6B. A metodologia adotada nestes ensaios foi aprimorada e desenvolvida por trabalhos anteriores de Bastos (1999), Tatto (2007), Avila (2009), Fernandes (2011), Sant'ana (2012), Basso (2013) e Fernandes (2015).

## 4 – RESULTADOS E DISCUSSÃO

### 4.1 – Ensaios de caracterização e geomecânicos

Os resultados dos ensaios de caracterização física, química, classificação dos solos/rochas geotécnica, estimativa do coeficiente de erodibilidade pela equação universal de perda de solo e os parâmetros de resistência obtidos no ensaio de cisalhamento diretos estão apresentados no Quadro 1 (os resultados apresentados são a média de 3 determinações). Nos horizontes A, B e C do solo, a fração argila é inferior a 10%, apresentando uma diminuição deste valor com a profundidade até chegar a valores nulos na camada de base da voçoroca. Estes solos são ácidos ( $\text{pH} < 5$ ), com CTC baixa ( $1,1 \text{ Cmol/dm}^3$ ), textura arenosa, estrutura blocos/granular fina e permeabilidade alta. No horizonte A, ocorrem raízes finas dispersas e uma pequena porcentagem de matéria orgânica ( $\text{MO} = 0,5\%$ ). A umidade natural destes horizontes é baixa ( $w = 8\%$ ), apresentam-se não saturados ( $S < 30\%$ ), com um peso específico natural entre 15 e 16  $\text{kN/m}^3$ . Os arenitos apresentam peso específico levemente superior e um índice de vazios mais baixo. Todos os horizontes/camadas mostraram um peso específico real dos grãos em torno de 26,5  $\text{kN/m}^3$  e não apresentaram plasticidade. Geotecnicamente, estes solos/rochas foram classificados com areias mal graduadas.



**Fig. 6** – Curva típica da perda acumulada de solo por área de amostra *versus* tempo (A). Ajuste dos pontos experimentais para estimativa da taxa de erodibilidade ( $K$ ) e a tensão cisalhante hidráulica crítica ( $\tau_h$  crit) – (B)

No Quadro 1 estão apresentados os fatores de erodibilidade  $K$  da Equação Universal de Perda de Solo (USLE) para os horizontes/camadas estudadas, que foram estimados através da proposta de Wischmeier e Smith (1978). Sendo necessário a porcentagem de matéria orgânica, os teores de silte, areia fina e argila, a estrutura (obtida pela análise visual do perfil segundo as especificações de Lemos e Santos, 1982) e permeabilidade (obtida em ensaios *in situ* com a técnica do piezômetro para os horizontes A e B; e estimados no ensaio de infiltração para as outras camadas). A estimativa

do  $K_{USLE}$  ((t/ha)/(t.m/ha.mm/hora))) para os horizontes/camadas do perfil estudado situou-se entre 0,102 a 0,219. Valores estes inferiores a 0,30, portanto caracterizando estes materiais como de baixa a média erodibilidade (Carvalho, 1994; Cavacante e Araújo, 2005).

A avaliação da resistência ao cisalhamento dos solos/rochas estudados foi obtida em laboratório através de ensaios de cisalhamento direto convencionais, nas condições de umidades natural ( $c$  e  $\phi$ ) e inundadas ( $c_{pu}$  e  $\phi_{pu}$ ). Verifica-se que para todos os horizontes/camadas os valores de coesão são muito baixos, consistentes com a textura e estrutura observada em campo. Em geral, a inundação reduziu a tensão de cisalhamento máxima para todos os níveis de tensão aplicados nos ensaios. Nestes materiais o aumento da umidade e grau de saturação anulou o intercepto coesivo e reduziu levemente o ângulo de atrito interno. Com a saturação anula-se o efeito da sucção (parcela de

**Quadro 1** – Resultados dos ensaios de caracterização, ensaios químicos, índices físicos e determinação do fator de erodibilidade (K) da equação universal de perda de solo e resistência ao cisalhamento direto.

Resultados	Horizontes de solo			Camadas de rocha	
	A	B	C	Unidade 1	Unidade 2
				2C	1A
Areia grossa (%)	1,0	2,0	2,0	0,0	1,0
Areia média (%)	49,0	50,0	72,0	56,0	39,0
Areia fina (%)	40,0	36,0	21,0	41,0	58,0
Silte (%)	2,0	6,0	1,0	1,0	2,0
Argila (%)	8,0	6,0	4,0	2,0	0,0
RD (%)	40	25	100	100	100
Pp,200	12,6	13,7	10,2	5,8	5,3
Cu	4,5	7,1	4,8	1,4	2,2
Cc	1,2	1,6	2,1	0,9	1,4
LL e LP (%)	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.
% MO	0,5	0,5	0,1	0,1	0,1
CTC (Cmol/dm <sup>3</sup> )	1,1	1,1	1,4	0,1	0,6
pH	4,5	4,6	4,8	5,3	5,0
w (%)	3,4	7,2	3,7	6,8	4,2
$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	26,54	26,52	26,80	26,82	26,40
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	15,91	14,95	16,23	17,53	17,60
e	0,73	0,92	0,72	0,64	0,58
n (%)	42,0	47,3	41,6	38,8	35,9
S (%)	12,5	19,8	13,9	29,1	19,5
Class. Triangular	areia	areia	areia	areia	areia
SUCS	SM	SM	SP	SP	SP
Estrutura	bloco ou maciço				
Permeabilidade	Alta ( $k = 5,6 \times 10^{-4}$ cm/s a $1,7 \times 10^{-3}$ cm/s)				
$K_{USLE}$	0,168	0,117	0,219	0,196	0,102
$c$ (kPa) / $\phi$ (°)	3,4 / 37	1,4 / 32	4,3 / 33	0 / 38	11 / 33
$c_{pu}$ (kPa) / $\phi_{pu}$ (°)	0 / 28	0 / 25	0 / 33	0 / 33	11 / 27

Obs.: RD = razão de dispersão; Cu = coeficiente de uniformidade; Cc = coeficiente de curvatura; LL = limite de liquidez; LP = limite de plasticidade; MO = matéria orgânica; CTC = capacidade de troca catiônica; w = teor de umidade;  $\gamma_s$  = peso específico real dos grãos;  $\gamma$  = peso específico natural; e = índice de vazios; n = porosidade; S = grau de saturação; SUCS = sistema unificado de classificação dos solos; SM = areia siltosa; SP = areia mal graduada; c = intercepto coesivo,  $\phi$  = ângulo de atrito interno,  $c_{pu}$  e  $\phi_{pu}$  = amostras pré-umedecidas.

resistência de solos não saturados) e a resistência destes solos torna-se somente devido ao atrito entre as partículas. Exceto o arenito da camada 1A, todos os horizontes/camadas a coesão se anula com a saturação.

## 4.2 Ensaios de dispersão e desagregação

A razão de dispersão (RD) do horizonte C e dos arenitos foi de 100% (Quadro 1). Valores que enquadram estes materiais como de média a alta e alta erodibilidade, segundo Bastos (1999). Valores de RD < 60% identificam materiais de baixa erodibilidade (horizontes A e B).

Os resultados dos ensaios de desagregação (Quadro 2) mostram que os horizontes A e B do solo, independentemente de sua condição de umidade, são mais resistentes frente à inundação, em que a estrutura, não confinada, permaneceu quase que intacta após o término do ensaio, devido à presença de grãos de tamanho silte e argila (10 a 12 %), óxidos de ferro e matéria orgânica.

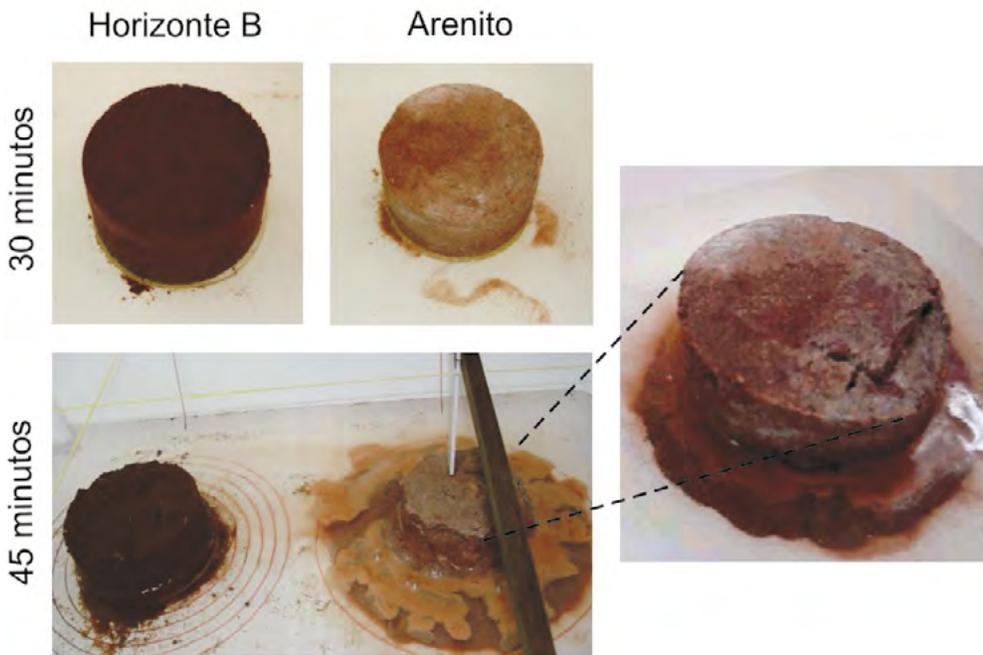
**Quadro 2** - Resultado dos ensaios de desagregação

Hor.	Condição Inicial	Comportamento apresentado durante o ensaio
A	Natural	Rápida ascensão capilar com quase nenhuma desagregação, nenhum inchamento, pequenos rupturas laterais. Amostra não desagrega.
B	Natural	Rápida ascensão capilar (10 min) com pouca desagregação, abatimento, nenhum inchamento, ruptura nas bordas e fissuração no topo.
	Seca ao ar	Rápida ascensão capilar (5 min), ruptura nas bordas, com muito pouca desagregação, abatimento.
C	Natural	Rápida ascensão capilar, ruptura nas bordas. Amostra desagrega completamente.
2C	Seca ao ar	Rápida ascensão capilar (5 min), com fissuração. Amostra desagrega completamente.
1A	Natural	Rápida ascensão capilar (5min) com uma alta velocidade de desagregação. Formação de trinca, ruptura nas bordas e fissuração no topo. Nenhum inchamento.
	Seca ao ar	Ascensão capilar lenta (30min) com uma alta velocidade de desagregação. Formação de trinca, rupturas nas bordas e fissuração no topo. Nenhum inchamento.

O mesmo comportamento não foi verificado para as amostras do horizonte C e das camadas 2C e 1A do arenito que apontaram um alto poder de desagregação, não resistindo à inundação completa. Constatou-se que a condição inicial de umidade das amostras não influenciou o resultado do ensaio, pois elas desagregaram completamente, sobretudo, por abatimento, resultando num material desestruturado. A Figura 7 apresenta imagens do ensaio de desagregação em amostras do horizonte B e o arenito (Tatto, 2007).

## 4.3 Ensaios de pelo critério de erodibilidade MCT

Para avaliação da erodibilidade pelo critério MCT foram moldados 90 corpos de prova indeformados, sendo que o Quadro 3 traz os valores obtidos para o coeficiente de sorção (s) e perda por imersão (pi) das amostras ensaiadas nas diferentes condições de umidade (média de 3 determinações para cada condição de umidade). Os valores do coeficiente de sorção para as amostras do horizonte A foram inferiores aos dos outros materiais, indicando uma menor velocidade do avanço da frente de saturação. Nas amostras do horizonte C e camadas 2C e 1A, estes valores foram



**Fig. 7** – Comportamento inicial das amostras quando submetidas à inundação.

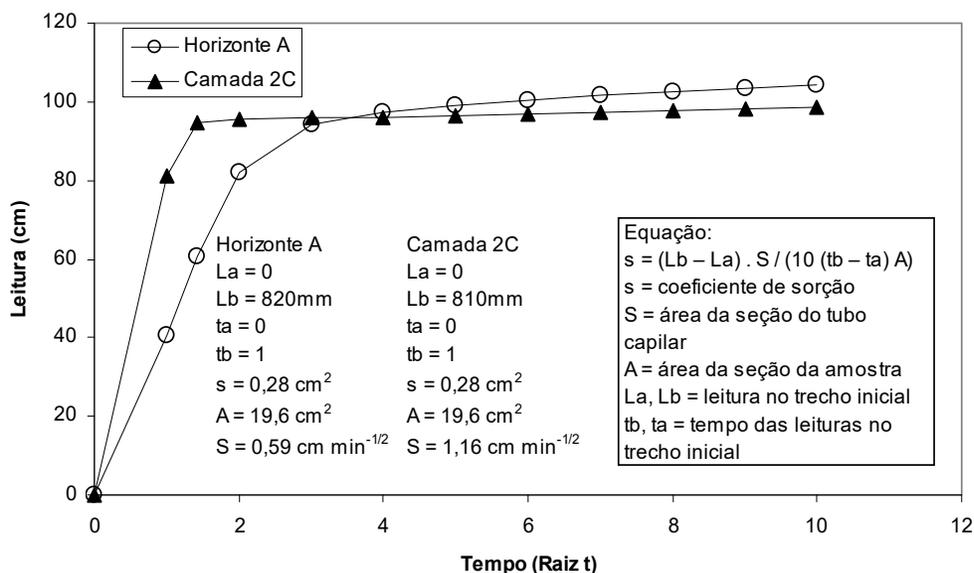
mais elevados, variando de 0,67 a 1,35  $\text{cm}/\text{min}^{1/2}$ . A Figura 8, por sua vez, apresenta o resultado médio do horizonte A e da camada 2C, verificando a diferença de comportamento entre os materiais.

**Quadro 3** – Valores do coeficiente de sorção (s) e perda por imersão (pi) para diferentes condições de umidade – critério de erodibilidade da Metodologia MCT

Horiz./ camadas	umidade natural (wnat)			seca ao ar (sa)			pré-umedecida (pu)		
	s ( $\text{cm}/\text{min}^{1/2}$ )	pi (%)	pi/s	s ( $\text{cm}/\text{min}^{1/2}$ )	pi (%)	pi/s	s ( $\text{cm}/\text{min}^{1/2}$ )	pi (%)	pi/s
A	0,367	0,21	0,69	0,499	0,33	0,73	0,054	1,33	25,7
B	0,789	22,4	29,4	0,734	37,6	<b>58,0</b>	0,053	57,1	<b>1548</b>
C	0,989	77,9	<b>82,6</b>	1,111	74,8	<b>68,0</b>	0,042	77,0	<b>2060</b>
2C	0,969	79,0	<b>84,7</b>	0,846	70,9	<b>120,9</b>	0,054	73,7	<b>3013</b>
1A	0,673	85,1	<b>191,3</b>	0,802	82,6	<b>106,3</b>	0,021	77,6	<b>1437</b>

Os resultados apresentados destacam a maior susceptibilidade à erosão do horizonte C e das camadas de arenito (1A e 2C) em relação aos horizontes A e B. Verifica-se uma certa tendência de aumento da velocidade de ascensão capilar (s) e da perda por imersão para as amostras secas ao ar para os solos dos horizontes A e B. Para o horizonte C e camadas de arenito não se verificou uma diferença significativa entre estes parâmetros. A perda por imersão nas amostras secas ao ar foi sempre mais elevada em relação às amostras na umidade natural e pré-umedecidas para os horizontes A e B. Nas outras camadas os valores de perda por imersão foram elevados, não apresentando esta tendência.

Nas amostras pré-umedecidas verificou-se uma tendência de diminuição na velocidade de ascensão capilar e um aumento na perda por imersão. Esta observação também foi descrita por Fernandes (2011) e Bastos (1999). Segundo Bastos (1999), a variação da razão entre as grandezas



**Fig. 8** – Resultado do ensaio de infiltrabilidade em amostras na umidade natural

que representam estas propriedades ( $\pi/s$ ) é que determina qualquer mudança na avaliação de erodibilidade pelo critério proposto por Nogami e Villibor (1979).

O horizonte A para qualquer condição de umidade apresentou-se como não erodível, verificando-se que na condição pré-umedecida a erodibilidade é mais elevada que para as outras condições. Para o horizonte B, somente na umidade natural, este horizonte apresentou-se não erodível, para condição seca ao ar e pré-umedecida a relação  $\pi/s$  foi superior a 50, caracterizando um solo erodível (Figura 9). O horizonte C, as camadas de arenito 1A e 2C apresentaram-se erodíveis para qualquer condição de umidade. As relações  $\pi/s$  para condição pré-umedecidas foram extremamente elevadas. O maior destacamento que ocorre nas camadas de arenito está, provavelmente, associado ao baixo grau de cimentação entre as partículas e a perda de resistência devido à sucção.

Logo, nestes materiais, o alto potencial de desagregação mantém-se para condições de umidade semelhantes àquelas que ocorrem na natureza quando passa a se estabelecer o fluxo de água superficial, isto é, o momento a partir do qual o solo está saturado. A redução da capacidade de infiltração do material que acontece, por exemplo, durante um evento pluviométrico pode ser associada à diminuição do coeficiente de sorção na condição pré-umedecida.

#### 4.4 Ensaios de Inderbitzen

Os ensaios de Inderbitzen (método direto) permitiram quantificar a erodibilidade (desagregação) e também avaliar o efeito da umidade inicial as amostras à susceptibilidade à erosão hídrica por escoamento de água superficial. Os resultados dos ensaios de Inderbitzen são apresentados em termos de perda de solo (desagregação) por unidade de área ( $g/cm^2$ ) pelo tempo de ensaio (min) para cada condição específica de escoamento de água e inclinação de rampa, portanto determinando-se a tensão hidráulica aplicada no ensaio ( $\tau_h$ ), conforme apresentado no Quadro 4. No total foram ensaiados 85 corpos de prova indeformados, com uma média de 6 corpos de prova por condição de umidade e por horizonte/camada que constituem a voçoroca. As Figuras 10 a 14, a partir dos resultados de perda de solo por unidade de área da amostra pelo tempo de ensaio plotados versus

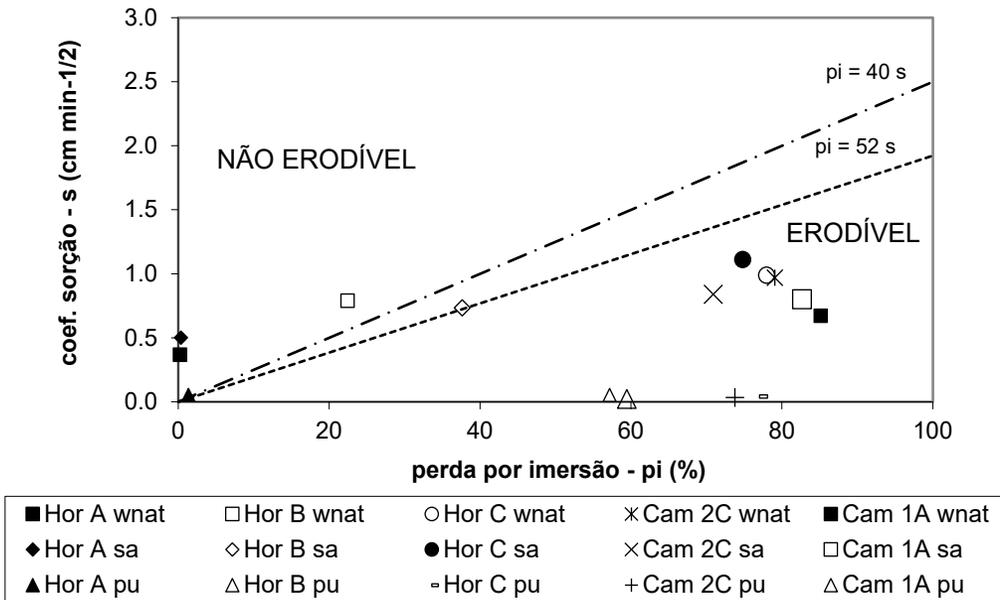


Fig. 9 – Aplicação dos critérios de erodibilidade pela Metodologia MCT

tensão hidráulica aplicada, determina-se a tensão cisalhante hidráulica crítica ( $\tau_{\text{herit}}$ ) e a taxa de erodibilidade (K).

Para as amostras de arenito (camadas 2C e 1A) verifica-se certa tendência de valores mais elevados de erodibilidade na condição seca ao ar. Valores bem mais elevados de erodibilidade do horizonte C e camadas de arenito foram encontradas em relação ao horizonte A. O horizonte B os valores situaram-se em um patamar intermediário.

Não foi possível determinar as tensões hidráulicas críticas para o horizonte A, mas para o horizonte B essas se situaram entre 1,0 e 1,30 Pa, valores semelhantes encontrados por Bastos (1999) para solos dos horizontes B da região metropolitana de Porto Alegre ( $\tau_{\text{herit}}$  entre 1 e 1,25 Pa) e para os solos do horizonte A/B do Distrito de São Valentin em Santa Maria estudados por Fernandes (2011). Para o horizonte C e os arenitos estes valores situaram-se entre 0,5 e 1,0 Pa, portanto valores inferiores aos solos dos horizontes A e B. Bastos (1999) e Fernandes (2011) verificaram esta tendência, ou seja, os solos saprolíticos e materiais de alteração apresentam uma tensão hidráulica crítica inferior quando comparado com os horizontes pedológicos A e B. Os horizontes superficiais apresentaram valores maiores deste parâmetro indicando uma tendência de maior resistência ao início do processo erosivo por arraste das partículas do solo.

Bastos (1999) ao analisar os parâmetros físicos e geomecânicos frente à erodibilidade observada em campo e a taxa de erodibilidade medida em laboratório, através de análises estatísticas por modelos de regressão linear, conclui que na condição de umidade natural, as variáveis que se mostraram correlacionáveis com a erodibilidade (K em  $10^{-2} \text{g/cm}^2/\text{min}/\text{Pa}$ ) medida nos ensaios de Inderbitzen foram:  $P_{p,200}$  - % passante na peneira # 200;  $K_{\text{USLE}}$  - fator de erodibilidade da USLE; RD - razão de dispersão; razão pi/s da metodologia MCT e  $\Delta c$  - variação do intercepto coesivo. Nos solos estudados em Porto Alegre e região metropolitana verificou-se uma afinidade entre o comportamento dos horizontes e camadas em campo (processos erosivos mais ou menos intensos) e os dados do parâmetro K (coeficiente de erodibilidade). Sugeriu, numa primeira aproximação, que os solos mais erodíveis apresentam valores de K na umidade natural superiores a um valor de  $0,1 \text{g/cm}^2/\text{min}/\text{Pa}$  e que os solos mais resistentes a erosão apresentem valores de K inferiores a  $0,001 \text{g/cm}^2/\text{min}/\text{Pa}$  (Bastos, 1999).

**Quadro 4** – Resultados dos ensaios de Interbitzen – Perda de Solo ( $10^{-3}$  g/cm<sup>2</sup>/min), para diferentes condições de fluxo (Q = vazão e i = inclinação da rampa) e teor de umidade das amostras, e parâmetros  $\tau_{\text{herit}}$  (Pa) e K ( $10^{-2}$  g/cm<sup>2</sup>/min/Pa)

Hor.	COND	Q = 3 l/min				Q = 6 l/min				$\tau_{\text{herit}}$ (Pa)	K ( $10^{-2}$ g/cm <sup>2</sup> /min/Pa)
		i=10°	i=26°	i=45°	i=54°	i=10°	i=26°	i=45°	i=54°		
$\tau_h$ (Pa)		1,136	1,710	2,585	3,297	1,393	2,018	2,742	3,239		
A	wnat	6,4	5,5	9,8	23,4	-	14,1	18,6	20,7	indet.	0,78
	sa	8,5	7,7	9,0	-	15,8	-	28,7	37,9	indet.	1,13
	pu	5,3	5,6	-	-	21,4	33,4	37,4	33,6	indet.	1,38
B	wnat	8,3	15,2	-	-	50,9	60,8	487	416,9	1,33	24,3
	sa	16,1	138,7	140	-	73,3	-	-	406	1,02	15,5
	pu	22,8	27,1	-	-	20,6	38,3	93,3	264,2	1,29	10,3
C	wnat	97,5	373,5	-	-	235,9	856,4	761,7	-	0,79	45,8
	sa	70,9	325,0	659,0	-	197,6	240,7	610,0	-	0,92	34,6
	pu	136,1	104,2	646,7	-	146,0	177,5	641,9	-	1,08	36,3
2C	wnat	181,0	420,9	-	-	243,7	669,1	784,6	-	0,67	40,5
	sa	154,9	470,0	-	-	415,9	660,0	-	-	0,75	52,4
	pu	159,8	465,4	631,0	-	146,0	177,5	633,9	-	0,73	30,7
1A	wnat	200,3	312,5	687,4	-	198,9	701,6	859,0	-	0,76	42,3
	sa	165,4	468,5	867,8	-	299,8	694,5	846,1	-	0,68	44,5
	pu	172,1	514,2	774,3	-	-	682,8	803,7	-	0,48	37,9

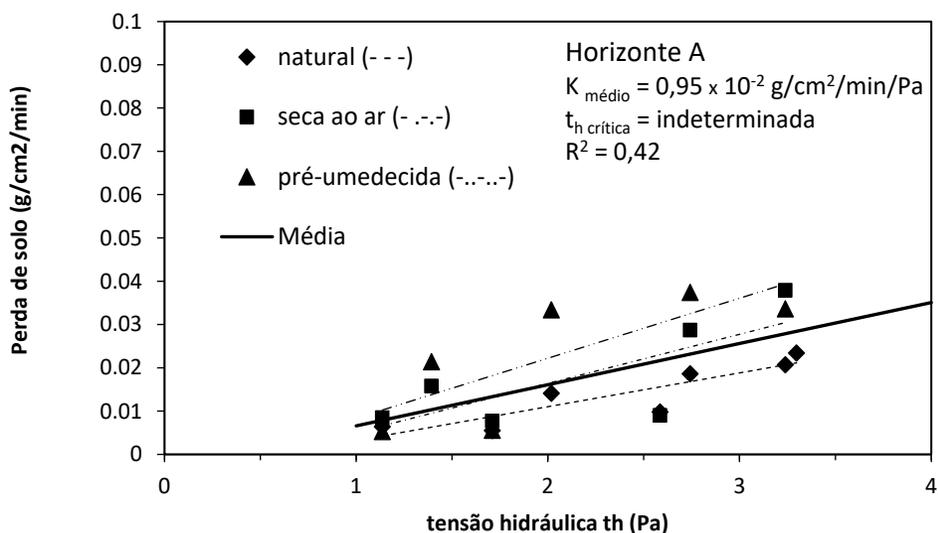
O Quadro 5 resume os valores limites que foram adotados para separar as classes de erodibilidade dos solos em baixa (B); média a baixa (MB), média (M) e média a alta (MA); e alta (A).

**Quadro 5** - Valores propostos por Bastos (1999) para classificar as os solos em classes de erodibilidade baixa (B), média (M) e média a alta (MA); e alta (A).

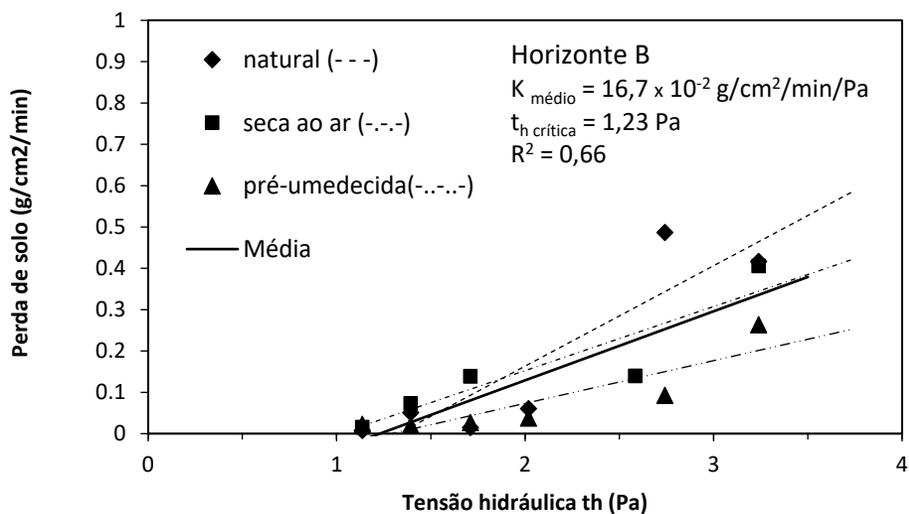
Erodibilidade	B	MB, M e MA	A
K*	< 0,1	> 0,1 e < 10	> 10
%P <sub>p200</sub>	> 55	> 35 e < 55	< 35
IP (%)	>10	> 5 e < 10	< 5
K* <sub>USLE</sub>	< 0,2	> 0,2	
pi/s	< 52	> 52	
$\Delta c$ (%)	< 85	> 85	
RD (%)	< 60	> 60	

K = g/cm<sup>2</sup>/min/Pa

K<sub>USLE</sub> = t/ha/(t.m/ha.mm/hora)



**Fig. 10** – Resultados dos ensaios Inderbitzen para as amostras do horizonte A, nas condições de umidade natural, seca ao ar e pré-umedecida



**Fig. 11** – Resultados dos ensaios Inderbitzen para as amostras do horizonte B, nas condições de umidade natural, seca ao ar e pré-umedecida

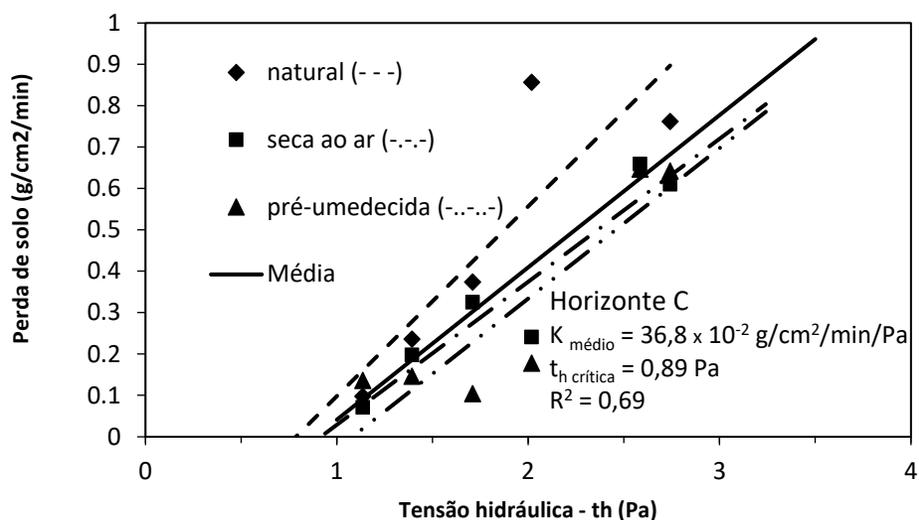


Fig. 12 – Resultados dos ensaios Inderbitzen para as amostras do horizonte C, nas condições de umidade natural, seca ao ar e pré-umedecida

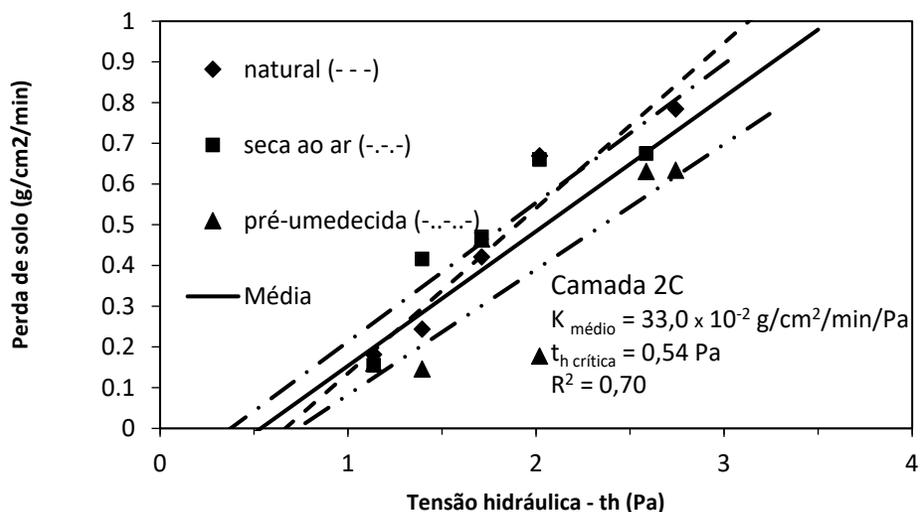
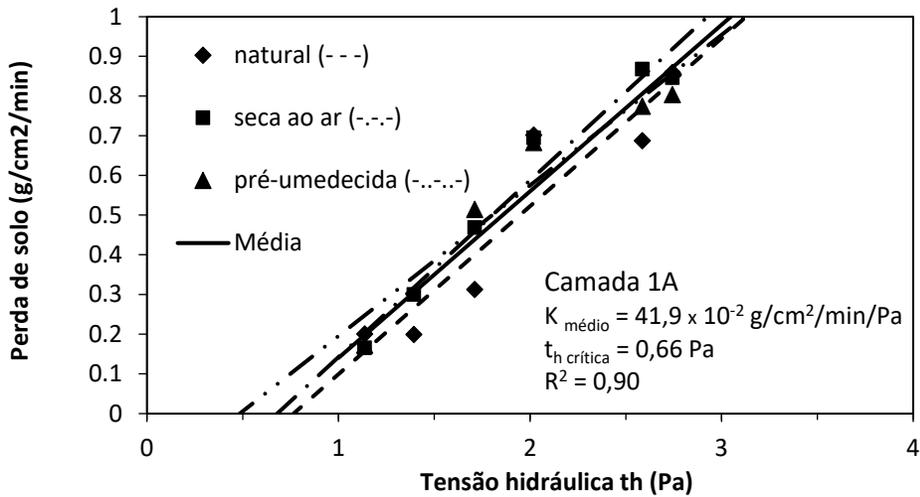


Fig. 13 – Resultados dos ensaios Inderbitzen para as amostras da camada de arenito 2C, nas condições de umidade natural, seca ao ar e pré-umedecida



**Fig. 14** – Resultados dos ensaios Inderbitzen para as amostras da camada de arenito 1A, nas condições de umidade natural, seca ao ar e pré-umedecida

O horizonte C e os arenitos das camadas 2C e 1A foram os materiais potencialmente mais erodíveis pelos dados dos ensaios de laboratório, que concordam com o comportamento verificado no campo (o processivo erosivo se tornava mais intenso quando o ravinamento chegava no horizonte C e mais intenso ainda nas camadas de arenito). Ou seja, os horizontes A e B são mais resistentes, principalmente o horizonte A, pelas inúmeras raízes que fazem com que as amostras não desagreguem quanto imersas em água e resistam mais as tensões hidráulicas. Mas, mesmo assim, devido fração fina ser pequena, pouca matéria orgânica e baixa plasticidade estes horizontes superficiais são mais erodíveis que os solos estudados por Bastos (1999) e Fernandes (2011). O Quadro 6 apresenta o resumo das análises realizadas nos horizontes/camadas do perfil da voçoroca estudada em relação aos níveis de erodibilidade propostos por Bastos (1999).

**Quadro 6** - Resumo da análise da erodibilidade dos horizontes/camadas estudadas de acordo com a proposta de abordagem geotécnica de Bastos (1999): Classe 1 – Baixa; Classe 2 – Média a Baixa, Média e Média a Alta; Classe 3 – Alta.

Ident.	Parâmetros de erodibilidade						
	K	K <sub>USLE</sub>	RD	%P <sub>p,200</sub>	IP	pi/s	Δc
Hor. A	2	1, 2	1, 2	3	3	1, 2	3
Hor. B	3	3	1, 2	3	3	1, 2	3
Hor. C	3	1, 2	-	3	3	3	3
Cam. 2C	3	1, 2	3	3	3	3	3
Cam. 1A	3	3	3	3	3	3	1, 2

O coeficiente de erodibilidade estimado - K<sub>USLE</sub>; a porcentagem passante na peneira 200, índice de plasticidade, e variação do intercepto coesivo não apresentaram uma boa relação com a erodibilidade dos solos, ou seja no perfil de São Francisco de Assis não conseguiu separar os horizontes/camadas menos erodíveis (horizontes A e B) dos mais erodíveis (horizonte C e camadas de arenito). A razão de dispersão (RD) e os critérios baseados na metodologia MCT apresentaram-se mais consistentes para estimativa da erodibilidade dos materiais estudados. O ensaio de

Inderbitzen, com a determinação do coeficiente de erodibilidade K, foi o que apresentou maior correlação com o comportamento do solo/rocha verificado no campo. Portanto, nos horizontes e camadas que os processos erosivos eram mais intensos, apresetaram maiores coeficientes de erodibilidade.

## 5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os ensaios de desagregação foram utilizados de forma satisfatória na avaliação qualitativa da erodibilidade e os seus resultados destacam uma boa correlação com aqueles obtidos dos ensaios de infiltrabilidade e erodibilidade específica, bem como com o comportamento observado dos horizontes/camadas de solo e rocha no campo.

No ensaio de desagregação, a saturação das amostras anula a sucção matricial e gera poropressão positiva, que desestrutura e desagrega completamente os materiais do horizonte C e camadas 2C e 1A que são mais erodíveis quando comparados aos horizontes A e B.

Nos ensaios de perda de massa por imersão ( $\pi$ ) e infiltrabilidade, verificou-se que o horizonte A, independente da condição inicial de umidade, e o horizonte B, na condição de umidade natural, foram classificados como não erodíveis ( $\pi/s < 50$ ).

Os resultados obtidos para relação  $\pi/s$  do horizonte C e camadas 2C e 1A foram elevados indicando um alto potencial erosivo. Nas amostras ensaiadas na umidade natural e secas ao ar constatou-se valores mais elevados do coeficiente de sorção (s) nos materiais que apresentaram maior perda por imersão ( $\pi$ ).

A Metodologia MCT apresentou uma boa relação e correspondência entre os resultados dos ensaios e o comportamento dos solos/rochas observados nos locais estudados, comprovando sua aplicabilidade a estes materiais. O ensaio de Inderbitzen foi o que apresentou maior correlação com o comportamento do solo/rocha no campo. Estes ensaios apresentaram parâmetros que indicam que o horizonte C e camadas 2C e 1A são muito erodíveis ( $K$  médio  $> 33 \times 10^{-2} \text{ g/cm}^2/\text{min}/\text{Pa}$  e  $\tau_{h \text{ crítica}} < 0,89 \text{ Pa}$ ), quando comparados com o solo superficial (horizontes A e B pedológicos). No campo observou-se a aceleração dos processos erosivos, com o aprofundamento do ravinamento com processos de solapamento, deslizamentos e piping ocorriam no horizonte C e nas camadas de arenito.

Os ensaios efetuados demonstraram que o potencial de desagregação em água está relacionado com a estrutura dos materiais frente à ação dos fluxos de água superficial e subsuperficial e dos mecanismos de hidratação e desaeração.

## 6 – AGRADECIMENTOS

Aos Programas de Pós-graduação em Engenharia Civil e Geografia da Universidade Federal de Santa Maria. Ao apoio logístico do Laboratório de Materiais de Construção Civil (LMCC) do Centro de Tecnologia da UFSM.

## 7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Aragão, R. de; Almeida, J.A.P.; Figueiredo, E.E.; Srinivasan, V.S. (2011). *Mapeamento do potencial de erosão laminar na bacia do rio Japarutuba, SE, via SIG*. Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental, vol.15, nº 1, pp. 731-740.

ABNT (1984a). NBR 6459 – *Solo – Determinação do limite de liquidez – Método de ensaio*. Rio de Janeiro, 6p.

ABNT (1984b). NBR 6508 – *Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm – Determinação da massa específica*. Rio de Janeiro, 8p.

- ABNT (1984c). NBR 7180 – *Solo – Determinação do limite de Plasticidade – Método de ensaio*. Rio de Janeiro, 3p.
- ABNT (1984d). NBR 7181 – *Solo – Análise granulométrica*. Rio de Janeiro, 13p.
- ABNT (1986). NBR 6457 – *Amostras de solo - preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização*. Rio de Janeiro, 9p.
- ABNT (1996). NBR 13602 – *Solo - Avaliação da dispersibilidade de solos argilosos pelo ensaio sedimentométrico comparativo - Ensaio de dispersão SCS - Método de ensaio*. Rio de Janeiro, 1996. 5p.
- Avila, L.O. (2009). *Erosão na microbacia do Arroio Sarandi: Voçoroca do Buraco Fundo, Santa Maria, RS*. Dissertação (Mestrado em Geografia) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 109p.
- ASTM D3080 (2011). *Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions*, ASTM International, West Conshohocken, PA. 9p.
- Basso, L. (2013). *Estudo da erodibilidade de solos e rochas sedimentares de uma voçoroca na cidade de São Francisco de Assis - RS*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 140p.
- Bastos, C.A.B. (1999). *Estudo Geotécnico sobre a erodibilidade de solos residuais não saturados*. Tese de Doutorado em Engenharia, UFRGS, Rio Grande do Sul, 229p.
- Bastos, C.A.B.; Milititsky, J.; Gehling, W.Y.Y. (2000). *A avaliação da erodibilidade dos solos sob o enfoque geotécnico - pesquisas e tendências*. Teoria e Prática na Engenharia Civil, Rio Grande/RS, vol. 1, pp. 17-26.
- Bertoni, J.; Lombardi Neto, F. (2005). *Conservação do Solo*. 4.ed., São Paulo: Ícone, 355p.
- Camapum de Carvalho, J.; Sales, M. M.; Souza, N. M. de; Melo, M.T.S. (2006). *Processos erosivos no Centro-oeste Brasileiro*. Finatec, Brasília, 464p.
- Cantalice, J.R.B.; Cassol, E.A.; Reichert, J.M. Borges, A.L.O. (2005). *Hidráulica do escoamento e transporte de sedimentos em sulcos em solo franco-argilo-arenoso*. Revista Brasileira de Ciência do Solo, vol.19, pp.597-607.
- Carvalho, N.O. (1994). *Hidrossedimentologia Prática – CPEM/ELETROBRÁS*.
- Cavalcante, S.P.P.; Araújo, J.C. (2005). *Avaliação espacial da perda de solo por erosão dabacia experimental de Aiuaba – Ceará através do uso de SIG*. Congresso Brasileiro de Estabilidade de Encostas, Rio de Janeiro. Anais. Rio de Janeiro: pp. 401-413.
- Denardin, J. E. (1990). *Erodibilidade do solo estimada por meio de parâmetros físicos e químicos*. Tese de Doutorado, Piracicaba: ESALQ, 113p.
- Fernandes, J. A. (2011). *Estudo da erodibilidade de solos e rochas de uma voçoroca em São Valentin, RS*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 127 p.
- Fernandes, L. P. A. (2015). *Estudo da erodibilidade de solo em uma estrada de terra do campo de instrução de Santa Maria - RS. Santa Maria*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 135p.

- Freitas, F.J.; Cantalice, J.R.B.; Bezerra, S.A.; Silva, M.D.R.O.; Santos, P.M.; Correa, R.M.; Lima, P.A.; Figueira, S.B. (2008). *Erosão em entressulcos sob caatinga e culturas agrícolas*. Revista Brasileira de Ciência do Solo, vol.32, pp.1743-1751.
- Lima, J.E.F.W.; Silva, E.M. da; Eid, N.J.; Martins, E.S.; Koide, S.; Reatto, A. (2007). *Desenvolvimento e verificação de métodos indiretos para estimativa da erodibilidade dos solos da bacia experimental do alto rio Jardim – DF*. Revista Brasileira de Geomorfologia, vol.8, nº 2, pp. 23-36.
- Lemos, R.C.; Santos, R.D. (1982). *Manual de descrição e coleta de solo no campo*. 2ª. Ed. Campinas/SP.: Sociedade Brasileira de Ciência do Solo/Serviço Nacional de Levantamento e Conservação de Solos, 45p.
- Menezes, M.B.M; Pejon, O.J. (2010). *Análise da influência do teor de umidade na absorção d'água e sucção dos solos em estudos de erodibilidade*. Geociências, vol.29, nº 2, pp.211-228.
- Morais, F; Bacellar, L.A.P; Sobreira, F.G. (2004). *Análise da erodibilidade de saprólitos de gnaiss*. Revista Brasileira de Ciência do Solo, vol. 28, pp. 1055-1062.
- Nogami, J.S.; Villibor, D. F. (1979). *Soil characterization of mapping units for highway purposes in a tropical area*. Bulletin of the International Association on Engineering Geology, Krefeld, nº 19, pp.196-199.
- Nogami, J.S.; Villibor, D.F. (1995). *Pavimentos de baixo custo com solos lateríticos*. Ed. Villibor, São Paulo, 213p.
- Nunes, M.C.M; Cassol, E.A. (2008). *Estimativa da erodibilidade em entressulcos de latossolos do Rio Grande do Sul*. Revista Brasileira de Ciência do Solo, vol. 32, pp. 2839-2845.
- Oliveira, J.F.; Griebeler, N.P.; Correchel, V.; Silva, V.C. (2009). *Erodibilidade e tensão crítica de cisalhamento em solos de estradas não pavimentadas*. Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental, vol.13 (Suplemento), pp.955-960.
- Pejon, O.J. (1992). *Mapeamento Geotécnico de Piracicaba, escala 1:100.000: Estudo de aspectos metodológicos, de caracterização e de apresentação dos atributos*. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2v. 224 p.
- Panachudi, E.; Alves Sobrinho, T.; Vitorino, A.C.T.; Carvalho, D.F. de; Urchei, M.A. (2006). *Parâmetros físicos do solo e erosão hídrica sob chuva simulada, em área de integração agricultura-pecuária*. Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental, vol.10, nº 2, pp. 261-268.
- Sant'ana, K.D.A. (2015). *Diagnóstico ambiental do meio físico do Campo de Instrução de Santa Maria (CISM)*. Dissertação (Mestrado em Geografia) – PPGeo, Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, 125 p.
- Santos, R.M.M. (1997). *Caracterização geotécnica e análise do processo evolutivo das erosões no município de Goiânia*. Dissertação de Mestrado em Geotecnia. Brasília: UnB, 120 p.
- Silva, M.L.N.; Curi, N.; Lima, L.M.; Ferreira, M.M. (2000). *Avaliação de métodos indiretos e determinação da erodibilidade de latossolos brasileiros*. Pesquisa Agropecuária Brasileira, vol. 35, nº 6, pp.1207-1220.
- Silva, A.M.; Silva M.L.N.; Curi N.; Avanzi, J.C.; Ferreira M.M. (2009). *Erosividade da Chuva e erodibilidade de cambissolo e latossolo na região de Lavras, sul de Minas Gerais*. Revista Brasileira de Ciência do Solo, vol. 33, pp.1811-1820.

- Tatto, J. (2007). *Análise dos Parâmetros Geológicos-Geotécnicos que Condicionam Erosão por Voçoroca no Município de São Francisco de Assis*. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria: Santa Maria, 84p.
- Trentin, R.; Robaina, L.E.S.; Scoti, A.A.V. (2013). *Mapeamento geomorfológico do município de Manoel Viana - oeste do Rio Grande do Sul - Brasil*. *Geociências*, vol. 32, nº 2, pp. 333-345.
- Wischmeier, W.H.; Smith, D.D. (1978). *Predicting rainfall erosion losses: A guide conservation planning*. Washington, DC, USDA, 58p. (Agriculture Handbook, 537)

# CÉLULA $K_0$ -UFBA, UMA PROPOSTA PARA OBTENÇÃO DO PARÂMETRO $K_0$ EM LABORATÓRIO

Cell  $K_0$ -UFBa, a proposal for obtaining  $K_0$  parameter in laboratory

João Carlos Baptista Jorge da Silva <sup>a</sup>

<sup>a</sup> Departamento de Ciência e Tecnologia dos Materiais, Universidade Federal da Bahia, Brasil.

**RESUMO** – O presente trabalho apresenta a célula  $K_0$ -UFBa, onde é mostrado um dispositivo eficiente para a determinação do coeficiente de empuxo no repouso de solos a partir de amostras indeformadas. A célula  $K_0$ -UFBa foi desenvolvida e licenciada no LabGeo da Escola Politécnica da Universidade Federal da Bahia (UFBa), Brasil. Seus principais componentes e detalhes de montagem são mostrados. O desenvolvimento do equipamento baseou-se nos ensaios de odômetro, porém com confinamento lateral de água, que por ser incompressível, não permite deformação neste sentido, mantendo a condição de  $K_0$ . A fim de avaliar os resultados da célula  $K_0$  em amostras indeformadas obtidas de dois poços escavados em solo residual, esses resultados foram comparados com os ensaios DMT, que foram feitos próximo aos poços. Os resultados mostraram comportamento semelhante ao longo da profundidade em ambas as áreas de ensaio quando comparados com os resultados da célula  $K_0$  e ensaios de campo (DMT). A pequena variação dos valores deve-se principalmente à heterogeneidade do solo residual, associada a fatores como erosão superficial, cimentação devido à presença de óxidos e histórico de tensões originadas da rocha mãe.

**ABSTRACT** – The present work introduces the  $K_0$ -UFBa cell, which has been shown to be an efficient device for determination of the coefficient of earth pressure at rest of soil from undisturbed samples. The  $K_0$ -UFBa cell was developed and licensed at LabGeo at the Polytechnic School of the Federal University of Bahia (UFBa), Brazil. Its main components and assembly details are shown. The development of the equipment was based on the odometer tests with lateral confinement of water, which as incompressible, does not allow deformation in this direction, maintaining the  $K_0$  condition. In order to evaluate the results of the  $K_0$  cell on undisturbed samples obtained from two wells in residual soil, these results were compared with DMT tests, which were done next to the wells. The results showed similar behavior along the depth at both test areas when compared with  $K_0$  cell results and field tests (DMT). The small variation in the values is mainly due to the heterogeneity of the residual soil, associated to factors such as surface erosion, cementation due to the presence of oxides and history of stresses originating from the mother rock.

**Palavras Chave** – Empuxo no repouso; ensaio de laboratório, solo residual.

**Keywords** – Earth pressure at rest; laboratory test, residual soil.

## 1 – INTRODUÇÃO

O coeficiente de empuxo ( $K$ ) é a relação entre a tensão efetiva horizontal ( $\sigma'_h$ ) e a tensão efetiva vertical ( $\sigma'_v$ ) que ocorre no solo ou nos maciços rochosos. Muitas vezes há interesse em conhecer um caso particular em que não haja deformações laterais no elemento dentro do solo ou maciços

---

E-mail: jcarlos@ufba.br

rochosos (todas as deformações já ocorreram na época geológica de formação do solo ou rocha). Neste caso, o coeficiente é denominado "coeficiente de empuxo no repouso" ou  $K_0$ .

O coeficiente de pressão de terra em repouso,  $K_0$ , é um dos principais parâmetros necessários à aplicação de métodos numéricos aos problemas de escavação, além de ser também essencial para a definição laboratorial dos modelos reológicos utilizados para tentar explicar o comportamento das escavações.

Para a obtenção dos valores de  $K_0$  in situ, a tensão geostática vertical é normalmente considerada e a tensão horizontal obtida de forma direta ou indiretamente. Mesmo nas técnicas de ensaios de campo mais recentes, para obter a tensão horizontal é obrigatório não ignorar as interferências feitas pela introdução do equipamento de medição. Por outro lado, os ensaios laboratoriais também apresentam limitações quanto à alteração do estado de tensões inicial durante a amostragem.

Um extenso estudo das técnicas de obtenção de  $K_0$  em solos foi apresentado por Abdelhamid e Krizek (1976), seja por meio de ensaios de laboratório ou de campo.

Quase sempre, a obtenção dos valores de  $\sigma'_h$  em laboratório é realizada com base em diversos ensaios triaxiais em amostras indeformadas que devem ser consolidadas à tensão efetiva existente "in situ" (Fonseca, 1996; Edil e Dhowian, 1981; Abdelhamid e Krizek, 1976; Massarsch, 1979; Poulos e Davis, 1972; Wroth, 1975; Brooker e Ireland, 1965; Sousa, 2002).

## 2 – O SOLO RESIDUAL LOCAL

O solo local provém do processo de intemperismo das rochas granulíticas. Solos residuais dessa natureza apresentam particularidades que dificultam a interpretação dos resultados, principalmente: (a) variações sazonais no comportamento, devido à mudança no grau de saturação e, portanto, da sucção para o solo maduro; (b) dificuldades de amostragem e heterogeneidades da rocha superior, no caso de solo jovem.

Mesmo considerando a homogeneidade da rocha mãe, o solo saprolítico resultante ainda não será homogêneo devido à variação do grau de intemperismo com a profundidade. No caso de solos residuais de intemperismo de rochas granulíticas, as discontinuidades litológicas e mineralógicas, herdadas da rocha mãe, impõem processos de intemperismo diferenciais, o que dificulta a adoção de valores de parâmetros geotécnicos.

No caso de valores do coeficiente de empuxo no repouso ( $K_0$ ), essa determinação de valores torna-se muito mais difícil, uma vez que movimentos tectônicos e intrusões localizadas podem induzir tensões horizontais extremamente altas. Já a ação do intemperismo tende a destruir a estrutura e as tensões existentes na rocha mãe e estabelecer um novo equilíbrio geostático no solo. Dessa forma, estimar quanto dessas tensões poderia ser alterada durante o processo de intemperismo não é uma tarefa fácil.

Segundo Fonseca e Sousa (2002), as propostas para associação de valores de  $K_0$  com parâmetros geotécnicos devem ser encaradas com muita restrição, quando se trata de solos residuais, já que não é de se esperar que alguns desses parâmetros-índice sejam fatores comportamentais determinantes, uma vez que não estão associados à gênese desses geomateriais. Vaughan e Kwan (1984) forneceram, como exemplo, o grau de sobreadensamento (OCR) que não tem, em solos residuais, o mesmo significado que o atribuído em solos sedimentares. Nos solos residuais, o estado de tensões in situ e as características geomecânicas são dependentes dos fenômenos geoquímicos que caracterizam o processo de intemperismo. Logo, os valores relacionados com essas duas grandezas serão mais determinados pela fábrica e estrutura do que pela história de tensões.

## 3 – ENSAIOS DE CAMPO

Ensaio DMT foram realizados na área de pesquisa, próximos aos dois poços utilizados para obtenção de amostras indeformadas. Para o propósito deste trabalho foram utilizadas duas áreas de ensaios diferentes. O primeiro formado por amostras indeformadas retiradas da encosta acima do

poço #1, e por amostras em sua escavação. Para a primeira área foram realizados os ensaios DMT 03. A segunda área consiste em amostras obtidas do poço #2 e onde foi realizado o DMT 01.

Nos últimos anos, o DMT tem sido largamente utilizado no Brasil como uma ferramenta prática e confiável para a obtenção de parâmetros geotécnicos. O ensaio foi realizado de acordo com a norma americana ASTM (1986) e a norma europeia CEN (2007), não havendo ainda uma norma específica no Brasil.

O equipamento foi orientado em apenas uma direção, visando padronizar a execução dos ensaios. Devido à rigidez da membrana DMT, além de possíveis imprecisões no sistema de medição, o sistema de pressão foi corrigido conforme sugerido por Marchetti e Crapps (1981).

Foram obtidos inicialmente os parâmetros relacionados às pressões corrigidas ( $p_0$  e  $p_1$ ) e os parâmetros intermediários relacionados ao índice do material ( $I_d$ ), índice de tensão horizontal ( $K_d$ ) e módulo dilatométrico ( $E_d$ ). O coeficiente de empuxo no repouso ( $K_0$ ), bem como o ângulo de atrito ( $\phi'$ ), módulo odométrico ( $M$ ), módulo de Young ( $E$ ) e razão de sobreconsolidação (OCR) foram obtidos a partir desses dados.

O ensaio DMT-03 teve sua profundidade limitada a 10m.

## 4 – ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Onze amostras indeformadas foram obtidas em diversas profundidades ao longo do talude natural acima do poço #1 e cinco amostras no interior deste e quatro blocos no poço #2. Nos poços #1 e #2 as amostras foram obtidas em cada metro, a fim de fornecer parâmetros geotécnicos que caracterizem o perfil de intemperismo do solo.

### 4.1 – Célula $K_0$ -UFBa

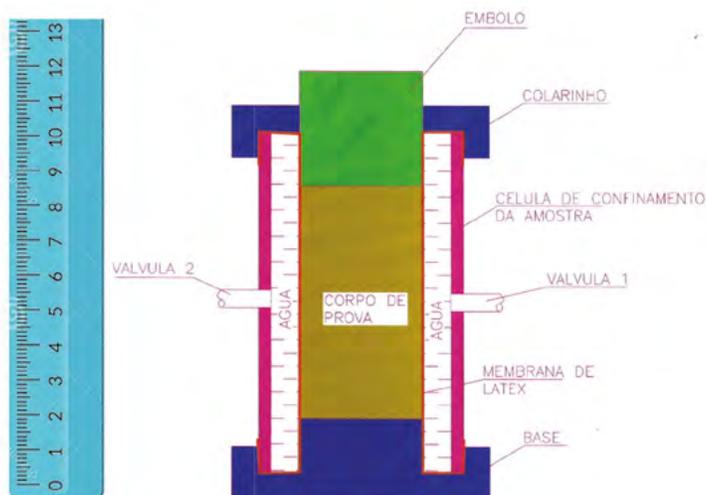
A célula  $K_0$  UFBa foi desenvolvida pela equipe técnica do Laboratório de Geotecnia da Escola Politécnica da Universidade Federal da Bahia (UFBa) e licenciada pelo INPI (série 011080000363).

O desenvolvimento deste equipamento teve como finalidade a realização de ensaios de adensamento vertical com confinamento lateral de água que, por ser incompressível, não permite a deformação nesta direção, mantendo a condição  $K_0$ . A leitura da pressão horizontal é realizada por transdutores que medem a pressão no interior da câmara.

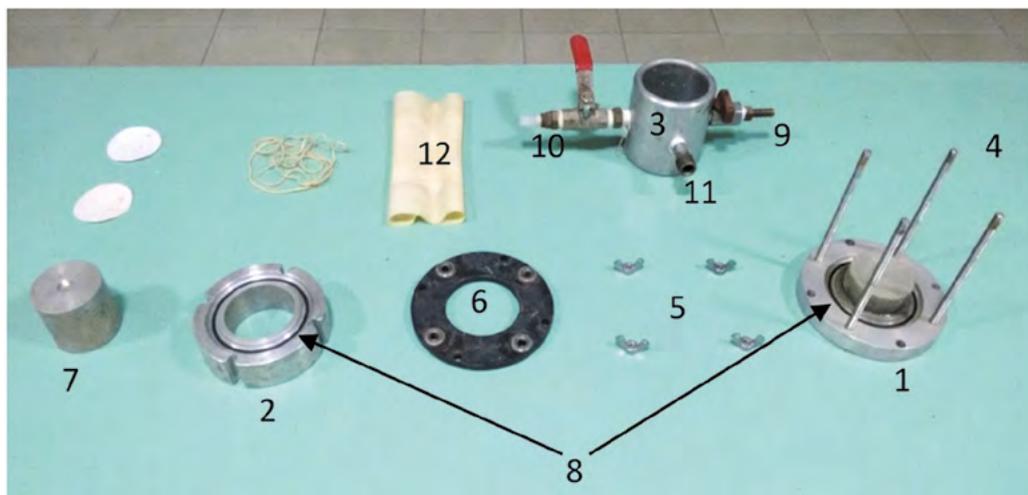
Os principais objetivos da célula eram a obtenção do valor de  $K_0$  de forma simples, com baixo custo e resultados confiáveis. Nas Figuras 1 a 4 a célula  $K_0$  é mostrada com seus componentes principais e detalhes de montagem. As dimensões da célula são: altura 12,0cm e diâmetro 12,3cm.

Para a montagem serão efetuados os seguintes passos:

- Retirada de bloco indeformado no campo;
- Moldagem cuidadosa do corpo de prova com uso de cilindro com bisel em laboratório;
- Colocação da membrana de latex no corpo de prova;
- Inserção do corpo de prova no corpo da célula;
- Fixação da membrana na base inferior da célula;
- Fixação da membrana no topo da célula com auxílio do “colarinho”;
- Inserção do embolo no topo do corpo de prova;
- Preenchimento de água entre a membrana de latex e a parede interna do corpo de prova (válvula 1) e com retirada de bolhas de ar (válvula 2)
- Colocação da célula na prensa.



**Fig. 1** – Célula  $K_0$  – Corte esquemático



1. Base; 2. Colarinho; 3. Célula de confinamento da amostra; 4. Hastes rosqueadas; 5. Porcas borboletas; 6. Disco de tração; 7. Êmbolo; 8. Orings de vedação; 9. Válvulas de entrada; 10. Válvula de extração de ar; 11. Válvula de leitura; 12. Membrana em látex.

**Fig. 2** – Célula  $K_0$  – (a) Vista lateral e (b) superior

Foram testadas várias relações entre a altura e o diâmetro do corpo de prova, tendo como ideal a  $L/D=1,0$ . Uma dos condicionantes para obtenção dessa relação foi a certeza de que o corpo de prova estivesse totalmente em contato com a membrana na sua parte mais central, eliminando o efeito da fixação da membrana nos extremos superior e inferior da célula.

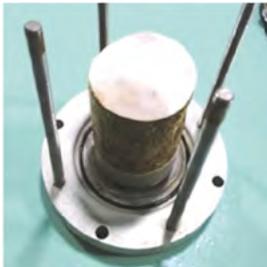
A carga vertical é aplicada através de pesos, similar ao ensaio de adensamento convencional. As medidas de deformação vertical é efetuada através de LVDT com escala de medição de 0 a 10mm e precisão de 0,001mm. A tensão horizontal é medida através de transdutores de pressão com escala de medição de 0 a 690 kPa e precisão de 0,1 kPa.



- a) Colocação de papel filtro nas bases da amostra.



- b) Preparação da base da célula com as hastes de tração.



- c) Colocação do corpo de prova na base da célula com papel filtro na extremidade superior da amostra.



- d) Aplicação de vácuo sobre a câmara de forma que a membrana se fixe nas paredes internas, garantindo a integridade da amostra.



- e) Colocação da base superior sobre a câmara vazada.



- f) Colocação do disco de tração e fechamento da célula



- g) Colocação do embolo no orifício.



- h) Concluída as etapas de montagem, a água deve ser introduzida no sistema juntamente com os sensores.

**Fig. 3** – Etapas da montagem da célula.



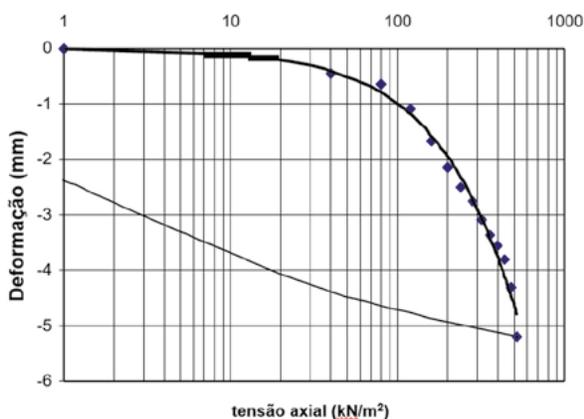
**Fig. 4** – Célula acondicionada na prensa. Início da aplicação do carregamento vertical

As principais etapas do ensaio são:

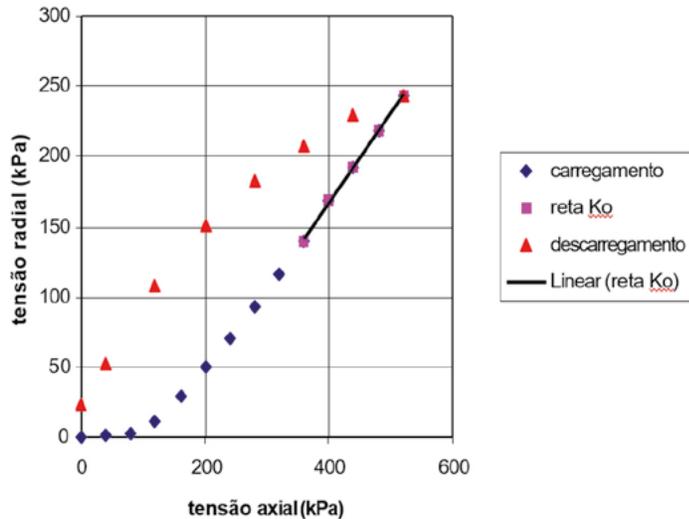
- Fixação de equipamentos de medição de tensões vertical e radial e deformação vertical;
- Aplicação de uma pressão mínima de 5 kPa, para garantir o contato completo da membrana com o corpo de prova;
- Aplicação de carregamentos em faixas de 40 kPa, com pesos, e após equalização, leitura de pressão horizontal e deslocamento vertical;
- Descarregamento na metade do número de etapas de carregamento.

#### 4.2 – Resultados Obtidos

As Figuras 5 e 6 mostram um exemplo de um resultado típico obtido com a célula  $K_0$ -UFBa.



**Fig. 5** – Gráfico Tensão X Deformação – Amostra 252 (Silva, 2010)



**Fig. 6** – Gráfico Tensão Radial X Tensão Axial – Amostra 252 (Silva, 2010)

Como pode ser observado, as curvas apresentam características muito próximas aos ensaios observados por Brooker e Ireland (1965) e Abdelhamid e Krizek (1976) em equipamentos de laboratório sob condições de deformação confinada.

As tensões de sobreadensamento e índices de compressão ( $C_c$ ) foram obtidas a partir da Figura 5.

A curva de carga, que representa a relação entre a tensão axial e a tensão radial, apresenta dois trechos (Figura 6). O primeiro trecho adquire forma hiperbólica, onde ocorrem os devidos ajustes iniciais da membrana e de partes do equipamento. Some-se a isso o retorno às tensões originais, após as mudanças no estado de tensões devido à amostragem.

O segundo trecho da curva de carga, após restaurar o estado das tensões originais, representa uma linha ascendente cuja inclinação é o valor de  $K_0$ .

O Quadro 1 resume os resultados obtidos com a célula  $K_0$ , onde pode ser observado:

- Os índices de correlação para a reta que representa o valor de  $K_0$  esteve sempre acima do valor de 0,99, o que mostra uma excelente relação linear entre a tensão axial e a tensão radial.
- A razão de sobreadensamento (OCR) esteve abaixo do valor de 3,9, indicando um solo normalmente a levemente sobreadensado.

## 5 – RESULTADOS

O perfil de  $K_0$  foi obtido através de ensaios laboratoriais com a célula  $K_0$  e DMT, ao longo da profundidade. Para que os ensaios de campo pudessem ser analisados e comparados nas mesmas profundidades, foram adotados valores médios quando obtidos nos ensaios DMT correspondentes a cada metro.

Para o ensaio DMT o valor de  $K_0$  foi obtido com base nas proposições de Marchetti (1980), Lunne et al. (1990) e Lacasse e Lunne (1988). Segundo Baldi et al (1986) o valor de  $K_0$  pode ser obtido a partir da correlação entre os resultados do índice de tensão horizontal ( $K_d$ ) obtidos no ensaio DMT (Marchetti, 1980).

**Quadro 1** – Resultados obtidos com a célula  $K_0$ -UFBa.

Amostra	Poço	Prof. (m)	Tensão sobre-adensamento (kPa)	Razão de sobreadensamento OCR	$K_0$	Índice de correlação ( $R^2$ )	Índice de Compressão ( $C_c$ )
141	talude	2,50	180	3,7	0,53	0,9974	0,0060
140	talude	4,34	**	**	0,50	0,9939	**
189	talude	4,52	275	3,2	0,40	0,9984	0,0067
139	talude	6,07	200	1,7	0,59	0,9966	0,0097
186	talude	8,60	255	1,5	0,48	0,9997	0,0054
260	talude	9,17	250	1,4	0,55	0,9960	0,0068
261	talude	9,88	245	1,3	0,58	0,9947	0,0073
138	talude	9,94	175	1,0	0,63	0,9991	0,0072
252	Poço 1	2,20	170	3,9	0,53	0,9994	0,0087
253	Poço 1	3,00	170	3,1	0,73	0,9914	0,0147
254	Poço 1	4,50	205	2,3	0,65	0,9993	0,0071
255	Poço 1	6,50	215	1,7	0,71	0,9974	0,0059
256	Poço 1	8,00	190	1,2	0,78	0,9987	0,0075
257	Poço 2	4,20	125	1,5	0,78	0,9994	0,0066
259A	Poço 2	7,00	165	1,2	0,67	0,9992	0,0091
259	Poço 2	7,50	155	1,1	0,67	0,9997	0,0082
258	Poço 2	8,50	205	1,2	0,53	0,9989	0,0095

\*\* Ensaios não realizados

A Figura 7 mostra os resultados obtidos com a célula  $K_0$  em função da profundidade em amostras indeformadas retiradas do talude acima do poço #1 e dentro dele, além dos valores obtidos através dos ensaios DMT03. O mesmo gráfico é mostrado na Figura 8, para o poço #2 e o ensaio DMT01.

Para a camada de solo próxima a cota 50m (Figura 7), houve uma maior dispersão de valores entre os ensaios DMT e Célula  $K_0$ , devido à dificuldade de obtenção de amostras representativas, considerando a elevada presença de concreções.

Apesar da grande heterogeneidade e a dificuldade de obtenção de amostras completamente indeformadas representativas no caso do solo residual em estudo, somado as interferências feitas pela introdução do equipamento de medição (DMT), todas as propostas utilizando ensaios DMT apresentaram comportamentos semelhantes, quando comparados com os ensaios com a célula  $K_0$ -UFBa.

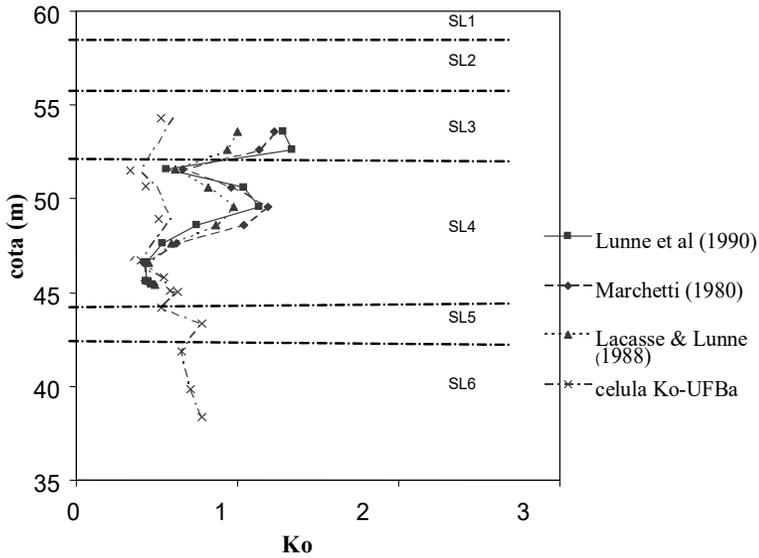
Na Figura 9 é apresentada a relação entre os parâmetros  $\phi'$  e  $K_0$  para diversos valores de OCR obtidos de amostras indeformadas coletadas no talude e no poço #1.

Os valores do ângulo de atrito efetivo ( $\phi'$ ) foram obtidos em ensaios triaxiais consolidados não drenados (CU). Os valores de  $K_0$  foram calculados através de valores obtidos da tensão de sobreadensamento na célula  $K_0$ -UFBa.

A partir desse gráfico, foi obtida a equação seguinte, que retrata a relação entre  $\phi'$  e  $K_0$  para os solos residuais ensaiados, normalmente ou levemente sobreadensados ( $OCR \leq 3,9$ ):

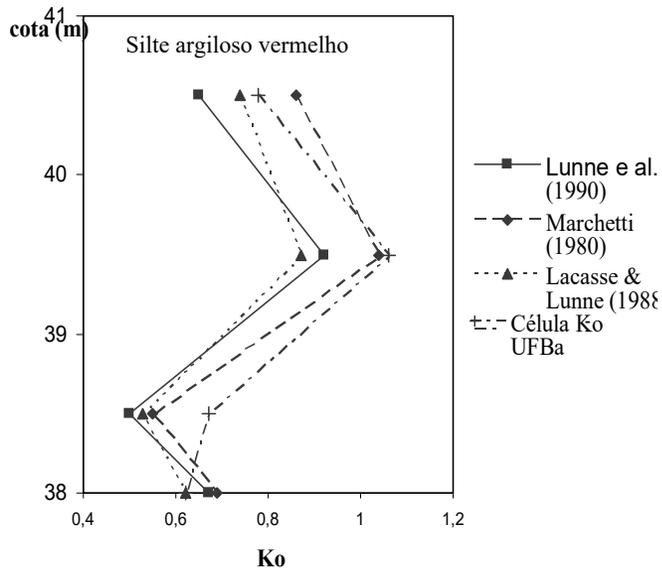
$$K_0 = 1,05 - \text{sen}(\phi') \quad (1)$$

Neste mesmo gráfico são apresentadas as equações propostas por Jaky (1944), para solos arenosos, e Brooker e Ireland (1965). Para as amostras com OCR próximo da unidade (normalmente adensadas), os valores observados estiveram bem próximos às proposições efetuadas pelos autores.

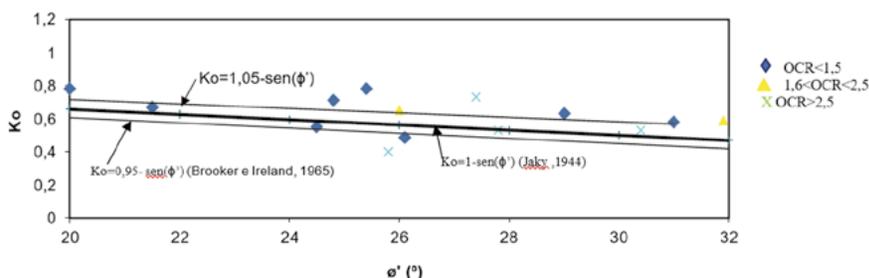


Legenda: SL1-aterro; SL2-silte Arenoso vermelho; SL3-silte argiloso; SL4-silte arenoso c/ pedregulhos (saprólito); SL5-silte arenoso c/ fragmentos de rocha alterada; SL6-RAD/RAM

**Fig. 7** – Distribuição dos valores de  $K_0$  em função da profundidade – DMT03 e Célula  $K_0$  – Poço #1 (Silva e Assis, 2008)



**Fig. 8** – Distribuição dos valores de  $K_0$  em função da profundidade – DMT01 e Célula  $K_0$  – Poço #2 (Silva e Assis, 2008)



**Fig. 9** – Relação entre os parâmetros  $\phi'$  e  $K_0$  para diversos valores de OCR

No entanto, valores de OCR maiores que 1,5 apresentaram grande dispersão na relação entre  $\phi'$  e  $K_0$ , demonstrando apenas uma leve tendência à redução de  $K_0$  com a elevação do ângulo de atrito efetivo do solo. No entanto, ressalta-se que nenhuma das expressões indicadas para solos sobreadensados na literatura retrataram bem o comportamento dos solos residuais do granulito.

## 6 – CONCLUSÕES

Os resultados mostraram comportamento semelhante ao longo da profundidade em ambas as áreas de ensaio quando comparados com os resultados da célula  $K_0$ -UFBa e ensaios de campo (DMT). A variação dos valores deve-se principalmente à heterogeneidade do solo residual, associada a fatores como erosão superficial, cimentação devido à presença de óxidos e histórico de tensões oriundas da rocha mãe.

Considerando os valores de  $K_0$  em ensaios em amostras nominalmente ou levemente sobreadensadas ( $OCR \leq 1,5$ ) a equação que relaciona o ângulo de atrito efetivo aos valores de  $K_0$  esteve muito próxima às equações propostas por Jaky (1944), para solos arenosos e de Brooker e Ireland (1965).

Novos ensaios deverão ser realizados no solo residual do granulito, porém as perspectivas para o uso deste equipamento parecem promissoras.

## 7 – AGRADECIMENTOS

O autor agradece à Universidade Federal da Bahia pelo apoio e financiamento com a célula  $K_0$ -UFBa.

## 8 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abdelhamid, M.S.; Krizek, R.J. (1976). *At-rest lateral earth pressure of a consolidating clay*. Journal of the Geotechnical Engineering Division. ASCE 102(Gt 7), pp. 721-738.
- ASTM (1986). *Sub-Committee D18.02.10. Suggested Method for Performing the Flat Dilatometer Test*, In: Geotech. Testing, USA, 9 (2), pp. 93-18.
- Baldi, G.; Bellotti, R.; Ghionna, V.; Jamiolkowski, M.; Marchetti, S.; Pasqualini, E. (1986). *Flat Dilatometer Tests in Calibration Chambers*. Proc. In Situ '86 ASCE Spec. Conf. on "Use of In Situ Tests in Geotechn. Engineering". Virginia Tech, Blacksburg, VA, June 23-25. ASCE Geotechn. Special Publ. No. 6, 431p.
- Brooker, E.W.; Ireland, H.O. (1965). *Earth pressures at rest related to stress history*. Canadian Geotechnical Journal. 2(1), pp 1-15.

- CEN (2007). *EN 1997-2:2007 Eurocode 7 - Geotechnical design - Part 2- Ground investigation and testing*. CEN.
- Edil, T.B.; Dhowian, A.W. (1981). *At-rest lateral pressure of peat soils*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 107(Gt 2), pp. 201-217
- Ferreira, H.N. (1982). *Acerca do coeficiente de impulso em repouso*. Geotecnia, 35, pp 41-106.
- Fonseca, A.V. (1996). *Geomecânica dos Solos Residuais do Granito do Porto. Critérios Para Dimensionamento de Fundações Directas*. Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 245 p.
- Fonseca, A.V.; Sousa, J.A. (2002). *Coeficiente de impulso em repouso em solos saprolíticos*. Geotecnia, 95, pp. 33-48.
- Jaky, J. (1944). *The coefficient of earth pressure at rest*. Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers, 1, pp. 355-358.
- Lacasse, S.; Lunne, T. (1988). *Calibration of dilatometer correlations*. 1st Int. Symp. on Penetration Testing, ISOPT-L, Orlando, pp. 539-548.
- Lunne, T.; Robertson, P.K.; Powell, J.J.M. (1990). *Cone Penetration Testing*. Geotechnical Practice, Blackie Academic e Professional, New York, USA, 312 p.
- Marchetti, S. (1980). *In situ tests by flat dilatometer*, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 106(3), pp. 299-321.
- Marchetti, S.; Crapps, D.K. (1981). *Flat Dilatometer Manual*. Internal Report of GPE Inc., Gainesville, USA.
- Massarsch, K. R. (1979). *Lateral earth pressure in normally consolidated clays*. Proc. 7th ICSMFE, Brighton, England, 2, pp. 245-249.
- Poulos, H.G.; Davis, E.H. (1972). *Laboratory determination of in situ horizontal stress in soil masses*, Géotechnique, 22, pp. 177-182.
- Silva, J. C. B. J. da (2010). *Comportamento de Emboques de Túneis em Solos Residuais*. Tese de Doutoramento. G. TD-065/2010. 346 p. UnB. Brasília. DF.
- Silva, J.C.B.J.; Assis, A.P. (2008). *Influência de contenções atirantadas sobre o valor de  $K_0$  em emboques de túneis*. 2º Congresso Brasileiro de Túneis e Estruturas Subterrâneas / Seminário Internacional South American Tunneling, ABMS, São Paulo, SP, 1: 1-10.
- Sousa, J.F.V. (2002). *Modelação de Ensaios de Carga Considerando a Variação da Rigidez dos Solos em Profundidade: Parametrização Recorrente de Ensaios Complementares in Situ e em Laboratório*. Dissertação de Mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 180 p.
- Vaughan, P.R.; Kwan, C.W. (1984). *Weathering, structure and in situ stress in residual soils*. Géotechnique 34(1), pp. 43-59.
- Wroth, C.P. (1975). *In situ measurement of initial stress and deformation characteristics*. Conf on in Situ Measurement of Soil Properties, North Carolina Univ /ASCE, Raleigh. N.C., USA, 1, pp. 181-230.



**GABIÃO BELGO.  
 UMA ESCOLHA PARA  
 ELEVAR A QUALIDADE  
 DA SUA OBRA.**



A linha **Belgo GeoTech** traz ao mercado soluções em aço para aplicações geotécnicas. Entre os nossos produtos, disponibilizamos **gabiões, malhas talude, fibras de aço Dramix®, telas de fortificação, cordoalhas e barras helicoidais**. Mas também oferecemos suporte técnico qualificado para atender a todas as necessidades do seu projeto. **Aqui se faz geotecnia com a força do aço.**



Saiba mais em: [belgogeotech.com.br](http://belgogeotech.com.br)

**BELGO**  
 GeoTech

Belgo Bekaert Arames



# DF+, YOUR TRUST FIRST

**GEOLOGICAL, GEOTECHNICAL  
ENGINEERING AND WATER  
RESOURCES SOLUTIONS FOR THE  
MINING SECTOR AND OTHERS.**



DF+ IS A COMPANY WITH A FOCUS ON THE MINERAL SECTOR AND MORE THAN 15 YEARS OF EXPERIENCE. WE OPERATE IN ALL PHASES OF A PROJECT, FROM FEASIBILITY STUDIES AND PROJECT DEVELOPMENT TO TECHNICAL MONITORING OF CONSTRUCTION AND MINE CLOSURE.

**JOIN OUR SOCIAL NETWORKS TO  
KNOW MORE ABOUT OUR SERVICES.**



AVE BARÃO HOMEM DE MELO, 4554 - 5th floor  
ESTORIL, BELO HORIZONTE/MG

+55 31 **2519-1001**  
comercial@dfmais.eng.br



**DF+ GEOTECHNICAL ENGINEERING  
AND WATER RESOURCES**



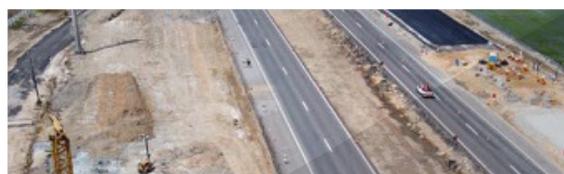
The Ground is our Challenge

## PRINCIPAIS ÁREAS DE ATIVIDADE

Projeto, Fiscalização e Formação

- Escavações e Contenções Periféricas
- Fundações Especiais
- Tratamento de Terrenos
- Reforço e Recalçamento de Fundações
- Contenção de Fachadas
- Túneis e Obras Subterrâneas
- Estabilidade de Taludes
- Estudos Geológicos e Geotécnicos
- Demolições

[www.jetsj.com](http://www.jetsj.com)



Praças de Pedágio, P2 e P3  
Santa Catarina, Brasil



Poço de minério  
Kamsar, Guiné



Biblioteca Central  
e Arquivo Municipal  
Lisboa, Portugal



Edifício Solar Santana  
Lisboa, Portugal

### Sede

Rua Julieta Ferrão, 12 - Escritório 1501

1600-131 LISBOA, Portugal

Tel.: [+351] 210 505 150 / 51

Email: [info@jetsj.com](mailto:info@jetsj.com)

[www.linkedin.com/company/jetsj-geotecnia-lda/](http://www.linkedin.com/company/jetsj-geotecnia-lda/)

# CONSULTORES DE ENGENHARIA E AMBIENTE



## GEOLOGIA E GEOTECNIA

Hidrogeologia • Geologia de Engenharia • Mecânica das Rochas • Mecânica de Solos  
Fundações e Estruturas de Suporte • Obras Subterrâneas • Obras de Aterro  
Estabilidade de Taludes • Geotecnia Ambiental • Cartografia Geotécnica



- Planeamento de Recursos Hídricos
- Aproveitamentos Hidráulicos
- Produção e Transporte de Energia Eléctrica
- Sistemas de Abastecimento de Água e de Águas Residuais e Pluviais
- Agricultura e Desenvolvimento Rural
- Infra-estruturas Rodoviárias, Ferroviárias e Aeroportuárias
- Ambiente
- Estruturas Geotécnicas
- Cartografia e Cadastro
- Controle de Segurança e Reabilitação de Obras
- Gestão e Fiscalização de Empreendimentos



### PORTUGAL

#### REGIÃO CENTRO E SUL

Av. 5 de Outubro, 323  
1649-011 LISBOA  
Tel.: (351) 210 125 000, (351) 217 925 000  
Fax: (351) 217 970 348  
E-mail: [coba@coba.pt](mailto:coba@coba.pt)  
[www.coba.pt](http://www.coba.pt)

Av. Marquês de Tomar, 9, 6º.  
1090-152 LISBOA  
Tel.: (351) 217 925 000  
Fax: (351) 213 537 492

#### REGIÃO NORTE

Rua Mouzinho de Albuquerque, 744, 1º.  
4450-203 MATOSINHOS  
Tel.: (351) 229 380 421  
Fax: (351) 229 373 648  
E-mail: [engico@engico.pt](mailto:engico@engico.pt)

### ANGOLA

Praceta Farinha Leitão, edifício nº 27, 27-A - 2º Dto  
Bairro do Maculuso, LUANDA  
Tel./Fax: (244) 222 338 513  
E-mail: [geral.coba-angola@netcabo.co.ao](mailto:geral.coba-angola@netcabo.co.ao)

### MOÇAMBIQUE

Centro de Escritórios, Pestana Rovuma Hotel.  
Rua da Sé nº114, 4º Andar - 401 A, MAPUTO  
Tel.: (258) 21 328 813  
Tel.: (258) 21 016 165  
Tlm: (258) 820 047 454  
E-mail: [coba.mz@gmail.com](mailto:coba.mz@gmail.com)

### ARGÉLIA

09, Rue des Frères Hocine  
El Biar - 16606, ARGEL  
Tel.: (213) 21 922 802  
Fax: (213) 21 922 802  
E-mail: [coba.alger@coba.pt](mailto:coba.alger@coba.pt)

### BRASIL

Rio de Janeiro  
Rua Buenos Aires, 68, 25º  
Centro, Rio de Janeiro, RJ - CEP 20.070-022  
Tel. (55 21) 3553 67 30  
Tel. (55 21) 8366 00 06  
E-mail: [geral@coba.com.br](mailto:geral@coba.com.br)

### Fortaleza

Av. Senador Virgílio Távora 1701, Sala 403  
Aldeota - Fortaleza CEP 60170 - 251  
Tel.: (55 85) 3244 32 85  
Fax: (55 85) 3244 32 85  
E-mail: [coba1@eisenhower.com.br](mailto:coba1@eisenhower.com.br)

### EMIRATOS ÁRABES UNIDOS

LLJ Business Center, Al Jazeera Stadium  
PO Box 38360, Abu Dhabi - U.A.E.  
Tel: (971) 2 495 0675  
Fax: (971) 2 4454672

# MACCAFERRI

## Learn more about GAWAC® 3.0 software

*Developed to support engineers, designers and students in a fast and reliable way to perform the analyzes of gabion retaining wall.*

The great advantage of **GAWAC® 3.0** is the inclusion of the stability analysis in serviceability conditions, through the GSC (Gabion Serviceability Coefficient). This type of analysis allows the user to evaluate the cross sections of the gabion walls in the most suitable conditions through the best performance and optimization of the gabion materials. The software allows the user to choose the type of gabion with the coating and mesh technologically appropriate to the work environment, in addition to allowing the use of international standards, various calculation analyzes with a detailed printable report.



## NEW SOFTWARE FEATURES

- **New user-friendly** interface;
- Consider the **influence of the mesh**;
- **Service Limit State (SLS) and Ultimate Limit State (ULS)** are considered in the stability analysis;
- Consider the **long-term performance of the gabion** based on the type of mesh and coating;
- **Serviceability conditions** performed by layer;
- Optimized design with the use of **Strong Face Gabion**.

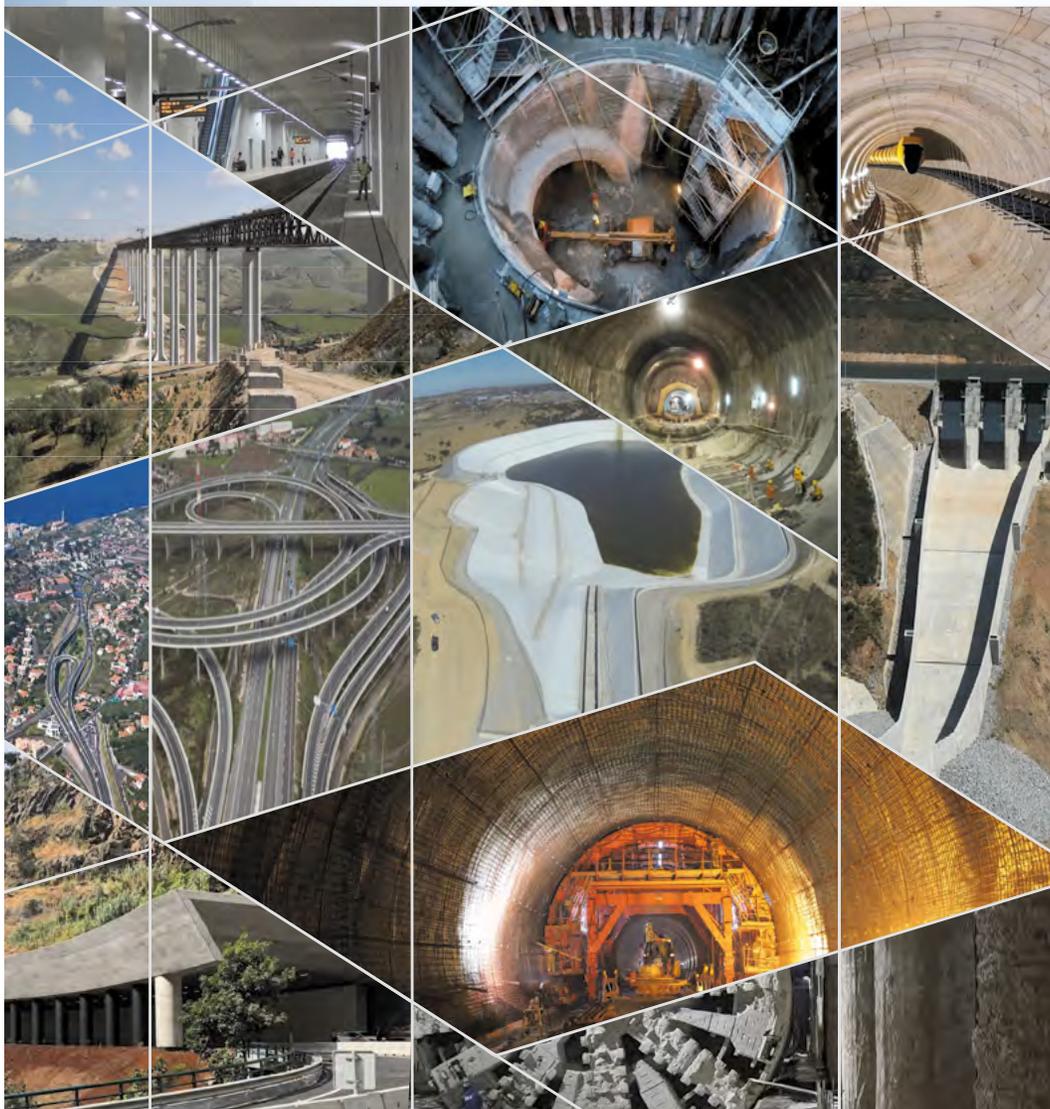


Visit our website to **learn more**  
about **Strong Face Gabion** and  
download **GAWAC® 3.0**.



/maccaferri /maccaferriatriz @Maccaferri\_BR /MaccaferriWorld /maccaferriworld

BUILDING THE WORLD, BETTER



## Consultoria em Engenharia e Arquitetura

Geologia, Geotecnia, Fiscalização de Obras Geotécnicas  
Barragens de Aterro, Obras Subterrâneas, Estruturas de Suporte  
Fundações Especiais, Tratamento de Terrenos, Geomateriais



TPF - CONSULTORES DE ENGENHARIA E ARQUITETURA, S.A.  
[www.tpf.pt](http://www.tpf.pt)



- > **Prospecção Geotécnica**  
*Site Investigation*
- > **Consultoria Geotécnica**  
*Geotechnical Consultancy*
- > **Obras Geotécnicas**  
*Ground Treatment-Construction Services*
- > **Controlo e Observação**  
*Field Instrumentation Services and Monitoring Services*
- > **Laboratório de Mecânica de Solos**  
*Soil and Rock Mechanics Laboratory*

Certificado ISO 9001 por



# Geocontrolo



Parque Oriente, Bloco 4, EN10  
2699-501 Bobadela LRS  
Tel. 21 995 80 00  
Fax. 21 995 80 01  
e.mail: mail@geocontrolo.pt  
www.geocontrolo.pt

  
**Geocontrolo**  
Geotecnia e Estruturas de Fundação SA

# PIONEERING AND INNOVATION

SINCE 1921

 **TEIXEIRA DUARTE**  
ENGENHARIA E CONSTRUÇÕES, S.A.

PORT FACILITY CONSTRUCTION  
NACALA - MOZAMBIQUE

LICENCE NO. 24 - PUIB



Building a better world.  
[teixeiraduarteconstruction.com](http://teixeiraduarteconstruction.com)



Safety is our nature

# SISTEMAS DE ALERTA E MONITORAMENTO

## Sistemas de Alerta e Alarme

Ideal para identificação de agentes deflagradores e monitoramento de eventos

Rua Visconde de Pirajá, 82 | Ipanema  
22410-003 | Rio de Janeiro | RJ | Brasil.  
Tel.: + 55 21 3624.1449  
[www.geobrugg.com](http://www.geobrugg.com)

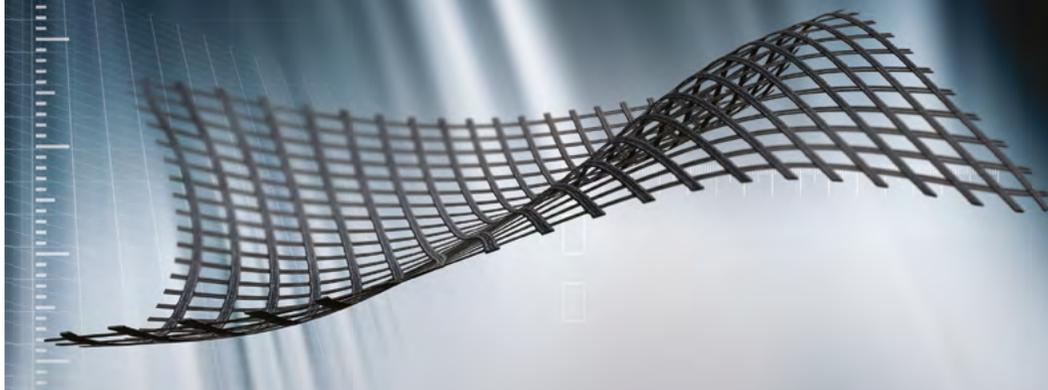


Parceria:





Ideen. Ingenieure. Innovationen.



## HUB DE CONTEÚDO HUESKER BRASIL

Confira conteúdo exclusivo sobre aplicações com Geossintéticos em obras pelo mundo!

Ebook de Casos de Obras

Relatórios exclusivos de Obras

Ebook de Pesquisas/Artigos

Coletâneas de Vídeos

Escaneie o código ou acesse o link abaixo para ter acesso ao HUB de conteúdo:



Encontre a HUESKER Brasil nas Mídias Sociais:



[www.HUESKER.com.br](http://www.HUESKER.com.br)

[www.linktr.ee/hueskerbrasil](http://www.linktr.ee/hueskerbrasil)



# The Best Solution!

**Tecnilab Portugal, S.A.** will provide you with answers to your Geotechnical engineering needs.

**Tecnilab Portugal, S.A.** is a professional Geotechnical engineering company and has a lot of experience as a professional group that mainly engages in measurement engineering in dam, subway(Metro), harbor, power plant, soft ground and structure construction.

**WE ARE THE DISTRIBUTOR OF PORTUGAL OF ACE INSTRUMENT CO., LTD. IN KOREA.**

**ACE INSTRUMENT CO., LTD.** is a company that obtains worldwide reputation for supplying high precision, high reliability products in all Geotechnical instruments, data logger and in-situ test equipments. Independently developed automatic monitoring system can be used anywhere in the world, including buildings, bridges, ground and any constructions.

## Data Acquisition System & Web Monitoring Program



### Sales company



**Tecnilab Portugal, S.A.**  
A: Rua Gregorio Lopes, Lote 1512B 1449-041 Lisboa Portugal  
T: +351 217 220 870 F: +351 217 264 550  
[www.tecnilab.pt](http://www.tecnilab.pt)

### Manufacturer



**ACE INSTRUMENT CO., LTD.**  
The first value in Geotechnical & Structural Instrumentation  
A: 9, Dangjung-ro 27 beon-gil, Gunpo-si, Gyeonggi-do, Korea  
T: +82 31 459 8753-7 F: +82 31 459 8758 E: [acens@naver.com](mailto:acens@naver.com)  
[www.aceinstrument.com](http://www.aceinstrument.com)

## **APRESENTAÇÃO DE ORIGINAIS**

Os trabalhos a publicar na revista Geotecnia são classificados como “Artigos”, “Notas Técnicas” e “Discussões” de artigos anteriormente publicados na revista. Artigos que descrevam o estudo de casos de obra envolvendo trabalho original relevante na prática da engenharia civil são particularmente encorajados.

A decisão de publicar um trabalho na revista compete à Comissão Editorial, competindo-lhe também a respetiva classificação. Cada trabalho será analisado por pelo menos três revisores. Os pareceres dos revisores serão apresentados no prazo de um mês.

As Instruções para os Autores e o “Template” para formatação de originais podem ser obtidos de <http://www.spgeotecnia.pt>.

A submissão dos trabalhos à revista Geotecnia é efetuada através da página eletrónica com o endereço <http://www.revistageotecnia.com/>. Através dessa plataforma, far-se-á a comunicação entre a direção da revista, corpo editorial e os autores para a revisão dos trabalhos. Outras informações e esclarecimentos adicionais podem ser pedidos a:

**Direção da Revista Geotecnia**  
**SPG, a/c LNEC**  
**Av. Brasil, 101**  
**1700-066 Lisboa**  
**Portugal**  
**E-mail: [editor@revistageotecnia.com](mailto:editor@revistageotecnia.com)**

## **PRESENTACIÓN DE ORIGINALES**

Los trabajos para publicar en la revista Geotecnia se clasifican en “Artículos”, “Notas Técnicas” y “Discusiones” de artículos anteriormente publicados en la revista. Se recomiendan especialmente artículos que describan el estudio de casos de obra que incorporen trabajos originales relevantes en la práctica de la ingeniería civil.

La decisión de publicar un trabajo en la revista compete a la Comisión Editorial, correspondiéndole también la respectiva clasificación. Cada trabajo será analizado por al menos tres revisores. Los revisores presentarán sus pareceres sobre los artículos en el plazo de un mes.

Las Instrucciones para los Autores y el “Template” para formatear originales pueden ser obtenidos en <http://www.spgeotecnia.pt>.

La remisión de los trabajos a la revista Geotecnia se efectúa a través de la página electrónica con la dirección <http://www.revistageotecnia.com/>. A través de esta plataforma se realizará la comunicación entre la dirección de la revista, el cuerpo editorial y los autores para la revisión de los trabajos. Informaciones y esclarecimientos adicionales pueden solicitarse a:

**Dirección de la Revista Geotecnia**  
**SPG, a/c LNEC**  
**Av. Brasil, 101**  
**1700-066 Lisboa**  
**Portugal**  
**E-mail: [editor@revistageotecnia.com](mailto:editor@revistageotecnia.com)**

**3 Agradecimento / Agradecimiento**

*Acknowledgement*

**7 Efeito da interpolação de recalques na previsão do comportamento estrutural de uma edificação – um estudo de caso**

*Settlement interpolation effect in prediction of structural behavior of a building – a case study*

*Paulo César de Almeida Maia, Nathani Zampirolli, Marta Fleichman Prellwitz*

**25 Erodibilidade obtida por métodos indiretos e diretos de uma voçoroca localizada na região oeste do Estado do Rio Grande do Sul - Brasil**

*Erodibility obtained by indirect and direct methods of a gully located in the western region of the State of Rio Grande do Sul - Brazil*

*Rinaldo Jose Barbosa Pinheiro, Andrea Valli Nummer, Leila Posser Fernandes, Cezar Augusto Burkert Bastos*

**47 Célula K<sub>0</sub>-UFBa, uma proposta para obtenção do parâmetro K<sub>0</sub> em laboratório**

*Cell K<sub>0</sub>-UFBa, a proposal for obtaining K<sub>0</sub> parameter in laboratory*

*João Carlos Baptista, Jorge da Silva*